



UNIVERSITÉ D'ANTANANARIVO
ECOLE SUPÉRIEURE POLYTECHNIQUE
D'ANTANANARIVO
DÉPARTEMENT BÂTIMENT ET TRAVAUX



MÉMOIRE DE FIN D'ETUDES EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLÔME
D'INGÉNIEUR EN BÂTIMENT ET TRAVAUX PUBLICS

« ETUDES DE RÉHABILITATION D'UNE DIGUE SUR LA RN 43 DU PK78+210 AU PK 80+550 »



Présenté par : Monsieur FIDIHARIVELO MANANJARA Miora Derainasoa

Sous la direction de : Monsieur RALAIARISON Moïse, Maître de Conférences

Date de soutenance : 31 Octobre 2014

Promotion 2012



UNIVERSITÉ D'ANTANANARIVO
ECOLE SUPÉRIEURE POLYTECHNIQUE
D'ANTANANARIVO



DÉPARTEMENT BÂTIMENT ET TRAVAUX
MÉMOIRE DE FIN D'ETUDES EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME
D'INGÉNIEUR EN BÂTIMENT ET TRAVAUX PUBLICS

« ETUDES DE RÉHABILITATION D'UNE DIGUE SUR LA RN 43 DU PK78+210 AU PK 80+550 »



Présenté par : Monsieur FIDIHARIVELO MANANJARA Miora Derainasoa
Président de jury : Monsieur RANDRIANTSIMBAZAFY Andrianirina, Maître de Conférences
Rapporteur : Monsieur RALAIARISON Moïse, Maître de Conférences
Membres de jury : Madame RAVAOHARISOA Lalatiana, Enseignant Chercheur
Monsieur ANDRIANARIMANANA Richard, Enseignant Chercheur
Monsieur RAZAFINJATO Victor, Professeur Titulaire

Date de soutenance : 31 Octobre 2014

Promotion 2012

SOMMAIRE

SOMMAIRE

REMERCIEMENTS

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES FIGURES

LISTE DES ABRÉVIATIONS ET NOTATIONS

INTRODUCTION GÉNÉRALE

PARTIE I : ETUDES PRÉLIMINAIRES

CHAPITRE I : Généralités sur le Projet

CHAPITRE II : Etudes monographiques de la zone d'influence

PARTIE II : ETUDES TECHNIQUES

CHAPITRE I : Généralités sur la RN 43

CHAPITRE II : Etudes hydrologiques et hydrauliques

CHAPITRE III : Etudes des sols de fondation

CHAPITRE IV : Etudes de stabilités

CHAPITRE V : Etudes des tassements

CHAPITRE VI : Etudes de dimensionnement

CHAPITRE VII : Note de calculs du dalot

CHAPITRE IX: Etudes des matériaux

CHAPITRE X : Technologie de construction

PARTIE III : EVALUATION DU COÛT DU PROJET ET IMPACT ENVIRONNEMENTAL

CHAPITRE I : Evaluation du coût du projet

CHAPITRE II : Etudes d'impact Environnemental

CONCLUSION GÉNÉRALE

BIBLIOGRAPHIE

ANNEXES

TABLE DES MATIÈRES

REMERCIEMENTS

Avant toute chose, je remercie notre Père Céleste, sans qui rien ne serait, car Lui m'a toujours donné courage et force durant tous mes parcours.

Je remercie particulièrement le Professeur ANDRIANARY Philippe Antoine, Directeur de l'Ecole Supérieure Polytechnique d'Antananarivo pour la bonne gestion de notre Ecole dont la qualité nous a permis d'acquérir une formation fructueuse.

Je remercie tout autant Monsieur RAHELISON Landy Harivony, Maître de Conférences et Chef de Département Bâtiment et Travaux Publics qui a toujours veillé à ce que notre formation soit de plus en plus riche, plus complète et surtout plus efficace.

J'adresse mes sincères remerciements à Monsieur RALAIARISON Moïse, Maître de Conférences, qui a aimablement accepté de patronner ce mémoire et a apporté ses précieuses compétences dans la direction de ce travail. Il n'a ménagé ni de son temps ni de ses inestimables conseils dans l'établissement du présent ouvrage.

Je remercie également tous les membres de jury qui ont accepté de juger ce travail, malgré leurs nombreuses occupations personnelles et professionnelles. Qu'ils trouvent ici l'expression de mes sentiments distingués.

J'apprécie aussi tous les enseignants du Département Bâtiment et Travaux Publics de l'Ecole Supérieure Polytechnique d'Antananarivo qui nous ont donné les meilleurs d'eux-mêmes tout au long de notre formation.

Toute ma gratitude est aussi destinée à toute l'Equipe du Bureau d'Etude et de Contrôle de l'INFRAMAD-GICOME de Soavinandriana sous la direction de Monsieur RAVELONJATOVO Andrinirina, et plus particulièrement à Monsieur RAZAFIMAHATRATRA Solofoniaina, Ingénieur Géotechnicien auprès de cet organisme, qui m'a hébergé et m'a beaucoup aidé pendant la descente sur terrain. L'accueil chaleureux ainsi que l'orientation que vous nous avez accordée dans la réalisation de cet ouvrage nous sont très précieux.

Mes pensées les plus tendres vont à ma famille et à tous mes amis qui n'ont cessé de prier pour moi, de me soutenir moralement et matériellement.

Ainsi mes profondes gratitudes vont à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration du présent ouvrage. Les mots me manquent pour exprimer mes sincères remerciements ; tout ce que je peux dire c'est : Cordialement MERCI.

Miora Deraina

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Superficie de chaque Commune composant le District de Faratsiho	3
Tableau 2 : Hydrographie du District de Faratsiho.....	6
Tableau 3 : Situation de la population par sexe et par âge.....	7
Tableau 4 : Répartition communale des électeurs du District de Faratsiho.....	7
Tableau 5 : Effectifs personnels et matériels dans les établissements scolaires:.....	8
Tableau 6 : Résultats des examens officiels	8
Tableau 7 : Représentant de l'ordre public :.....	9
Tableau 8 : Infrastructures routières du District de Faratsiho.....	10
Tableau 9 : Répartition communale des marchés hebdomadaires	11
Tableau 10 : Tableau récapitulatif de l'exploitation agricole	11
Tableau 11 : Type d'élevages locaux du District de Faratsiho	12
Tableau 12 : Recueil des produits de pêche pour le District de Faratsiho.....	12
Tableau 13 : Tableau récapitulatif de la situation des ressources halieutiques.....	13
Tableau 14 : Localisation de quelques gisements miniers.....	14
Tableau 15 : Classification des organismes privés œuvrant dans la société.....	15
Tableau 16 : Catégorie de portance CBR du lot Soavinandriana-Faratsiho	18
Tableau 17 : Découpage en tracé homogène du lot Soavinandriana-Faratsiho.....	18
Tableau 18 : Caractéristiques du tracé en plan	19
Tableau 19: Caractéristiques du profil en long	19
Tableau 20 : Caractéristiques du dévers	20
Tableau 21: Classe de trafic	21
Tableau 22: Matériaux pour couche de roulement suivant le trafic.....	22
Tableau 23: Compacité minimale à l'OPM des GNT normalisées.....	23
Tableau 24 : Ouvrages de franchissement du lot Soavinandriana – Faratsiho	25
Tableau 25 : Ouvrages de franchissement du lot Faratsiho-Sambaina	25
Tableau 26 : Valeur de la hauteur de pluie maximale	37
Tableau 27 : Caractéristiques des bassins versants pris en compte	39
Tableau 28 : Résultats du débit pour chaque bassin et suivant chaque formule.....	39
Tableau 29 : Tableau récapitulatif des essais entrepris.....	47
Tableau 30 : Etats de compressibilité du sol suivant l'indice Cc	49
Tableau 31 : Caractéristiques et géométrie de la digue existante	51
Tableau 32 : Variation de contrainte en profondeur	59

Tableau 33: Valeur du tassement suivant l'état de consolidation du sol.....	60
Tableau 34: Variation du tassement en fonction de la hauteur de remblai.....	61
Tableau 35 : Valeur du degré de consolidation en fonction du facteur temps.....	61
Tableau 36: Valeur de l'évolution du tassement dans le temps.....	62
Tableau 37: Valeur du coefficient de sécurité vis-à-vis de la rupture rotationnelle	65
Tableau 38 : Valeur du coefficient de sécurité avec banquette latérale de 2 m.....	66
Tableau 39: Valeurs du coefficient correcteur α selon la valeur de τ :.....	68
Tableau 40: Valeurs du coefficient correcteur β selon la valeur de d :.....	68
Tableau 41: Répartition de poids lourds	69
Tableau 42 : Epaisseurs minimales des couches de revêtement et de base	71
Tableau 43 : Caractéristiques des matériaux pour la variante I.....	72
Tableau 44 : Caractéristiques des matériaux pour la variante II.....	73
Tableau 45: Valeur des paramètres après lecture sur l'abaque de Jeuffroy_Bachelez pour la variante I	75
Tableau 46: Valeur des paramètres après lecture sur l'abaque de Jeuffroy_Bachelez pour la variante II.....	75
Tableau 47 : Valeur du coefficient d'agressivité en fonction du trafic N'	76
Tableau 48: Valeurs des contraintes de traction admissible	77
Tableau 49: Classe de trafic en fonction de MJA	78
Tableau 50 : Valeurs du CAM.....	80
Tableau 51 : Classification de la plateforme suivant son module E - méthode LCPC.....	80
Tableau 52 : Epaisseur de couche de base en fonction du volume de trafic.....	81
Tableau 53: Caractéristiques des couches de la chaussée pour la variante I	81
Tableau 54: Caractéristiques des couches de la chaussée pour la variante II.....	81
Tableau 55: Moment dû à la charge permanente verticale	90
Tableau 56 : Moment dû à la surcharge routière Be	91
Tableau 57 : Moment dû à la charge horizontale de la poussée des terres	91
Tableau 58 : Moment dû à la surcharge horizontale.....	92
Tableau 59 : Moment dû à la charge verticale : piédroits.....	92
Tableau 60 : Moment dû à la surcharge verticale : piédroits.....	93
Tableau 61 : Récapitulation des valeurs des moments dues aux charges et surcharges	93
Tableau 62 : Moment en travée pour chaque élément du dalot	95
Tableau 63 : Sections d'armatures définies à l'état limite ultime (ELU)	101
Tableau 64 : Sections d'armatures définies à l'état limite de service (ELS)	101

Tableau 65 : Section d'armature retenue pour les éléments	101
Tableau 66 : Section d'armature retenue au droit des nœuds.....	101
Tableau 67 : Récapitulation des valeurs des efforts tranchants	103
Tableau 68 : Localisation et caractéristiques des gîtes	109
Tableau 69: Localisation et caractéristiques des emprunts.....	110
Tableau 70: Localisation et caractéristiques des carrières	110
Tableau 71: Spécifications des gravillons à usage pour enduit superficiel	111
Tableau 72: Spécifications des graves non traitées à usage pour couche de base	112
Tableau 73: Spécifications des matériaux à usage pour couche de fondation.....	112
Tableau 74 : Spécifications pour le matériau destiné pour corps de remblai	113
Tableau 75 : Spécifications des matériaux pour tête de remblai et couche de forme.....	113
Tableau 76 : Devis estimatif de la variante I	135
Tableau 77: Devis estimatif de la variante II.....	136
Tableau 78: Coefficient pris pour la majoration	138
Tableau 79 : Détail quantitatif estimatif de la variante I	139
Tableau 80 : Récapitulation des montants des différents Travaux pour la variante I.....	140
Tableau 81: Détail quantitatif estimatif de la variante II	140
Tableau 82 : Récapitulation des montants des différents Travaux pour la variante II	142
Tableau 83: Impact environnemental et atténuation en phase d'installation de chantier.....	147
Tableau 84 : Impact environnemental et atténuation en phase de réalisation.....	148
Tableau 85: Impact environnemental et atténuation en phase d'exploitation	151

LISTE DES FIGURES

Figure 1: Localisation de la RN 43 de Soavinandriana à Sambaina par Google Earth	2
Figure 2 : Végétation du District de Faratsiho	5
Figure 3 : Photo du panneau de chantier.....	16
Figure 4 : Tracé de la RN 43.....	17
Figure 5 : Photo de la variante I.....	23
Figure 6 : Photo de la variante II	23
Figure 7: Photo du ciment utilisé pour la variante II	24
Figure 8: Photo de l'état de la digue de Faratsiho vue du PK 78+320	26
Figure 9 : Schéma de calcul pour le fossé rectangulaire.....	30
Figure 10 : Schéma de calcul pour le fossé trapézoïdal et triangulaire	30
Figure 11 : Schéma de calcul pour l'étude de dalot	31
Figure 12 : Interface de la page d'accueil de la programmation	33
Figure 13 : Interface permettant de choisir le calcul à effectuer.....	33
Figure 14 : Interface de calcul du débit de crue.....	34
Figure 15: Interface de calcul du fossé latéral	35
Figure 16 : Interface de calcul hydraulique de dalot.....	36
Figure 17 : Illustration des bassins versants de la digue de Faratsiho	38
Figure 19: Résultat de calcul du dalot.....	40
Figure 18 : Résultats de calcul du fossé latéral.....	40
Figure 20 : Rupture par poinçonnement	45
Figure 21 : Rupture rotationnelle	45
Figure 22 : Photo du profil P1, du profil général et du profil P5	51
Figure 23 : Equilibre d'une tranche	53
Figure 24 : Lieu d'évaluation du tassement	57
Figure 25: Caractéristiques prises en compte pour la recherche de β	63
Figure 26: Structure de la variante I	70
Figure 27: Structure de la variante II	71
Figure 28: Structure et épaisseur des couches de la variante II	72
Figure 29: Structure et épaisseur des couches de la variante I	72
Figure 30 : Structure de la variante I et sa structure équivalente.....	73
Figure 31 : Structure de la variante II et sa structure équivalente	73
Figure 32: Modélisation des charges	74

Figure 33 : Valeur de la déformation admissible $\varepsilon_{z,ad}$	82
Figure 34 : Valeurs des déformations pour la variante I.....	82
Figure 35 : Valeurs des déformations pour la variante II	83
Figure 36 : Valeur de contrainte pour la variante I.....	83
Figure 37 : Valeur de contrainte pour la variante II.....	84
Figure 38: Présentation des éléments du dalot.....	85
Figure 39 : Dimensions de l'ouvrage	87
Figure 40 : Diffusion de charge due à la surcharge routière Be 20T	87
Figure 41 : Schéma récapitulatif des charges et surcharges appliquées à l'ouvrage.....	89
Figure 42 : Diagramme des moments fléchissants en Tm/m à l'ELU(gauche) et à l'ELS(droite)	95
Figure 43: Schéma de calcul du mur de protection.....	106
Figure 44 : Photo de l'installation, recouvrement du géotextile et de la réalisation de l'ancrage	114
Figure 45 : Schéma de calcul pour l'estimation de la capacité portante du géotextile	114
Figure 46: Photo du géotextile utilisé	117
Figure 47: Description de la construction par phase.....	122
Figure 48 : Diagramme représentant les coûts des Travaux répartis pour la variante I.....	142
Figure 49 : Diagramme représentant les coûts des Travaux répartis pour la varianteII	143
Figure 50:Pourcentage des coûts répartis pour les Travaux sur la chaussée pour la variante I..	143
Figure 51 : Pourcentage des coûts répartis pour les Travaux sur la chaussée pour la variante II	144

LISTE DES ABREVIATIONS ET DES NOTATIONS

Liste des abréviations

Ar : Ariary
ARM : Autorité Routière de Madagascar
BAEL : Béton Armé aux États Limites
BCEOM : Bureau Central d'Etudes d'Outre-Mer
CB : Couche de Base
CBR : Californian Bearing Ratio
CF : Couche de Fondation
CR : Couche de Roulement
CU : Charge Utile
DQE : Détail Quantitatif et Estimatif
ELU : Etats Limites Ultimes
ELS : Etats Limites de Services
ESb : Enduit Superficiel Bicouche
GCNT : Grave Concassée Non Traitée
GNT : Grave Non Traitée
INFRAMAD : Infrastructures de Madagascar
LNTPB : Laboratoire National des Travaux Publics et des Bâtiments
LCPC : Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
MS : Matériau Sélectionné
OPM : Optimum Proctor Modifié
PK : Point Kilométrique
PL : Poids Lourd
RN : Route Nationale
TL : Trafic Lourd
TN : Trafic Normal
TTC : Toutes Taxes Comprises
TV : Tout Venant
GPS : Global Positionning System

Notations Géotechniques

β : Facteur dépendant des caractéristiques du remblai et des couches molles
C : Cohésion
Cva : Coefficient de consolidation

C_c : Indice de compressibilité
 C_v : Coefficient de consolidation
 φ : Angle de frottement interne
 $\Delta\sigma$: Contrainte effective sous une charge
 $\Delta\sigma_z$: Contrainte en profondeur Z
 e_0 : Indice de vide initiale
 σ'_c : Contrainte de pré-consolidation
 σ'_{v0i} : Contrainte effectuée à la couche i
 γ_h : Poids volumique humide
 γ_d : Poids volumique sec
 γ_{sat} : Poids volumique saturé
 %F : Pourcentage des fines 80 μ m
 ES : Equivalent de sable
 LA : Essai Los Angelès
 I_p : Indice de plasticité
 k : Coefficient de sécurité
 MDE : Essai Micro Déval en présence d'eau
 S : Tassement
 T_v : Facteur temps
 U : Degré de consolidation
 W : Teneur en eau naturelle
 W_{opt} : Teneur en eau optimale

 W_L : Limite de Liquidité

 W_p : Limite de plasticité
 Z : Profondeur
Hydrologiques et hydrauliques
 DH : Dénivelé du bassin
 BV : Bassin Versant
 C : Coefficient de ruissellement
 I : Intensité de pluie avec récurrence de 10 ans
 i_f : Pente du fond
 i_T : Pente du terrain naturel
 I : Pente moyenne du talweg principal

K : Coefficient de rugosité de Manning Strickler

L : Longueur du rectangle équivalent

Q : Débit à évacuer

R : Rayon hydraulique

V : Vitesse de l'écoulement de l'eau

W : Section mouillée

Béton armé

A : Aire d'une section d'acier (longitudinale)

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

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

f_e : Limite de l'acier en service

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge

g : Poids propre par mètre linéaire

h : Hauteur totale de la section

n : Coefficient d'équivalence acier béton

e : Epaisseur des parois

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Le développement durable de Madagascar dépend en majeure partie du désenclavement des différentes Régions de la Grande Ile. Le raccordement des Routes Nationales, la mise en priorité de la construction, le renouvellement, la modernisation et la construction de nouvelles infrastructures suivant les besoins du pays et suivant les normes comptent parmi les paramètres essentielles pour la vie socio-économique de la nation et la préservation de l'écosystème régionale.

L'insuffisance de réseau de communication et de transport isole certaines Régions de Madagascar qui disposent d'une énorme potentialité, et ce dans différents domaines. La Région Vakinankaratra et la Région Itasy comptent parmi les Régions volcaniques et productives de la Grande Ile. Toutefois, la RN 43, Route Nationale qui relie ces deux Régions se trouve dans un état de dégradation remarquable surtout dans les zones inondables. De ce fait, certains Districts se situant dans cet axe restent enclavés par faute d'infrastructures routières. La RN 43 ne parvient plus à garantir ni le confort, ni la sécurité ni la sûreté de fonctionnement au cours de son exploitation.

C'est pourquoi, le présent mémoire de fin d'études intitulé : « ETUDES DE RÉHABILITATION D'UNE DIGUE SUR LA RN 43 DU PK 78+210 AU PK 80+550 » aura l'objet d'apporter des éléments d'appréciations et des solutions sur ce tronçon de la RN 43.

La présente étude se déroulera en trois parties :

- D'abord, une étude préliminaire du Projet pour la justification du but de la prise en compte de la Réhabilitation de la RN 43;
- Ensuite l'étude technique proprement dite;
- Et enfin, l'évaluation du coût du Projet et impact environnemental du Projet.

PARTIE I : ETUDES PRÉLIMINAIRES

CHAPITRE I : GÉNÉRALITÉS SUR LE PROJET

I. CONTEXTE DU PROJET

Les transports routiers occupent une place primordiale dans la vie socio-économique d'un pays.

La RN 43 traverse le long de son tracé plusieurs villes à savoir celle d'Analavory, d'Ampefy, d'Ampary, de Soavinandriana de Faratsiho et d'Ambohibary. Le taux de croissance économique des Districts reliés par cette route nationale évolue énormément malgré les différentes contraintes qui les bloquent surtout sur le domaine routier.

II. LOCALISATION DU PROJET

Le Projet se trouve sur la RN 43 dans le lot 2 c'est-à-dire entre Soavinandriana et Faratsiho ; plus précisément, la digue de Faratsiho du PK 78 + 210 au PK 80 + 550.

III. DESCRIPTIONS DU PROJET

Le Projet de Réhabilitation de la RN 43 du PK 29 + 840 au PK 81 + 300 prend en compte les études nécessaires de la digue juste avant l'entrée de la ville de Faratsiho (du PK 78 + 210 au PK 80+550). Cet axe était auparavant dans de très mauvais état et bon nombre de tronçons ne pouvaient plus assurer ni la sécurité des usagers ni le confort au cours de l'exploitation. Actuellement elle est en cours de Réhabilitation afin de pouvoir continuer son rôle de Route Nationale. La figure suivante fait un aperçu de la RN 43 de Soavinandriana à Sambaina.

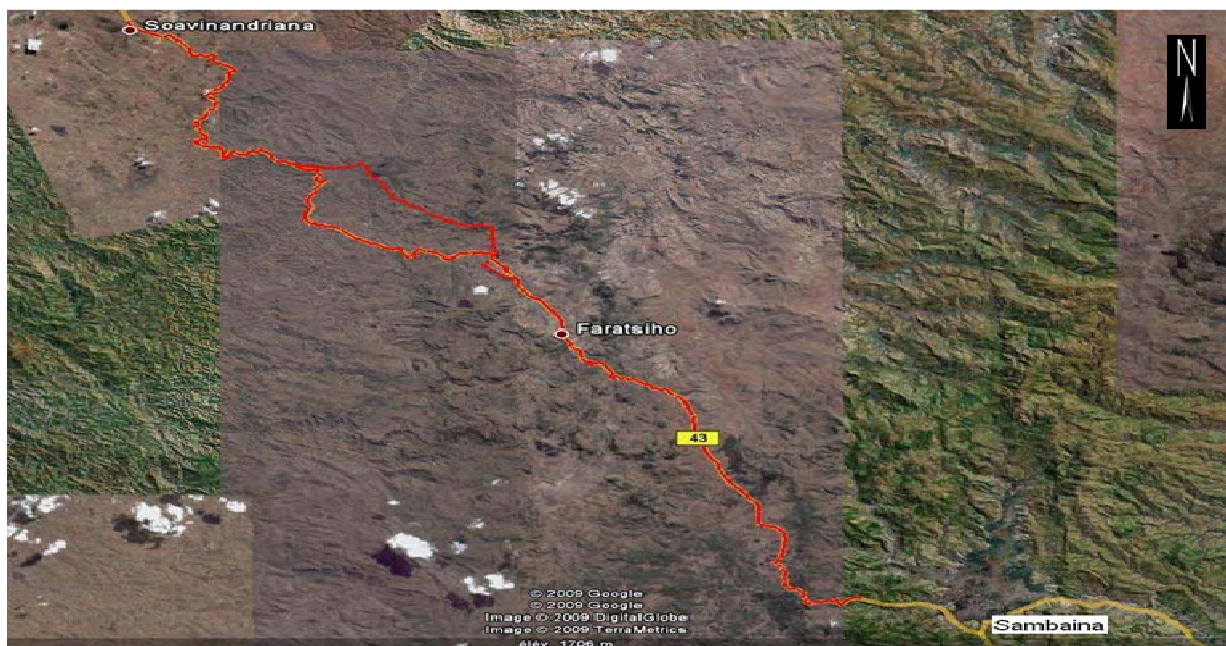


Figure 1: Localisation de la RN 43 de Soavinandriana à Sambaina par Google Earth

CHAPITRE II : ETUDES MONOGRAPHIQUES DE LA ZONE D'INFLUENCE

I. DÉFINITION

La zone d'influence d'un Projet est par définition une zone à l'intérieur de laquelle la réalisation du Projet a des impacts directs et/ou indirects au développement et à la croissance économique. Sa délimitation est effectuée suivant les critères de la géographie et des activités économiques.

II. DÉLIMITATION DE LA ZONE D'INFLUENCE

Le District de Faratsiho est un des sept Districts composant la Région Vakinankaratra. Il se situe à 83 km d'Antsirabe, le chef-lieu de Région. La Route Nationale N° 43 reliant Sambaina et Analavory, suivant ce sens, traverse le District de Faratsiho au PK 47 + 500. Ce District est constitué par les Communes suivantes: Ambohiborona, Andranomiady, Antsampanimahazo, Faratsiho, Faravohitra, Miandrarivo, Romainandro, Valabetokana, Vinaninony Atsimo.

Le tableau ci – après représente la superficie de chaque Commune composant le District de Faratsiho; une des zones d'influences directes du Projet :

Tableau 1 : Superficie de chaque Commune composant le District de Faratsiho

Communes	Situation	Distance Km	Nombre de FKT	Superficie (km ²)
Ambohiborona	A l'Est	52	11	130
Andranomiady	Au Nord	40	5	108
Antsampanimahazo	A l'Est	30	11	272
Faratsiho	Chef lieu District	0	18	-
Faravohitra	Au Sud	15	5	120
Miandrarivo	A l'Ouest	36	16	436
Romainandro	Au Nord	24	12	220
Valabetokana	Au Nord Ouest	64	5	180
Vinaninony Atsimo	Au Sud	37	15	389
Total	-	-	98	2015

Source : Bureau administratif du District de Faratsiho 2012

Le Projet de Réhabilitation de la RN 43 permet donc d'assurer une liaison entre la Région Itasy et la Région Vakinankaratra.

III. MILIEUX PHYSIQUES

III.1. Climat des zones d'influences

Le climat du District de Faratsiho est de type intertropical. Il est caractérisé par la division de l'année en deux périodes bien distinctes : une très humide du mois de Novembre jusqu'en Avril et une autre très sèche du mois de Mai jusqu'en Octobre.

La pluviométrie moyenne annuelle est de plus de 2 000 mm ; à noter toutefois que dans la cuvette de Vinaninony, ainsi que le long de la limite occidentale, elle y est inférieure à 1 000 mm.

La température moyenne est de 17°C. En saison sèche, la température va des fois jusqu'au dessous de 0°C dans les alentours d'Ambatondradama, Fokontany de Telomirefy Soahiananana, Commune rurale de Vinaninony-Sud. La gèle est fréquente dans ces endroits ; et la grêle provoque parfois de nombreux dégâts.

III.2. Géographie

A l'Est se trouve une zone de hautes altitudes formée par la chaîne de l'Ankaratra s'étendant sur la limite Nord-Est de la Commune d'Ambohiborona et passe par la Commune d'Antsampanimahazo dans sa partie Sud-Est où culminent entre autres, les Monts : Tsiafajavona à 2.644 mètres, Andohalambomaty à 2421 mètres, Vohimena à 2.363 mètres et Andohanimarovoay à 2.336 mètres. Au Nord-Ouest et à l'Ouest de l'Ankaratra se prolongent des ramifications montagneuses moins élevées où se trouvent un certain nombre de massifs d'origine volcanique, tels les Monts Amberokely, Bezavona, Ambohitrakanga, Ambohipoloalina (2.123 mètres) et Marovitsika (2.025 mètres). Le Nord, l'Ouest et le Sud Ouest sont formés par une vaste plaine gneissique, profondément découpée par des rivières dans des vallées à versants abrupts (vallées d'Ampitambe, de la Kitsamby, de la Sahomby et de la Sahasarotra). Très peu de plaines sont présentes dans le District notamment : les plaines de Faratsiho, d'Antsampanimahazo et de Vinaninony.

III.3. Environnement et végétation

III.3.1. Flore :

Parmi les espèces végétales qui existent dans le District de Faratsiho, quelques unes caractérisent la flore de la circonscription, tantôt de par son abondance, tantôt de par son endémicité : Tsipelana (pervenche de Madagascar), Vahona dit Sahondra, Vahona (*Aloe ibitiensis*), Tapia (*Bojeri baill*), Orchidée (*Angreacum sororium*), Rambiazina vavy kely,

Ravintsara manga kely, Rimondromondro (*Apocynaceae à fleurs*), Ampanga dit Ampangavao. Mais en général, le District de Faratsiho est dominé par les espèces de pins, de mimosas et d'eucalyptus. En voici la carte forestière du District de Faratsiho.

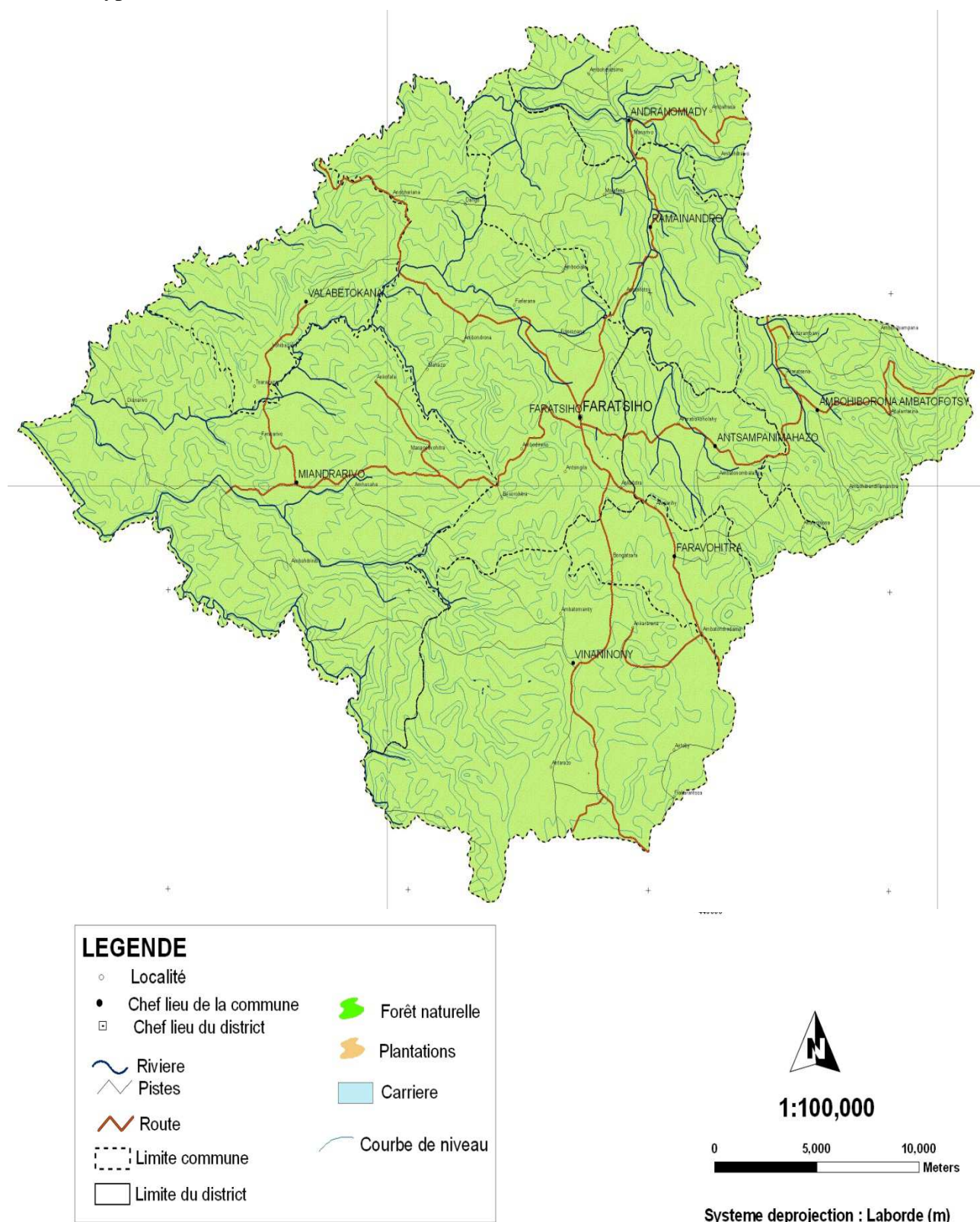


Figure 2 : Végétation du District de Faratsiho

III.3.2. Faune

En ce qui concerne les espèces animales, la présence d'une espèce emblématique du District, dont le Tanalaky Fureifer lateralis est très remarquée. De plus, beaucoup d'animaux sauvages tel que le *Vivia*, l'Androngovato (lézard noir), Serikatanimbary (*Dromacercus rouge*) s'y trouvent.

III.4. Hydrographie

Le système hydrographique est formé surtout du haut bassin de la Kitsamby et de ses affluents. La Kitsamby se forme dans la Commune d'Andranomiady par le confluent de l'Ampitambe et de la Kitsamby elle-même. Dans la Commune de Valabetokana, elle reçoit sur sa rive droite la Sahomby et la Sahasarotra pour former la basse Kitsamby.

Tableau 2 : Hydrographie du District de Faratsiho

Désignation du Lieu	Superficie(Ha)	Localisation (fokontany)	Observations
Amparihy	07	Tsaratanàna	Ces différents lacs peuvent être exploités en site touristique
Dangolahy	05	Dango	
Dangovavy	10	Dango	
Tampoketsa	02	Tsaratanàna	
Ambohipoloalina	1,5	Ambohipoloalina Antaboaka	

Source : Bureau administratif du District de Faratsiho 2012

III.5. Démographie et social

L'étude démographique est l'étude de la population du point de vue quantitatif. Cette étude est indispensable afin de prévoir la croissance de la population dans la zone d'influence du Projet.

Les données sur la population prises auprès des responsables du recensement sont assez insuffisantes ; l'étude est limitée sur les années 2010 à 2012. Le tableau ci-dessus récapitule le nombre des populations résidentes dans chaque District :

Tableau 3 : Situation de la population par sexe et par âge

Communes	0 -5 ans		6-17ans		18 -60 ans		60 ans et plus		Sous-Total		Total
	H	F	H	F	H	F	H	F	H	F	H&F
Ambohiboro	1993	1980	4259	4384	5339	5323	621	645	12212	12332	24 544
Andranomia	691	765	1 257	1 250	1 696	1 537	158	160	3 802	3 712	7 514
Antsampany	1628	2122	2463	2816	3393	3765	660	767	8144	9471	17 615
Faratsiho	3464	3543	6821	6912	8445	8659	1117	1 179	19 847	20 293	40 140
Faravohitra	993	1079	2 151	2 299	2110	2178	320	322	5 574	5878	11 452
Miandrarivo	4346	4993	7019	8891	4311	6568	1576	2160	17252	22612	39 864
Ramainandro	2 063	2 231	3 789	3 329	4 304	4 334	385	390	10 541	10 284	20 825
Valabetokana	1 643	1 624	1 447	1 555	1 432	1 551	313	282	5 034	5 008	10 042
Vinaninony	4240	4448	6450	6833	7410	8210	2179	2341	20279	21832	42 111
Total	19306	21993	35118	37845	37952	42114	6 574	7 432	99 149	109 380	208334

Source : Bureau administratif du District de Faratsiho 2012

III.6. Nombres d'électeurs

Le nombre d'électeur recensé en 2011 est estimé à un total de 77.457 électeurs, dont la répartition Communale est représentée dans le tableau ci-après :

Tableau 4 : Répartition Communale des électeurs de la District de Faratsiho

N°	COMMUNES	NOMBRES D'ELECTEURS
1	Ambohiborona	9 391
2	Andranomiady	3 006
3	Antsampanimahazo	7 594
4	Faratsiho	16 619
5	Faravohitra	4 574
6	Miandrarivo	12 656
7	Ramainandro	7 272
8	Valabetokana	3 129
9	Vinaninony-atsimo	13 216
TOTAL		77 457

Source : Bureau administratif du District de Faratsiho, 2011.

Ce rapport reflète la potentialité politique du District.

III.7. Education et enseignement

Le tableau suivant rapporte les effectifs des enseignants et des élèves dans le District.

Tableau 5 : Effectifs personnels et matériels dans les établissements scolaires:

Secteur	Nombre Etablis- sements	Effectif Elèves	Effectif Enseignants			Nombre salles de classe		
			FOP	FRAM	Total	Définitive	Provisoire	Total
PUBLIC								
Préscolaire	9	260	0	9	9	3	6	9
Niveau I	135	22 783	167	348	515	497	53	550
Niveau II	17	4 410	128	32	160	66	25	91
Niveau III	1	589	19	6	25	10	2	12
PRIVE								
Préscolaire	9	186	-	-	11	11	3	14
Niveau I	193	17 868	-	-	475	463	51	514
Niveau II	29	5 050	-	-	183	112	16	128
Niveau III	9	1 909	-	-	66	38	5	43
ENSEMBLE CISCO								
Préscolaire	18	446	0	9	20	14	9	23
Niveau I	328	40 651	167	348	990	960	104	1 064
Niveau II	46	6 460	128	32	343	178	41	219
Niveau III	10	2 494	19	6	91	48	7	55

Source : Bureau administratif du District de Faratsiho, 2011

Le tableau suivant laisse découvrir le niveau d'enseignement ainsi que le niveau d'apprentissage des élèves dans le District en question.

Tableau 6 : Résultats des examens officiels

Examen	Inscrits	Présents	Absents	Admis	Taux de réussite [%]
CEPE	5 094	4 989	105	4 268	85.57
BEPC	2 015	1 988	27	1 079	54.28
BACC	941	923	18	466	50.50

Source : Bureau administratif du District de Faratsiho 2012

D'après ces résultats, l'éducation occupe encore une place essentielle malgré l'enclavement de la zone.

III.8. Infrastructures de loisirs et sportives

Etant insuffisantes, quelques infrastructures sportives et de loisirs existent mais sont tous concentrées dans la ville de Faratsiho. En outre, ces infrastructures sont dans de très mauvais état à cause du manque d'entretien. Parmi elles, il y a:

Le terrain de football : sis à Anosilava, dans le Fkt Faratsiho, CR Faratsiho qui est non clôturé et est dépourvu de tribune et de gradins ;

Le terrain de basketball, volleyball, handball : situé au CAPJ, sans maintenance par faute de budget et nécessitant une énorme réhabilitation ;

Les salles de spectacles composés de la salle du CAPJ et du Tranompokonolona.

III.9. Infrastructures sociales

Malgré l'isolement, trois Communes sur neuf ont pu bénéficier de l'électricité fournie par la JIRAMA, à savoir :

- La Commune Rurale de Faratsiho ;
- La Commune Rurale de Faravohitra ;
- La Commune Rurale d'Antsampanimahazo.

Pour l'adduction en eau potable, seule la Commune de Vinaninony-Sud en dispose grâce à un Projet financé par le WATER AID (fin du Projet : 2011).

III.10. Sécurité

Quoiqu'insuffisant, des représentants de la Force de l'Ordre sont présents dans le secteur. Le moyen de déplacement en défaillance rend plus délicat les interventions sécuritaires.

Tableau 7 : Représentant de l'ordre public :

DEPARTEMENTS	NOMBRE
Gendarmerie Nationale	01 brigade 01 poste avancé
Camp militaire	Néant
Police Nationale	01 Commissariat de Police
Quartiers mobiles	05 par Fokontany (490 dans tout le District)

Source : Bureau administratif du District de Faratsiho, 2011.

Même si les actes de banditisme de haut degré ne sont pas rencontrés dans la région, des vols de bœufs se manifestent dans quelques zones périphériques à savoir : les zones limitrophes comme les Districts de Betafo, de Mandoto et de Soavinandriana Itasy.

IV. ETUDES ECONOMIQUES

IV.1. Infrastructures routières

Les infrastructures routières garantissent l'équilibre de la vie quotidienne d'un secteur durant toute l'année. Un aperçu sur le réseau routier du District de Faratsiho est donné dans le tableau suivant :

Tableau 8 : Infrastructures routières du District de Faratsiho

Classification	Etat		
	Distance en (km)	Praticable (1)	Impraticable
RN : RN 43 reliant Sambaina- Ambohibary à Soavinandriana-Itasy, traversant le District au PK 47,500	47,500	X (08mois/12) Route secondaire terrassée	
Faratsiho – Andohariana (Limitrophe avec District Soavinandriana)	29,000	X (04/12)	
Sous-total de route nationale	76,600	-	-
RIP: RIP 84 Faratsiho- Arivonimamo RIP 86 Manalalondo –Ambatofotsy RIP 75 Ambatofotsy Ankaratra RIP 127 Vinaninony Antsirabe RIP 146 Faratsiho Ambatofotsy RIP 147 Faratsiho-Vinaninony Sud RIP 148 Faratsiho Miandrarivo RIP 149 Miandrarivo Vohibazaha RIP150 Ambatoasanavalabetokana RIP151Ambatondradama-Vinaninony	29,500 25,000 20,000 46,000 45,000 15,000 31,000 13,000 06,000 15,000	X(06/12) X (08/12) X (10/12) X (12/12) X (06/12) X (06/12) X (06/12) X (12/12) X (06/12)	X
Sous-total des routes d'intérêt provincial	225,500	-	-
PISTES Fenomanana -Antsampanimahazo Antsampanimahazo- Ramainandro Ambatoasana -Ambondrona Miandrarivo –Vinaninony	12,000 17,000 22,000 28,000	X (12/12)	X X X
Sous-total de pistes rurales	82,000		
Faratsiho-ville		Bon état général (pistes)	

Source : District de Faratsiho 2012

IV.2. Marchés hebdomadaires

Comme la plupart des Régions de la Grande Ile, au niveau du District de Faratsiho existent des marchés hebdomadaires. Ces derniers font parties d'un des critères pour la détermination de la potentialité économique d'une ville pour Madagascar. Onze marchés hebdomadaires dans le District de Faratsiho se tiennent chaque semaine pour que les gens puissent échanger des produits. Le tableau ci-après donne leurs répartitions suivant chaque Commune.

Tableau 9 : Répartition Communale des marchés hebdomadaires

Commune	Fokontany	Jour du marché	Observations
Faratsiho	Faratsiho, Dango, Ambondrona	Samedi Mardi Jeudi	-
Andranomiady	Andranomiady	Vendredi	Marché contrôlé de bovidés
Vinaninony Sud	Vinaninony-Sud	Lundi	Marché contrôlé de bovidés
Miandrarivo	Miandrarivo Amboangivy	Vendredi Lundi	Marché contrôlé de bovidés -
Antsampanimahazo	Avaratrakolahy	Mercredi	Marché contrôlé de bovidés
Ramainandro	Ramainandro	Mardi	Marché contrôlé de bovidés
Ambohiborona	Ambohiborona	Samedi	-
Faravohitra	Faravohitra	Jeudi	-

Source : Bureau administratif du District de Faratsiho, 2011.

IV.3. Agriculture

Faisant partie d'un des Districts de la région de Vakinankaratra, le District de Faratsiho est caractérisé par une morphologie générale à grande potentialité en surface exploitable, volcanique et de grandes plaines. Les sols sont, dans l'ensemble, d'une grande fertilité. Le tableau suivant illustre les produits locaux du District :

Tableau 10 : Tableau récapitulatif de l'exploitation agricole

Cultures	Année	Nombre total des exploitants	Surface totale cultivée (ha)	Type de culture	Rendement total annuel(T)	Valeur estimative	
						Prix unitaire/T (Ar)	Prix total (Ar)
Riz	2011	11 500	12 085	SRA	48 075	500 000	24 037 500
	2012	11 500	12 240		42 840	500 000	21 420 000
Maïs	2011	16 750	4 930	Semi-traditionnel	8 38	350 000	2 933 350
	2012	16 750	4 700		7 990	350 000	2 796 500
Haricot	2011	7 720	2 745	Semi-traditionnel	2 196	1 300 000	2 854 800
	2012	7 720	3 110		2 488	1 300 000	3 234 400
Pomme de terre	2011	10 850	7 620	Amélioré	102 180	300 000	30 654 000
	2012	10 850	4 500		47 250	300 000	14 175 000
Patate douce	2011	6 500	3 110	Semi-amélioré	20 215	150 000	3 032 250
	2012	6 500	3 200		20 800	150 000	3 120 000
Manioc	2011	8 500	3 575	Traditionnelle	35 750	200 000	7 150 000
	2012	8 500	3 500		35 000	200 000	7 000 000

Source : Bureau du administratif du District de Faratsiho 2012

D'une manière générale et d'après l'analyse des contraintes au développement agricole, les problèmes suivants ont été identifiés :

- Insuffisance et vétusté des infrastructures rurales (hydroagricoles, pistes) ;
- Enclavement des zones productrices (pistes en mauvais état) ;
- Absence des unités de transformation, de conditionnement et de stockage
- Taux de pénétration des Institutions des Micros Finances encore faible ;
- Faible implantation et de distribution de l'électricité ;
- 60% de la production agricole est encore destiné à l'autoconsommation.

IV.4. Elevages

Les principaux élevages dans le District en question sont : l'élevage de bovins, porcins, ovins, caprins, aviaires, l'apiculture ou élevage des abeilles. Le rendement obtenu à partir de ces types d'élevage se développe bien dans la zone d'influence grâce au climat favorable. Le tableau ci – après montre le nombre de têtes et d'éleveurs dans le District pour l'année 2012 :

Tableau 11 : Type d'élevages locaux du District de Faratsiho

Élevage	Nombre total des éleveurs	Nombre total des têtes
Bovins	12 323	49 422
Porcins	8850	26 461
Ovins	296	1969
Caprins	21	125
Volailles	18 867	118 645
Abeilles	393	696(ruches)
Lapins	645	3 719

Source : Bureau administratif du District de Faratsiho 2012

Pour la pêche, le tableau suivant illustre les productions locales :

Tableau 12 : Recueil des produits de pêche pour le District de Faratsiho

Commune	Dénomination	Objet	Nombre des employés	Production
Faratsiho	Reproduction d'alevins	Alevins	03	69 667 alevins
	Grossissement	Poissons de consommation	651	8,7 tonnes
Ambohiborona	Reproduction d'alevins	Alevins	02	35 601 alevins
	Grossissement	Poissons de consommation	296	4,29 tonnes
Andranomiady	Reproduction d'alevins	Alevins	-	alevins

Commune	Dénomination	Objet	Nombre des employés	Production
	Grossissement	Poissons de consommation	-	tonnes
Antsampanimahazo	Reproduction d'alevins	Alevins	-	alevins
	Grossissement	Poissons de consommation	-	tonnes
Faravohitra	Reproduction d'alevins	Alevins	02	8023 alevins
	Grossissement	Poissons de consommation	167	0,89 tonnes
Miandrarivo	Reproduction d'alevins	Alevins	02	25 345 alevins
	Grossissement	Poissons de consommation	210	5,02 tonnes
Romainandro	Reproduction d'alevins	Alevins		alevins
	Grossissement	Poissons de consommation		tonnes
Valabetokana	Reproduction d'alevins	Alevins	01	12 225 alevins
	Grossissement	Poissons de consommation	145	2,78 tonnes
Vinaninony-Sud	Reproduction d'alevins	Alevins	02	47 215 alevins
	Grossissement	Poissons de consommation	524	5,18 tonnes
	Producteurs d'Alevins	Alevins	1855	16 6936 alevins 14,89 tonnes

Source : Bureau administratif du District de Faratsiho, 2011.

Mise à part les produits cités ultérieurement, la production en ressource halieutique existe aussi dans le District de Faratsiho. Le tableau qui suit illumine les détails.

Tableau 13 : Tableau récapitulatif de la situation des ressources halieutiques

Années	Nombre exploitants	Poids total de la production	Valeur estimative en unité	Valeur estimative totale
2011	2 491	43,82 tonnes	6 000 Ar/kg	262 920 000 Ar
2012	3 848	41,75 tonnes	6 500 Ar/kg	271 375 000 Ar

Source : Bureau administratif du District de Faratsiho, 2011.

IV.5. Artisanat

Des petites unités de vanneries, de forgeries et de menuiseries sont éparpillées dans le District de Faratsiho. Mais, ces filières sont encore mal exploitées par faute de l'imperfection de matériels de transformation.

IV.6. Produits miniers

Des gisements de pierres précieuses dans certains endroits du District annoncent un avenir séduisant. Le tableau suivant montre un aperçu sur ces gisements.

Tableau 14 : Localisation de quelques gisements miniers

Désignation	Localisation	Observations
Or	CR. Andranomiady CR. Valabetokana CR. Miandrarivo	Exploitation informelle
Crystal	CR. Valabetokana	Exploitation informelle
Beryl	CR. Valabetokana	Exploitation informelle

Source : Bureau administratif du District de Faratsiho, 2011.

A cause de l'enclavement de la région et du manque d'infrastructure, de nombreux gisements miniers rencontrés dans le district restent inexploités ou informellement exploités.

IV.7. Industrie

Des transformateurs artisanaux de lait en nombre croissant existent dans le District, grâce à l'appui de certaines organisme privée comme le LAND'O LAKES (à Faratsiho). Néanmoins, à cause de l'absence d'industries, ce secteur reste encore moins fructueux.

IV.8. Tourisme

Le District de Faratsiho dispose de nombreux sites touristiques, à savoir : le Fasan' Andriana dans la Commune rurale de Valabetokana. Pour la Commune rurale de Ramainandro il y a la station cimetière Tranovato Anglican, la Grotte de Miarinkofeno II, le Ranomafana à Ambohitrambo et le Zohin-dRadanielina Menalamba. De nombreuses ressources naturelles sont aussi présentes dans ce District, parmi lesquels : la Crête de l'Imanga, le Ranovisy, la chute d'Antafofo, pour la Commune rurale de Ramainandro ; les Zones rocheuses de Vavavato pour la Commune rurale de Vinaninony-Sud. Dans la Commune rurale d'Antsampanimahazo se trouve la chute d'Antsira et le lac d'Andranomangamanga et les lacs Dangolahy et Dangovavy ainsi que le lac d'Amparihy pour la Commune rurale de Faratsiho. La Commune rurale de Miandrarivo dispose du lac Ranomafana et le Ranovisy.

Parmi les différentes communes du District de Faratsiho ; avec le concours de la Coopération Auvergne-France, la commune rurale Ambohiborona a pu bénéficier de la promotion du tourisme rural « site Maingoka » géré par l'association « Maingoka ».

IV.9. Les organisations d'intérêt socio-économique et culturel

Plusieurs organismes opèrent dans le District de Faratsiho à savoir : les Organisations Non Gouvernementales, les Associations des producteurs, les Micro finances et les Associations Paysannes. Ils travaillent étroitement avec la population malgré l'état d'isolement du District. Le tableau suivant résume leurs classifications et leurs domaines d'activités.

Tableau 15 : Classification des organismes privés œuvrant dans la société

Désignation	Type d'activité	Observation
ONG : -GERDA -SOAVAHOAKA -SAF FJKM -SAHY	Aide social (sécurité alimentaire)	En collaboration avec l'ONN.
Association: -CR Faratsiho: Tantsaha Miezaka, Diamondra, Vonona, Vatsy II, Santatra -CR Antsampanimahazo : Association Greniers communautaires villageois. -CR Faravohitra : Fanavaza, Miavotra, Fimpama, Rindra, TMA ; -CR Andranomiady : FIKRIZANA, FITAMIA, VONJY, SAFIDY	Appui au développement rural	Association des paysans.
Cooperative: VOFIMO (VOndrona Fikambanana Mpamboly Ovy)	Production de pomme de terre, filière phare du District	En coopération avec des associations étrangères.
MICROFINANCE : CECAM et OTIV	Prêt et Epargne d'argent	

Source : Bureau administratif du District de Faratsiho, 2011.

CONCLUSION PARTIELLE

En guise de conclusion, les études précédentes permettent de tirer les différentes caractéristiques, points faibles et potentiels de la zone d'influence directe. La croissance démographique et le développement économique de ce dernier est considérable. Les problèmes du District de Faratsiho sont surtout liés à : la difficulté d'évacuation des produits, l'insuffisance des infrastructures de base, la diminution du nombre de touristes sur les sites difficilement accessibles, l'enclavement et la dégradation des infrastructures routiers. Ceci confirme l'importance de la praticabilité de l'axe routier qui demeure le principal moyen de circulation, de communication avec le reste du pays et contribue au développement du District en question.

PARTIE II: ETUDES TECHNIQUES

CHAPITRE I : GÉNÉRALITÉS SUR LA RN43

I. DESCRIPTION DE LA RN 43

La RN 43 est d'une longueur totale de 131,500 km. Elle débute à Analavory (au PK 120 de la RN 1) et se termine à Sambaina (au PK 132 de la RN 7).

Entre Analavory et Soavinandriana, le premier lot d'une longueur d'environ 29,840 km a été bitumé en 2001.

Le deuxième lot reliant Soavinandriana (PK 29+840) et Faratsiho (PK 85+320) est dans son ensemble une route en terre qui vient d'être Réhabilitée. Les intervenants du Marché pour la Réhabilitation de ce tronçon peuvent être résumés par la photo qui suit :



Figure 3 : Photo du panneau de chantier

Le troisième lot entre Faratsiho (PK 85+320) et Sambaina (PK 131+546), malgré les débuts de dégradation est moins pénible, car en 2002 et en 2006 ce lot a été l'objet d'un Entretien Périodique consistant essentiellement au reprofilage et au rechargement de la chaussée par des matériaux de fondation. Le lot Ambohibary-Sambaina a aussi reçu une couche de roulement en matériaux bitumineux. Ce troisième lot est régulièrement entretenu depuis 2006 grâce au financement du FER.



Figure 4 : Tracé de la RN 43

II. TYPE DE SOL DE LA PLATE FORME RENCONTRÉ

En général, le sol de la plate forme est de 3 types suivant les essais de laboratoire :

- Les argiles peu plastiques à argiles très plastiques ou tourbeuses, de consistance molle, pour les zones compressibles;
- Les limons peu plastiques ;
- Les sables limoneux ou argileux

Le tableau qui suit détermine les cinq catégories de sol de plate forme qui sont définies à partir de la portance (CBR) :

Tableau 16 : Catégorie de portance CBR du lot Soavinandriana-Faratsiho

	Catégorie I de CBR < 5	Catégorie II de CBR=5 à 10	Catégorie III de CBR=10 à 15	Catégorie IV de CBR=15 à 25	Catégorie V de CBR ≥ 25
Pourcentage de fine (80µ)	43 à 83	29 à 75	18 à 96	21 à 91	8 à 67
Indice de plasticité	17 à 30%	11 à 28%	7 à 29%	6 à 25%	2 à 18%
W _{opm} %	14,5 à 47,8	15,2 à 38,8	11,8 à 38	11,7 à 27,9	10,4 à 26,8
γ _{dmax} [NK/m ³]	13 à 18,9	13 à 18,9	12,2 à 18,4	14,7 à 18,7	16,0 à 18,6
CBR à 4jours d'immersion	1 à 4	5 à 8	10 à 14	16 à 24	26 à 35
G%	1,8 à 4,26	1,4 à 1,92	0,40 à 1,44	0,08 à 1,07	0,00 à 0,48
Classification LPC	Lp-Lt à SL	Lp-Lt à SA-SL	Lp-Lt à Ap-SA-SL	Lp-Lt à Ap-SA-SL	Lp à SA-SL-Gm-GI

Source : Autorité Routière de Madagascar 2010

III. DÉCOUPAGE EN TRACÉS HOMOGÈNES

Pour le découpage du tracé en zones homogènes, des études ont été faites en 1994 par le Bureau d'Etude LBI et ont été reportées pour la Réhabilitation de la RN43. Ce découpage en tracé homogène se focalise sur la portance de la plate forme qui est caractérisée par son indice CBR. Les tableaux suivant illustrent les détails :

Lot 1 Soavinandriana (PK 29+840) – Faratsiho (PK81+340)

Tableau 17 : Découpage en tracé homogène du lot Soavinandriana-Faratsiho

Zone	Nature	Longueur (m)	CBR retenu	Catégorie
29+840-37+500	En terre	7 660	2	I
37+500-40+000	En terre	2 500	26	V
40+000-43+100	En terre	3 100	7	II
43+100-45+000	En terre	1 900	14	III
45+000-48+400	En terre	3 400	19	IV
48+400-48+710	En terre	310	19	IV
48+710-51+500	En terre	2 790	8	II
51+500-52+225	En terre	725	26	IV
52+225-52+608	En terre	383	26	IV
52+608-55+600	En terre	2 992	13	III
55+600-57+144	En terre	1 544	17	IV
57+144-76-048	Nouveau tracé	18 904		
76+048-78+210	En terre	2 165	22	IV

Zone	Nature	Longueur (m)	CBR retenu	Catégorie
78+210-80+450	En terre	2 240	Zone à remblayer 3	I
80+450-81+340	En terre	890		I

Source : Autorité Routière de Madagascar 2010

IV. GÉOMETRIE GÉNÉRALE DE LA CHAUSSEE

Les normes géométriques utilisées pour la réactualisation du tracé de la RN 43 sont celles illustrées dans l' « Aménagement des Routes Principales (ARP), SETRA/LCPC, Août 1994 ».

En général, la RN 43 traverse des zones montagneuses. Néanmoins, les caractéristiques géométriques du tracé correspondent à une vitesse de référence de 40 km/h. Le principe de tracé en relief difficile a été appliqué pour certains cas où le respect des règles attachées à cette catégorie s'avère impossible.

IV.1. Tracé en plan

Les caractéristiques pour le tracé en plan et les vitesses de référence de 40 km/h selon l'ARP ainsi que les valeurs minimales choisies en cas de relief difficile sont illustré dans le tableau suivant :

Tableau 18 : Caractéristiques du tracé en plan

Critère	$V_{\text{réf}} = 40 \text{ km/h}$	Relief difficile
Rayon minimal (m)	40	12
Rayon non déversé (m)	400	400
Rayon au dévers minimal (m)	250	250
Longueur de clothoïdes (m)	Min ($6R^{0,4}$; 67)	0

Source : Autorité Routière de Madagascar 2012

IV.2. Profil en long

Le tableau suivant illustre les caractéristiques du tracé en plan et pour la vitesse de référence de 40 km/h selon l'ARP, ainsi que les valeurs minimales choisies en cas de relief difficile :

Tableau 19: Caractéristiques du profil en long

Critère	$V_{\text{réf}} = 40 \text{ km/h}$	Relief difficile
Déclivité maximale(%)	8	12
Rayon en angle saillant (m)	500	500
Rayon en anglant rentrant	700	700

Source : Autorité Routière de Madagascar 2012

IV.3. Dévers

Le tableau suivant donne les caractéristiques des dévers pour les vitesses de référence de 40 km/h:

Tableau 20 : Caractéristiques du dévers

Rayon en plan (m)	Sens du dévers	Dévers
$R < 40$	Vers l'intérieur du virage	7
$40 < R < 250$	Vers l'intérieur du virage	$1,83 + 166,7R$
$250 < R < 400$	Vers l'intérieur du virage	2,5
$R > 400$	En toit	2,5

Source : Autorité Routière de Madagascar 2012

La variation des dévers s'effectue sur le long de la clothoïde.

IV.4. Profil en travers

En général, deux types de profil en travers sont à considérer:

- Profil en travers pour la section urbaine à Soavinandriana et à Faratsiho
- Profil en travers pour la section courante (rase campagne)

En rase campagne, la largeur de la chaussée est égale à 5,50 m ($2 \times 2,75$) et celle des accotements est gardée à 0,75 m. La largeur de la chaussée est ramenée à 5,00 m ($2 \times 2,5$) et celle des accotements est gardée à 0,75 m entre le PK 61+700 et le PK 68+300 (soit environ 6,6 km). Cette disposition est prise pour minimiser les Travaux de grand déblai rocheux qui sont très fréquents le long de cette zone.

Pour la surlargeur en rase campagne, elle dépend du rayon et est égale à $50/R$ par voie de circulation, et peut être réduit à $25/R$ en relief difficile. La surlargeur n'est appliquée que pour les courbes de rayon inférieur à 200 m. Les profiles types sont illustrés par les figures 4 et 5 en Annexe F.

V. TRAFIC

La connaissance du trafic permet d'estimer le nombre de véhicules de toute catégorie par jour qui circuleront sur la digue durant la durée de vie de la chaussée à construire. Le trafic étudié est surtout le trafic en poids lourds qui provoque le plus de dégradation.

V.1. Classification du trafic

Le trafic passant sur un tronçon donné peut être classifié en fonction du nombre de véhicule. Le tableau suivant illustre les détails:

Tableau 21: Classe de trafic

Types de trafic	Spécifications
Trafic faible	$N < 30$ véhicules/jour
Trafic intense	$N \geq 250$ véhicules/jour
Trafic léger	$N_{PL} \leq 10\%N$
Trafic lourd	$N_{PL} \geq 10\%N$

Source : Cours de Route

Dans ce tableau, N et N_{PL} désigne respectivement le volume du trafic et sa nature.

V.2. Calcul du trafic à l'année de mise en service

C'est à partir du trafic à l'année de mise en service que la chaussée est dimensionnée; ainsi, les trafics cités suivants sont à considérer.

V.2.1. Le trafic existant N_0

C'est le résultat par comptage direct du trafic. Les données de comptage de trafic obtenues sont celles de l'année 1991 effectué par le Ministère des Travaux Publics et de la Météorologie. Les considérations prises en compte pour les véhicules poids lourds sont ceux qui ont un Poids Total en Charge supérieur à 30KN.

$$N_0 = 14 \text{ PL} / j / 2\text{sens.}$$

V.2.2. Le trafic normal N_1

C'est le volume qu'aurait pu avoir le trafic existant à l'année de mise en service, dans le cas où aucune intervention ne serait réalisée pour la chaussée.

$$\text{Ce trafic est donnée par : } N_1 = N_o (1 + \tau)^p$$

Où :

- τ : Taux de croissance du trafic :

La détermination du taux de croissance du trafic dépend de plusieurs paramètres. En général, il est relatif au taux de croissance de la production agricole et de la population. Pour Madagascar, $\tau = 7 \%$.

- p : nombre d'années entre l'année d'exécution des campagnes de comptage et celle de la mise en service du Projet. L'année de mise en service du projet est fixée en 2014.D'où :
 $p = 24$ ans

Alors : $N_1 = 71 \text{ PL/j/2sens}$

V.2.3. Le trafic généré ou induit N_g

Ce trafic est le fruit de la réalisation des Travaux de réhabilitation et est évalué à cinq pourcent du volume du trafic normal.

$$N_g = 5\% \cdot N_1 = 0,05 \times 71 = 4 \text{ PL/j/2sens}$$

V.2.4. Le trafic dévié N_d

Ce trafic est le trafic dévié par l'existence de la RN1 et de la RN7 et est considérée à 15% du volume du trafic normal.

$$N_d = 15\% \cdot N_1 = 0,15 \times 71 = 11 \text{ PL/j/2sens.}$$

V.2.5. Trafic à l'année de mise en service N

Le trafic à l'année de mise en service est la somme de tous les trafics cités ci-dessus ; ainsi : $N = N_1 + N_g + N_d = 71 + 4 + 11 = 85 \text{ PL/j/2 sens.}$

VI. CHOIX DU TYPE DE STRUCTURE DE CHAUSSEE ADOPTÉE

La connaissance du trafic en poids lourd permet, de choisir les critères sur les qualités de certains constituants entrant dans la fabrication des matériaux de chaussée (dureté des granulats).

VI.1. **Choix de matériaux pour couche de roulement**

La couche de roulement est la couche la plus superficielle de la chaussée et est celle qui est exposée à la contrainte tangentielle et aux intempéries. Le choix des matériaux destinés pour remplir sa fonction est d'une importance cruciale. Ce choix se fait à partir du tableau suivant :

Tableau 22: Matériaux pour couche de roulement suivant le trafic

Classe de trafic	Durée de service	
	Courte	Longue
T_5	E.S	E.S
T_4-T_3	E.S	6BB
T_2	E.S ou 4 à 5BB	6BB
T_1	6BB	8BB
T_0	-	14(7*2) ou 8*

Source : Guide d'auscultation de chaussée souple

(*) La classe T_0 étant grande, 8cm ou 14cm de BB peut être adoptée pour couche de roulement selon le niveau de trafic.

La valeur du volume de trafic est : $N = 85 \text{ PL/j/2}$ sens pour des véhicules de $\text{PTC} \geq 30 \text{ KN}$, une chaussée souple de revêtement en Enduit Superficiel bicouche peut être établie.

VI.2. Choix de matériaux pour couche de base

Le manuel de conception des chaussées neuves à faible trafic de 1981 [4] module les exigences relatives aux graves non traitées selon l'importance du trafic et la nature de la couche de chaussée, à partir des caractéristiques intrinsèques et de fabrication des granulats de la GNT.

Pour les trafics faibles et moyens selon la portance de la plate forme ($T \leq T_2$ sur PF_1 ; $T \leq T_1$ sur PF_2) l'emploi du GNT pour couche de base est recommandé. De ce fait, ce matériau sera adopté comme couche de base pour ce cas d'étude.

Tableau 23: Compacité minimale à l'OPM des GNT normalisées

Type de GNT	Compacité à l'OPM(%)
GNT « A »*	80
GNT « B » :B1	83
GNT « B » :B2	82
*pour D au plus égal à 31 ⁵	

Source : Guide Technique LCPC

Pour les trafics moyens, l'utilisation des GNT « B » est convenable; alors ce matériau est pris pour couche de base.

VI.3. Choix de matériaux pour couche de fondation

Pour la couche de fondation, deux variantes de structure sera étudié. Le choix se fait d'après les ressources disponibles sur le chantier pour être utilisée comme matériau de couche de fondation. Les photos suivantes illustrent ces deux variantes de couche de fondation.



Figure 6 : Photo de la variante I



Figure 5 : Photo de la variante II

La première variante est une couche de fondation en TV 0/60 et la deuxième variante une couche de fondation en sol amélioré au ciment. La variante la plus économique sera retenue pour la Réhabilitation du tronçon d'étude.

Remarque :

Pour la variante II, le matériau pour tête de remblai doit avoir un indice CBR=20 au minimum d'après les prescriptions requises. En outre, pour un sol ciment, la dose minimale de ciment est de 100 kg/m^3 de couche mise en œuvre. Ainsi, cette dose minimale est prise car un indice CBR=30 est attendu pour la couche de fondation. Le ciment utilisé est celui qui améliore au mieux le CBR des échantillons venant d'un emprunt à CBR de 15 pour atteindre un CBR de 30. Celui qui est le plus approprié aux conditions requises est indiqué par le schéma suivant.



Tableau 24 : Ouvrages de franchissement du lot Soavinandriana – Faratsiho

Localisation	Type	Nombre de travée	Largeur roulable (m)	Tirant d'air observé (m)	Longueur (m)	Aménagement
PK 48+356	Pont en béton armé	4	3,6	6	88,00	A réhabiliter
PK 64+784		2	-	-	-	A créer
PK 74+606		1	-	-	-	A créer

Source : Autorité Routière de Madagascar 2012

Tableau 25 : Ouvrages de franchissement du lot Faratsiho-Sambaina

Localisation	Type	Nombre de travée	Largeur roulable (m)	Tirant d'air observé (m)	Longueur (m)	Aménagement
PK 86+165	Pont en béton armé	1	5,5	1,6	4	A réhabiliter
PK 91+240	Pont mixte béton armé – IPN	1	4,7	1,8	6	A réhabiliter
PK 123+134	Pont en béton armé	1	7,00	2,6	13,4	A réhabiliter
PK 125+236	Pont en béton armé	1	5	0,6	6,6	A réhabiliter

Source : Autorité Routière de Madagascar 2012

VIII. PRÉSENTATION DE LA ZONE D'INTERVENTION

La zone d'intervention se situe entre le PK 78+210 et le PK 80+550 de la RN 43. Elle relie directement le village d'Andohariana (au PK 78+210) et la ville de Faratsiho (au PK 80+550). D'après les enquêtes entrepris pendant la descente sur terrain, cette distance de 2340 m est à parcourir pendant presque 35 minutes pendant la période pluvieuse et compte parmi les casseurs d'amortisseur de la RN 43. Ainsi, ce tronçon vaut la peine d'être étudié particulièrement. Les ouvrages existants qui servent de franchissement et d'assainissement de la digue sont :

- Un pont Bailey de 6,6 m au PK 78+ 630 en mauvais état ;
- Un dalot cadre en béton de 300×400 au PK 79+219 en bon état ;
- Une buse en béton de 70 cm de diamètre au PK 79+301 en mauvais état ;
- Un dalot en maçonnerie de 100×100 au PK 79+731 en mauvais état.

Vue cette situation, les ouvrages présents sur ce tronçon sont quasiment incapable de remplir leur rôle et se trouvent dans des états critique. De ce fait, la digue en question se détériore chaque année et la hauteur du franchissement routier ne suit plus la norme. La figure suivante fait un aperçu sur la digue pendant la descente sur terrain (en saison sèche).



Figure 8: Photo de l'état de la digue de Faratsiho vue du PK 78+320

En général, la dégradation du tronçon d'étude peut être classée en trois états selon la forme actuelle de la digue (les détails seront mentionnés ultérieurement). Les états actuels sont :

- PK 78+ 325 - PK 78+775 : remblai de 0,9 m de hauteur ;
- PK 78+ 775 - PK 79+900 : digue entièrement détruite ;
- PK 79+900 - PK 80+450 : remblai de 0,5 m de hauteur.

Remarque :

Du PK 78+210 au PK 78+325 et du PK 80+450 au PK 80+550 sont respectivement une partie du village d'Andohariana et de la première montée vers la ville de Faratsiho qui sont des routes en terre en très mauvais état. Le sol de fondation sur ces points, malgré leur altitude, sont aussi de mauvaise portance (une partie de rizières en escalier). Une partie des villages reliés par ce tronçon sera aussi prise en compte dans les études techniques afin de mieux aborder le sujet.

CONCLUSION PARTIELLE

La Réhabilitation de la RN 43 est un Projet d'une grande importance pour la circulation des produits de l'axe Est et Sud de l'Imerina. La digue de Faratsiho est un passage inévitable pour les usagers qui veulent aller de cette ville vers la ville de Soavinandriana. La connaissance des différentes dégradations de la chaussée existante permet d'envisager les techniques de Réhabilitation à faire sur les lots. Ces dégradations que ce soit au niveau de la chaussée ou au niveau des ouvrages d'arts sont surtout dues à l'eau pluviale ou souterraine ou autre. Le chapitre qui suit entame les études sur l'hydrologie et l'hydraulique afin de déterminer et d'évacuer le débit en provenance des bassins versants.

CHAPITRE II : ETUDES HYDROLOGIQUES ET HYDRAULIQUES

I. GÉNÉRALITÉS

Sous toutes formes, météorique, superficielle ou souterraine, l'eau constitue une des premières causes des dégradations diverses rencontrées sur une route. Elle peut diminuer la portance du sol de plate forme support par infiltration et peut causer à la surface, des affouillements à vitesse élevée d'écoulement ou d'ensablement à moindre vitesse.

Pour la pérennité de la chaussée, la conception des ouvrages hydrauliques d'assainissement et de franchissement est d'une importance cruciale. Mais avant tout, l'étude de l'écoulement de l'eau de pluie doit d'abord être faite. A cet effet, l'étude débute par un recueil et traitement des données pluviométriques afin de pouvoir déterminer le débit fourni par le bassin versant.

II. EXPLICATION DE LA PROGRAMMATION DE L'ETUDE HYDROLOGIQUE

II.1. Estimation du débit maximal de crue

Pour des bassins de surface plus ou moins faible ($<10\text{km}^2$), les méthodes dites « empirique » ou « rationnelle » sont appliquées. La méthode rationnelle est acceptable, dans le temps de concentration et dans l'espace d'intensité I ; l'averse est homogène dans tout point du bassin. Lorsque la durée de l'averse est au moins égale au temps de concentration t_c , on atteint le débit le plus défavorable Q_{\max} . Ce débit est calculé à partir de la relation suivante :

$$Q_{\max} = 0,278CI_{t_c}S$$

Où :

Q_{\max} : le débit maximal de crue en $[\text{m}^3/\text{s}]$

S : la surface du bassin versant en km^2 ;

I_{t_c} : l'intensité de l'averse de durée t_c provoquant le débit maximal $[\text{mm/h}]$;

C - le coefficient de ruissellement.

La formule servant à déterminer le débit maximal fait alors intervenir le temps de concentration ; lequel pouvant être trouvé par plusieurs méthodes.

II.2. Evaluation du temps de concentration

Le temps maximal que met une goutte de pluie pour tomber et atteindre l'exutoire en une minute est appelé temps de concentration. Pour l'estimation du temps de concentration, plusieurs méthodes peuvent être utilisées, à savoir :

II.2.1. La méthode utilisant la formule de VENTURA

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

Dans laquelle :

t_c : le temps de concentration ;

S : la surface du bassin versant [km^2]

I : la pente moyenne du thalweg principale [m/m]

II.2.2. La méthode utilisant la formule de KIRPICH

$$t_c = \left(\frac{1}{52} \right) L^{0,5} \Delta H^{-0,38}$$

Où :

t_c -est le temps de concentration [mn]

L : la longueur du rectangle équivalente[m]

ΔH : le dénivelé entre l'exutoire et le point le plus éloigné du bassin [m]

II.2.3. La méthode utilisant la formule de PASSINI :

$$t_c = 0,108 (SL)^{0,33} I^{-0,5}$$

Avec :

t_c : le temps de concentration [mn]

S : la pente moyenne du bassin versant.

I : la pente moyenne du thalweg principale [m/m]

Pour pouvoir appliquer ses trois méthodes, la connaissance à priori des caractéristiques du bassin versant sont indispensable. Ces caractéristiques sont : le périmètre P , la surface S , le coefficient de ruissellement C , le niveau de la plus haute et de la plus basse altitude du bassin (donc la pente moyenne du bassin) et le point le plus éloigné par rapport à l'exutoire. Le coefficient K de Gravellius et la formule de Roches interviennent alors pour la détermination des dimensions du rectangle équivalente:

$$\text{Coefficient de Gravellius : } K = 0,28 \times \frac{P}{\sqrt{S}}$$

$$L = \frac{K\sqrt{S}}{1,12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K} \right)^2} \right]$$

Formules de Roches :

Pour l'étude des débits de crue, une programmation sous MATLAB a été réalisée et appliquée sur le tronçon d'étude.

La programmation se concentre sur les méthodes les plus pratiques en cas de bassin versant de faible dimension. Ce sont celles citées précédemment : la méthode selon la formule de VENTURA ; de KIRPICH et celle de PASSINI.

Les organigrammes de calcul sont illustrés en Annexe A pour chaque formule correspondante. Une fois déterminé le débit maximal à évacuer, les dimensions nécessaires des ouvrages pour l'assainissement de la chaussée et de la digue doivent être élaborées ; d'où le passage aux études hydrauliques.

III. EXPLICATION DE LA PROGRAMMATION DES ETUDES HYDRAULIQUES

Pour certaine de ces études aussi, une programmation sous MATLAB a été faite. Les études hydrauliques pour les Travaux routiers consistent à dimensionner la section nécessaire pour l'évacuation des eaux en provenance du/des bassin(s) versant(s).

III.1. Etudes des fossés latéraux

Le but est de déterminer la hauteur et/ou la base adéquate pour l'assainissement. Pour ce faire, il faut fixer des paramètres et en varier d'autres. Les paramètres variables sont : la pente du fossé(I), le coefficient de rugosité du terrain (K) et la vitesse d'écoulement(V).

La pente et le coefficient de rugosité sont imposés par le Cahier des Charges et sont techniquement non modifiables. En outre, elles nécessitent des Travaux de terrassement

supplémentaires ; donc économiquement aussi ne peuvent être variés. Seule la vitesse peut être variée pour déterminer les dimensions de la section.

Soit à considérer le schéma de calcul suivant pour le fossé rectangulaire :

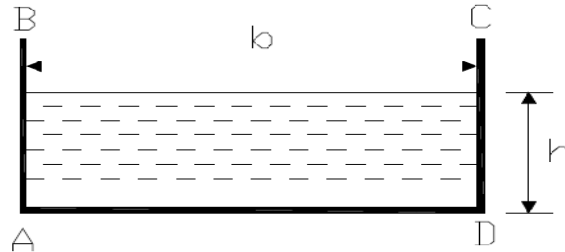


Figure 9 : Schéma de calcul pour le fossé rectangulaire

En se donnant à priori une valeur de V, R est trouvé par la formule de Manning-Strickler tel

$$\text{que : } R = \left(\frac{V}{K\sqrt{i}} \right)^{\frac{3}{2}}$$

$$\text{Or : } \omega = bh \quad , \quad \chi = b + 2h \quad \text{et} \quad R = \frac{\omega}{\chi} = \frac{bh}{b + 2h}$$

$$\text{Alors : } h = \frac{Rb}{b - 2R}, \text{ d'où } \omega = bh = \frac{Rb^2}{b - 2R}.$$

$$\text{Par déduction : } Q = V\omega = \frac{VRb^2}{b - 2R}$$

Soit à considérer un fossé de pente de talus quelconque n et m illustré par le schéma ci-après, pour le fossé trapézoïdal et triangulaire :

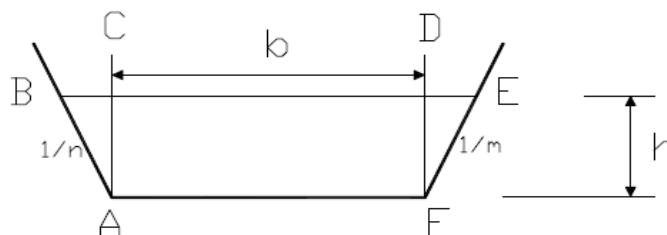


Figure 10 : Schéma de calcul pour le fossé trapézoïdal et triangulaire

$$\text{Ainsi : } \frac{1}{n} = \frac{h}{BC} \Leftrightarrow BC = nh \text{ et de même ; } \frac{1}{m} = \frac{h}{DE} \Leftrightarrow DE = mh$$

$$\text{Donc, } \chi = AB + AF + ED = h\sqrt{1+n^2} + b + h\sqrt{1+m^2} = b + h\left(\sqrt{1+n^2} + \sqrt{1+m^2}\right)$$

$$\chi = b + h\xi$$

Pour la section mouillée : $\omega = \frac{BC}{2}h + AFh + \frac{DE}{2}h = \frac{(m+n)h^2 + 2bh}{2}$

Par déduction le rayon hydraulique est : $R = \frac{\omega}{\chi} = \frac{(m+n)h^2 + 2bh}{2[b+h\xi]}$

Or, la formule de Manning-Strickler permet aussi de déduire que : $R = \left(\frac{V}{K\sqrt{i}} \right)^{\frac{3}{2}}$

Avec égalisation de ces deux dernières équations :

$$\frac{(m+n)h^2 + 2bh}{2[b+h\xi]} = \left(\frac{V}{K\sqrt{i}} \right)^{\frac{3}{2}} \Leftrightarrow (m+n)h^2 + 2h(b-R\xi) - 2Rb = 0$$

$$\Delta = [2(b-R\xi)]^2 - 4(-2Rb)(m+n)$$

$$\Delta = 4(b-R\xi)^2 + 8Rb(m+n)$$

$$\text{La résolution de cette équation donne : } h = \frac{(R\xi - b) + \sqrt{(b-R\xi)^2 + 2Rb(m+n)}}{(m+n)}$$

En revenant sur l'équation qui donne la valeur de la section mouillée, la valeur de ce dernier peut être déduite et celle du débit évacuable par la section en question également.

Pour un fossé triangulaire, la valeur de la base du fossé est $b = 0$.

Les eaux de ruissellement ainsi captées doivent être évacuées hors de l'emprise ou par des ouvrages de décharge qui eux aussi nécessitent une grande attention.

III.2. Etude hydraulique du dalot

III.2.1. Détermination de la pente critique dans les ouvrages à section rectangulaire et à sortie libre

Soit à considérer le schéma de calcul ci-après :

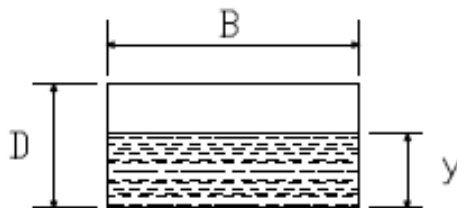


Figure 11 : Schéma de calcul pour l'étude de dalot

Les variables adimensionnels pris en compte pour aborder le problème sont :

$$Q^* = \frac{Q}{KI^{0.5} \lambda^{\frac{8}{3}}} \quad \text{et} \quad V^* = \frac{V}{KI^{0.5} \lambda^{\frac{2}{3}}}$$

En prenant $\lambda = B$ (base du font du dalot), les paramètres sont alors les suivants :

$$S = By \quad , \quad P = B + 2y \quad \text{et} \quad R_h = \frac{B}{P} = \frac{By}{B + 2y}$$

$$\text{En posant : } x = \frac{y}{B} \Rightarrow Q_{cr}^* = \frac{Q}{\sqrt{gB^5}} = x^{\frac{3}{2}}$$

En mettant x en fonction de Q_{cr}^* , puis I_{cr}^* en fonction de Q_{cr}^* :

$$I_{cr}^* = \frac{I_{cr}}{g / \left(K^2 B^{\frac{1}{3}} \right)} = x \left(2 + \frac{1}{x} \right)^{\frac{4}{3}} = (Q_{cr}^*)^{\frac{2}{3}} \left(2 + \frac{1}{(Q_{cr}^*)^{\frac{2}{3}}} \right)^{\frac{4}{3}}$$

La pente à mettre en exergue est $I = 1,2 I_{cr}$, pour éviter un excès de vitesse dans l'ouvrage et pour tenir compte de l'imperfection de la mise en œuvre.

III.2.2. Détermination de la vitesse admissible dans les ouvrages à section rectangulaire et à sortie libre:

En reprenant le schéma de calcul précédent, il en résulte :

$$Q^* = \frac{Q}{\sqrt{gB^5}} = \frac{x^{\frac{5}{3}}}{(1 + 2x)^{\frac{2}{3}}} \quad \text{et} \quad V^* = \frac{x^{\frac{2}{3}}}{(1 + 2x)^{\frac{2}{3}}} \Rightarrow V^* = \frac{Q^*}{x}$$

La valeur de la vitesse est donnée par la relation $V = KI^{0.5} B^{\frac{2}{3}} V^*$.

Les organigrammes de calculs sont aussi proposés en Annexe A pour les calculs hydrauliques.

IV. EXPLICATION DE L'UTILISATION DU PROGRAMME

La fenêtre d'accueil est présentée comme l'indique l'interface ci-dessous. Le bouton « OUVRIR » permet de passer à l'étape suivant de la manipulation et le bouton « FERMER » pour quitter l'interface d'accueil.

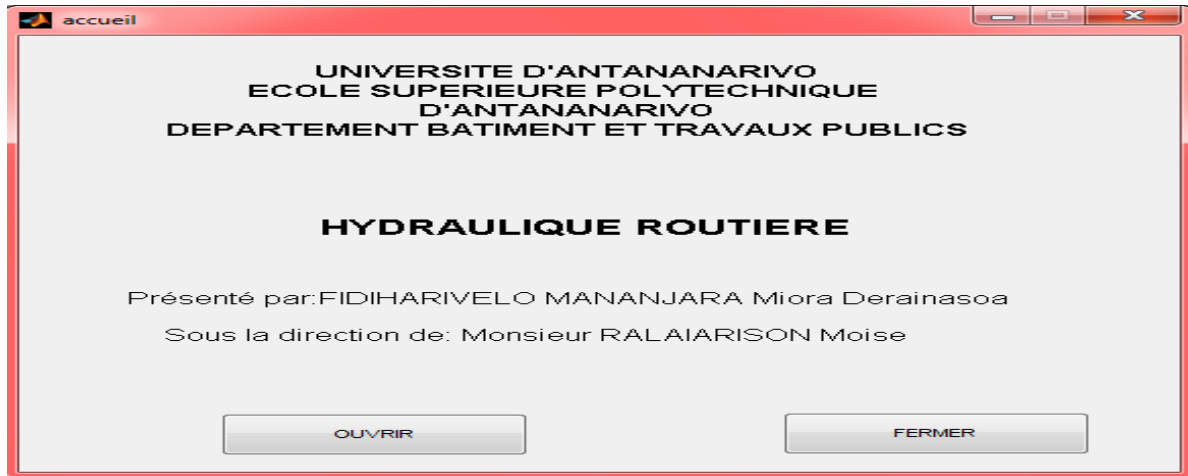


Figure 12 : Interface de la page d'accueil de la programmation

Une fois appuyé sur le bouton « OUVRIR » de la fenêtre d'accueil, le type de calcul à effectuer peut être choisi. Le bouton « ACCUEIL » fait revenir le processus à la fenêtre d'accueil et le bouton « QUITTER » pour abandonner le programme.

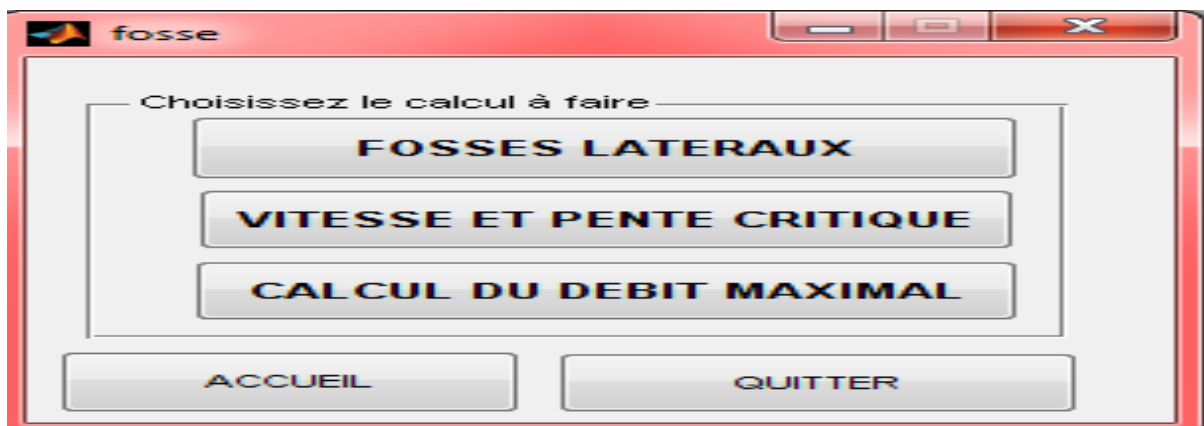


Figure 13 : Interface permettant de choisir le calcul à effectuer

L'étude en hydraulique routière débute par la détermination du débit maximal collecté par le bassin versant, d'où l'étude hydrologique.

IV.1. Explication de l'utilisation de la partie hydrologique du programme

Pour passer à l'étude hydrologique, il faut appuyer sur le bouton « CALCUL DU DEBIT MAXIMAL » comme indiqué dans la figure ci-dessus. Une fois ce bouton cliqué, l'interface ci-après apparaît:

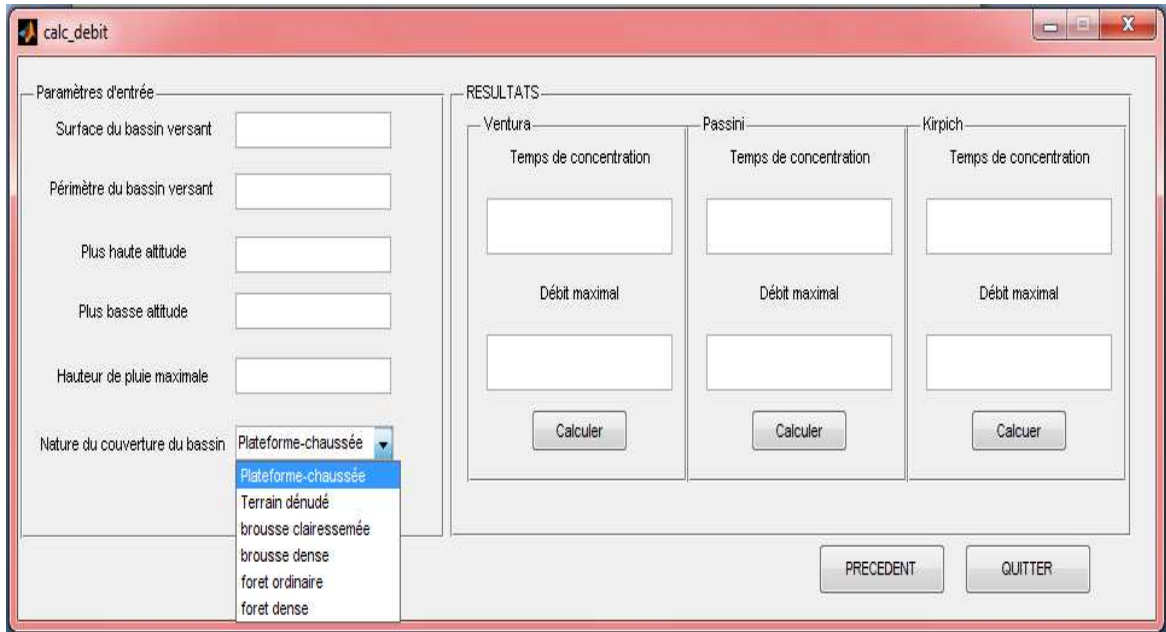


Figure 14 : Interface de calcul du débit de crue

L'interface ci-dessus ainsi apparue, il suffit de remplir les cases vides correspondantes aux paramètres d'entrée à partir desquels le calcul sera fait. Le bouton « calculer », permet d'obtenir les résultats selon la méthode et formule sélectionnée. Le bouton « Nature de couverture du bassin » permet d'obtenir la valeur du coefficient de ruissellement « C » selon la pente moyenne du bassin versant et également de sa surface comme est décrite dans le tableau 1 en Annexe A.

NB : Pour le calcul selon la formule de Kirpich, sur la case « Plus haute altitude » est à saisir « l'altitude du point le plus éloigné de l'exutoire » et sur la case « Plus basse altitude », « le point de l'exutoire ».

IV.2. Explication de l'utilisation de la partie hydraulique du programme

IV.2.1. Etudes de fossés latéraux :

Le bouton « PRECEDENT », comme son nom l'indique nous fait retourner dans l'interface antérieure.

Dans l'encadré à gauche se trouve les paramètres d'entrée permettant d'effectuer le calcul. Toutefois, il faut choisir à priori la géométrie du fossé à partir duquel l'eau en provenance du bassin versant sera évacués (encadrée à droite de l'interface). Pour ce choix, il suffit de sélectionner dans la zone « Type de fossé ».

Comme l'indique la figure ci-après, le type de fossé choisi est le « Fossé rectangulaire », d'où les cases des pentes sont verrouillées du fait que le schéma de calcul expliqué précédemment ne fait pas appel à ces paramètres.

« Pente 1 » et « Pente 2 » signifient les pentes d'ouverture du fossé lorsque celui-ci est de type « Trapézoïdal et/ou triangulaire ». Pour le « Fossé triangulaire » la valeur à prendre pour la base du fossé est égale à zéro.

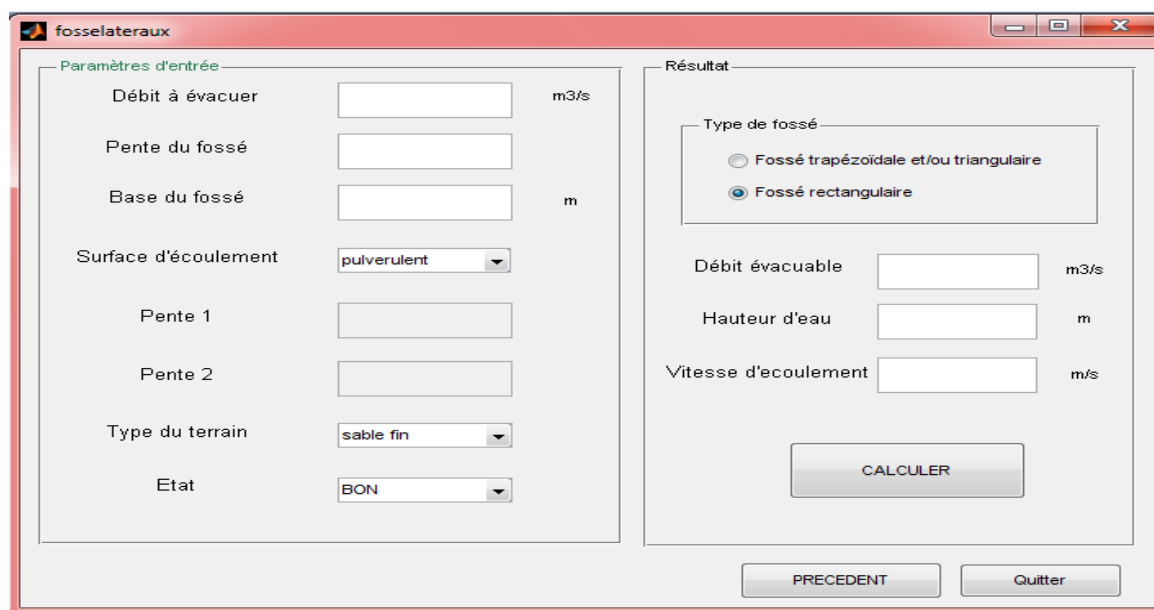
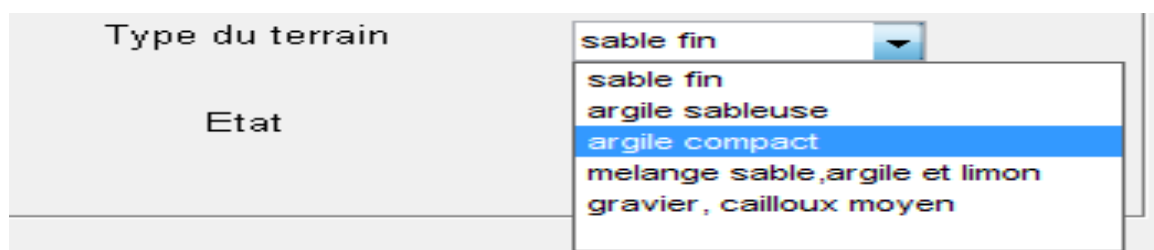


Figure 15: Interface de calcul du fossé latéral

Le bouton « Type de terrain » permet de choisir le type de terrain rencontré et affirme la valeur de la vitesse d'ensablement correspondant à celui-ci comme est indiqué dans le tableau 2 en Annexe A.



Le bouton « Surface d'écoulement » quant à lui, permet de définir la valeur de la vitesse d'affouillement correspondant à un cas donné, à partir de la hauteur d'eau dans le fossé et la nature de la surface où ruisselle le débit à évacuer. Le tableau 3 en Annexe A explicite les détails sur ces valeurs.

Surface d'écoulement	pulverulent
Pente 1	pulverulent
Pente 2	consistant
Type du terrain	peu consistant
	beton lisse
	beton rigoureux
	moellon jointoyé
	moellon pierre sèche
	gazon

Le bouton « Etat » combiné au bouton « Surface d'écoulement » sont les boutons à partir desquels est défini le coefficient de rugosité «k». Le tableau 3 en Annexe A explicite ces valeur.

Etat	BON
	BON
	PASSABLE
	MAUVAIS

IV.2.2. Etude de vitesse et de pente dans un ouvrage

Le présent programme concerne le calcul de pente et de vitesse dans un ouvrage à sortie libre. En appuyant sur le bouton « VITESSE ET PENTE CRITIQUE » l'interface suivant s'affiche :

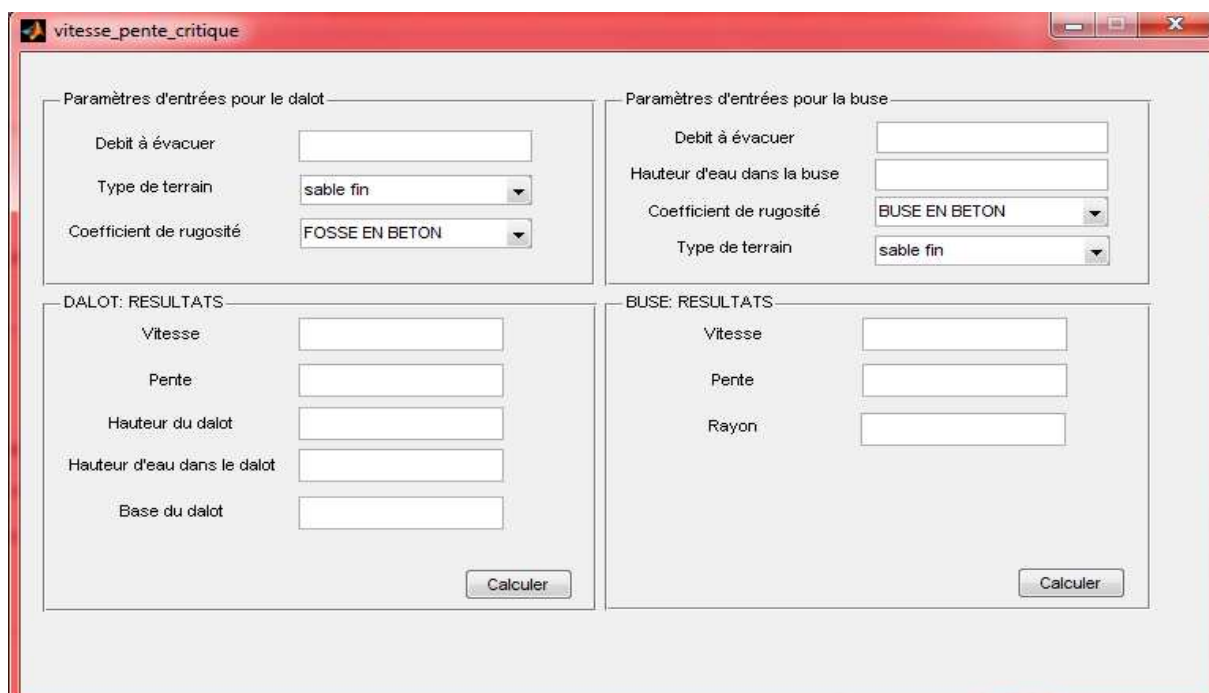
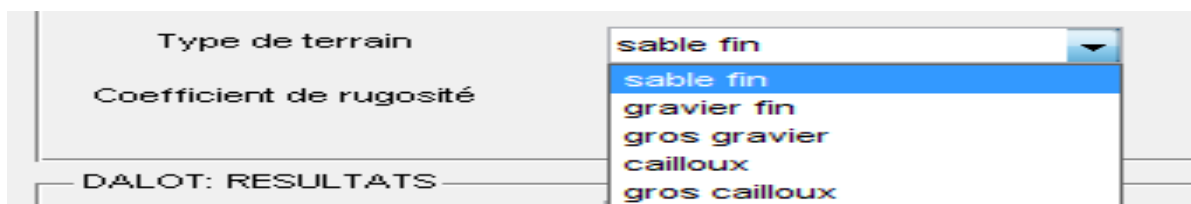


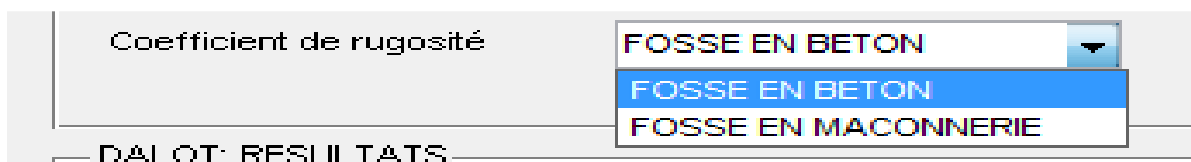
Figure 16 : Interface de calcul hydraulique de dalot

Les encadrés en haut sont les cases où sont à saisir et choisir les paramètres d'entrée. Celui de bas présente les résultats obtenus.

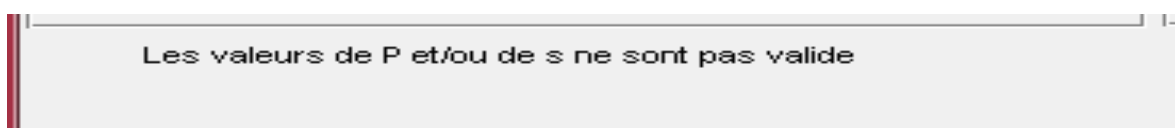
Le bouton « Types de terrain » permet de choisir, comme explicité dans le tableau 4 en Annexe A, la vitesse d'ensablement pour un terrain donné. Le choix est alors parmi les suivants:



Le bouton « Coefficient de rugosité » donne la valeur de k tel que : $k = 67$ pour un fossé en béton et $k = 45$ pour un fossé en maçonnerie.



NB : La partie en bas et à gauche de chaque interface indique, si le cas est, les erreurs de saisi comme par exemple indique le suivant pour le calcul de débit de crue :



Le programme ainsi explicité, il peut être appliqué. L'application du programme s'est effectuée sur la digue et sur la ville de Faratsiho permettant alors de définir les procédés de résolutions des problèmes hydrologiques et hydrauliques.

V. APPLICATION DU PROGRAMME

V.1. Application de la partie hydrologique

D'après les données recueillies auprès de la Service Météorologique d'Ampandrianomby, la hauteur de pluie pour une période donnée est illustrée dans le tableau suivant :

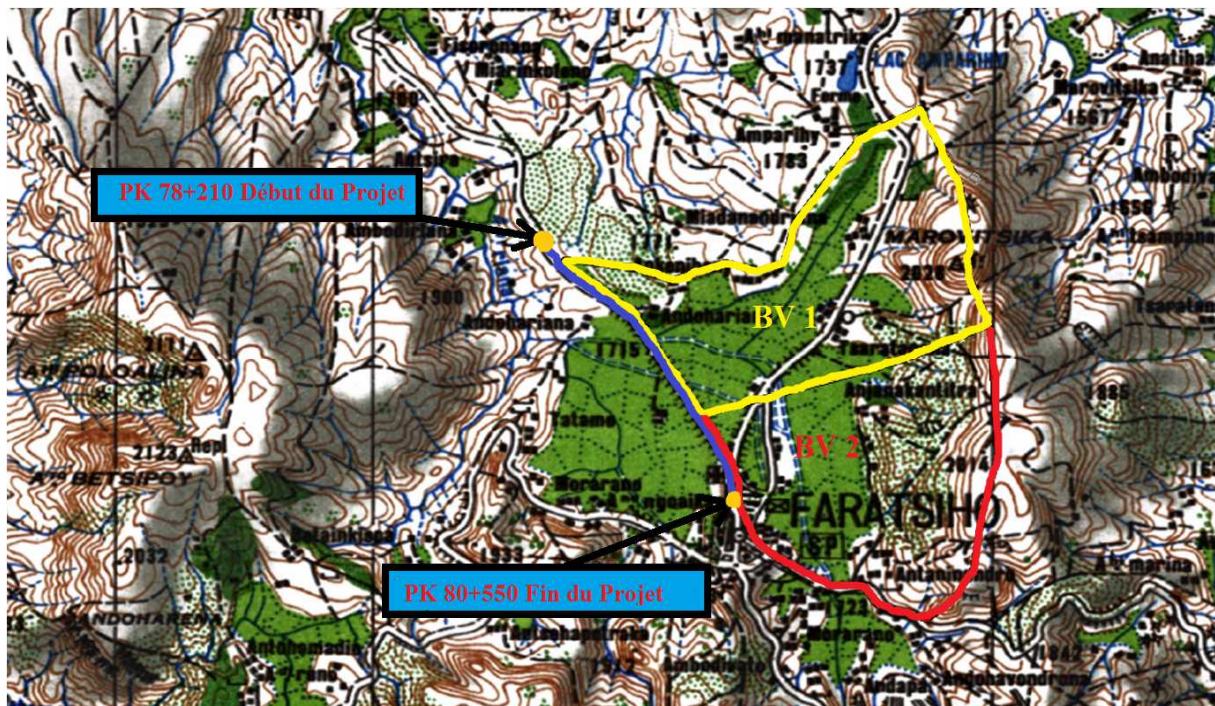
Tableau 26 : Valeur de la hauteur de pluie maximale

Période	10 ans	25 ans	50 ans	100 ans
$H_{[P,24]}$ (mm)	115	140	160	180

Source : Service de la Météorologie Ampandrianomby.

La valeur de la période de retour à prendre est de 10 à 25 ans pour les travaux d'assainissement. La période de retour prise pour les calculs est de 10 ans (il s'agit de l'assainissement d'une Route Nationale Secondaire). La hauteur maximale de pluie est alors de 115 mm.

Les deux grands bassins versants de la digue délimitée à l'aide du Mapinfo version 8.0 sont illustrés par la figure suivante :



LEGENDE :

	Digue de Faratsiho et objet du mémoire		Rizière
	Limite du bassin versant 1		Fôret
	Limite du bassin versant 2		Cours d'eau
	Courbe de niveau		Infrastructure routière

Figure 17 : Illustration des bassins versants de la digue de Faratsiho

Les bassins versants pris en compte sont aux totaux de six (6) et sont les suivants :

- Les deux premiers (BV 1 et BV 2) sont ceux qui atteignent directement le corps de la digue et sont illustrés ci-dessus.
- Les bassins versants 3 et 5 sont ceux de la ville de Faratsiho qui déversent leurs débits vers la chaussée.
- Le bassin versant 4 s'agit du corps de la chaussée elle-même.
- Le dernier bassin versant (BV 6) est un bassin au début de la digue au village Andohariana (PK 78+210).

Les caractéristiques de tous les bassins versants qui touchent la digue sont présentées dans le tableau qui suit:

Tableau 27 : Caractéristiques des bassins versants pris en compte

Bassin versant	Surface [Km ²]	Périmètre [Km]	Zmax [m]	Zmin [m]	H [P,24] [mm]	Nature de couverture
1	6,519	12,85	2 028	1 715	115	Forêt ordinaire
2	6,339	11,59	2 014	1 715	115	Forêt ordinaire
3	0,0119	1,248	1 730	1 758	115	Terrain dénudé
4	0,0007	0,407	1 735	1 744	115	Plate-forme/ chaussée
5	0,0369	1,132	1 735	1 740	115	Terrain dénudé
6	0,0726	1,853	1 727	1 720	115	Brousse clairsemé

En appliquant le programme explicité précédemment, les résultats hydrologiques obtenus sont illustrés dans le tableau ci-dessous pour chaque bassin versant et suivant chaque formule :

Tableau 28 : Résultats du débit pour chaque bassin et suivant chaque formule

Bassin versant	Ventura		Passini		Kirpich	
	Débit [m ³ /s]	Tc[mn]	Débit [m ³ /s]	Tc[mn]	Débit [m ³ /s]	Tc[mn]
1	25,15	79,01	24,21	83,97	23,16	43,48
2	25,68	73,02	25,56	73,59	24,18	38,00
3	0,56	4,26	0,52	6,52	0,48	9,22
4	0,045	0,95	0,043	1,63	0,040	3,69
5	1,31	14,50	1,24	17,09	1,36	12,97
6	2,045	22,49	1,85	28,20	2,098	21,18

Remarque :

- Pour la formule de Kirpich, le calcul tient en compte de la dénivellation entre l'altitude de l'exutoire (1715) et celui du point le plus éloigné (pour les bassins 1 et 2 respectivement sont de 1972 et 1930) à celui-ci.
- Comme le bassin versant 4 s'agit de la chaussée elle-même qui produit du débit ; alors :

$$\text{Surface : } S = \left(\frac{l}{2} + l_{ac} \right) \times L = \left(\frac{5,5}{2} + 0,75 \right) \times 200 = 700 \text{ m}^2 = 7 \times 10^{-4} \text{ km}^2$$

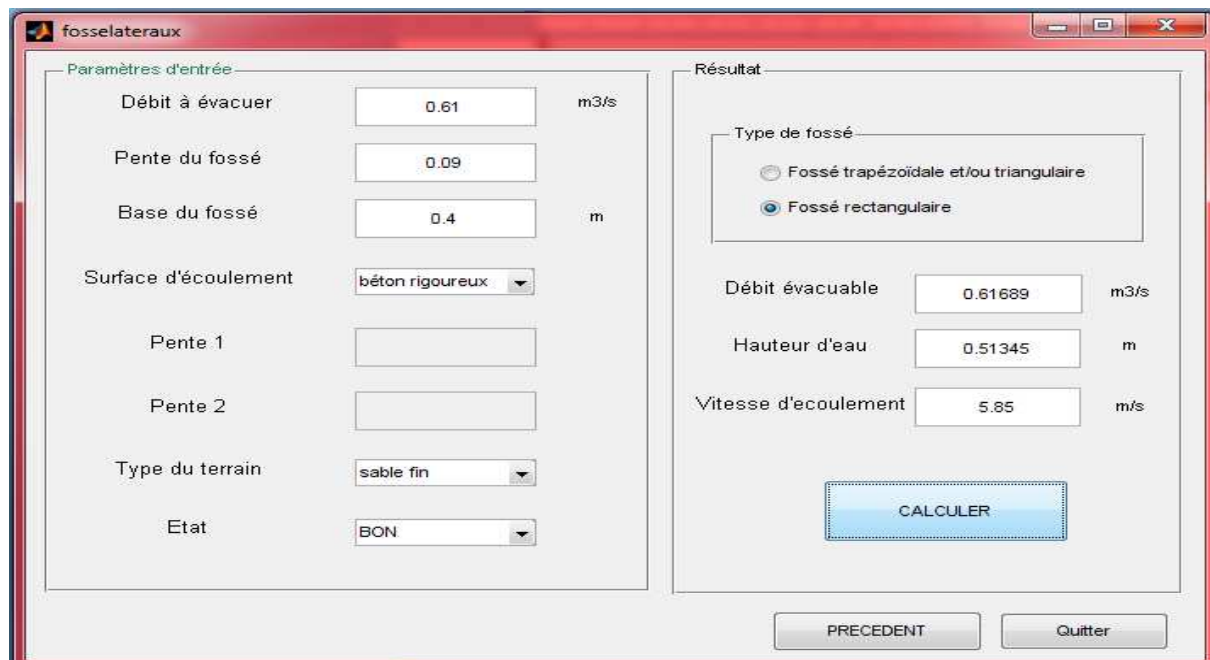
$$\text{Périmètre : } P = 2 \left(\frac{l}{2} + l_{ac} \right) + 2L = 2 \left(\frac{5,5}{2} + 0,75 \right) + 2 \times 200 = 407 \text{ m} = 0,407 \text{ km}$$

Où : L : la longueur de chaussée prise en compte, l la largeur moyenne de la chaussée et l_{ac} la largeur de l'accotement.

Le débit de pointe pour les bassins 1 et 2 est celui trouvé à partir de la formule de Ventura. Ce débit est d'une valeur de l'ordre de $25,15 + 25,28 = 50,83 \text{ m}^3/\text{s}$ pour les deux grands bassins. Ainsi trouvé les débits à évacuer ; le dimensionnement des ouvrages permettant de les évacués conduit au passage aux études hydrauliques.

V.2. Application de la partie hydraulique pour les petits bassins versant

Le bassin versant N°3 est celui d'une partie de la ville de Faratsiho. Ce débit s'ajoute au débit venant de la chaussée (bassin N°4) et va être recueilli par un fossé latéral ; d'où le résultat suivant pour $Q = 0,564 + 0,044 = 0,61 \text{ m}^3/\text{s}$:



fosselateraux

Paramètres d'entrée

- Débit à évacuer: 0.61 m³/s
- Pente du fossé: 0.09
- Base du fossé: 0.4 m
- Surface d'écoulement: béton rigoureux
- Pente 1:
- Pente 2:
- Type du terrain: sable fin
- Etat: BON

Résultat

Type de fossé:

- ☐ Fossé trapézoïdale et/ou triangulaire
- ☒ Fossé rectangulaire

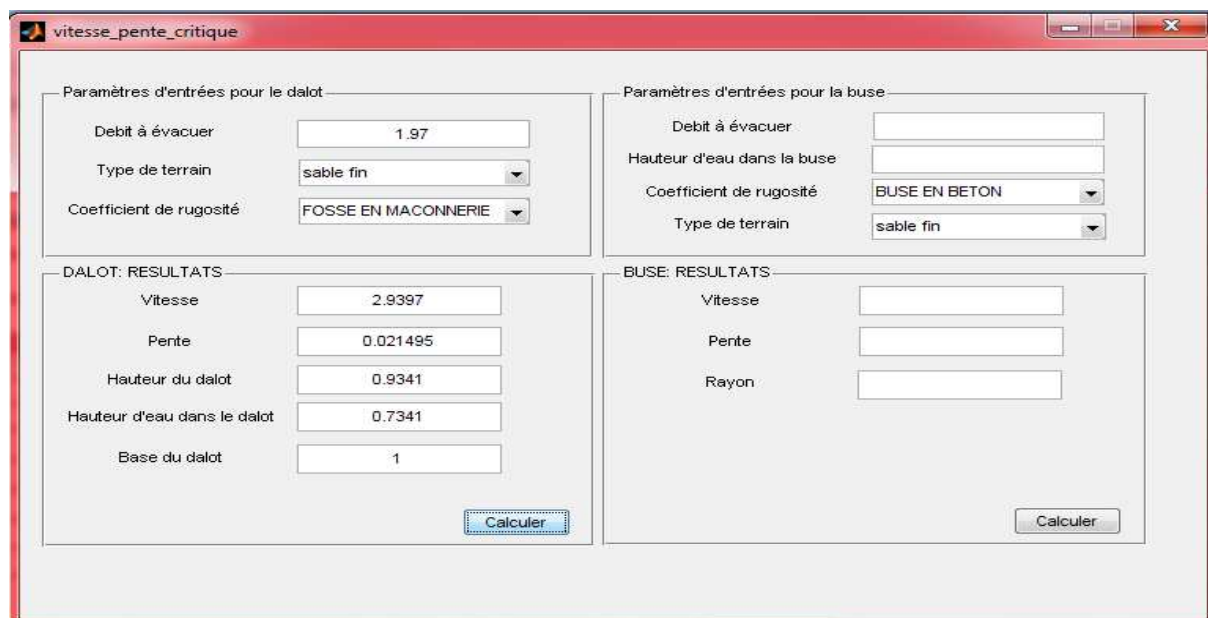
- Débit évacuable: 0.61689 m³/s
- Hauteur d'eau: 0.51345 m
- Vitesse d'écoulement: 5.85 m/s

CALCULER

PRECEDENT **Quitter**

Figure 18 : Résultats de calcul du fossé latéral

Ainsi, $B = 0,4 \text{ m}$ et $h = 0,6 \text{ m}$ peut évacuer les $0,61 \text{ m}^3/\text{s}$ d'eau sans crainte d'ensablement ni d'affouillement. Ce débit ainsi trouvé se déverse au bassin N°5 ; le débit à évacuer est alors de: $Q_0 = 1,36 + 0,61 = 1,97 \text{ m}^3/\text{s}$. Les résultats sont donnés comme suit :



vitesse_pente_critique

Paramètres d'entrées pour le dalot

- Débit à évacuer: 1.97
- Type de terrain: sable fin
- Coefficient de rugosité: FOSSE EN MACONNERIE

DALOT: RESULTATS

- Vitesse: 2.9397
- Pente: 0.021495
- Hauteur du dalot: 0.9341
- Hauteur d'eau dans le dalot: 0.7341
- Base du dalot: 1

Paramètres d'entrées pour la buse

- Débit à évacuer:
- Hauteur d'eau dans la buse:
- Coefficient de rugosité: BUSE EN BETON
- Type de terrain: sable fin

BUSE: RESULTATS

- Vitesse:
- Pente:
- Rayon:

Calculer **Calculer**

Figure 19: Résultat de calcul du dalot

D'après ce résultat, un dalot de hauteur $H = 0,93$ m et de base $B = 1$ m est indispensable pour évacuer le débit et ce sans crainte d'ensablement ni d'affouillement. Un dalot en maçonnerie de moellon de 1m de côté est alors à mettre en œuvre (au PK 80+550).

Pour le bassin N°6, le débit est évacué par le biais d'un dalot. Les dimensions obtenues (en utilisant le programme) sont les suivantes pour les $2,068 \text{ m}^3/\text{s}$ d'eau à évacuer :

$I = 0,009$; $V = 2,91 \text{ m/s}$; $B = 1,10 \text{ m}$ et $D = 0,82 \text{ m}$. L'ouvrage de mise en œuvre pris est un dalot en maçonnerie de moellon de 1 m de côté (au PK 78+210).

V.3. Résolution hydraulique des débits venant des bassins 1 et 2

Le débit de pointe trouvé est celui à partir de la formule de Ventura qui est de $Q_0 = 50,83 \text{ m}^3/\text{s}$. Ce débit doit être évacué vers la partie aval de la digue. Les aménagements suivants sont alors proposés pour cette évacuation :

- Remplacement du pont Bailey de 6,60 m du PK 78+630 par un dalot cadre de franchissement à double ouverture de dimension $2 \times 400 \times 300$;
- Elargissement du dalot de franchissement en béton de 400×300 du PK 79+219
- Création de 4 autres dalots d'assainissement en maçonnerie de moellon de 100×100 .

Le débit Q_0 sera donc réparti à travers ces ouvrages. Soient les hypothèses suivantes:

- Les dalots de 400×300 évacuent un débit de $14 \text{ m}^3/\text{s}$;
- Les dalots de 100×100 évacuent le débit restant.

V.3.1. Vérification de l'évacuation du débit au droit du dalot de 400×300

Le calcul commence par la détermination de la profondeur d'eau en amont de l'ouvrage. Le raisonnement se fait à partir des variables adimensionnels suivants :

$$H_1^* = \frac{H_1}{D} \quad \text{et} \quad Q^* = \frac{Q_0}{A\sqrt{2gD}} \quad \text{En effet: } Q^* = \frac{Q_0}{A\sqrt{2gD}} = \frac{14}{4 \times 3 \sqrt{2 \times 9,81 \times 3}} = 0,16$$

La profondeur d'eau en amont de l'ouvrage pour un débit de $14 \text{ m}^3/\text{s}$ est alors déterminée à l'aide de l'Abaque 1 en Annexe A; ce qui donne $H_1^* = 0,68$.

$$\text{Donc : } H_1^* = \frac{H_1}{D} \Rightarrow H_1 = D \times H_1^* = 2,04 \text{ m}$$

Pour s'assurer que la vitesse de l'eau dans le dalot reste dans les limites admissibles, il faut d'abord passer par le calcul de la pente critique de l'ouvrage. Le débit réduit est alors :

$$Q_{cr}^* = \frac{Q_0}{\sqrt{gB^5}} = \frac{13,25}{\sqrt{9,81 \times 4^5}} = 0,13$$

Ce qui par référence à l'Abaque 2 en Annexe A donne $I_{cr}^* = 1,97$

$$\text{Alors : } I_{cr} = \frac{g I_{cr}^*}{k^2 B^{\frac{1}{3}}} = \frac{9,81 \times 1,97}{67^2 \times 4^{\frac{1}{3}}} = 0,0027$$

La pente de mise en œuvre est de $I = 1,2 I_{cr} = 0,003$. Il vient alors le calcul de la vitesse par l'intermédiaire de :

$$Q^* = \frac{Q_0}{k I^{0,5} B^{\frac{2}{3}}} = \frac{13,25}{67 \times 0,003^{0,5} \times 4^{\frac{2}{3}}} = 0,090$$

Tiré à partir de l'Abaque 3 en Annexe A, la valeur de la vitesse réduite est de : $V^* = 0,305$

$$V = k I^{0,5} B^{\frac{2}{3}} V^* = 67 \times 0,003^{0,5} \times 4^{\frac{2}{3}} \times 0,305 = 2,96 \text{ m/s}$$

Cette vitesse inférieure à 3 m/s est acceptable ; donc un dalot de 400×300 évacue sans crainte d'affouillement ni d'ensablement un débit de $14 \text{ m}^3/\text{s}$ et ce pour une hauteur d'eau de 2,04 m en amont de l'ouvrage qui est aussi acceptable pour le Projet. Un dalot de 400×300 et un dalot de $2 \times 400 \times 300$, évacuent donc un débit de $42 \text{ m}^3/\text{s}$.

V.3.2. Vérification de l'évacuation du débit au droit d'un dalot de 100×100

La digue de Faratsiho traverse une grande vallée et se situe donc dans une zone inondable. Compte tenue de la topographie des lieux et du franchissement routier, l'écoulement à travers les ouvrages à faible dimension peut être considéré comme à sortie noyé. En tenant compte des pertes de charges à l'entrée, le long et à la sortie de l'ouvrage, la dénivellation ΔH entre le niveau du plan d'eau en amont et en aval du remblai routier pour un débit Q est défini par :

$$\Delta H = 0,051 \frac{Q^2}{D^4} \left(K_e + 0,028 \frac{L}{D^{\frac{4}{3}}} + 1 \right)$$

ΔH : Dénivellation entre le plan d'eau en amont et le plan d'eau en aval du remblai routier ;

K_e : Coefficient dépendant de la forme d'entrée du dalot ;

L et D : respectivement, sont la longueur et la hauteur du dalot (ici le dalot est carré).

Le débit non évacué par les dalots de 400×300 permet d'estimer un débit de $2,2 \text{ m}^3/\text{s}$ d'eau au droit d'un dalot de 100×100 . Ainsi, il en résulte :

$$\Delta H = 0,051 \times \frac{2,2^2}{1^4} \times \left(0,5 + 0,028 \times \frac{8}{1^{\frac{4}{3}}} + 1 \right) = 0,42 \text{ m}$$

D'où, la dénivellation entre le plan d'eau en amont et le plan d'eau en aval de la digue est de 42 cm et les 4 dalots peuvent évacuer le débit restant de $8,83 \text{ m}^3/\text{s}$ sans problème.

VI. PRÉ-DIMENSIONNEMENT DE LA DIGUE À METTRE EN ŒUVRE

La hauteur de la digue à mettre en œuvre est en fonction du niveau maximal atteint par l'eau en période de crue (H_{PHE}) augmentée de la revanche (R). $H_D = H_{PHE} + R$

Avec : H_D : Hauteur de la digue ;

La revanche R est ; selon Djoukovski et pour un talus donné de pente $\tan(\alpha)$:

$$R = 3,2K \left(\frac{1}{2} + \frac{\sqrt{L}}{3} \right) \tan(\alpha)$$

Où : K est un coefficient en fonction de la nature du talus :

$K = 1$ pour un talus en terre et $K = 0,77$ pour les talus perreyés.

L : la longueur moyenne en km du plan d'eau en amont, qui, pour ce cas est de 0,865 km.

En prenant une pente de (3/5) la revanche est alors de :

$$R = 3,2 \times 1 \times \left(\frac{1}{2} + \frac{\sqrt{0,865}}{3} \right) \times 0,6 = 1,5 \text{ m}$$

Compte tenu de la fouille au niveau des ouvrages de franchissement (0,60 m), la valeur de la plus haute eau sur la digue est de $2,04 - 0,60 = 1,44 \text{ m}$. La hauteur prise en compte pour la digue est alors de $1,44 + 1,5 = 2,94 \text{ m}$ qui est arrondi à 3,00 m.

CONCLUSION PARTIELLE

L'étude hydrologique et hydraulique permet de prévoir la protection de la digue à mettre en œuvre contre l'eau qui est porteur du nom de « Premier ennemi de la route ». D'autres facteurs peuvent aussi produire la déformation de la digue. Parmi eux est le comportement du sol support. Le tronçon d'étude est constitué par des sols de fondation de très mauvaise portance.

Ainsi, doit-on élaborer une approche particulière pour résoudre les problèmes géotechniques afin d'assurer le bon comportement du remblai et de la chaussée. Les chapitres suivants traitent les études géotechniques ; dont le premier, se concentre sur les études préliminaires des sols de fondation.

CHAPITRE III : ETUDES DES SOLS DE FONDATION

I. GÉNÉRALITÉS SUR LES SOLS COMPRESSIBLES

Les sols compressibles sont généralement classés en deux grandes catégories : d'une part, les argiles (éventuellement limons) molles peu ou pas organiques ; d'autre part les tourbes (ou les sols très organiques). Concernant les remblais assis sur sol compressible ; sous la charge du remblai, le sol de fondation se tasse et entraîne avec lui le remblai. Dans les zones compressibles, les tassements différentiels qui se produisent entraînent d'importantes déformations.

I.1. Caractéristiques générales des sols compressibles

En tant que sols de fondation, tous ces sols sont caractérisés par :

- une faible résistance au cisaillement à court terme (c'est-à-dire tant qu'ils ne se sont pas consolidés sous les charges qui leur sont appliquées). Cette résistance au cisaillement, qui est alors appelée cohésion non drainée C_u , qui augmente lors de la consolidation du sol ;
- une compressibilité importante conduisant, sous charges, à des tassements de grande amplitude qui, compte tenu de la faible perméabilité du sol, ont une durée généralement longue (plusieurs années, voire même des dizaines d'années).

Ces sols sont généralement situés dans la nappe et sont donc saturés. Ces propriétés mécaniques particulières rendent de tels sols inaptes à supporter des fondations d'ouvrages. Par contre, moyennant des études préalables sérieuses et des méthodes de construction adaptées, un remblai peut, tant que la chaussée n'est pas mise en place, s'adapter à des déformations, même importantes, et par conséquent être fondé sur des sols très compressibles.

I.2. Les problèmes posés

La construction de remblai sur sol mou pose souvent des problèmes difficiles. La provocation de la rupture du sol porteur qui peut compromettre la suite de la construction et créer des dommages importants doit être évitée. Puis, le problème de tassement, aux effets plus lents mais tout aussi néfastes se pose aussi.

I.2.1. Problème de stabilité

La mise en place d'un remblai sur sol mou entraîne une augmentation des contraintes au sein de ce sol. Si cet accroissement des contraintes dépasse un seuil critique qui dépend des

caractéristiques mécaniques du sol, ce dernier se rompt en cours de construction en provoquant un affaissement important et brutal du remblai. Ainsi, on ne peut dépasser une certaine épaisseur de remblai sans risque de ruptures au poinçonnement ou au glissement. Parallèlement à l'affaissement, il se produit des déformations du sol porteur qui se traduisent par des soulèvements importants du terrain naturel autour du remblai.

I.2.2. Problème de tassement

La charge appliquée par le remblai provoque des tassements qui sont généralement de grande amplitude et de longue durée même en l'absence de rupture. L'étude préalable doit permettre de définir la loi du tassement en fonction du temps et de préconiser éventuellement des méthodes pour réduire ou accélérer ce tassement.

I.3. Comportement du remblai mis en œuvre

I.3.1. Rupture par poinçonnement ou par enfoncement

Le remblai s'affaisse dans son ensemble en pénétrant dans le sol support, tandis que les bourrelets de terre se forment de part et d'autre des talus au soulèvement du terrain naturel.

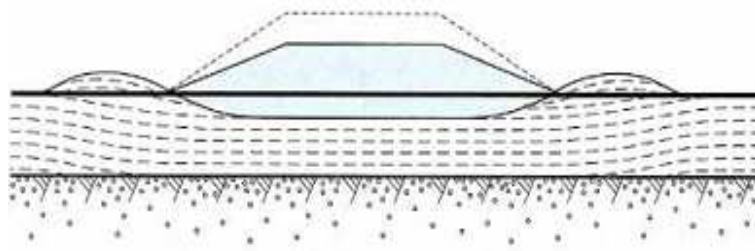


Figure 20 : Rupture par poinçonnement

I.3.2. Rupture rotationnelle

C'est le type de rupture le plus fréquent dans le domaine routier en raison de la géométrie habituelle de la construction des remblais. Contrairement à l'affaissement généralisé d'une rupture par poinçonnement, elle se manifeste par un enfoncement localisé du remblai.

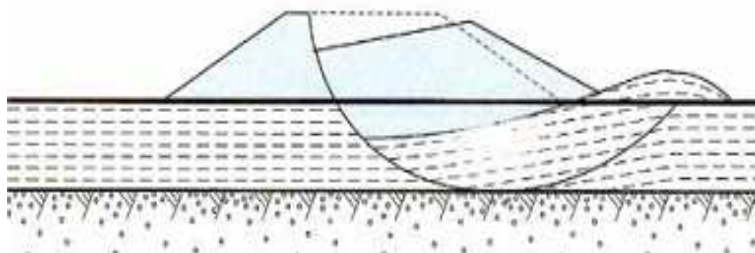


Figure 21 : Rupture rotationnelle

Cet enfoncement est la conséquence d'un déplacement d'une partie du remblai et du sol de fondation le long de la surface de rupture. La forme de ce dernier étant variable suivant la nature et le comportement mécanique du sol de fondation sur lequel le remblai s'assoie.

I.3.3. Rupture par étalement

Ce type de rupture est due à la variation des propriétés physiques de la couche sous jacente (anisotropie de structure au sein de la couche) ou la présence de couche molle à une faible profondeur. Elle s'effectue par l'étalement superficiel du corps du remblai sur une couche molle de la couche de fondation.

II. ETUDES GÉOTECHNIQUES SPÉCIFIQUES

Lors de l'étude géologique du tracé, des zones de sols compressibles ont été décelées. A ce stade, seules quelques indications sur l'étendue, la nature et l'épaisseur de ces sols sont espérées. Avec les études géotechniques sommaires, une première coupe de la zone traversée est établie avec indication de la qualité moyenne des couches compressibles. Quelques extractions d'échantillons représentatifs des couches pour les essais d'identification en laboratoire et des sondages en place (en particulier essais au pénétromètre et au scissomètre) ont été effectuées.

II.1. Essai in situ

La présence de matériaux compressibles sur les chantiers de terrassement nécessite la réalisation d'essais géotechniques spécifiques in situ afin d'estimer au mieux l'influence des sols compressibles sur le futur ouvrage.

Pour la résistance dynamique, la stratigraphie des sols sous-jacents et pour assurer l'homogénéité du sol le long du tracé, les essais sur place suivants ont été entrepris sur la digue de Faratsiho :

- 12 sondages au pénétromètre dynamique jusqu'à 10 m de profondeur.
- 12 forages à la tarière manuelle allant jusqu'à 8 m de profondeur.
- 20 essais scissométriques pour la mesure de la cohésion sur place des couches sous-jacentes.

II.2. Essai en laboratoire

L'étude des sols en laboratoire complète l'étude effectuée in situ. La synthèse des résultats permet de représenter schématiquement la zone à étudier afin de prévoir son comportement.

Pour l'identification de l'état et des caractéristiques mécaniques du sol de la digue en question, 18 prélèvements d'échantillon intact ont été réalisés aux fins des essais en laboratoire. En outre, les essais plus spécifiques et plus coûteux suivants : essais de cisaillement, de consolidation, et de compressibilité ont aussi été réalisés.

Tableau 29 : Tableau récapitulatif des essais entrepris

Profil	PM	Coordonnée GPS		Investigations
P1	78 775	S 19°23'13.4''	et E 046°56'31.5''	2Pd,2Tr,2Sc,2PEI
P2	78 850	S 19°23'10.9''	et E 046°56'33.8''	1Pd,1Tr,3Sc,3PEI
P3	78 950	S 19°23'17.8''	et E 046°56'34.4''	1Pd,1Tr,0Sc,1PEI
P4	79 175	S 19°23'24.3''	et E 046°56'38.6''	2Pd,2Tr,3Sc,2PEI
P5	79 400	S 19°23'30.9''	et E 046°56'42.5''	1Pd,1Tr,2Sc,2PEI
P6	79 600	S 19°23'36.6''	et E 046°56'41.6''	1Pd,1Tr,2Sc,2PEI
P7	79 800	S 19°23'42.1''	et E 046°56'31.5''	1Pd,1Tr,3Sc,2PEI
P8	80 000	S 19°23'47.3''	et E 046°56'49.5''	2Pd,2Tr,2Sc,1PEI
P9	80 200	S 19°23'52.8''	et E 046°56'51.9''	1Pd,1Tr,3Sc,3PEI

Source : Bureau de contrôle Inframad

Avec

- Pd : pénétromètre dynamique
- Tr : tarière manuelle
- Sc : essai scissométrique
- PEI : prélèvement d'échantillon intact

II.3. Caractéristiques des sols de fondation

Dans tout Projet de construction de gros œuvre en génie civil, le problème de sol de fondation se pose presque toujours. La connaissance des différentes caractéristiques de ce dernier est alors primordiale pour prévoir la bonne tenue de l'ouvrage.

Les différents essais, entrepris par la LNTPB sur la digue de Faratsiho, tel que cités ci-dessus ont abouti aux résultats ci-après :

II.3.1. Caractéristiques des argiles tourbeuses

a) *Caractéristiques d'état et d'identification*

- Le poids volumique humide γ varie entre 15,8 et 16,3kN/m³.
- La teneur en eau W varie entre 51,8 et 54,8%.

b) Caractéristiques mécaniques

- La cohésion non drainé C_u varie entre 4 et 6 KPa ;
- L'angle de frottement interne ϕ est de 6° ;
- La pression de consolidation σ'_c varie entre 25 et 32 KPa ;
- L'indice de compressibilité du sol C_c varie entre 0,178 et 0,465 ;
- L'indice de gonflement du sol C_g varie entre 0,025 et 0,042 ;
- La vitesse de consolidation C_v est de $8,1 \cdot 10^{-5} \text{ cm}^2 / \text{s}$;
- L'indice des vides initial sur la courbe oedométrique e_o varie entre 1,337 et 1,407%.

II.3.2. Caractéristiques des limons-sableux

a) Caractéristiques d'état et d'identification

- Le poids volumique humide γ varie entre 13,4 et 17 kN/m³ ;
- La teneur en eau W varie entre 47,2 et 54,6%.

b) Caractéristiques mécaniques

- La cohésion non drainé C_u varie entre 3 et 5 KPa ;
- L'angle de frottement interne ϕ varie entre 3° et 4° ;
- La pression de consolidation σ'_c est de 36 KPa ;
- L'indice de compressibilité du sol C_c est de 0,254 ;
- L'indice de gonflement du sol C_g est de 0,023 ;
- La vitesse de consolidation C_v est de $9,8 \cdot 10^{-5} \text{ cm}^2 / \text{s}$;
- L'indice des vides initial sur la courbe oedométrique e_o varie entre 1,337 et 1,407%.

II.3.3. Caractéristiques des sables-fins/sables-argileux

a) Caractéristiques d'état et d'identification

- Le poids volumique humide γ varie entre 16,1 et 17,4 kN/m³
- La teneur en eau W varie entre 37,5 et 53,6%

b) Caractéristiques mécaniques

- La cohésion non drainé C_u varie entre 4 et 6 KPa
- L'angle de frottement interne ϕ varie entre 3° et 5°
- La pression de consolidation σ'_c varie entre 36 et 50 KPa

- L'indice de compressibilité du sol C_c varie entre 0,254 et 0,435
- L'indice de gonflement du sol C_g varie entre 0,017 et 0,056
- La vitesse de consolidation C_v est de $9,8.10^{-5} \text{ cm}^2/\text{s}$
- L'indice des vides initial sur la courbe oedométrique e_o varie entre 1,081 et 1,978%.

II.4. Interprétations

L'état de compressibilité d'un sol peut être déterminé par son indice de compressibilité. Le tableau suivant illustre ces différents états :

Tableau 30 : Etats de compressibilité du sol suivant l'indice C_c

Incompressible	Très peu compressible	Peu compressible	Moyennement compressible
$C_c < 0,02$	$0,02 < C_c < 0,05$	$0,05 < C_c < 0,1$	$0,1 < C_c < 0,2$
Assez fortement compressible	Très compressible		Extrêmement compressible
$0,2 < C_c < 0,3$	$0,3 < C_c < 0,5$		$0,5 < C_c$

Source : Déformation des sols

D'après ce tableau, avec un indice de compressibilité variant de 0,178 à 0,465 le sol de fondation varie du sol incompressible à un sol très compressible.

En se référant à la surcharge due au remblai, les couches de fondations sont surconsolidées et il y aura donc tassement.

Les essais scissométriques donne une faible cohésion in situ des sols de fondations ; ainsi la portance du sol est médiocre.

CONCLUSION PARTIELLE

Les résultats des essais, que ce soit in situ ou en laboratoire, donne plus d'information sur les caractéristiques physico-mécaniques des sols de fondation de la digue. D'après ces résultats, les sols d'assises de la digue sont des sols compressibles. Des approches particulières doivent être prises pour mettre en relief le comportement de ces types de sols, qui peuvent influencer l'ouvrage une fois mis en œuvre ou même en cours d'exécution.

Les études suivantes concernent les comportements de ces sols et du remblai routier lorsque ce dernier est mis en œuvre au dessus du premier.

CHAPITRE IV : ETUDES DE STABILITÉS

I. GÉNÉRALITÉS

La méthode générale retenue est celle de la stabilité des pentes. Elle permet de déterminer le coefficient de sécurité d'un remblai vis-à-vis d'une rupture intéressant à la fois le sol de fondation et le talus de remblai. La résistance au cisaillement des sols de fondation, augmentant pendant la phase de consolidation, la stabilité critique risque d'être obtenue lors de la mise en place des remblais. C'est donc la stabilité à court terme qui est étudiée.

L'analyse de stabilité à court terme à partir des méthodes en contraintes totales est facile, et la résistance au cisaillement du sol étant ici uniquement définie par la cohésion non drainée C_u .

Pour le calcul, la connaissance à priori des caractéristiques suivantes sont indispensables:

- Les différentes couches sous-jacentes des sols de fondation et les caractéristiques géométriques du remblai ;
- Les caractéristiques mécaniques des couches et du remblai (résistance au cisaillement et poids spécifique) ;
- Le niveau de la nappe.

II. CARACTÉRISTIQUES PRISES EN COMPTE POUR LE CALCUL

II.1. Concernant le remblai (à mettre en œuvre)

- Hauteur totale : 3,0 m (toute la hauteur est hors de la nappe phréatique) ;
- Poids volumique humide : $\gamma_h = 18 \text{ kN/m}^3$;
- Angle de frottement interne : $\phi = 13^\circ$;
- Cohésion : $C = 12 \text{ kPa}$.

II.2. Concernant le remblai existant et les couches compressibles

Deux formes de la digue existante suivant l'état de dégradation sont à considérer pour le cas de Faratsiho. Donc, une partie des Travaux consiste à élargir la digue existante. Ces remblais concernent celui du PK 78+775 et du PK 79+900. En effet, ces deux formes de la digue existante sont en général représentées par le profil P1 et P5 qui sont deux endroits parmi les 10 autres où des essais au pénétromètre dynamique ont été faits. Le tableau suivant illustre les détails caractéristiques de chaque couche :

Tableau 31 : Caractéristiques et géométrie de la digue existante

Digue existante au droit du profil P1 (PK 78+775)				
Couche	Hauteur [m]	Cohésion [KPa]	Angle de frottement interne ϕ [degré]	Poids volumique [KN/m ³]
Remblai existant	0,9	6	3	17
Argile tourbeuse	0,6	4	6	16
Argile jaune	2,4	5	4	17
Digue existante au droit du profil P5 (PK 79+900)				
Couche	Hauteur [m]	Cohésion [KPa]	Angle de frottement interne ϕ [degré]	Poids volumique [KN/m ³]
Remblai existant	0,5	6	3	17
Argile sableuse	0,2	4	6	16
Argile grise	3,2	4	4	17

Source : Bureau de contrôle Inframad

Les figures suivantes illustrent les différents états de la digue de Faratsiho lors de la descente sur terrain :



Figure 22 : Photo du Profil P1, du Profil général et du Profil P5

III. STABILITÉ DE LA DIGUE EXISTANTE

III.1. Méthode d'approche

La méthode consiste à assimiler le remblai à une semelle superficielle fondée sur le sol mou et le coefficient de sécurité F est ensuite à déterminer.

La stabilité est atteinte vis-à-vis du poinçonnement pour la digue existante si :

$$F = \frac{(\Pi + 2)C_u}{\gamma_r h_r} \geq 1,5$$

γ_r : représente le poids spécifique du remblai et h_r sa hauteur.

C_u : étant la cohésion non drainé du sol de fondation.

Les couches sous-jacentes sont considérées comme homogènes en prenant en compte les pondérations des caractéristiques du sol de fondation.

Au droit du profil P1:

$$C = \frac{c_1 h_1 + c_2 h_2}{h_1 + h_2}$$
$$C = \frac{0,6 \times 4 + 2,4 \times 5}{0,6 + 2,4} = 4,8 \text{ K P a}$$

Où : h_1 et h_2 , les hauteurs respectives de la première et deuxième couche compressible et C_1 et C_2 leurs cohésions respectives.

Et pour ce qui est au droit du profil P5:

$$C = \frac{c_1 h_1 + c_2 h_2}{h_1 + h_2}$$
$$C = \frac{0,2 \times 4 + 3,2 \times 4}{0,2 + 3,2} = 4 \text{ K P a}$$

Avec : h_1 et h_2 , les hauteurs respectives de la première et deuxième couche compressible et C_1 et C_2 leurs cohésions respectives.

Donc, $C_u = 4,8$ [KPa] pour le premier cas et $C_u = 4$ [KPa] pour le deuxième cas.

Après calcul, $F=1,61 > 1,5$ pour le premier type d'élargissement; donc la stabilité de la digue existante vis-à-vis du poinçonnement est vérifiée. Également, pour le deuxième type d'élargissement, $F=2,42 > 1,5$ donc la stabilité de la digue existante vis-à-vis du poinçonnement est aussi vérifiée.

Cette formule ne rend pas compte du phénomène exact de rupture et ne donne qu'un ordre de grandeur de F .

III.2. Stabilité vis-à-vis de la rupture rotationnelle

Dans cette méthode la surface de rupture est supposée circulaire et les interactions entre tranches (efforts normale et tangentiel) sont nulles. Chaque tranche est soumise au poids propre W_i du sol en question qui est appliqué à son centre de gravité comme l'illustre le schéma ci-après.

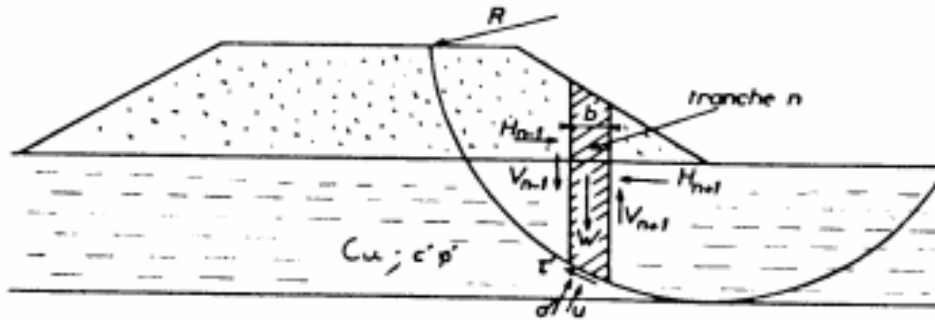


Figure 23 : Equilibre d'une tranche

Les équations de projections des forces agissant sur une tranche et l'équation des moments pour l'ensemble des tranches par rapport au centre 0 du cercle sont ensuite établies. Le coefficient de sécurité F correspondant au cercle considéré est obtenu ainsi. Le cercle de rupture le plus probable et retenu est celui qui présente le coefficient de sécurité minimal. Ce cercle est généralement tangent au substratum et centré sur la verticale à mi-pente du talus.

La formule générale pour la détermination du coefficient de sécurité est la suivante :

$$F = \frac{\tau_{\max}}{\tau}$$

$$F = \frac{\sum_n [C' b + (W - u b)] \frac{\tan(\Phi')}{\cos \alpha \left(1 + \tan \alpha \frac{\tan(\Phi')}{F} \right)}}{\sum_n W \sin \alpha}$$

Pour le calcul de la stabilité vis-à-vis de la rupture rotationnelle, le logiciel STABR, qui est un logiciel conçu pour la vérification la stabilité des talus est utilisé. Soit à considérer les valeurs suivantes pour les données de contrôle pour la digue existante au droit du profil P1:

```

METHODE DE BISHOP ET/OU METHODE DE FELLENIUS
Profil P1 - digue existante (BK78+775)
DONNEES DE CONTROLE:
  NOMBRE DE CENTRES SPECIFIES                0
  NOMBRE D'HORIZONS DE TANGENCE DES CERCLES   1
  NOMBRE DE PROFILS VERTICAUX                 6
  NOMBRE DE LIMITES DE COUCHES DE SOL         4
  NOMBRE DE LIGNES DE PRESSION INTERSTICIELLE 0
  NOMBRE DE POINTS DE VARIATION DE COHESION   0
COEFFICIENTS SISMIQUES S1,S2 = .00, .00
POIDS SPECIFIQUE DE L'EAU = 10.00
LA RECHERCHE COMMENCE AU CENTRE ( 4.5, 1.4) AVEC UN PAS FINAL DE 1.0
TOUS LES CERCLES SONT TANGENTS A LA PROFONDEUR : 6.1
  
```

En tenant compte de la géométrie de la digue existante, des propriétés et caractéristiques physico-mécaniques du sol de fondation et du matériau de remblai ainsi que les conditions du

milieu, les calculs par la méthode de Bishop et/ou Fellenius ont abouti aux résultats illustrés ci-après :

GEOMETRIE							
	PROFILS	2.0	2.6	4.5	9.2	10.0	30.0
FISSURES DE TRACTION		3.1	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1
EAU DANS LA FISSURE		3.1	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1
LIMITE 1		3.1	2.1	2.2	2.0	3.1	3.1
LIMITE 2		3.1	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1
LIMITE 3		3.7	3.7	3.7	3.7	3.7	3.7
LIMITE 4		6.1	6.1	6.1	6.1	6.1	6.1
PROPRIETES DES SOLS							
COUCHE		COHESION		ANGLE DE FROTT.		DENSITE	
1		6.0		3.0		17.0	
2		4.0		6.0		16.0	
3		5.0		3.0		17.0	
METHODE DE BISHOP ET/OU METHODE DE FELLENIUS							
Profil P1 - digue existante <BK78+775>							
NUMERO	TANGENT	RAYON	<X> CENTRE	<Y> CENTRE	FS<BISHOP>	FS<FEL>	
1	6.1	4.8	4.5	1.4	CENTRE SOUS FISSURE	INTERPOLEE	
2	6.1	4.7	2.5	1.4	CENTRE SOUS FISSURE	INTERPOLEE	
3	6.1	6.7	4.5	-6	CENTRE SOUS FISSURE	INTERPOLEE	
4	6.1	4.7	6.5	1.4	6.380	5.793	
5	6.1	2.7	4.5	3.4	CENTRE SOUS NIVEAU SUP. DU TALUS		
6	6.1	4.7	5.5	1.4	CENTRE SOUS FISSURE	INTERPOLEE	
7	6.1	5.7	6.5	.4	4.842	4.513	
8	6.1	4.7	7.5	1.4	3.046	2.757	
9	6.1	3.7	6.5	2.4	13.076	11.439	
10	6.1	5.7	7.5	.4	2.800	2.575	
11	6.1	4.7	8.5	1.4	2.371	2.149	
12	6.1	3.7	7.5	2.4	3.817	3.378	
13	6.1	5.7	8.5	.4	2.342	2.155	
14	6.1	4.7	9.5	1.4	2.103	1.903	
15	6.1	3.7	8.5	2.4	2.503	2.217	
16	6.1	5.7	9.5	.4	2.150	1.978	
17	6.1	4.7	10.5	1.4	2.108	1.905	
18	6.1	3.7	9.5	2.4	2.139	1.890	
19	6.1	5.7	8.5	.4	2.342	2.155	
20	6.1	5.7	10.5	.4	2.132	1.959	
21	6.1	3.7	10.5	2.4	2.186	1.928	
22	6.1	3.7	8.5	2.4	2.503	2.217	
F.S. MINIMUM = 2.103 POUR LE CERCLE DE CENTRE < 9.5, 1.4>							

Les valeurs à considérer pour les données de contrôle au sujet de la digue existante au droit du profil P5, sont les suivantes:

METHODE DE BISHOP ET/OU METHODE DE FELLENIUS	
Profil P5-digue existante	
DONNEES DE CONTROLE:	
NOMBRE DE CENTRES SPECIFIES	0
NOMBRE D'HORIZONS DE TANGENCE DES CERCLES	1
NOMBRE DE PROFILS VERTICAUX	8
NOMBRE DE LIMITES DE COUCHES DE SOL	4
NOMBRE DE LIGNES DE PRESSION INTERSTICIELLE	0
NOMBRE DE POINTS DE VARIATION DE COHESION	0
COEFFICIENTS SISMQUES S1,S2	= .00, .00
POIDS SPECIFIQUE DE L'EAU	= 10.00
LA RECHERCHE COMMENCE AU CENTRE < 15.0, -9.0> AVEC UN PAS FINAL DE 1.0	
TOUS LES CERCLES SONT TANGENTS A LA PROFONDEUR : 6.9	

De la même sorte que le précédent, les calculs par la méthode de Bishop et/ou Fellenius ont abouti aux résultats illustrés ci-après :

GEOMETRIE									
PROFILS		2.4	4.5	5.7	6.5	7.5	9.5	10.0	14.0
FISSURES DE TRACTION		3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5
EAU DANS LA FISSURE		3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5
LIMITE	1	3.5	3.0	3.0	3.0	3.3	3.3	3.0	3.0
LIMITE	2	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.0	3.0	3.0
LIMITE	3	3.7	3.7	3.7	3.7	3.7	3.7	3.7	3.7
LIMITE	4	6.9	6.9	6.9	6.9	6.9	6.9	6.9	6.9
PROPRIETES DES SOLS									
COUCHE		COHESION		ANGLE DE FROTT.		DENSITE			
1		6.0		3.0		17.0			
2		4.0		6.0		16.0			
3		4.0		4.0		17.0			
METHODE DE BISHOP ET/OU METHODE DE FELLENIUS									
P5exist									
NUMERO	TANGENT	RAYON	<X> CENTRE	<Y> CENTRE	FS<BISHOP>	FS<FEL>			
1	6.9	15.9	15.0	-9.0	2.131	2.069			
2	6.9	15.9	13.0	-9.0	2.597	2.539			
3	6.9	17.9	15.0	-11.0	2.107	2.053			
4	6.9	15.9	17.0	-9.0	1.714	1.670			
5	6.9	13.9	15.0	-7.0	2.176	2.103			
6	6.9	15.9	16.0	-9.0	1.904	1.852			
7	6.9	16.9	17.0	-10.0	1.725	1.683			
8	6.9	15.9	18.0	-9.0	1.525	1.487			
9	6.9	14.9	17.0	-8.0	1.695	1.649			
10	6.9	16.9	18.0	-10.0	1.549	1.513			
11	6.9	15.9	19.0	-9.0	1.376	1.342			
12	6.9	14.9	10.0	-0.0	1.500	1.459			
13	6.9	16.9	19.0	-10.0	1.402	1.370			
14	6.9	15.9	20.0	-9.0	1.280	1.249			
15	6.9	14.9	19.0	-8.0	1.349	1.313			
16	6.9	16.9	20.0	-10.0	1.292	1.263			
17	6.9	15.9	21.0	-9.0	1.236	1.208			
18	6.9	14.9	20.0	-8.0	1.270	1.237			
19	6.9	16.9	21.0	-10.0	1.244	1.217			
20	6.9	15.9	22.0	-9.0	1.219	1.193			
21	6.9	14.9	21.0	-8.0	1.230	1.199			
22	6.9	16.9	22.0	-10.0	1.223	1.198			
23	6.9	15.9	23.0	-9.0	1.236	1.211			
24	6.9	14.9	22.0	-8.0	1.218	1.191			
25	6.9	14.9	21.0	-8.0	1.230	1.199			
26	6.9	14.9	23.0	-8.0	1.244	1.218			
27	6.9	13.9	22.0	-7.0	1.221	1.191			
28	6.9	15.9	21.0	-9.0	1.236	1.208			
29	6.9	15.9	23.0	-9.0	1.236	1.211			
30	6.9	13.9	23.0	-7.0	1.259	1.232			
31	6.9	13.9	21.0	-7.0	1.225	1.193			
F.S. MINIMUM = 1.218 POUR LE CERCLE DE CENTRE < 22.0, -8.0>									

IV. INTERPRÉTATION

D'après ces valeurs, la digue existante est stable. Les figures 2 et 3 en Annexe F explicitent au mieux les résultats obtenus et montre en même temps les différents paramètres essentiels pris en compte, à savoir : les caractéristiques physico-mécaniques de l'existant et du sol d'assise, l'origine des repères pris, les points de profil vertical et horizontal pris.

Pour les résultats de calcul de stabilité à la déformation rotationnelle, le coefficient de sécurité minimal est égale à 2,103 et ce correspondant à un rayon 4,7 m et au centre (9,5 ; 1,4) pour le premier cas d'élargissement (au droit du profil P1). Concernant le deuxième cas

d'élargissement (au droit du profil P5), on a un coefficient de sécurité $F=1,218$ correspondant à un rayon de 14,9 m et au cercle de centre (22 ; -8). Alors, le remblai existant peut être utilisé comme assise de l'élargissement de la digue.

CONCLUSION PARTIELLE

La déformation vis-à-vis de la rupture rotationnelle est la plus à craindre pour le cas des talus. Étant donné que le remblai présente cette forme talutée, la vérification de la stabilité face à cette rupture est alors d'une grande importance. Toutefois, ce n'est pas la seule déformation qui est susceptible de se produire surtout pour les remblais routiers construits sur terrain à sol compressible. Le comportement des sols sous-jacents sous la charge du remblai influe aussi sur la déformation de ce dernier. Le chapitre qui suit détermine alors le degré de tassement du sol d'assise sous la charge du remblai.

CHAPITRE V : ETUDES DES TASSEMENTS

I. GÉNÉRALITÉS

Une déformation instantanée du sol se produit après la mise en charge du remblai. Au fur et à mesure du temps et de la construction, cette déformation se développe.

Les tassements provoqués à la surface d'un massif de sol sont dus à l'expulsion des eaux interstitielles dans le sol et de l'air et aux déformations du squelette solide c'est-à-dire au réenchevêtrement des grains.

Pour les méthodes liées à l'évaluation de l'amplitude des tassements, ce sont des méthodes plus ou moins globales qui sont appelées méthodes du chemin de contraintes et qui peuvent se résumer dans le processus suivant :

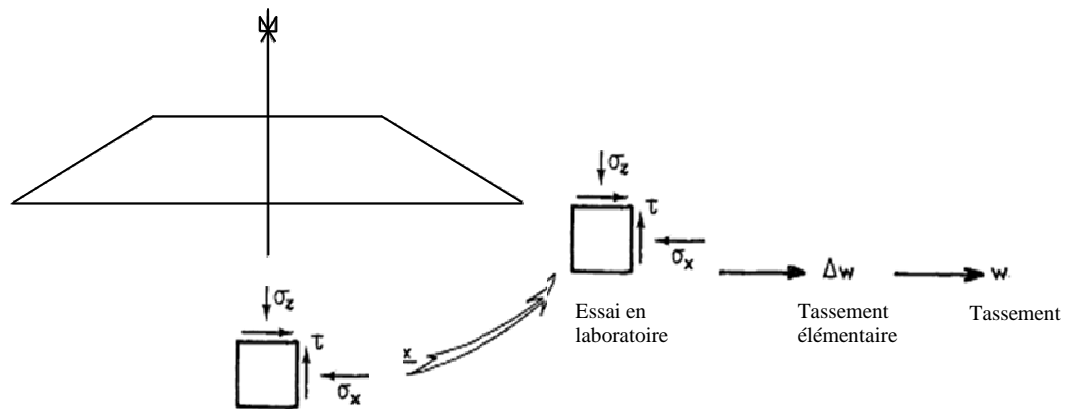


Figure 24 : Lieu d'évaluation du tassement

Les méthodes utilisées sont différentes suivant que le calcul effectué s'intéresse à l'amplitude ou aux temps de tassements. Les premières ne font pas intervenir explicitement le temps, alors que les secondes sont très intimement liées à ce facteur.

II. CARACTÉRISTIQUES PRISES EN COMPTE

Pour la suite, l'étude considère la partie de l'élargissement de la digue qui présente le cas le plus défavorable. L'étude se fait comme celle d'une digue entière qui présente le même sol de fondation que celui du deuxième cas de l'élargissement (profil P5).

Les caractéristiques prises en compte pour le calcul sont donc les suivantes :

- Concernant le remblai à mettre en œuvre:
- Matériau du remblai : $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$, $\gamma' = 9,73 \text{ kN/m}^3$

- Largeur : $B = 8\text{m}$
- Hauteur : $H = 3,0\text{ m}$

II.1. Hypothèses

- Les charges appliquées au sol de fondation sont proportionnelles au poids volumique du remblai.
- La contrainte à la base du remblai est de répartition trapézoïdale.
- L'estimation des tassements se fait dans l'axe du remblai. En effet, même les directions des contraintes principales sont très difficiles à déterminer dans les couches compressibles. Ces directions ne sont connues que sous l'axe principal du remblai. Dans cet endroit, elles restent constamment verticales et horizontales par suite de la symétrie. En outre, la largeur du remblai est assez élevée par rapport à l'épaisseur du sol compressible $\left(\frac{B}{H} > 1\right)$, donc, dans la zone centrale, la constatation est que la déformation latérale est presque nulle et que la contrainte verticale a comme valeur $\sigma = \gamma H + \Delta\sigma_z$ pour avoir un tassement maximal dans cet axe du remblai.

III. CONTRAINTE EFFECTIVE

D'après les hypothèses précédentes, la charge appliquée à la base du remblai est conforme à la forme du remblai.

$$\Delta\sigma = \gamma_r h_r = 18 \times 3,0 = 54 \text{ KN/m}^2$$

Sans tenir compte de la surcharge due au remblai, les contraintes effectives pour chaque couche sous jacente sont les suivantes :

Pour la première couche :

$$\sigma' = \gamma_{sat1} \frac{h_1}{2} - \gamma_w \frac{h_1}{2} = 26,2 \times \frac{0,2}{2} - 10 \times \frac{0,2}{2} = 1,62 \text{ KN/m}^2$$

Ainsi, $\sigma'_c = 25 \text{ KPa} > 1,62 \text{ KPa}$ pour cette couche, d'où le sol est surconsolidé.

Pour la deuxième couche :

Pour avoir plus de précision sur le calcul, la couche va être divisée en deux couches de même épaisseur. Ainsi, soit : $h'_2 = \frac{h_2}{2}$, alors, d'une part :

$$\sigma_2' = \gamma_{sat1} h_1 + \gamma_{sat2} \frac{h_2'}{2} - \gamma_w \left(h_1 + \frac{h_2'}{2} \right)$$

$$\sigma_2' = 26,2 \times 0,2 + 26,15 \times \frac{1,6}{2} - 10 \left(\frac{1,6}{2} + 0,2 \right) = 16,15 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Donc : $\sigma_c' = 40 \text{ KPa} > 16,15 \text{ KPa}$ pour cette couche ; d'où le sol est surconsolidé.

D'autre part, en posant: $h_2'' = \frac{h_2}{2}$

$$\sigma_3' = \gamma_{sat1} h_1 + \gamma_{sat2} h_2' + \gamma_{sat2} \frac{h_2''}{2} - \gamma_w \left(h_1 + \frac{h_2'}{2} \right)$$

$$\sigma_3' = 26,2 \times 0,2 + 26,15 \times 1,6 + 26,15 \times \frac{1,6}{2} - 10 \left(\frac{1,6}{2} + 0,2 \right) = 16,15 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Pour cette couche, $\sigma_c' = 40 \text{ KPa} > 16,15 \text{ KPa}$, le sol est surconsolidé.

IV. VARIATION DE CONTRAINTE EN PROFONDEUR

Les points où la contrainte est maximale sont portés par l'axe de symétrie du remblai. En utilisant l'abaque d'Osterberg (Abaque 1 en Annexe B) et en supposant le sol comme un demi-espace élastique, le coefficient d'influence est trouvé pour une charge en forme de demi-remblai. En considérant un point M qui se situe dans l'axe du remblai ; la contrainte à une profondeur donnée de la couche compressible en ce point est donnée par la relation : $\Delta \sigma_z = I \Delta \sigma$.

$$\text{Avec : } \Delta \sigma = \gamma_r h_r = 18 \times 3,0 = 54 \text{ KN} / \text{m}^2$$

La variation de la contrainte à une profondeur Z donnée dans la couche compressible due à la charge du remblai est résumée comme suit :

Tableau 32 : Variation de contrainte en profondeur

Z[m]	I	a/Z	b/Z	$\Delta \sigma_z, \text{KN/m}^2$
0	0,5	-	-	54
1,5	0,48	3,33	2,67	51,84
2	0,47	2,5	2	50,76
3	0,46	1,67	1,33	49,68
3,4	0,425	1,47	1,18	45,9

D'après ces résultats, au fur et à mesure où la profondeur augmente, la charge due au remblai diminue. Donc, la charge apportée par le remblai ne s'applique pas entièrement sur la couche molle. Un matériau ayant pour rôle la répartition de charge est ainsi à prévoir.

V. CALCULS DE TASSEMENT PAR LA MÉTHODE DE TERZAGHI

Suivant l'état de consolidation des sols sous-jacents, le tassement est donné par les relations ci-après :

Tableau 33: Valeur du tassement suivant l'état de consolidation du sol

Etat de consolidation		Expression du tassement
Sol normalement consolidé $\sigma'_c = \sigma'_{voi}$		$S_i = \frac{C_{ci}}{1+e_{oi}} H_i \log \left(\frac{\sigma'_{voi} + \Delta\sigma}{\sigma'_{voi}} \right)$
Sol sous consolidé		La consolidation primaire n'est pas terminée ; le sol n'a pas encore été soumis à une contrainte aussi élevée que σ'_{voi} (contrainte actuel).
Sol surconsolidé $\sigma'_c > \sigma'_{voi}$	$\sigma'_c < \sigma'_{voi} + \Delta\sigma$	$S_i = \frac{C_{gi}}{1+e_{oi}} H_i \log \left(\frac{\sigma'_{ci}}{\sigma'_{voi}} \right) + \frac{C_{ci}}{1+e_{oi}} H_i \log \left(\frac{\sigma'_{voi} + \Delta\sigma}{\sigma'_{voi}} \right)$
	$\sigma'_c > \sigma'_{voi} + \Delta\sigma$	$S_i = \frac{C_{gi}}{1+e_{oi}} H_i \log \left(\frac{\Delta\sigma + \sigma'_{voi}}{\sigma'_{voi}} \right)$

Source : Cours de mécanique des sols 2010

Avec :

- S_i : tassement de la couche i et h_i son épaisseur
- C_{ci} , C_{gi} , e_{oi} , σ'_{ci} et σ_{oi} sont respectivement : l'indice de compressibilité, l' indice de gonflement, indice de vide initiale, pression de consolidation et la contrainte effective à une profondeur Z du sol seul sans surcharge.
- $\Delta\sigma$ -contrainte effective sous charge du remblai

Pour ce cas d'étude, chaque couche sous-jacente est surconsolidée. De plus, $\sigma'_c < \sigma'_{voi} + \Delta\sigma$; alors le calcul du tassement se fait à partir de :

$$S = \frac{C_{gi}}{1+e_{oi}} H_i \log \left(\frac{\sigma'_{ci}}{\sigma'_{voi}} \right) + \frac{C_{ci}}{1+e_{oi}} H_i \log \left(\frac{\sigma'_{voi} + \Delta\sigma}{\sigma'_{ci}} \right)$$

$$\text{Donc, } S_1 = \frac{0,042}{1+0,01538} \times 0,2 \times \log \left(\frac{25}{1,62} \right) + \frac{0,435}{1+0,01538} \times 0,2 \times \log \left(\frac{54+1,62}{25} \right) = 0,040m$$

$$S_2 = \frac{0,066}{1+0,00934} \times 1,6 \times \log \left(\frac{40}{16,05} \right) + \frac{0,274}{1+0,00934} \times 1,6 \times \log \left(\frac{54+16,05}{25} \right) = 0,15m$$

$$S_3 = \frac{0,066}{1+0,00934} \times 1,6 \times \log \left(\frac{40}{41,74} \right) + \frac{0,274}{1+0,00934} \times 1,6 \times \log \left(\frac{54+41,74}{25} \right) = 0,16m$$

Ainsi, le tassement est de l'ordre de $S_t = 0,35m$

VI. VARIATION DU TASSEMENT EN FONCTION DE LA HAUTEUR DU REMBLAI

Le tassement du sol compressible de fondation varie en fonction de la charge sous laquelle il est soumis. En variant cette charge, les valeurs du tassement sont les suivants :

Tableau 34: Variation du tassement en fonction de la hauteur de remblai

Hr[m]	3,0	3,5	3,75
$\Delta\sigma[\text{KN/m}^2]$	54	63	67,5
S_1 [m]	0,05	0,045	0,048
S_2 [m]	0,30	0,35	0,37
S[m]	0,35	0,395	0,42
Hr-H=	0	0,5	0,75

VII. TEMPS DE RÉALISATION DU TASSEMENT

VII.1. Détermination de coefficient de consolidation apparente C_{va}

Le temps de de tassement et l'épaisseur de la couche de sol sont reliés par le coefficient de consolidation C_v . Ce coefficient se détermine par la méthode de Casagrande. Les valeurs de ce coefficient C_v pour les couches de fondation sont :

- Pour l'argile sableuse : $8,1 \times 10^{-5} \text{ cm}^2/\text{s}$
- Pour l'argile grise : $8,1 \times 10^{-5} \text{ cm}^2/\text{s}$

D'après la théorie approchée d'Absi, le multicouche est équivalent à une couche unique d'épaisseur $H = h_1 + h_2$ avec un coefficient de consolidation apparente C_{va} de la forme :

$$C_{va} = \sum_i \frac{(h_i)^2}{\left[\frac{h_i}{\sqrt{C_i}} \right]^2} \quad \text{alors, pour le multicouche de fondation, il en résulte que :}$$

$$C_{va} = \frac{(h_1 + h_2)^2}{\left[\frac{h_1}{\sqrt{C_{v1}}} + \frac{h_2}{\sqrt{C_{v2}}} \right]^2} = \frac{(0,2 + 3,2)^2}{\left[\frac{0,2}{\sqrt{8,1 \times 10^{-5}}} + \frac{3,2}{\sqrt{8,1 \times 10^{-5}}} \right]^2} = 8,1 \times 10^{-5} \text{ cm}^2 / \text{s}$$

VII.2. Temps de tassement

Avec la détermination de C_{va} et en se donnant un degré de consolidation à atteindre ; soit 95% correspondant à la réalisation du temps de tassement total, le facteur temps est : $T_v = 1,13$.

Tableau 35 : Valeur du degré de consolidation en fonction du facteur temps

U	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,85	0,90	0,95
T_v	0,03	0,07	0,12	0,20	0,29	0,40	0,57	0,69	0,85	1,13

Source : Cours mécanique des sols 2010

Cette consolidation est atteinte pour un temps égale à :

$$t = \frac{T_v h^2}{C_{va}} \quad \text{avec} \quad h = \frac{H}{2}$$

Où H est la hauteur totale de la couche compressible.

$$t = \frac{1,13 \times \left(\frac{340}{2} \right)^2}{8,1 \times 10^{-5}} = 403.172.840_s$$

Le temps nécessaire pour la réalisation de 95% du tassement est de $t = 403.172.840_s$ soit de l'ordre de 12 ans, 11 mois et 2 semaines. Ce temps de tassement peut être accéléré réduisant ainsi la durée nécessaire pour l'obtention de la consolidation car d'après ce résultat, le temps de tassement est très important.

VII.3. Evolution du tassement dans le temps

Les sols mous soumis à une contrainte se tassent au fur et à mesure de l'évolution du temps jusqu'à l'obtention d'un maximum de consolidation. L'évolution du tassement en fonction du temps se résume comme suit :

Tableau 36: Valeur de l'évolution du tassement dans le temps

t, année	0,5	1	2	3	4	5	6
Tv	0,04	0,09	0,17	0,26	0,35	0,44	0,52
U,%	0,23	0,33	0,47	0,57	0,65	0,72	0,77
S=U×St[cm]	8,19	11,70	16,38	19,89	22,87	25,24	27,03

t, année	7	8	9	10	11	12	13
Tv	0,61	0,70	0,78	0,87	0,96	1,05	1,13
U,%	0,82	0,85	0,88	0,90	0,92	0,94	0,95
S=U×St[cm]	28,59	29,83	30,78	31,64	32,18	32,73	33,27

Avec $S_t = 35 \text{ cm}$

VIII. VÉRIFICATIONS DE LA STABILITÉ DU REMBLAI AU POINÇONNEMENT

Comme déjà mentionner précédemment et pour raison de sécurité, cette stabilité est calculée comme pour le cas d'une digue entière et non celui de l'élargissement. Le degré de stabilité du

remblai est calculé par le coefficient de sécurité k tel que : $k = \frac{q_{ad}}{q_a}$

- q_{ad} est la charge admissible à la condition de stabilité ;
- q_a est la charge appliquée.

A part les caractéristiques des sols de fondation, les valeurs de q_a et de q_{ad} dépendent aussi de la condition de mise en œuvre ; c'est-à-dire selon que cette dernière soit effectuée rapidement ou lentement. Cette prise en compte vient du temps de réalisation du tassement (donc de la stabilisation de la couche d'assise).

VIII.1. Remblaiement en une seule phase (remblaiement rapide)

$$q_a = \gamma(h + S_t)$$

Avec :

- γ : poids volumique du remblai en KN/m³
- h : la hauteur total du remblai
- S_t : le tassement total

Ainsi, $q_a = 18(3,0 + 0,35) = 60,30 \text{ KN/m}^2$

La contrainte admissible est donnée par la relation :

$$q_{ad} = \frac{C_u + \gamma Z \tan(\phi_u)}{\beta}$$

- γ : étant le poids volumique saturé de la couche molle
- Z est la profondeur pour une valeur où β est maximal

β est un facteur qui dépend des caractéristiques du remblai et de la couche sous jacente.

C_u et ϕ_u sont les caractéristiques non drainées de la couche molle.

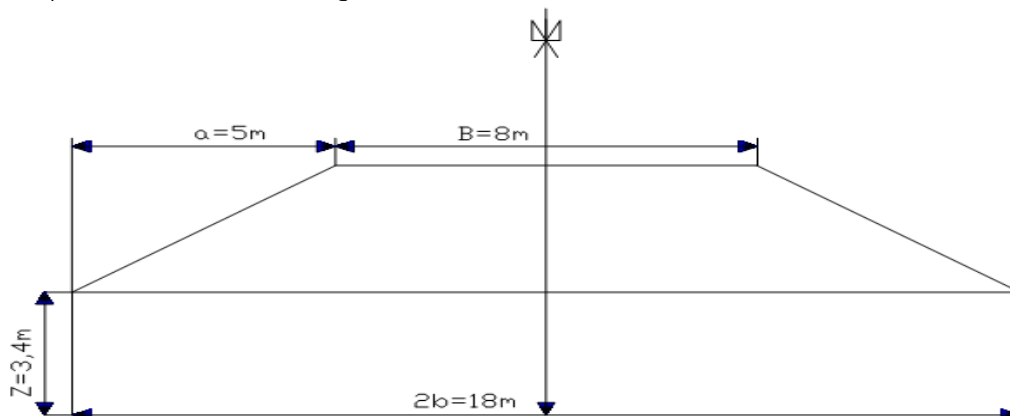


Figure 25: Caractéristiques prises en compte pour la recherche de β

$$\beta = f\left(\varphi_u, \frac{2a}{B}, \frac{Z}{b}\right) \quad \text{Avec : } \begin{cases} a=5, B=8, Z=3,4 \text{ et } b=9 \\ \frac{2a}{B} = \frac{2 \times 5}{8} = 1,25 \\ \frac{Z}{b} = \frac{3,4}{9} = 0,38 \end{cases}$$

Les caractéristiques prises pour la couche molle sont les cas défavorables suivants.

$$C_{uu} = 4 \text{ KPa et } \varphi_u = 4^\circ$$

$$\text{Pour, } \frac{2a}{B} = 1 \text{ et } \frac{Z}{b} = 0,38 ;$$

- Si $\varphi = 0^\circ$ on a $\beta = 0,281$;
- Si $\varphi = 5^\circ$ et $\beta = 0,255$ (ces valeurs sont prises à partir de l'abaque 2 en annexe B)

Pour $\varphi = 4^\circ$, et après une interpolation linéaire, $\beta = 0,26$. Ainsi,

$$q_{ad} = \frac{4 + 3,4 \times 26,1 \tan(4)}{0,26} = 39,25 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\text{La valeur de } k \text{ est alors de : } k = \frac{39,25}{60,30} = 0,65 < 1$$

D'où, le remblaiement rapide provoque le poinçonnement de la couche molle.

VIII.2. Remblaiement par phase (lent)

$$\text{Pour un remblaiement lent : } q_a = \gamma h_1$$

Où, h_1 est la hauteur de remblai à mettre en charge pour le premier chargement.

$$\text{La contrainte admissible s'écrit : } q_{ad} = \frac{C_D + \gamma Z \tan(\varphi_D)}{\beta}$$

Avec C_D et φ_D , respectivement sont la cohésion et l'angle de frottement interne après un essai consolidé drainé du sol de fondation.

Les essais sur le sol de fondation font l'objet de dépense assez important dans les constructions de gros œuvre. C'est la raison pour laquelle les résultats de cet essai ne sont pas utilisés pour ce cas d'étude (l'essai consolidé drainé n'a pas été entrepris).

Néanmoins, le raisonnement peut s'effectuer de la manière suivante. En général, la cohésion et l'angle de frottement croient en fonction de la consolidation, donc ces deux paramètres

peuvent être améliorés avec le temps. Une première hauteur de remblai conduisant à la valeur de $k > 1$ est alors à mettre en œuvre. La charge apportée par ce remblai sert à atteindre un certain degré de consolidation du sol de fondation et peut également être utilisée comme expulsion de l'eau dans le sol donc de drainage. La première hauteur de remblai à mettre en œuvre doit donc

vérifier $\frac{q_{ad}}{q_a} > 1$:

La valeur de la contrainte admissible du sol reste : $q_{ad} = 39,25 \text{ KN/m}^2$; mais la charge due au remblai est changée de façon à obtenir une valeur convenable de stabilité vis-à-vis du poinçonnement. Ainsi :

$$\frac{39,25}{\gamma h_1} > 1, \text{ alors : } h_1 < \frac{39,25}{18} = 2,18 \text{ m}$$

La portance du sol de fondation peut également être améliorée en y introduisant une certaine épaisseur d'enrochement. Soit alors la solution de cloutage du fond de terrassement avec des matériaux en 0/300 sur une épaisseur de 50 cm ($\phi = 40^\circ$ et $\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$).

VIII.3. Vérification de la stabilité du remblai

En prenant en compte l'épaisseur de la chaussée à mettre en œuvre au dessus du remblai, une hauteur de ce dernier de 3,5 m est prise pour le calcul. La première hauteur de remblai prise à mettre en œuvre est de : $h_1 = 1,5 \text{ m}$ et les hypothèses sur les caractéristiques du cloutage ci-dessus sont utilisées pour le calcul. Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau 37: Valeur du coefficient de sécurité vis-à-vis de la rupture rotationnelle

Epaisseur du remblai	Centre et rayon	Coefficient de sécurité
$h_1 = 1,5 \text{ m}$	C (24;-6) et R=14,4	1,165
$h = h_1 + h_2 = 3,5 \text{ m}$	C (21 ; -2) et R=12,4	0,875

VIII.4. Interprétation

Les caractéristiques propres des sols de fondation ne permettent la stabilité de la digue même pour une construction en trois phases. Or pour une construction par phase, il est rare de dépasser trois phases vu le facteur temps. C'est pourquoi, l'option pour l'inclusion du cloutage. Ce dernier a aussi pour effet de confiner partiellement l'argile ce qui permet de limiter le tassement. Il permet également sur le côté environnemental, la traficabilité des usagers (les taxibrousses et les autres usagers de la digue) sur le chantier.

La mise en place d'une banquette latérale assure au mieux la stabilité de l'ouvrage surtout vis-à-vis de la rupture rotationnelle. Cette banquette permet aussi d'empêcher les déplacements latéraux. Tel est la solution établie par l'Entreprise Titulaire des Travaux et a abouti aux résultats ci-après pour une banquette latérale de 2 m:

Tableau 38 : Valeur du coefficient de sécurité avec banquette latérale de 2 m

Rupture	Coefficient de sécurité	Observation
Poinçonnement	$F=1,55$	Stable
Rotationnelle	$C (21 ; -2) ; R=9,1$ et $F= 1,58$	Stable

CONCLUSION PARTIELLE

Le sol compressible peut être utilisé comme assise du remblai mais le choix du régime de mise en œuvre est très concluant. Au dessus du remblai proprement dite ainsi construit est assise la chaussée. C'est sur cette dernière que circulent les véhicules. La chaussée en question doit pouvoir encaisser sans problème les contraintes engendrées par le trafic. Pour cela, les épaisseurs des couches de chaussée et les matériaux utilisés seront pris en compte. Le chapitre suivant se focalise sur l'étude de dimensionnement de la chaussée.

CHAPITRE VI : ETUDES DE DIMENSIONNEMENT

I. GÉNÉRALITÉ

Le dimensionnement d'une structure de chaussée routière consiste à déterminer la nature et l'épaisseur des couches qui la constituent afin qu'elle puisse résister aux diverses agressions auxquelles elle sera soumise tout au long de sa vie. La structure d'une chaussée routière doit résister à diverses sollicitations, notamment celles dues au trafic et elle doit assurer la diffusion des efforts induits par ce même trafic dans le sol de fondation.

Plusieurs méthodes de dimensionnement des chaussées existent à travers le monde. A savoir : les méthodes dites empiriques (comme : CBR, RRL, CEBTP), les méthodes dites mécaniques empiriques et la méthode incrémentale.

Parmi les nombreuses méthodes rencontrer à travers le monde, trois méthodes de dimensionnement des chaussées approchent le plus le contexte malgache. En effet, ces méthodes sont fréquemment trouvées dans les notes de calcul de dimensionnement des chaussées du pays. Pour ce cas d'études, la méthode LNTPB et la méthode SETRA/LCPC seront abordées.

II. DIMENSIONNEMENT PAR LA MÉTHODE LNTPB

La méthode LNTPB a été publiée dans les "chroniques du LNTPB" en 1973. L'épaisseur équivalente obtenue par cette méthode se fait par la lecture d'abaque de deux types : abaque pour les trafics à répartition normale et abaque pour les trafics à forte proportion des poids lourds. Le dimensionnement par cette méthode fait intervenir des paramètres de base tels que : le trafic ; les caractéristiques des matériaux ; la portance du sol de la plate-forme.

II.1. Etudes de trafic pour la méthode LNTPB

Le trafic est de $N = 85$ véhicules par jour de poids total en charge supérieure à 3 tonnes ($PTC \geq 3T$), passant dans les deux sens de la route, pour la première année de mise en service de la chaussée.

II.1.1. Calcul du trafic corrigé N'

La valeur du trafic corrigé est donnée pour une durée de vie de la chaussée de 15 ans par :

$$N' = \alpha \beta N$$

- N : nombre de poids lourds journalier dans les deux sens à l'année de mise en service ;
- α : Coefficient pour la correction du taux d'accroissement de trafic τ ;

- β : Coefficient pour la correction de la durée de service d.

Les valeurs de ces coefficients sont définies selon les tableaux suivants :

Tableau 39: Valeurs du coefficient correcteur α selon la valeur de τ :

Taux d'accroissement annuel τ [%]	Coefficient correcteur α
6	0,73
8	0,85
10	1,00
12	1,17
15	1,50

Source : les Chroniques LNTPB

Tableau 40: Valeurs du coefficient correcteur β selon la valeur de d :

Durée de vie d [année]	Coefficient correcteur β
8	0,36
10	0,50
15	1,00
20	1,80

Source : les Chroniques LNTPB

Pour une durée de vie de la chaussée différente de 15 ans, la formule suivante est prise en compte pour le calcul : $N' = \alpha.\beta.N$ pour la valeur à prendre sur les abaques et pour le nombre de véhicules journaliers supérieurs à 3 tonnes.

Pour ce cas d'étude :

- $\tau = 7\%$ et par interpolation linéaire: $\alpha=0,79$
- Et pour: $d=15$, donc : $\beta=1$.

D'où la valeur corrigée N' du nombre journalier de véhicules :

$$N' = 0,79 \times 1 \times 85$$

$$N' = 67 PL / j / 2 \text{ sens}$$

II.1.2. Répartition du trafic

La répartition du trafic renseigne si la proportion en poids lourds passant sur un tronçon considéré est forte ou faible. Une répartition des charges du véhicule par essieu doit ainsi être tenue en compte. Le tableau suivant illustre cette répartition.

Tableau 41: Répartition de poids lourds

Poids total	Essieux		Pourcentage par catégorie de véhicule	
	Avant	Arrière	TN	TL
<3T	1T	1T	75%	57%
5T	2T	3T	14%	14%
8T	3T	5T	5%	10%
10T	4T	6T	4%	8%
12T	5T	7T	2%	7%
15T	5T	10T		4%

Source : Les Chroniques LNTPB

Ainsi, le trafic est à répartition normale de poids lourds (TN), d'après les caractéristiques du résultat du comptage. Le trafic journalier est de $N' = 67 \text{ PL/j/2 sens}$, donc, à répartition normale de poids lourds TN.

II.2. Portance de la plate forme

La portance du sol support joue un rôle crucial pour les méthodes de dimensionnement de la chaussée. Pour la méthode L.N.T.P.B, la portance du sol support est directement liée à la valeur minimale de son indice CBR. Pour ce cas, les matériaux destinés pour tête de remblai doivent vérifier un indice CBR égal à 20.

II.3. Caractéristiques des matériaux

II.3.1. Calcul des épaisseurs

a) *Epaisseur équivalente e_{eq}*

En connaissant le CBR de la tête du remblai ($\text{CBR} = 20$) et le nombre de poids lourds de $\text{PTC} \geq 3\text{T}$; et, $N' = 67 \text{ PL/j} / 2\text{sens}$ (donc le trafic est à répartition normal).

L'épaisseur équivalente e_{eq} de la structure est lue directement sur l'abaque de dimensionnement (Abaque 1 en annexe C).

Après lecture des abaques, l'épaisseur équivalente trouvée est : $e_{eq} = 23 \text{ cm}$.

b) *Epaisseur réelle de chaque couche – épaisseur totale de la chaussée*

Les épaisseurs réelles de chaque couche sont obtenues en utilisant la formule suivante:

$$e_{eq} = a_1 h_1 + a_2 h_2 + \dots + a_n h_n$$

- e_{eq} : est l'épaisseur équivalente de la chaussée ;

- a_1, a_2, \dots, a_n : sont les coefficients d'équivalence respectif de chaque couche ;
- h_1, h_2, \dots, h_n : sont les épaisseurs réelles de chaque couche.

Les coefficients d'équivalence sont déterminés en fonction du module statique de la couche en question. Les valeurs de ces coefficients sont exposées dans le tableau 2 en Annexe C. Pour les autres matériaux non figurés dans cette liste, leurs coefficients d'équivalence sont obtenus en utilisant la formule suivante:

$$a_i = \sqrt[3]{\frac{E_i}{5000}}$$

- a_i : coefficient d'équivalence du matériau i ,
- E_i : son module d'élasticité statique [MPa].

Les E_i sont déterminés en laboratoire par essai d'écrasement ou in situ par essai de plaque pour les sols stabilisés. Pour les sols naturels courants, le module d'élasticité est lié au CBR par la relation: $E = 50 \times \text{CBR}$

Pour les matériaux traités au ciment : $E = 1000 \times R_{c7}$ à $2000 \times R_{c7}$

- R_{c7} désigne la résistance à la compression simple à 7 jours,
- 1000 correspond aux matériaux les plus plastiques ;
- 2000 correspond aux matériaux les plus rigides.

c) *Structure des variantes*

Structure de la variante I

La structure des couches pour la variante I est constituée par les matériaux suivants :

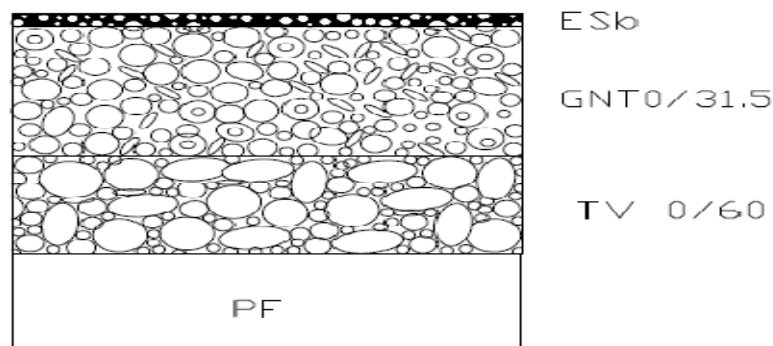


Figure 26 : Structure de la variante I

Le TV est un matériau qui se comporte bien pour être adopté comme couche de fondation d'où la valeur suivante est prise $a_f = 0,8$.

$E_{GCNT0/63}=3000 \text{ bars}$

L'équation sur l'épaisseur équivalente pour la 1^{ère} Variante devient donc :

$$e_{eq} = 1 \times h_r + 1h_b + 0,8h_f$$

Structure de la variante II

Les matériaux constituant la deuxième variante sont les suivants :

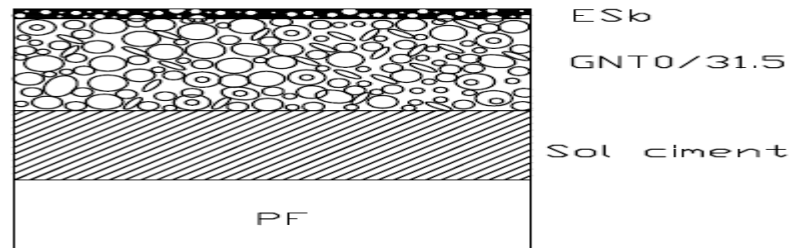


Figure 27: Structure de la variante II

La couche de fondation est de $CBR \geq 30$, la valeur du coefficient d'équivalence prise est $a_f=0,7$. L'équation sur l'épaisseur équivalente est alors la suivante pour la 2^{ème} Variante :

$$e_{eq} = 1 \times h_r + 1 \times h_b + 0,7h_f$$

d) Détermination des épaisseurs réelles des couches

Les épaisseurs réelles des couches sont en fonction du volume de trafic N' et de la portance du matériau constituant la couche de fondation. Les épaisseurs minimales des couches de revêtement et couches de base pour des chaussées à structure souple sont dans le tableau suivant:

Tableau 42 : Epaisseurs minimales des couches de revêtement et de base

Couche	Trafic lourd « TN »	CBR de la CF	Epaisseur minimale (cm)	Observation
Roulement	10		1	Monocouche
	20-100		2	Bicouche
	200		3	Enrobé dense
Base	10	20 à 30	15	
		≥ 30	12	-
	10-20	20 à 30	20	
		≥ 30	15	-
	≥ 50	20 à 30	25	
		≥ 30	20	-

Source : Cours de Route 2011

Et d'après ce tableau, étant donné que la structure est constituée de :

- Une couche de roulement en Enduit Superficiel bicouche;

- Une couche de fondation de $\text{CBR} \geq 30$;
- Un trafic en poids lourds $\text{PTC} \geq 3\text{T}$: $\text{N}' = 67 \text{ PL/j/2 sens}$, à répartition normale TN.

Les valeurs des épaisseurs à considérer sont ; pour les couches de roulement : Vu que le trafic normal donne $20 < \text{TN} < 100$, une couche d'Enduit Superficiel Bicouche de 2cm d'épaisseur est acceptable. L'épaisseur de la couche de base en GNT prise est de 20 cm. Les équations sur l'épaisseur équivalente des deux variantes deviennent alors :

Variante I

$$e_{eq} = 1 \times 2 + 1 \times 20 + 0,8h_f$$

$$e_{eq} = 22 + 0,8h_f$$

$$h_f = \frac{1}{0,8}(e_{eq} - 22)$$

$$h_f = \frac{1}{0,8}(23 - 22) = 1,25\text{cm}$$

Variante II

$$e_{eq} = 1 \times 2 + 1 \times 20 + 0,7h_f$$

$$e_{eq} = 22 + 0,7h_f$$

$$h_f = \frac{1}{0,7}(e_{eq} - 22)$$

$$h_f = \frac{1}{0,7}(23 - 22) = 1,43\text{cm}$$

Or, une épaisseur minimale doit être fixée pour la technologie de mise en œuvre et pour la vérification de contrainte. L'épaisseur de la couche de fondation prise pour le calcul est de : $h_f = 15 \text{ cm}$. Les structures et épaisseur des couches de chaussées des deux variantes sont alors présentées schématiquement comme suit:

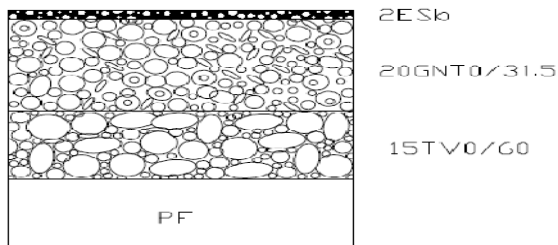


Figure 28 : Structure et épaisseur des
couches de la variante I

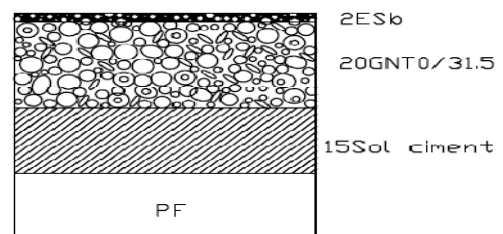


Figure 29: Structure et épaisseur des
couches de la variante II

Pour un trafic $\text{T} < \text{T}_3$ le tableau 1 en Annexe C est utilisé pour les valeurs du module E des couches de la chaussée. Les caractéristiques prises sont résumées comme suit :

Tableau 43 : Caractéristiques des matériaux pour la variante I

Couche	Matériaux	Epaisseurs h (cm)	Module E (bars)
CR	ESb	2	25 000
CB	GNT 0/31.5	20	4 000
CF	TV 0/60	15	3 000

Tableau 44 : Caractéristiques des matériaux pour la variante II

Couche	Matériaux	Epaisseurs h (cm)	Module E (bars)
CR	ESb	2	25 000
CB	GNT 0/31.5	20	4 000
CF	Sol ciment	15	1 500

II.3.2. Vérification des contraintes

Les contraintes radiales de traction « σ_r » à la base de la couche de revêtement et celle de la contrainte verticale de compression « σ_z » au niveau du sol de plateforme sont déterminées à partir des abaques de JEUFFROY-BACHELEZ (Abaque 1 et 2 en Annexe C). Le système multicouche est donc ramené à un système tricouche équivalent est illustré comme suit :

Pour la variante I, la structure est alors illustrée comme suit :

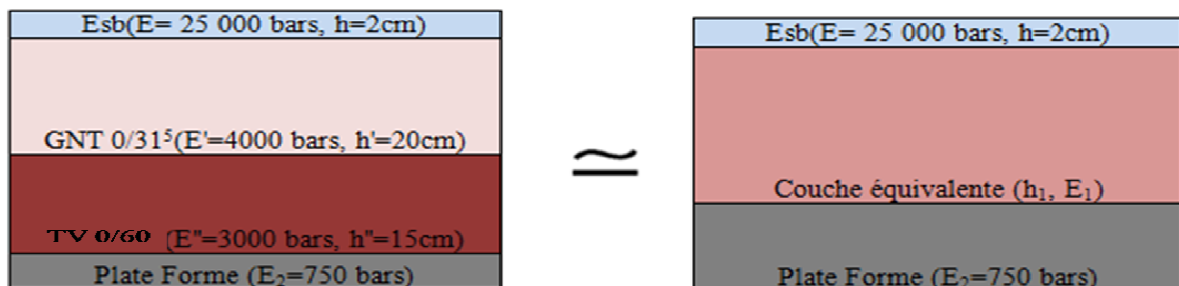


Figure 30 : Structure de la variante I et sa structure équivalente

L'épaisseur h_1 de la couche équivalente de la variante I est déterminée comme suit:

$$h_1 = h' + 0,9 h'' \sqrt[3]{\frac{E''}{E'}} \quad \text{Avec } E_1 = E' \Rightarrow h_1 = 20 + 0,9 \times 15 \times \sqrt[3]{\frac{3000}{4000}}$$

$$h_1 = 32,26 \text{ cm}$$

D'où les caractéristiques de la couche équivalente sont : $h_1 = 32,26 \text{ cm}$ $E_1 = 4000 \text{ bars}$

Pour la variante II la structure est montrée par la figure suivant :

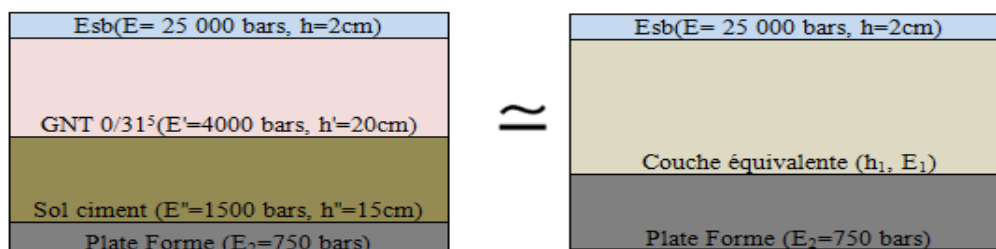


Figure 31 : Structure de la variante II et sa structure équivalente

L'épaisseur h_1 de la couche équivalente pour la variante II est alors:

$$h_1 = h' + 0,9h'' \sqrt[3]{\frac{E''}{E'}} \quad \text{Avec } E_1 = E' \quad h_1 = 20 + 0,9 \times 15 \times \sqrt[3]{\frac{1500}{4000}}$$

$$h_1 = 29,73 \text{ cm}$$

D'où les caractéristiques de la couche équivalente sont : $h_1 = 29,73 \text{ cm}$ et $E_1 = 4000 \text{ bars}$. Pour la lecture des valeurs des contraintes dans les abaques, on doit définir à priori les paramètres suivants :

$$\frac{E_1}{E_2} ; \alpha = \frac{h_1}{a} \quad \text{et} \quad \beta = \frac{h}{a} \sqrt[3]{\frac{E}{6E_1}},$$

Les valeurs sont ensuite tirées des expressions suivantes : $\frac{\sigma_r}{q} \times \left(\frac{E_1}{E}\right)^{\frac{2}{3}} = cte \quad \text{et} \quad \frac{\sigma_z}{q} = cte$

Les caractéristiques de la charge appliquée sont : $p = 6,5 \text{ tonnes}$ $a = 12,5 \text{ cm}$ $q = 6,62 \text{ bars}$

Modélisation de la charge référence :

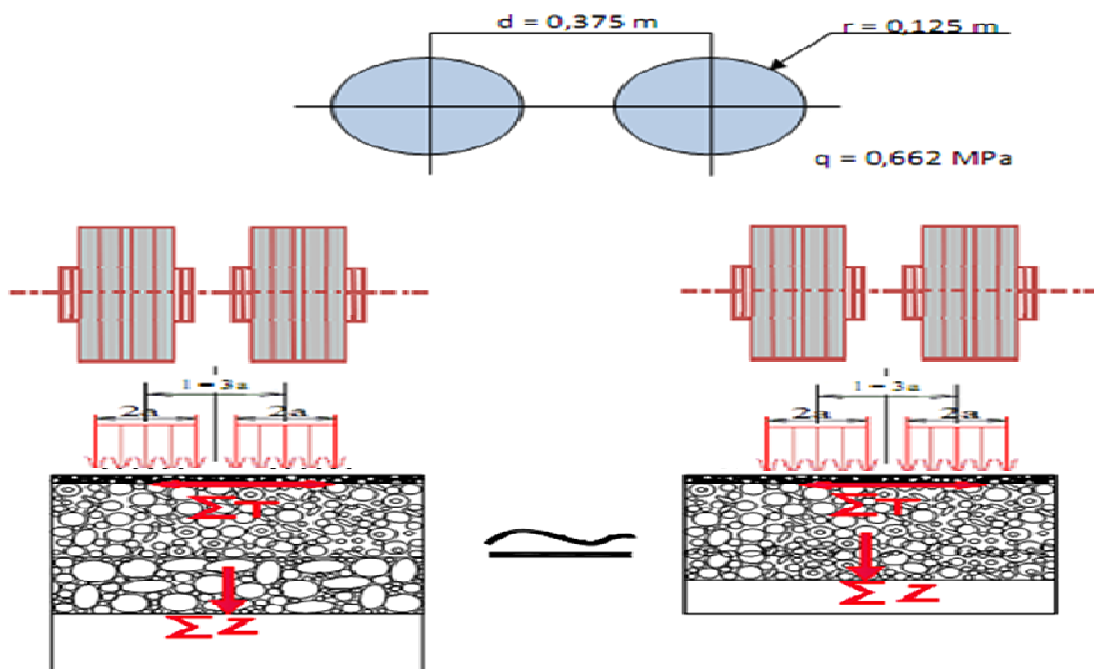


Figure 32: Modélisation des charges

Les contraintes à déterminer sont celles dans l'axe d'une roue pour le cas de deux roues jumelées dans un système tricouche. Après lecture sur les abaques de JEUFFROY_BACHELEZ, on peut avoir les valeurs récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau 45: Valeur des paramètres après lecture sur l'abaque de JEUFFROY_BACHELEZ pour la variante I

Variante I							
C.R	H=2 cm	E=25000bars	$\frac{E_1}{E_2}$	5,33	Lectures sur abaques	$\frac{\sigma_z}{q} = cte$	$\frac{\sigma_r}{q} \times \left(\frac{E_1}{E}\right)^{\frac{2}{3}} = cte$
C.E	H ₁ =32,26 cm	E ₁ =4000bars	$\alpha = \frac{h_1}{a}$	2,58	$\frac{E_1}{E_2} = 3$	0,16	0,38
Pf	Infinie	E ₂ =750bars	$\beta = \frac{h}{a} \sqrt[3]{\frac{E}{6E_1}}$	0,16	$\frac{E_1}{E_2} = 9$	0,10	0,37

Tableau 46: Valeur des paramètres après lecture sur l'abaque de JEUFFROY_BACHELEZ pour la variante II

Variante II							
C.R	H=2 cm	E=25000bars	$\frac{E_1}{E_2}$	5,33	Lectures sur abaques	$\frac{\sigma_z}{q} = cte$	$\frac{\sigma_r}{q} \times \left(\frac{E_1}{E}\right)^{\frac{2}{3}} = cte$
C.E	H ₁ =32,26 cm	E ₁ =4000bars	$\alpha = \frac{h_1}{a}$	2,38	$\frac{E_1}{E_2} = 3$	0,16	0,38
Pf	Infinie	E ₂ =750bars	$\beta = \frac{h}{a} \sqrt[3]{\frac{E}{6E_1}}$	0,16	$\frac{E_1}{E_2} = 9$	0,12	0,36

Pour avoir les valeurs de contraintes correspondant à $\frac{E_1}{E_2} = 5,33$, une interpolation linéaire entre les valeurs correspondantes à $\frac{E_1}{E_2} = 3$ et à $\frac{E_1}{E_2} = 9$ doit être faite. Ce qui donne :

Pour la première variante

$$\frac{\sigma_z}{q} = 0,14$$

$$\text{donc : } \sigma_z = 0,93$$

$$\frac{\sigma_r}{q} \left(\frac{E_1}{E}\right)^{\frac{2}{3}} = 0,373$$

$$\text{donc : } \sigma_r = 8,38$$

Pour la deuxième variante

$$\frac{\sigma_z}{q} = 0,15$$

$$\text{donc : } \sigma_z = 0,99$$

$$\frac{\sigma_r}{q} \left(\frac{E_1}{E}\right)^{\frac{2}{3}} = 0,37$$

$$\text{donc : } \sigma_r = 8,31$$

a) *Détermination des contraintes admissibles*

Contrainte de compression admissible σ_{zadm}

Elle est déterminée à partir de la formule semi-empirique de DORMON _ KERKHOVEN qui fait intervenir la portance du sol support et le nombre d'essieux de référence.

Formule de DORMON_ KERKHOVEN :

$$\sigma_{zadm} = \frac{0,3CBR}{1 + 0,7 \log N}$$

Où :

- CBR : indice de portance du sol support ;
- N : nombre d'essieux de 13 tonnes.

Le nombre d'essieux N se détermine par : $N = 365 \times N' \times A \times C$

Où : N' : nombre de véhicules poids lourds à l'année de mise en service : $N' = 67PL/j/2sens$.

A : coefficient d'agressivité, fonction du trafic N' et est donnée par le tableau suivant :

Tableau 47 : Valeur du coefficient d'agressivité en fonction du trafic N'

Nombre de poids lourd par jour	Coefficient d'agressivité
0 à 25	0,4
25 à 50	0,5
50 à 70	0,7
100 à 150	0,8

Source : Cours de Route 2011

Alors, pour $N' = 67PL/j/2sens$ donc $A = 0,7$

C : facteur de cumul, fonction du taux d'accroissement annuel du trafic τ et de la durée de service de la chaussée d.

$$C = \frac{(1 + \tau)^{15} - 1}{\tau} = \frac{(1 + 0,07)^{15} - 1}{0,07} = 25,12$$

$$D'où : N = 365 \times 67 \times 0,7 \times 25,12$$

$$N = 430017 \text{ ESE}$$

La contrainte de compression admissible est donc :

$$\sigma_{zadm} = \frac{0,3 \times 20}{1 + 0,7 \log(430017)} = 1,21 \text{ bar}$$

Contrainte de traction admissible $\sigma_{r adm}$:

La contrainte de traction admissible est fixée par les valeurs empiriques représentées dans le tableau suivant :

Tableau 48: Valeurs des contraintes de traction admissible

σ_{Tadm} à la base du BB, EDC, ES	σ_{Tadm} à la base du GB, Grave Emulsion
10 à 15 bars	7 à 10 bars

Source : Cours de Route

Prenons la valeur la plus élevée pour la vérification de la contrainte de traction admissible. Alors : $\sigma_{Tadm} = 10 \text{ bars}$

II.3.3. Interprétation

Les contraintes de traction développées sont largement inférieures aux contraintes admissibles. De même, pour les contraintes de compression ; la marge de valeur de σ_z est bien respectée. Ainsi, la chaussée est bien dimensionnée.

III. DIMENSIONNEMENT PAR LA MÉTHODE LCPC

La méthode de dimensionnement des chaussées SETRA/LCPC est une méthode de type analytique. Elle est caractérisée par une approche rationnelle basée sur un calcul élastique des sollicitations (contraintes et déformations) engendrées dans la chaussée par le passage des charges roulantes. Cette approche est complétée par des essais en laboratoire sur le comportement des chaussées qui seront ensuite utilisés pour estimer la résistance en fatigue de la structure.

Ainsi, le logiciel ALIZÉ développé par le LCPC à partir de 1964 fut utilisé pour certains calculs de vérification de l'ordre de grandeur des déformations en traction des couches liées des structures du catalogue de 1971. Il fut ensuite employé de façon systématique pour la définition des structures du nouveau Catalogue des structures types des chaussées neuves publié en 1977. Ce même logiciel sera utilisé dans ce cas d'étude pour la vérification des contraintes.

III.1. Etudes de trafic pour la méthode LCPC

L'étude du trafic suivant la méthode LCPC présente trois composantes qui permettent de calculer le nombre cumulé de poids lourds N (véhicules de Charge Utile > 35 KN) ; à savoir :

- La moyenne journalière annuelle (sur 365 j) par voie et par sens (T ou $T.M.J.A$),
- La durée de vie initiale de la chaussée : d
- Le taux de croissance géométrique annuel en % : τ

III.1.1. Détermination de la MJA

En général, pour le calcul de MJA (chaussées à 2 voies), si la largeur de chaussée est < 5 m ; la MJA est le 100% du trafic total poids lourds des deux sens. Dans le cas où elle est comprise entre 5 et 6 m, la MJA tenu en compte est le 75% du trafic total poids lourds des deux sens. Ici, la chaussée a une largeur $l = 5,5$ m, ainsi, la valeur de MJA est prise à :

$$MJA = T \times 75\%$$

Où : T est le nombre de poids lourds de charge utile supérieure à 5 T par jour et pour les 2sens.

De plus, le coefficient d'équivalence k doit être introduit pour raccorder la valeur de trafic disponible (trafic de poids total en charge supérieure à 30KN) avec le trafic de la spécification requise ($CU \geq 50$ KN). La valeur de k est trouvée à l'aide du tableau 2 en Annexe C.

$$\begin{aligned} \text{Par déduction: } k=0,8 &\Rightarrow MJA=0,8 \times 0,75 \times 85 \text{ PL/j/sens} \\ MJA &= 51 \text{ PL/j/sens} \end{aligned}$$

La classe de trafic T_i est déterminée par la valeur de la moyenne journalière annuelle (MJA) du trafic à l'année de mise en service.

Tableau 49: Classe de trafic en fonction de MJA

Classe	T_5		T_4		T_3		T_2		T_1		T_0		T_s		T_{ex}
					T_3^-	T_3^+	T_2^-	T_2^+	T_1^-	T_1^+	T_0^-	T_0^+	T_s^-	T_s^+	
MJA	0	25	50	85	150	200	300	500	750	1200	2000	3000	5000		
T_s : Trafic spécial T_{EX}: Trafic exceptionnel															

Source : Guide technique LCPC

D'après les calculs précédents, $MJA = 51$ PL/j/sens. Le trafic est donc de classe T_3^- .

III.1.2. Détermination du facteur de cumul C

Le facteur de cumul C est calculé à partir de la formule suivante :

$$C = \frac{(1 + \tau)^d - 1}{\tau}$$

Où:- C est le facteur de cumul sur la période de calcul

- τ est le taux de croissance du trafic=7%

-d: la durée de service de la chaussée =15 ans

$$C = \frac{(1 + 0,07)^{15} - 1}{0,07} = 25,12$$

D'où la valeur du nombre cumulé de poids lourds :

$$N = 365 \times MJA \times C$$

$$N = 365 \times 51 \times 25,12 = 468964 ESE$$

III.1.3. Trafic équivalent

Pour le calcul de dimensionnement, le trafic est défini par le nombre NE, nombre équivalent d'essieux de référence qui correspond au trafic cumulé sur la durée initiale de calcul retenue.

Essieux de référence = Essieux isolés à roue jumelée de 130KN

Le nombre NE est fonction de :

- Valeurs escomptées du trafic à la mise en service et du taux de croissance τ pendant la durée initiale de calcul;
- Composition du trafic (distribution des natures d'essieux et des charges à essieu);
- Nature de la structure de chaussée.

Le nombre cumulé de trafic NE est donné par la formule suivante :

$$NE = N \times CAM$$

- N : nombre cumulé de poids lourds pour la période de calcul de p années, ou durée de service de la chaussée;
- CAM : coefficient d'agressivité moyenne de poids lourds par rapport à l'essieu de référence de 13 tonnes. Ce coefficient peut être trouvé à l'aide du tableau suivant :

Tableau 50 : Valeurs du CAM

Chaussée à faible trafic				
CAM	0.4	0.5	0.7	0.8
Classe	T_5	T_4	T_3^-	T_3^+
Chaussée à moyen et fort trafic				
CAM	0.8	1.0	1.3	
Structures de chaussée	Couches hydrocarbonées des structures mixtes et inverses	Chaussées bitumineuses d'épaisseurs $h > 20$ cm	Couches de matériaux traités aux liants hydrauliques et en béton de ciment	
	Couches hydrocarbonées d'épaisseur $h \leq 20$ cm, des structures bitumineuses	Couches non liées et sol support		

Source : Guide Technique LCPC

Ainsi, le CAM est égale à 0,7 pour ce cas d'étude ; d'où la valeur du nombre cumulé de trafic de l'essieu équivalent NE est de:

$$NE = N \times CAM = 468964 \times 0,7 = 328275 \text{ ESE}$$

III.2. Portance de la plate forme

La méthode LCPC est une méthode qui se réfère aussi sur la connaissance de la portance du sol support. Du fait, la méthode fait intervenir le module d'Young et le CBR du sol support par l'intermédiaire de la formule suivant : $E = 5 \times CBR$. D'après les résultats des essais sur les matériaux pour tête de remblai et d'après la spécification du Maître d'Œuvre, le CBR doit être au moins égale à 20. Ainsi, $E = 5 \times 20 = 100$. La classe de portance est répartie, comme suit :

Tableau 51 : Classification de la plateforme suivant son module E - Méthode LCPC

Module E (MPa)	20	50	120	200
Classe de plateforme	PF1	PF2	PF3	PF4

Source : Guide Technique LCPC

Alors pour ce cas d'étude, la plate forme est de classe PF2. Les valeurs du module des différentes couches à considérer sont indiquées dans le tableau 1 en Annexe C. Les matériaux composants les couches de la chaussée sont aussi caractérisés par son coefficient de Poisson ν ; avec pour valeur $\nu = 0,35$ pour tous matériaux bitumineux, GNT et sol.

III.3. Caractéristiques des couches

L'emploi du GCNT en couche de base est à limiter aux trafics faibles et moyens selon la portance de la plate-forme support. La détermination de l'épaisseur de cette couche est illustrée dans le tableau suivant :

Tableau 52 : Epaisseur de couche de base en fonction du volume de trafic

Volume du trafic cumulé de l'essieu standard NE, [ESE]	$\leq 10^5$	$> 10^5$
Epaisseur de la couche de base en grave non traitée [cm]	15	20

Source : Guide Technique LCPC

L'épaisseur de la couche de base en GNT 0/31⁵ prise est de $e_b = 20$ cm.

III.3.1. Variantes de structures

Les variantes de construction sont les mêmes que les précédentes. Pour les différentes couches de chaque variante, les matériaux et épaisseurs adoptés sont les suivants:

Tableau 53: Caractéristiques des couches de la chaussée pour la variante I

Variante I	
Nature de la couche	Caractéristiques et épaisseur des matériaux de chaque couche
Couche de roulement	Enduit Superficiel bicouche : 2cm $E=2500\text{MPa}$ et $\nu=0,35$
Couche de base	GNT 0/31.5 de 20 cm et de catégorie 2 avec: $E_{\text{GNT}} = 400\text{MPa}$ et $\nu=0,35$
Couche de fondation	TV 0/60 de 15cm d'épaisseur, $\nu=0,35$ et de module : $E = 2,5 \times E_{pf} = 2,5 \times 5 \times 20 = 250 \text{ MPa}$

Tableau 54: Caractéristiques des couches de la chaussée pour la variante II

Variante II	
Nature de la couche	Caractéristiques et épaisseur des matériaux de chaque couche
Couche de roulement	Enduit Superficiel bicouche : 2cm, $E=2500\text{MPa}$, $\nu=0,35$
Couche de base	GNT 0/31.5 de 20 cm et de catégorie 2, avec : $E_{\text{GNT}} = 400\text{MPa}$; $\nu=0,35$
Couche de fondation	Sol amélioré au ciment 15cm d'épaisseur $\nu=0,35$ et de module : $E = 5 \times CBR_{MS} = 5 \times 30 = 150 \text{ MPa}$

III.3.2. Vérification des contraintes

La vérification de la contrainte se fait au niveau de la déformation verticale ε_z qui est fonction de NE. Pour le trafic de classe T_3^- , la déformation relative admissible est de :

$$\varepsilon_{z,ad} = 0,012 \times (NE)^{-0,222} = 0,012 \times (328275)^{-0,222} = 715,8 \mu def$$

Le logiciel Alizée-LCPC est utilisé dans ce chapitre afin de vérifier la contrainte au niveau de la déformation verticale ; la valeur est la suivante pour $\varepsilon_{z,ad}$.

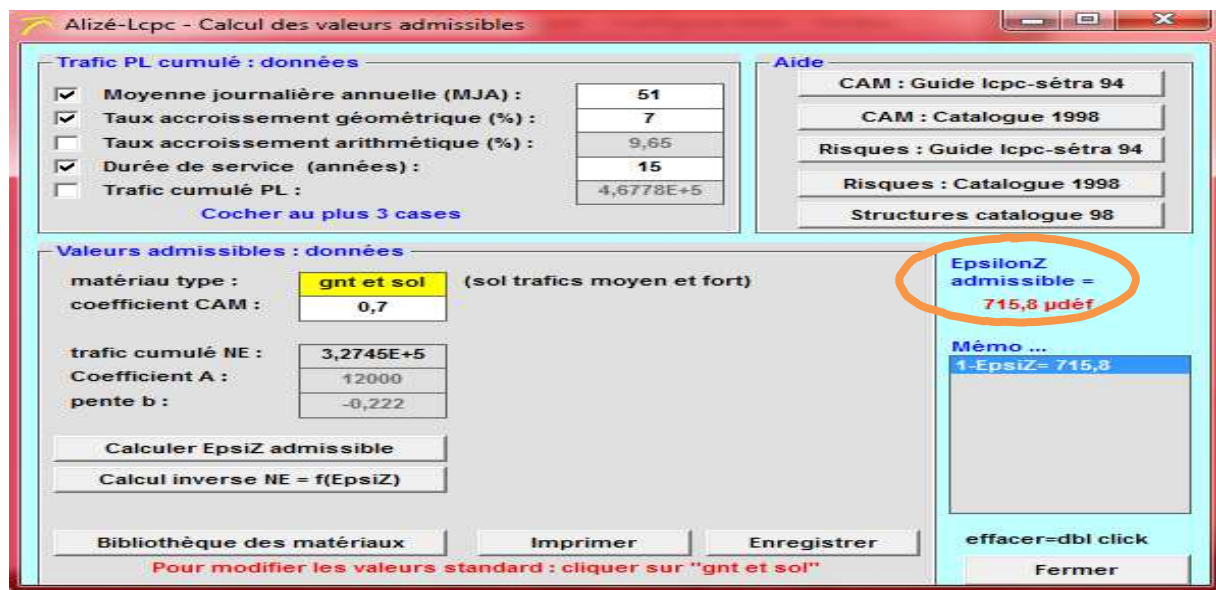


Figure 33 : Valeur de la déformation admissible $\varepsilon_{z,ad}$

Les valeurs de déformation sont les suivantes pour chaque variante :

Pour la Variante I, elle est de:

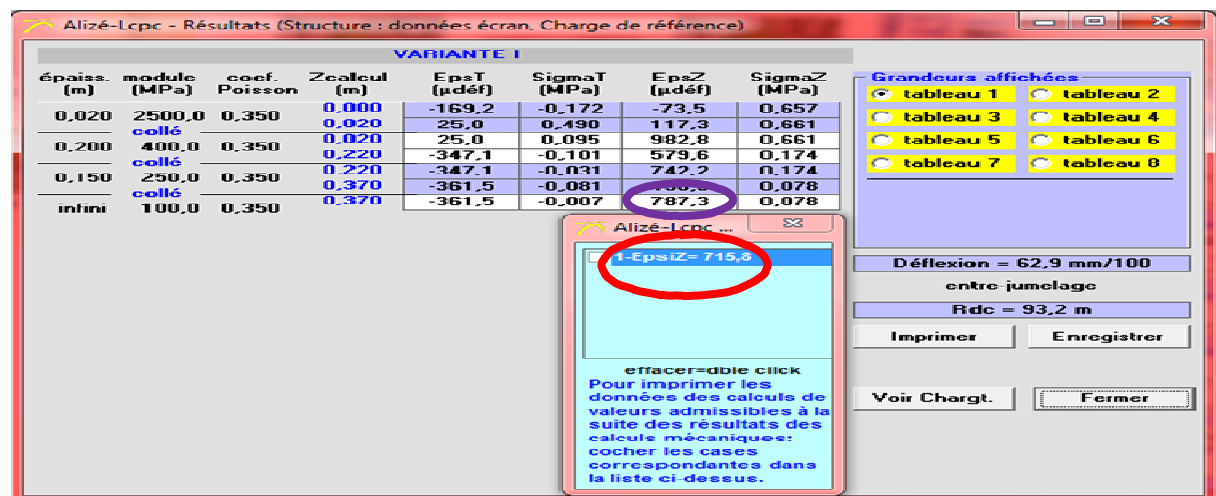


Figure 34 : Valeurs des déformations pour la Variante I

Pour la Variante II, la déformation est de :

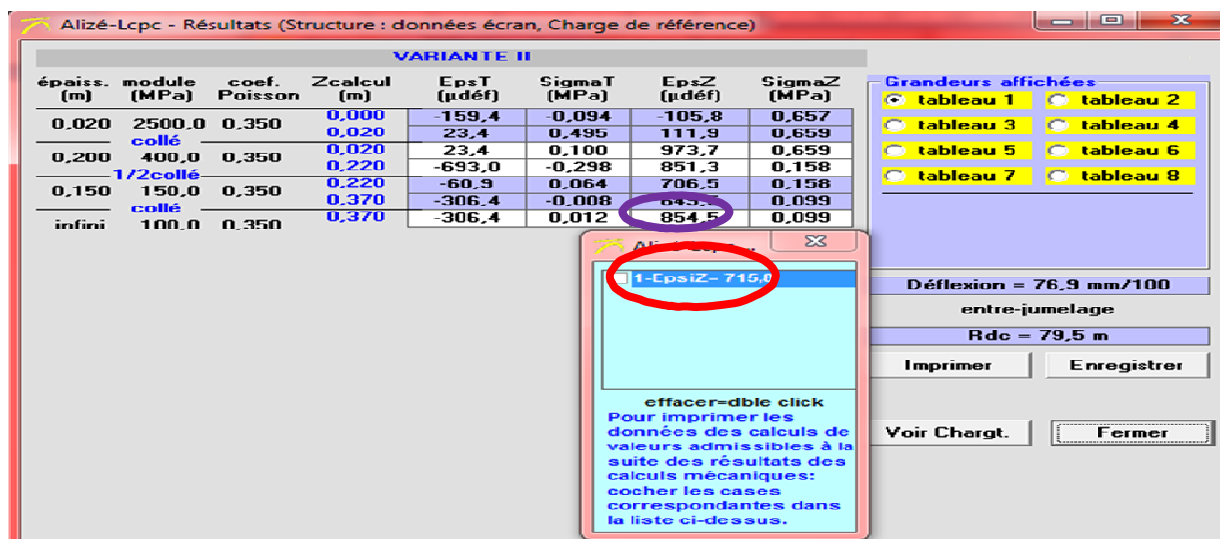


Figure 35 : Valeurs des déformations pour la Variante II

III.3.4. Interprétation des résultats

Vu ces résultats, les déformations créées par les charges sont supérieures à la déformation relative admissible: $\varepsilon_Z > \varepsilon_{Z,ad}$. Les structures sont donc sous-dimensionnées pour les deux variantes. L'augmentation de l'épaisseur de la chaussée est alors nécessaire. Les résultats, après rehaussement des couches de la chaussée sont les suivants.

Pour la première variante I, la valeur de la contrainte est :

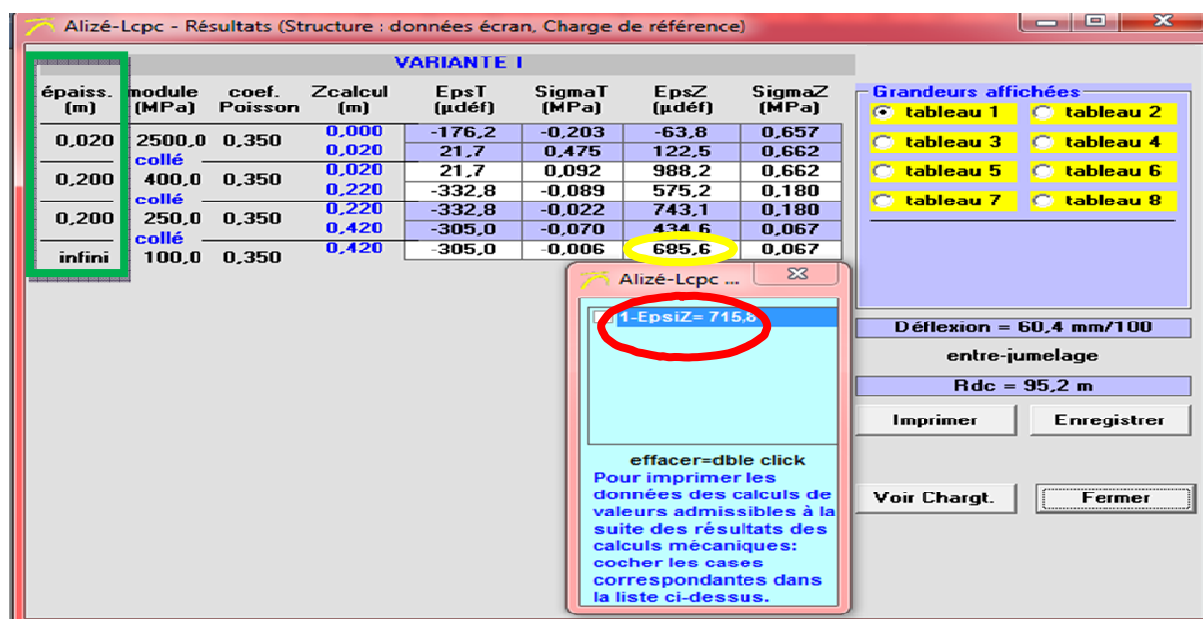


Figure 36 : Valeur de contrainte pour la variante I

Observation : Valeur acceptable.

Pour la variante II, la valeur de la contrainte est illustrée comme suit :

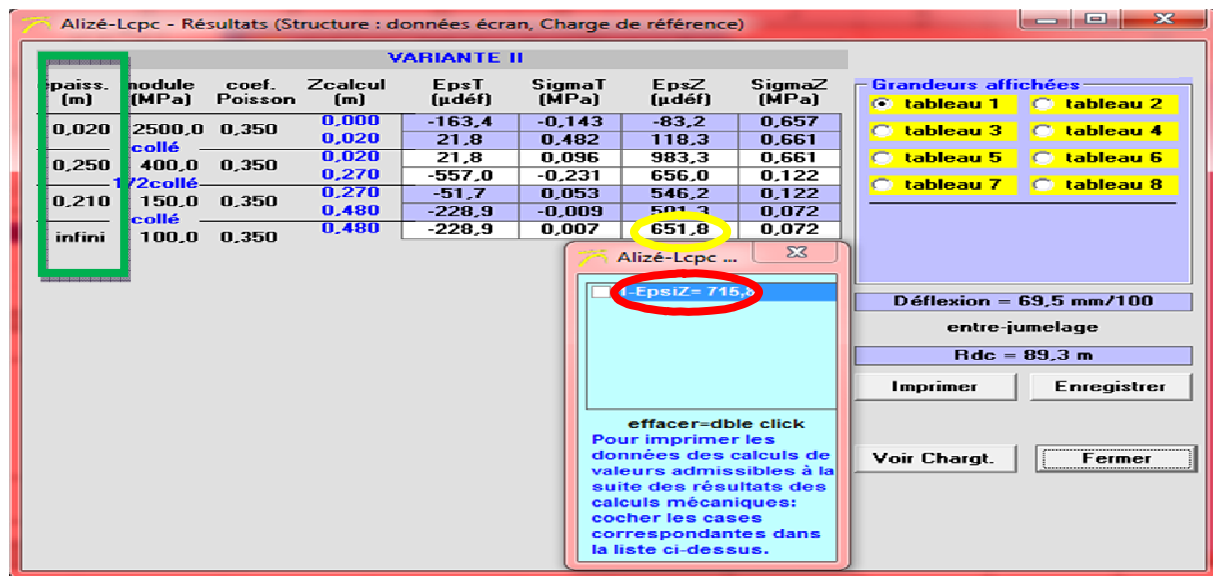


Figure 37 : Valeur de contrainte pour la variante II

Observation : Valeur acceptable.

III.3.5. Interprétation des résultats après augmentation d'épaisseur

Après rehaussement de la couche de fondation, les contraintes que subisse la chaussée restent inférieures à la contrainte admissible du sol support qui est de $\xi_{zadm} = 715,8 \mu\text{déf}$. La chaussée est donc bien dimensionnée. Le rapport entre ces déformations relatives ; qui représente aussi une marge de valeur de $\frac{\epsilon_{z,adm}}{\epsilon_z} = 1,1$ est conforme.

CONCLUSION PARTIELLE

Les deux méthodes de dimensionnement aboutissent toutes à des résultats acceptables du point de vue technique. Parmi ces deux méthodes abordées, le choix converge vers celle qui présente le coût moindre tout en étant techniquement réalisable. Non seulement pour des raisons économiques mais aussi et surtout pour des raisons techniques, la méthode LNTPB est choisie. Cette méthode est celle qui est la plus appropriée pour Madagascar.

Les infrastructures routières dépendent en majeure partie des ouvrages servant d'évacuation d'eau. Le chapitre suivant se concentre sur l'étude d'un ouvrage de franchissement sur le tronçon d'intervention.

CHAPITRE VII : NOTES DE CALCUL DU DALOT

Afin d'évacuer les eaux en provenance du bassin versant, sur la digue de Faratsiho sont à construire huit dalots (dont un à élargir). Ces dalots sont aux nombres et aux dimensions respectives de:

- Un dalot en béton de $2 \times 400 \times 300$ au PK 78+630;
- Six dalots en maçonnerie de moellon de 100×100 au PK 78+210, PK 78+917, PK 79+301, PK 79+731, PK 80+100 et au PK 80+550 ;
- Un dalot en béton de 400×300 au PK 79+219 (en bon état mais à élargir de 1,5 m de part et d'autre de l'ouvrage) ;

La présente notes de calcul concerne le dalot de $2 \times 400 \times 300$.

I. HYPOTHÈSES

I.1. Hypothèses de calculs

- Les règles de calcul utilisées sont les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (règles BAEL 91 modifiées 99) ;
- Tous les éléments travaillent en flexions composées ;
- Quelque soit le cas de charges, les nœuds ne subissent aucune déformation latérale ;
- La structure présente une symétrie par rapport à l'axe CF (illustrés dans la figure ci-dessous). Les nœuds C et F ne subissent aucun mouvement de rotation et aucun moment. La méthode de CROSS sous sa forme classique peut alors être appliquée pour le calcul de la structure ;
- En admettant qu'en C et F il y a un moment d'encastrement parfait, seule la partie à gauche de l'axe de symétrie est étudiée.

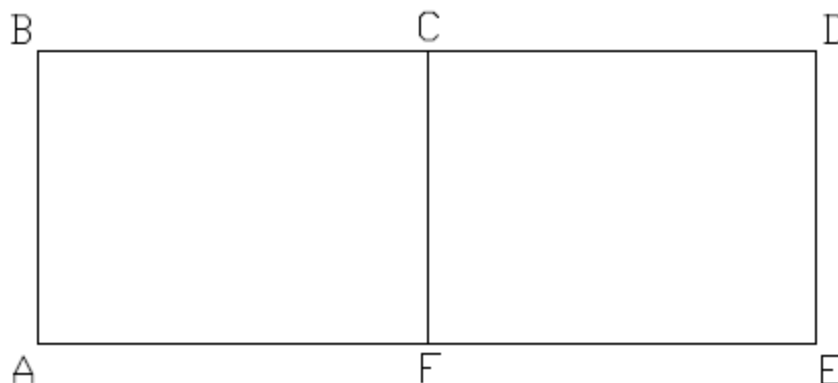


Figure 38: Présentation des éléments du dalot

I.2. Hypothèses sur les matériaux

I.2.1. Béton

Dosage de 350 kg/ m³ de ciment CEM1/42,5N; poids spécifique du béton : 2,5T/m³

La résistance caractéristique du béton âgé de 28 jours est :

- A la compression $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- A la traction $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

Fissuration préjudiciable et enrobage : 3cm

$$\text{Contrainte limite de compression du béton: } f_{bu} = 0,85 \times \frac{f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 0,85 \times \frac{25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

I.2.2. Aciers utilisés

- Barre à haute adhérence FeE500 ;
- Limite d'élasticité $f_e = 500 \text{ MPa}$
- La contrainte de l'acier est de : $f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa}$

I.3. Actions

I.3.1. Actions permanentes :

Les actions permanentes considérées sont le poids du remblai, de la dalle supérieure et le poussée des terres :

- Poids spécifiques du remblai: $\gamma = 2 \text{ T/m}^3$
- Angle de frottement interne du remblai : $\phi = 30^\circ$
- Coefficients de poussée : $k_a = k_q = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \frac{1 - \sin 30}{1 + \sin 30} = 0,33$

La hauteur de la couche au dessus de la dalle supérieure est de : $h = 0,77 \text{ m}$.

I.3.2. Actions variables

- Surcharge routière : Be 20T
- Surcharge de remblai : 1,00T/m²

I.4. Dimensions de l'ouvrage

Le dalot cadre est à double ouverture et les dimensions de l'ouvrage (en mètre) sont illustrées par la figure ci-dessous :

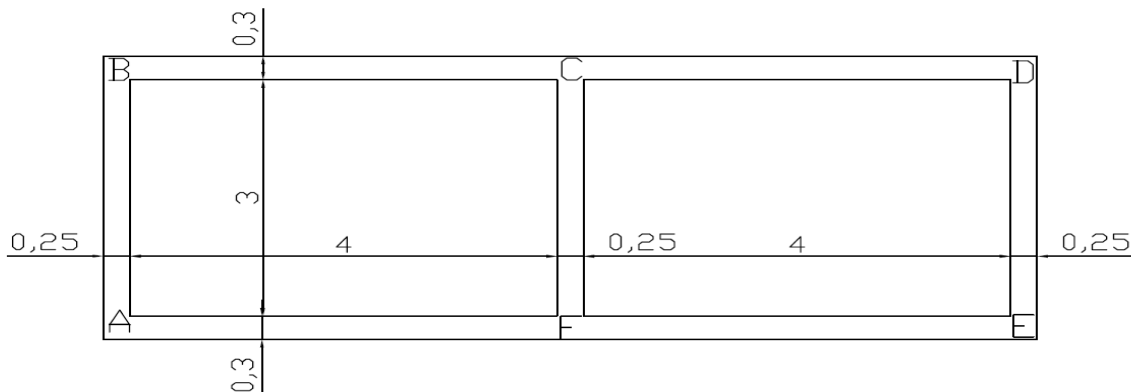


Figure 39 : Dimensions de l'ouvrage

II. CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES APPLIQUÉES À L'OUVRAGE

Une symétrie de surcharge est supposée régnée sur toute la largeur de l'ouvrage. Les charges et surcharges considérées sont les suivantes :

- Charges permanentes :

Dalle + les différentes couches (de remblai et de chaussée au dessus de la dalle) :

$$g = \gamma_b e_d + \gamma_r h_r = 2,5 \times 0,30 + 2 \times 0,77 = 2,290 T / m^2$$

- g , γ_b et γ_r : respectivement la charge permanente, le poids volumique du béton et le poids volumique du remblai ;
- e_r et h_r : respectivement l'épaisseur de la dalle supérieure et la hauteur de remblai.

- Surcharge routière, système Be:

Le système Be est constitué par un essieu isolé et est assimilé à un rouleau chargé de 20T. La surface chargée est un rectangle de $0,08 \times 2,5$. Ainsi, pour 1ml de dalot, la surcharge est ramenée à : $P = \frac{20}{2,5} = 8 T / m$. La diffusion des charges, par hypothèse, suit un angle de 30° dans le corps de remblai et les couches de chaussée et un angle de 45° dans le béton.

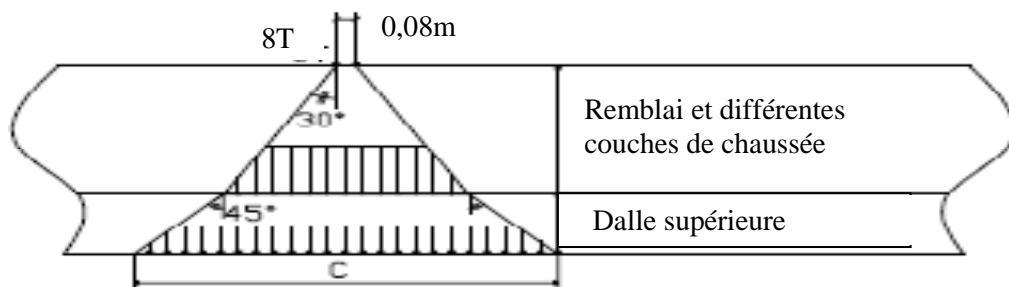


Figure 40 : Diffusion de charge due à la surcharge routière Be 20T

$$C = 0,08 + 2 \times 0,77 \times \tan(30^\circ) + 0,30 \tan(45^\circ) = 1,27m$$

Au niveau de la dalle supérieure, la surcharge appliquée est ramenée à $P_{Be} = \frac{8}{C} = \frac{8}{1,27} = 6,304T / m^2$

- Les poussées des terres:

$$P_t = \gamma_r k_a (h_p + e_d) = 2 \times 0,33 \times (3 + 0,30) = 2,178T / m^3$$

γ_r, k_a, h_p et e_d : Respectivement, le poids volumique du remblai, le coefficient de poussée, la hauteur du piédroit et l'épaisseur de la dalle supérieure.

- Les poussées des remblais :

$$P_r = k_a (\gamma_r \cdot h_r + q) = 0,33 (2 \times 0,77 + 1) = 2,048T / m^2$$

γ_r, k_a, h_r et q : Respectivement, le poids volumique du remblai, le coefficient de poussée, la hauteur du remblai et la surcharge du remblai.

- Piédroits :

$$\text{Le poids propre d'un piédroit est de: } P_1 = \gamma_b e_{pd} h_{pd} \times b_{pd} = 2,5 \times 0,25 \times 3 \times 1 = 1,875T$$

$P_1, \gamma_b, e_{pd}, h_{pd}$ et b_{pd} : Respectivement, le poids propre d'un piédroit, le poids volumique du béton, l'épaisseur du piédroit, la hauteur du piédroit, et la base du piédroit (pour 1ml d'ouvrage).

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

$$S = \frac{3P_1}{2l_d + 3e_{rd}} + g = \frac{3 \times 1,875}{2 \times 4 + 3 \times 0,25} + 2,290 = 2,933T / m^2$$

S, g, e_{rd} et l_{rd} : Respectivement, la charge au niveau du radier, la charge permanente, l'épaisseur du radier et la longueur du radier.

Schématiquement, les différentes charges et surcharges appliquées sur les éléments constituant le dalot cadre sont représentées comme suit :

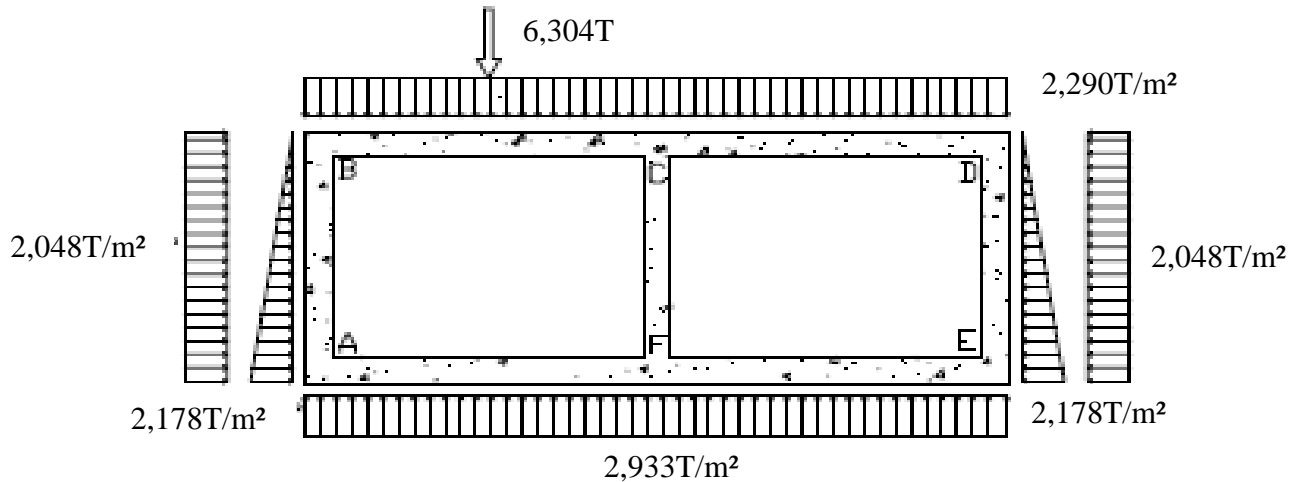


Figure 41 : Modélisation des charges et surcharges appliquées à l'ouvrage

II.1. Coefficient de Majoration Dynamique (CMD) δ

Une surcharge dynamique agit sur l'ouvrage ; d'où la prise en compte du coefficient de majoration dynamique pour les surcharges. La valeur de ce coefficient est tel que :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{G}{S}}$$

Dans laquelle : L : Longueur du dalot : L = 4,25 m

G : Poids de la dalle et du remblai $G = 2,417 \times 8 \times 4,35 = 84,11T$

S : Surcharge sur la dalle : S = 20 T D'où : $\delta = 1,25$

III. CALCULS DES EFFORTS

III.1. Caractéristiques des éléments

Le moment d'inertie I de chaque élément est donné par : $I = \frac{bh^3}{12}$, la raideur R est trouvée

par : $R_i = \frac{I}{l}$, et le coefficient de répartition C est obtenu par la relation $C_i = \frac{R_i}{\sum R_i}$. Avec, une

base b = 1m et h la hauteur de l'élément, les caractéristiques de chaque élément sont :

$$\begin{cases} I_{AB} = I_{BA} = \frac{1 \times 0,25^3}{12} = 0,0013 & \text{et} & I_{BC} = I_{CB} = I_{AF} = I_{FA} = \frac{1 \times 0,30^3}{12} = 0,00225 \\ R_{AB} = R_{BA} = \frac{0,0013}{3,30} = 0,00039 & \text{et} & R_{BC} = R_{CB} = R_{AF} = R_{FA} = \frac{0,00225}{4,25} = 0,00053 \\ C_{AB} = C_{BA} = \frac{0,00039}{0,00039 + 0,00053} = 0,43 & \text{et} & C_{BC} = C_{CB} = C_{AF} = C_{FA} = \frac{0,00053}{0,00039 + 0,00053} = 0,57 \end{cases}$$

III.2. Cas de charges

III.2.1. Charges permanents

La charge permanente est celle due au poids propre de la dalle supérieure, du remblai, de la couche d'assise et de la couche de roulement. Les résultats sont alors les suivants :

$$\text{- Moments d'encastrement : } M_{BC} = -M_{CB} = \frac{gl^2}{12} = \frac{2,290 \times 4,25^2}{12} = 3,447 Tm$$

$$\text{- Efforts normaux : } \begin{cases} N_{AB} = N_{BA} = \frac{gl}{2} = \frac{2,042 \times 4,25}{2} = 4,866 T \\ N_{BC} = N_{CB} = N_{AF} = N_{FA} = 0 \end{cases}$$

Tableau 55: Moment dû à la charge permanente verticale

Nœud	F	A		B		C
	FA	AF	AB	BA	BC	CB
	0,57	0,57	0,43	0,43	0,57	0,57
M					3,4469	-3,4469
B			-0,7360	-1,4720	-1,9750	-0,9875
A	0,2108	0,4217	0,3143	0,1571		
B			-0,0336	-0,0671	-0,0900	-0,0450
A	0,0096	0,0192	0,0143	0,0072		
B			-0,0015	-0,0031	-0,0041	-0,0021
A	0,0004	0,0009	0,0007	0,0003		
B			-0,0001	-0,0001	-0,0002	-0,0001
A	0,0001	0,0000	0,0000	0,0000		
$\sum M$	0,221	0,442	-0,442	-1,378	1,378	-4,482
$\sum N$	0,0000	0,0000	4,866	4,866	0,0000	0,0000

III.2.2. Surcharges Be

Les résultats des moments fléchissants et efforts normaux dûs à la surcharge Be sont :

$$\text{- Moments d'encastrement : } M_{BC} = -M_{CB} = \frac{P_{BE}l}{8} = \frac{6,304 \times 4,25}{8} = 3,349 Tm$$

$$\text{- Efforts normaux : } \begin{cases} N_{AB} = N_{BA} = \frac{P_{BE}}{2} = \frac{6,304}{2} = 3,152 T \\ N_{CB} = N_{BC} = N_{AF} = N_{FA} = 0 T \end{cases}$$

Tableau 56 : Moment dû à la surcharge routière Be

Nœud	F	A		B		C
	FA	AF	AB	BA	BC	CB
	0,57	0,57	0,43	0,43	0,57	0,57
M					3,3488	-3,3488
$\sum M$	0,215	0,429	-0,429	-1,338	1,338	-4,354
$\sum N$	0,0000	0,0000	3,152	3,152	0,0000	0,0000

III.2.3. Poussées des terres

Les valeurs des moments d'encastrement et effort normaux dus aux poussées des terres sont :

$$\text{- Moments d'encastrement : } \begin{cases} M_{AB} = \frac{P_l l^2}{20} = \frac{2,178 \times 3,30^2}{20} = 1,186 Tm \\ M_{BA} = \frac{-P_l l^2}{30} = \frac{-2,178 \times 3,30^2}{30} = -0,791 Tm \end{cases}$$

$$\text{- Efforts normaux : } \begin{cases} N_{AB} = N_{BA} = 0 \\ N_{AF} = N_{FA} = \frac{7 P_l l}{20} = \frac{7 \times 2,178 \times 3,30}{20} = 2,516 T \\ N_{BC} = N_{CB} = \frac{3 P_l l}{20} = \frac{3 \times 2,178 \times 3,30}{20} = 1,078 T \end{cases}$$

Tableau 57 : Moment dû à la charge horizontale de la poussée des terres

Nœud	F	A		B		C
	FA	AF	AB	BA	BC	CB
	0,57	0,57	0,43	0,43	0,57	0,57
M			1,1859	-0,7906		
$\sum M$	-0,407	-0,813	0,813	-0,627	0,627	0,313
$\sum N$	2,516	2,516	0,0000	0,0000	1,078	1,078

III.2.4. Poussées dues aux surcharges

Les sollicitations engendrées par la poussée dues aux surcharges sont les suivants :

$$\text{- Moments d'encastrement : } \begin{cases} M_{AB} = \frac{P_r l^2}{12} = \frac{2,048 \times 3,30^2}{12} = 1,859 Tm \\ M_{BA} = \frac{-P_r l^2}{12} = \frac{-2,048 \times 3,30^2}{12} = -1,889 Tm \end{cases}$$

$$\text{- Efforts normaux : } \begin{cases} N_{AB} = N_{BA} = 0 \\ N_{BC} = N_{CB} = \frac{P_r l}{2} = \frac{2,048 \times 3,30}{2} = 3,380T \\ N_{AF} = N_{FA} = \frac{P_r l}{2} = \frac{2,048 \times 3,30}{2} = 3,380T \end{cases}$$

Tableau 58 : Moment dû à la surcharge horizontale

	F	A		B		C
	FA	AF	AB	BA	BC	CB
Nœud	0,57	0,57	0,43	0,43	0,57	0,57
M			1,8587	-1,8587		
$\sum M$	-0,677	-1,354	1,354	-1,354	1,354	0,677
$\sum N$	3,380	3,380	0,0000	0,0000	3,380	3,380

III.2.5. Pour les charges et surcharges sur le piédroit

Pour les charges et surcharges sur le piédroit, les sollicitations sont les suivants :

a) En tant que charges permanentes (5a)

$$\text{- Moments d'encastrement : } M_{AF} = -M_{FA} = \frac{-Sl^2}{12} = \frac{-2,933 \times 4,25^2}{12} = -4,415Tm$$

$$\text{- Efforts normaux : } \begin{cases} N_{AB} = \frac{Sl}{2} = \frac{2,933 \times 4,25}{2} = 6,232T \\ N_{BC} = N_{CB} = N_{AF} = N_{FA} = N_{BA} = 0T \end{cases}$$

Tableau 59 : Moment dû à la charge verticale : piédroits

	F	A		B		C
	FA	AF	AB	BA	BC	CB
Nœud	0,57	0,57	0,43	0,43	0,57	0,57
M	-4,4146	4,4146				
$\sum M$	-5,740	1,764	-1,764	-0,566	0,566	0,283
$\sum N$	0,0000	0,0000	6,232	0,0000	0,0000	0,0000

b) En tant que surcharge (5b)

$$\text{- Moments d'encastrement : } M_{AF} = -M_{FA} = \frac{-P_{BE} l}{8} = \frac{6,304 \times 4,25}{8} = -3,348Tm$$

$$\text{- Efforts normaux : } \begin{cases} N_{AB} = \frac{P_{BE}}{2} = \frac{6,304}{2} = 3,152T \\ N_{BC} = N_{CB} = N_{AF} = N_{FA} = N_{BA} = 0 \end{cases}$$

Tableau 60 : Moment dû à la surcharge verticale : piédroits

Nœud	F	A		B		C
	FA	AF	AB	BA	BC	CB
	0,57	0,57	0,43	0,43	0,57	0,57
M	-3,3488	3,3488				
$\sum M$	-4,354	1,338	-1,338	-0,429	0,429	0,215
$\sum M$	0,0000	0,0000	3,152	0,0000	0,0000	0,0000

III.3. Combinaison des charges

Les combinaisons des charges aux états limites suivantes sont considérées:

À l'ELU : $1,35 \times \text{Charge permanente} + 1,5 \times 1,07 \times \delta \times \text{Surcharge d'exploitation}$

À l'ELS : $1,00 \times \text{Charge permanente} + 1,20 \times \delta \times \text{Surcharge d'exploitation}$

Tableau 61 : Récapitulation des valeurs des moments dues aux charges et surcharges

CHARGES	F	A		B		C
	FA	AF	AB	BA	BC	CB
1	0,221	0,442	-0,442	-1,378	1,378	-4,482
3	-0,407	-0,813	0,813	-0,627	0,627	0,313
5.a	-5,740	1,764	-1,764	-0,566	0,566	0,283
$\sum M_p$	-5,925	1,393	-1,393	-2,570	2,570	-3,885
2	0,215	0,429	-0,429	-1,338	1,338	-4,354
4	-0,677	-1,354	1,354	-1,354	1,354	0,677
5.b	-4,354	1,338	-1,338	-0,429	0,429	0,215
$\sum M_q$	-4,816	0,414	-0,414	-3,122	3,122	-3,462
à ELU	-17,349	2,683	-2,683	-9,530	9,530	-11,967
à ELS	-12,916	1,993	-1,993	-7,101	7,101	-8,911
1	0,000	0,000	4,866	4,866	0,000	0,000
3	2,516	2,516	0,000	0,000	1,078	1,078
5.a	0,000	0,000	6,232	0,000	0,000	0,000
$\sum N_p$	2,516	2,516	11,099	4,866	1,078	1,078
2	0,000	0,000	3,152	3,152	0,000	0,000
4	3,380	3,380	0,000	0,000	3,380	3,380
5.b	0,000	0,000	3,152	0,000	0,000	0,000
$\sum N_q$	3,380	3,380	6,304	3,152	3,380	3,380
à ELU	9,957	9,957	27,220	12,688	8,016	8,016
à ELS	7,421	7,421	20,248	9,441	5,983	5,983

IV. CALCUL DES EFFORTS EN TRAVÉE

Les moments en travées sont obtenus en appliquant la méthode de la RDM pour une travée quelconque AB de longueur l . Compte tenu des conventions de signe de Cross, le moment au point d'abscisse x s'écrit :

$$M(x) = \mu(x) - M_{AB} + \frac{M_{AB} + M_{BA}}{l_d} x$$

Avec $\mu(x)$: le moment fléchissant dans l'élément isostatique soumise au même système de charges appliquées.

IV.1. Cas des dalles supérieures (éléments BC et CD)

– Charges permanentes

$$M_{BC} = 2,570 \text{ Tm et } M_{CB} = -3,885 \text{ Tm}$$

$$\text{Le moment en travée est donné par : } M(x) = \mu(x) - M_{AB} + \frac{M_{AB} + M_{BA}}{l_d} x$$

Au milieu de la travée où $x = \frac{l}{2}$, le moment maximal s'écrit :

$$M = \frac{gl^2}{8} - \left(\frac{M_{BC} + M_{CB}}{l} \right) \times \frac{l}{2} = \frac{2,29 \times 4,25^2}{8} - \left(\frac{2,570 - 3,885}{2} \right) = 5,828 \text{ Tm}$$

– Surcharge :

$$M_{BC} = 3,122 \text{ Tm et } M_{CB} = -3,462 \text{ Tm}$$

Le moment en travée est alors donné par :

$$M = \frac{P_{BE} l}{8} - \left(\frac{M_{BC} + M_{CB}}{l} \right) \times \frac{l}{2} = \frac{6,304 \times 4,25}{8} - \left(\frac{3,122 - 3,462}{2} \right) = 3,519 \text{ Tm}$$

À l'Etat Limite Ultime, la combinaison des actions s'écrit :

$$M_u = 1,35 \times M_p + 1,5 \times 1,07 \times \delta \times M_q = 1,35 \times 5,828 + 1,5 \times 1,07 \times 1,21 \times 3,519 = 14,669 \text{ Tm}$$

A l'Etat Limite de Service :

$$M_s = M_p + 1,20 \times \delta \times M_q = 5,828 + 1,20 \times 1,21 \times 3,519 = 10,936 \text{ Tm}$$

Avec les mêmes procédés de calculs, les résultats sont les suivants pour les autres éléments :

Tableau 62 : Moment en travée pour chaque élément du dalot

Travée	AB	BC	AF
M_P	3,464	5,828	14,058
M_Q	3,626	3,519	5,550
ELU : $M_u = 1,35 \times M_P + 1,5 \times 1,07 \times \delta \times M_Q$	11,716	14,699	29,754
ELS : $M_s = M_P + 1,20 \times \delta \times M_Q$	8,727	10,936	22,114

Les diagrammes des moments fléchissants en Tm/m à l'ELU et à l'ELS sont les suivants:

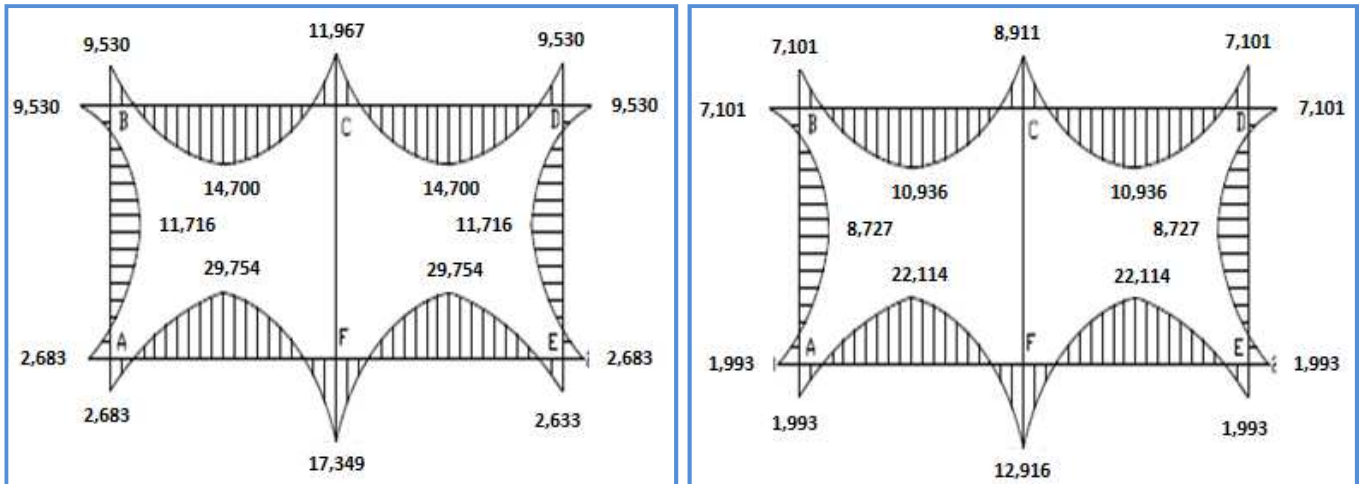


Figure 42: Diagrammes des moments fléchissants en Tm/m à l'ELU (à gauche) et à l'ELS (à droite)

V. CALCUL DE FERRAILLAGE ET VÉRIFICATION DES CONTRAINTES

Le ferrailage consiste à mettre des armatures dans les parties tendues de la section du béton. En effet, le béton se comporte très mal en traction mais a une résistance élevée en compression.

V.1. Calcul de ferrailage des piédroits de rives AB et ED

Les sollicitations sont les suivantes :

$$M_U = 11,716 \text{ Tm} \quad \text{et} \quad M_{\text{ser}} = 8,727 \text{ Tm}$$

$$N_U = 27,220 \text{ T} \quad \text{et} \quad N_{\text{ser}} = 20,248 \text{ T}$$

Les sollicitations qui s'appliquent sur ces éléments sont l'effort normal et le moment fléchissant ; ainsi, la section est soumise à la flexion composée avec une excentricité de

$$e_0 = \frac{M_{u/G0}}{N_u} \text{ par rapport au centre de gravité du béton seul } G_0.$$

$$e_0 = \frac{M_{u/G0}}{N_u} = \frac{11,716}{27,220} = 0,43 \text{ m}$$

Etant donné que la pièce est encastree à ces deux extrémités, l'élancement géométrique est alors: $l_f = 0,5l = 1,65 \text{ m}$. La relation suivante doit être vérifiée :

$$\frac{l_f}{h} \leq \text{Max} \left(15; 20 \frac{e_0 + e_a}{h} \right)$$

$$\text{Avec } e_a = \text{Max} \left(2\text{cm}; \frac{l}{250} \right) = \text{Max} \left(2\text{cm}; \frac{330}{250} \right) = 2\text{cm}$$

$$\text{Donc, } e_1 = e_a + e_0 = 0,43 + 0,02 = 0,45\text{m}$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{1,65}{0,30} = 5,5 \quad \text{et} \quad \text{Max} \left(15; 20 \frac{e_0 + e_a}{h} \right) = 36$$

La condition : $\frac{l_f}{h} \leq \text{Max} \left(15; 20 \frac{e_0 + e_a}{h} \right)$ est vérifiée. Ainsi, le calcul suit le principe de calcul en flexion composée. Il faut alors tenir compte de l'excentricité du second ordre ; laquelle est donné par la relation suivante :

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \varphi) \quad \text{avec : } \varphi = 2 \quad \text{et} \quad \alpha = \frac{M_p}{M_p + M_Q} = 0,480 \Rightarrow e_2 = 0,009\text{m}$$

D'où les sollicitations corrigée en flexion composée:

$$M_{UC} = N_U (e_1 + e_2) = 27,22 \times (0,45 + 0,009) = 12,525\text{Tm} \quad \text{et} \quad N_{UC} = N_U = 27,22\text{T}$$

Le moment M_A par rapport au centre de gravité des aciers tendus est donnée par :

$$M_A = M_{UC} + N_U \left(\frac{h}{2} - e \right) = 12,525 + 27,22 \left(\frac{0,25}{2} - 0,03 \right) = 15,11\text{Tm}$$

L'état de compression de la pièce définit la section d'armature. Le moment réduit de référence est donné par :

$$\mu_{bc} = 0,8 \frac{h}{d} \left(1 - 0,4 \frac{h}{d} \right) = 0,492 \quad ; \quad \text{avec: } f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,17\text{MPa}$$

Où :

- $\theta = 1$ Pour une durée d'application t supérieure à 24h des combinaisons d'action ;
- $\gamma_b = 1,5$ Pour une combinaison fondamentale.

$$\text{Ainsi, le moment réduit } \mu_{bu} \text{ est : } \mu_{bu} = \frac{M_A}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{15,11 \times 10^{-2}}{0,22^2 \times 14,17 \times 1} = 0,220\text{MPa}$$

Ces résultats montrent que $\mu_{bu} < \mu_{bc}$ alors, la section est partiellement comprimée.

De plus, par comparaisons avec $\mu_{lu} = 0,372$ pour Fe500 ; $\mu_{bu} = 0,220 < \mu_{lu} = 0,372$

D'où, la section est simplement armée et $A'_{FS1} = 0$.

Pour retrouver les sections d'armatures en flexion composée, les calculs en flexion simple doivent d'abord être réalisés. En outre $\mu_{bu} < 0,30 < \mu_{lu}$, donc le calcul peut être simplifié, ainsi :

$$z_b = d(1 - 0,6\mu_{bu}) = 0,22 \times (1 - 0,6 \times 0,22) = 0,19 \text{ cm}$$

La section d'armature en flexion simple est alors de :

$$A_{FS} = \frac{M_A}{z_b f_{ed}} = \frac{15,11 \times 10^{-2}}{0,19 \times 434,78} = 18,20 [\text{cm}^2]$$

Donc, $A'_{FS} = 0$ et $A_{FS} = 18,20 \text{ cm}^2$. La section d'acier en flexion composée s'obtient par la relation suivante :

$$A_{FC} = A_{FS1} - \left(\frac{N_U}{\sigma_s} \right) = 18,20 - \left(\frac{100 \times 27,22}{434,78} \right) = 11,94 \text{ cm}^2$$

La section minimale d'armature est de :

$$\begin{cases} A_{\min} = \text{Max} \left(\frac{bh}{10000}; 0,23bh \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \\ A_{\min} = \text{Max} \left(\frac{0,25 \times 1}{10000}; 0,23 \times 1 \times 0,22 \times \frac{2,1}{500} \right) = 2,125 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

La section d'acier utilisée est largement supérieure à la section minimale d'armature et ce pour toutes les éléments. La condition de non-fragilité de l'élément doit aussi être vérifiée. Cette condition est vérifiée si la relation suivante l'est :

$$A_{FC} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,22 \times \frac{2,1}{500} = 2,125 \text{ cm}^2$$

La condition est largement vérifiée et ce pour tous les éléments. Après la détermination des sections d'armatures, il faut vérifier la section partiellement comprimée. Cette vérification se fait à l'ELS. Les valeurs des sollicitations à l'ELS sont : $M_{ser} = 8,727 \text{ Tm}$ et $N_{ser} = 20,248 \text{ T}$

L'excentricité de N par rapport à Go est donnée par: $e_{0ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{8,727}{20,248} = 0,43 \text{ m}$

La sollicitation au centre de gravité A des aciers tendus est obtenue avec : $M_{serA} = N_{ser} \times e_A$

$$e_A = e_{0ser} + 0,4h = 0,43 + 0,4 \times 0,25 = 0,52 \text{ m} \Rightarrow M_{ser} = 10,65 \text{ Tm}$$

La contrainte admissible de compression du béton est de : $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c_{28}} = 0,6 \times 25 = 15 MPa$

L'état de compression de la section de la pièce est déterminé en comparant la contrainte admissible de compression du béton avec : $0,333 b_0 d^2 \sigma_{bc} = 0,511 MN.m$

Alors : $M_{serA} < 0,333 b_0 d^2 \sigma_{bc}$, ainsi, la section est partiellement comprimée.

Le calcul de ferrailage se fait similairement à l'étude à l'ELU. Ainsi, les sections d'armature en flexion simple doivent être trouvées à priori. Alors :

$$\mu_1 = \frac{M_{serA}}{b_0 d^2 \sigma_s}$$

$$\text{Avec: } \overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max \left(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t_{28}}} \right) \right\} = \min(333,33; 250) = 250 MPa$$

$$\text{Ainsi, } \mu_1 = 0,0087$$

Avec cette valeur de μ_1 , les valeurs de β_1 , k et ρ_1 sont déterminées à partir du tableau 1 en Annexe D.

Les valeurs trouvées sont : $\beta_1=0,860$ $k=0,048$ et $\rho_1=1,01$

Ainsi, $\sigma_{bc} = k \overline{\sigma}_s = 12 MPa < \overline{\sigma}_{bc} = 15 MPa$, la section est donc simplement armée et l'armature de compression est égale à zéro.

$$A'_{serFS} = 0 \quad \text{et} \quad A_{serFS} = \frac{M_{serA}}{\beta_1 d \sigma_s} = 22,51 cm^2$$

Par analogie avec le calcul à l'ELU, les sections d'armature trouvées en flexion simple et en flexion composée sont les suivants.

$$A'_{serFC} = 0 \quad \text{et} \quad A_{serFC} = 17,86 cm^2$$

Pour la vérification des contraintes, elle se porte sur les relations qui suivent :

$$\sigma_{bc} = K y_{ser} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c_{28}} \quad \text{et} \quad \sigma_s = n K (d - y_{ser}) \leq \overline{\sigma}_s = \max \left(\frac{2}{3} f_e; 150 \eta \right)$$

Avec : $n = 15$ et $K = \frac{N_{ser} y_c}{I}$, le coefficient angulaire des contraintes et I le moment d'inertie tel que :

$$I = b \frac{y_{ser}^3}{3} + 15 \left[A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - d')^2 \right];$$

$$y_{ser} = y_c + c$$

y_c est la position de l'axe neutre par rapport au centre de pression C. En faisant le bilan des efforts appliqués à la section, y_{c1} est la solution de l'équation :

$$y^3 + p y_c + q = 0$$

$$p = -3c^2 - 90(c - d') \frac{A'_s}{b} + 90(d - c) \frac{A_s}{b}$$

$$q = -2c^3 - 90(c - d')^2 \frac{A'_s}{b} - 90(d - c)^2 \frac{A_s}{b}$$

$$c = d - e_A$$

C : La distance du centre de pression C à la fibre la plus comprimée B de la section.

$$e_A = e_0' + \left(d - \frac{h}{2} \right), \text{ la distance du centre de pression à l'acier tendu ; et } e_0' = \frac{M_{ser}}{N_{ser}}$$

$N_{ser} > 0$ et $C < 0$ montre que le centre de pression C est à l'extérieur de la section. Toutes fois, si $N_{ser} > 0$ et $C > 0$, le centre de pression est à l'intérieur de la section. La solution de l'équation du troisième degré est trouvée par le procédé suivant :

$$\Delta = q_1^2 + \frac{4p_1^3}{27}$$

Si $\Delta < 0$, et sachant que $\cos \varphi = \frac{3q_1}{2p_1} \sqrt{\frac{-3}{p_2}}$ et $a = 2\sqrt{\frac{-p_1}{3}}$, la solution est alors parmi :

$$y_1 = a \cos\left(\frac{\varphi_1}{3}\right), \quad y_2 = a_1 \cos\left(\frac{\varphi_1}{3} + 120^\circ\right) \quad \text{et} \quad y_3 = a_1 \cos\left(\frac{\varphi_1}{3} + 240^\circ\right)$$

$$\text{Si: } \Delta > 0, \text{ la solution est : } y = z_1 - \frac{p_1}{3z_1} \quad \text{avec : } z_1 = t^{\frac{1}{3}} \quad \text{et} \quad t = 0,5(\sqrt{\Delta} - q)$$

Résultats de calculs pour les éléments AB et ED :

$$e_a = e_0' + \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0,43 + \left(0,22 - \frac{0,25}{2} \right) = 0,52m$$

$$c = d - e_a = 0,22 - 0,52 = -0,30$$

$$p = -0,19 \quad \text{et} \quad q = -0,013$$

La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par la méthode suivante :

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$$

Donc : $\Delta = -3,05 \times 10^{-4} < 0$, alors : $\cos \varphi = \left(\frac{3q}{2p} \right) \sqrt{\frac{-3}{p}}$ et $a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}}$

Par déduction:
$$\begin{cases} y_1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) \\ y_2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ\right) \\ y_3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240^\circ\right) \end{cases} \text{ avec : } \varphi = \text{Arcos}\left(\frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) = 1,21 \text{ et } a = 0,42$$

Les résultats donnent: $y_1 = 0,405 \text{ m}$; $y_2 = -0,472 \text{ m}$ et $y_3 = -0,065 \text{ m}$

y_1 est la seul qui vérifie la relation: $0 < y_i < d-c$; D'où: $y_{\text{ser}} = y_1 + c = 10,00 \text{ cm}$

Le moment d'inertie est donné par :

$$I = \frac{b_0 y_{\text{ser}}^3}{3} + n \left[A' (y_{\text{ser}} - d)^2 + A (d - y_{\text{ser}})^2 \right]$$

Avec : $A' = 0$ et $d' = 0$; ce qui donne $I = 7,19 \times 10^{-4} \text{ m}^4$

La valeur de K est alors de :

$$K = \frac{N_{\text{ser}} y_2}{I} = 11435,39 \text{ T / m}^3$$

Les valeurs des contraintes sont déterminées par :

$$\sigma_{bc} = K y_{\text{ser}} = 11,42 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad \sigma_s = nK (d - y_{\text{ser}}) = 206,03 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad \overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \text{Max}(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{cj}}) \right\} = 250 \text{ Mpa}$$

Alors, les résultats obtenus donnent :

$$\sigma_{bc} = K y_{\text{ser}} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

$$\sigma_s = nK (d - y_{\text{ser}}) \leq \overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \text{Max}(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{cj}}) \right\}$$

La section d'armature est de $A = 17,86 \text{ cm}^2$ alors, l'acier 6HA 20 ($18,85\text{cm}^2$) est adoptée pour l'élément AB (et ED).

Les sections d'armatures de tous les éléments constituant le dalot et suivant les états limites pris en considération sont présentés dans les tableaux ci-après.

Tableau 63 : Sections d'armatures définies à l'état limite ultime (ELU)

Eléments	Mu(Tm)	Nu(T)	Section	A_{FS}	A_{FC}
AB et ED	11,716	27,22	Partiellement comprimé et SSA	18,20	11,94
BC et CD	14,700	8,016	Partiellement comprimé et SSA	14,96	13,11
AF et EF	29,753	9,956	Partiellement comprimé et SSA	32,59	30,30

Tableau 64 : Sections d'armatures définies à l'état limite de service (ELS)

Eléments	Mser(Tm)	Nser(T)	Section	A_{serFS}	A_{serFC}
AB et ED	8,727	20,248	Partiellement comprimé et SSA	22,51	17,86
BC et CD	10,935	5,983	Partiellement comprimé et SSA	19,71	18,33

La valeur théorique de la section retenue est : $A = \text{Max}\{A_{\min}, A_{ser}, A_u\}$; les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau 65 : Sections d'armatures retenues pour les éléments

Eléments	Sections théoriques (cm^2)	Sections réelles (cm^2)	Acier de mise en œuvre
AB et ED	17,86	18,85	6HA20
BC et CD	18,33	18,85	6HA20
AF et EF	30,30	34,36	7HA25

Les sections d'armatures au droit des nœuds sont données dans le tableau suivant :

Tableau 66 : Sections d'armatures retenues au droit des nœuds

Nœuds	Sections théoriques (cm^2)	Sections réelles (cm^2)	Acier de mise en œuvre
A et E	7,26	8,04	4HA16
B et D	12,55	12,57	4HA20
C	14,66	15,71	5HA20
F	18,52	18,85	6HA20

V.2. Calcul de ferrailage du piédroit central CF

Le piédroit central CF est soumis à un effort normal engendré par le poids du remblai, des couches de la chaussée, de la dalle supérieure et de la surcharge routière et est donc calculé en compression simple.

Avec : $a=0,25$ m et $b=1$ m

- Charge permanente : $N_p = 9,16T$
- Surcharge : $N_q = 6,303T$

Ainsi, à l'ELU : $N_u = 1,35 \times N_p + 1,5 \times 1,07 \times \delta \times N_q = 26,88T$

Pour la compression centrée: $\lambda = 35 \leq 50$ donc $\beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 = 1 + 0,2 \left(\frac{35}{35} \right)^2 = 1,02$

La valeur de la section réduite est déterminée par:

$$B_r = \frac{\beta N_u}{\frac{f_{bu}}{0,9} + \frac{0,85}{100} f_{ed}} = \frac{1,02 \times 0,27}{\frac{14,2}{0,9} + \frac{0,85}{100} \times 435} = 14,91 \text{ cm}^2$$

$$b = \frac{B_r}{a - 0,06} + 0,06 = \frac{14,91}{0,25 - 0,06} + 0,06 = 78,54 \text{ cm}$$

Les valeurs de $\lambda_{\text{réel}}$ et $\beta_{\text{réel}}$ sont données par la relation :

$$\lambda_{\text{réel}} = \frac{\sqrt{12}}{a} l_f = \frac{1,6\sqrt{12}}{0,25} = 22,17 \leq 35 \text{ donc la compression centrée est assurée}$$

$$\text{Et comme } \lambda_{\text{réel}} \leq 50 \Rightarrow \beta_{\text{réel}} = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda_{\text{réel}}}{35} \right)^2 = 1 + 0,2 \left(\frac{22,17}{35} \right)^2 = 1,08$$

La section d'armature est alors :

$$A \geq \frac{1}{0,85 f_{ed}} \left(\beta_{\text{réel}} N_u - \frac{B_r f_{bu}}{0,9} \right) = \frac{1}{0,85 \times 435} \left(1,08 \times 26,88 \times 10^{-2} - \frac{14,91 \times 14,2}{0,9} \right) = -0,63 \text{ m}^2 < 0$$

Ainsi, la valeur minimale d'armature est retenue ; cette dernière, pour un périmètre u et une surface B donné du béton est de:

$$A_{\min} = \max \left(4u; 0,2 \times \frac{B}{100} \right)$$

$$\text{avec } 4u = 2(a+b) = 4 \times 2 \times (0,25+1) = 10 \quad \text{et} \quad 0,2 \times \frac{B}{100} = 0,2 \times \frac{25 \times 100}{100} = 5$$

$$A_{\min} = \max (10; 5) = 10 \text{ cm}^2$$

L'acier de mise en œuvre prise est : 6 HA 16 soit 12,06 cm².

VI. CALCUL ET VÉRIFICATION DES EFFORTS TRANCHANTS

VI.1. Calcul des efforts tranchants

VI.1.1. Cas des piédroits de rives (AB et ED)

Les charges permanentes considérées, appliquées à l'élément AB sont les poussées des terres. Les charges et surcharges appliquées sont alors les suivantes :

$$\text{Charge permanente: Poussée des terres : } \frac{P_l l}{3} = \frac{2,178 \times 3,30}{3} = 2,396 \text{ T / m}$$

$$\text{Surcharge due aux poussées des remblais : } \frac{P_r l}{2} = \frac{2,048 \times 3,30}{2} = 3,380 \text{ T / m}$$

Pour la combinaison d'action

$$\tau(x) = 1,35 \times V_p + 1,5 \times V_q$$

$$\tau(x) = 1,35 \times 2,396 + 1,5 \times 3,380 = 8,304 \text{ T / m}$$

$$\text{L'effort tranchant s'obtient par la formule suivante : } V(x) = \tau(x) + \frac{M_{AB} - M_{BA}}{l}$$

$$\text{Alors : } V = 8,304 + \frac{(-2,683 - (-9,530))}{3,30} = 10,378 \text{ T / m}$$

Le tableau suivant récapitule les valeurs des efforts tranchants dans chaque élément :

Tableau 67 : Récapitulation des valeurs des efforts tranchants

Travée	AB et DE	BC et CD	AF et EF
VP (T)	2,396	4,866	11,156
VQ (T)	3,380	3,152	3,152
T(X) (T)	8,304	11,297	19,788
V(X) (T)	10,378	16,296	24,447

VI.2. Vérification des efforts tranchants

Le maximum des valeurs de l'effort tranchant ne doit dépasser la valeur admissible $\overline{\tau_u}$.

$$\tau_u = \frac{\tau_{u\max}}{b_0 d} \text{ et } \tau_{u\max} = \max(V_i(x)) = 24,447 T / m \Rightarrow \tau_u = \frac{24,447}{1,00 \times 0,27} = 0,91 MPa$$

$$\text{Et : } \overline{\tau_u} = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 MPa \right) = \min \left(0,15 \frac{25}{1,5}; 4 MPa \right) = 2,5 MPa$$

$$\text{D'où : } \tau_u = 0,91 MPa < \overline{\tau_u} = 2,5 MPa$$

La contrainte admissible n'est pas dépassée, les aciers transversaux ne sont pas nécessaires.

VII. VÉRIFICATION DU NON POINÇONNEMENT DE LA DALLE

Le non poinçonnement de la dalle lors de son exploitation est vérifié, si pour chaque action de charges concentrées appliquées sur la dalle la relation suivante l'est $Q_u \leq 0,045 u_c h_o \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$:

Avec :

- Q_u : Charge de calcul à l'ELU ;
- h_o : Epaisseur de la dalle ;
- u_c : Périmètre du surface d'impact de la charge, à considérer au niveau du feuillet moyen de la dalle, et est donné par : $u_c = 2(a_m + b_m)$
- a_m, b_m : Côtés de la surface d'impact de la charge, à considérer au niveau du feuillet moyen de la dalle, tel que :

$$a_m = a_2 + 2 \tan(30^\circ) h_r + h_b \tan(45^\circ) \quad \text{et} \quad b_m = b_2 + 2 \tan(30^\circ) h_r + h_b \tan(45^\circ)$$

- a_2 et b_2 sont les côtés de la surface d'impact de la charge au niveau de la chaussée.
- Et h_r et h_b : respectivement sont l'épaisseur du remblai et l'épaisseur de la dalle.

Le système de surcharge B comprend trois systèmes distincts, qui sont :

- Le système Bc, composé de camions types ;
- Le système Be, composé d'un essieu isolé ;
- Le système Br, composé d'une roue isolée.

VII.1. Vérification pour la surcharge Bc30

La surface d'impact pour le système Bc 30 est un carré, de côté 0,25m. Ainsi :

$$a_m = 0,25 + 2 \times 0,77 \times \tan(30^\circ) + 0,30 = 1,43m$$

$$b_m = 0,25 + 2 \times 0,77 \times \tan(30^\circ) + 0,30 = 1,43m \quad \text{ce qui donne } U_c = 5,72m$$

$$\text{Ainsi, } \overline{Q_u} = 0,045 \times 5,72 \times 0,30 \times \frac{2500}{1,5} = 128,7T$$

$$\text{Et aussi: } Q_u = 1,5 \times N = 1,5 \times 6 = 9T$$

$$\text{Donc, } Q_u < \overline{Q_u}$$

Vis-à-vis du système Bc30, la condition de non poinçonnement de la dalle est vérifiée.

VII.2. Vérification pour la surcharge Be

Le système Be est constitué par un essieu isolé. Il est assimilé à un rouleau. La surcharge est évaluée à : 20T. La surface chargée de 20 T au niveau du sol est un rectangle de dimension 0,08 x 2,5 m. Il vient alors :

$$a_m = 0,08 + 2 \times 0,77 \times \tan(30^\circ) + 0,30 = 1,27m$$

$$b_m = 2,5 + 2 \times 0,77 \times \tan(30^\circ) + 0,30 = 3,69m \quad \text{ce qui donne } U_c = 9,92m$$

$$\text{Donc, } \overline{Q_u} = 0,045 \times 9,92 \times 0,30 \times \frac{2500}{1,5} = 142,75T$$

$$\text{Et de plus: } Q_u = 1,5 \times N = 1,5 \times 20 = 30T$$

$$\text{Ainsi, } Q_u < \overline{Q_u}$$

Ainsi, la condition de non poinçonnement de la dalle est donc vérifiée pour le système Be.

VII.3. Vérification pour la surcharge Br

Le système Br se compose d'une roue isolée communiquant un effort de 10 T à travers une surface d'impact sur 0,03 m x 0,30 m. Donc :

$$a_m = 0,30 + 2 \times 0,77 \times \tan(30^\circ) + 0,30 = 1,49m$$

$$b_m = 0,30 + 2 \times 0,77 \times \tan(30^\circ) + 0,30 = 1,49m \quad \text{ce qui donne } U_c = 5,96m$$

$$\text{Alors, } \overline{Q_u} = 0,045 \times 5,96 \times 0,30 \times \frac{2500}{1,5} = 134,1T$$

$$\text{Et aussi: } Q_u = 1,5 \times N = 1,5 \times 10 = 15T$$

$$\text{Donc, } Q_u < \overline{Q_u}$$

La condition de non poinçonnement de la dalle est donc vérifiée pour la surcharge Br.

VIII. VÉRIFICATION DE LA STABILITÉ DU SOL D'ASSISE AU NON POINÇONNEMENT

Pour un bon comportement de l'ouvrage, la contrainte subite par le sol doit être inférieure à celle de la contrainte admissible du sol. La contrainte venant de l'ouvrage est de :

$$q = 1,35 \times 2,933 + 1,5 \times 1,07 \times 6,304 \times 1,21 = 16,20 \text{ T} / \text{m}^2 = 1,62 \text{ bars}$$

En considérant le dalot comme une semelle isolée, et en utilisant les facteurs de capacité portantes (N_γ , N_q et N_c) dans le tableau 1 en Annexe B; la valeur de la contrainte admissible du sol est donnée par :

$$q_{ad} = \gamma D + \frac{\frac{\gamma B}{2} N_\gamma \left(1 + 0,2 \frac{B}{L}\right) + \gamma D (N_q - 1) + C N_c \left(1 + 0,2 \frac{B}{L}\right)}{3}$$

$$\gamma = 17 \text{ kN/m}^3, \varphi = 4^\circ, C = 5 \text{ kPa}, D = 4,37 \text{ m}, B = 8 \text{ m} \text{ et } L = 8,75 \text{ m}$$

$$\text{Ce qui pour } \varphi = 4^\circ \text{ et par interpolation linéaire donne : } N_\gamma = 0,16, N_q = 1,48, N_c = 6,22$$

$$\text{Donc : } q_{ad} = 1,02 \text{ bars} < q = 1,62 \text{ bars}$$

Vue cette valeur de la capacité portante et sachant que le sol d'assise est un sol compressible, le sol de fondation se poinçonne (le poids propre de l'ouvrage étant aussi relativement élevé). En introduisant des matériaux en 0/300 (avec $\varphi = 40^\circ$ et $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$) dans sol d'assise, une capacité portante de 4,57 bars est obtenue.

IX. CALCUL DU MUR DE PROTECTION

Soit à considérer le schéma de calcul suivant :

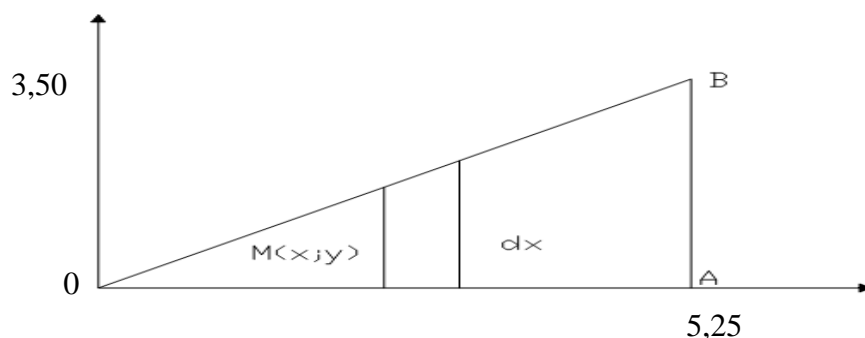


Figure 43: Schéma de calcul du mur de protection

L'équation de OB s'écrit : $y = \frac{2}{3} x$. Soit au point M (x,y) une bande de mur de largeur dx.

Sur cette bande s'exerce une pression $p(z) = \gamma K_a z$ et un effort $dF = \gamma K_a z dz dx$.

γ et K_a : le poids volumique du remblai et le coefficient de poussée.

$$\text{Avec : } \begin{cases} 0 < x < 5,25 \\ 0 < z < y = \frac{2}{3}x \end{cases}$$

$$F = \int_0^{5,25} \left[\int_0^{\frac{2}{3}x} (\gamma K_a z dz) \right] dx = \int_0^{5,25} \left[\gamma K_a \frac{z^2}{2} \right]_0^{\frac{2}{3}x} dx = \int_0^{5,25} \gamma K_a \frac{2x^2}{9} dx = \left[\gamma K_a \frac{2x^3}{27} \right]_0^{5,25}$$

$$F = 2 \times 0,33 \times \frac{2 \times 5,25^3}{27} = 7,07T$$

IX.1. Moments au niveau des sections d'encastrement

IX.1.1. Moment par rapport à AB

Le moment par rapport à AB s'écrit alors comme suit :

$$dM_y = dF(5,25 - x) = \gamma K_a z dz dx (5,25 - x)$$

$$M_y = \int_0^{5,25} \left[\int_0^{\frac{2}{3}x} (\gamma K_a z (5,25 - x) dz) \right] dx = \int_0^{5,25} \left[\gamma K_a \frac{z^2}{2} (5,25 - x) \right]_0^{\frac{2}{3}x} dx$$

$$M_y = \int_0^{5,25} \gamma K_a \frac{2x^2}{9} (5,25 - x) dx = \left[\gamma K_a \left(\frac{2 \times 5,25 x^3}{27} - \frac{x^4}{18} \right) \right]_0^{5,25}$$

$$M_y = 2 \times 0,33 \times \left(\frac{2 \times 5,25^4}{27} - \frac{5,25^4}{18} \right) = 9,28Tm \quad \text{Soit } m_y = 1,76Tm/m$$

IX.1.2. Moment par rapport à OA

En ce qui concerne le moment par rapport à OA, il est de :

$$dM_x = dF \left(y - \frac{2}{3}z \right) = \gamma K_a z dz dx \left(y - \frac{2}{3}z \right) = \gamma K_a z dz dx \left(\frac{2}{3}x - \frac{2}{3}z \right)$$

$$M_x = \int_0^{5,25} \left(\int_0^{\frac{2}{3}x} \gamma K_a z \left(\frac{2}{3}x - \frac{2}{3}z \right) dz \right) dx = \int_0^{5,25} \left(\int_0^{\frac{2}{3}x} \gamma K_a \left(\frac{2}{3}xz - \frac{2}{3}z^2 \right) dz \right) dx$$

$$M_x = \int_0^{5,25} \left(\gamma K_a \left[\frac{1}{3}xz^2 - \frac{2}{9}z^3 \right]_0^{\frac{2}{3}x} \right) dx = \int_0^{5,25} \gamma K_a \left(\frac{4}{27}x^3 - \frac{16}{81}x^3 \right) dx = \left[\gamma K_a \left(\frac{1}{27}x^4 - \frac{4}{81}x^4 \right) \right]_0^{5,25}$$

$$M_x = 2 \times 0,33 \times \left(\frac{1}{27} \times 5,25^4 - \frac{4}{81} \times 5,25^4 \right) = -6,19Tm \quad \text{Soit } m_x = -1,18Tm/m$$

IX.2. Calcul de ferrailage du mur de protection

Pour le mur de protection, les sections d'armatures sont les suivantes :

$$M_y = 1,76 \text{ Tm/m} \Rightarrow \mu_{bu1} = \frac{M}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{1,76}{1 \times 0,22^2 \times 14,17 \times 100} = 0,026$$

$$A = \frac{M}{z_b f_{ed}} = \frac{1,76}{0,22 \times 434,78 \times 100} = 1,84 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$M_x = 1,18 \text{ Tm/m} \Rightarrow \mu_{bu1} = \frac{M}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{1,18}{1 \times 0,22^2 \times 14,17 \times 100} = 0,017$$

$$A = \frac{M}{z_b f_{ed}} = \frac{1,18}{0,22 \times 434,78 \times 100} = 1,23 \text{ [cm}^2\text{]}$$

La section minimale d'armature est de:

$$A_{\min} = \text{Max} \left(\frac{bh}{10000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right) = \text{Max} \left(\frac{0,25 \times 1}{10000}; 0,23 \times 1 \times 0,22 \times \frac{2,1}{500} \right) = 2,12 \text{ cm}^2$$

La section minimale d'armature est retenue ; $A = 2,12 \text{ cm}^2$, prenons 3HA10 soit $2,36 \text{ cm}^2$.

IX.3. Vérification des efforts tranchants

$$T_{\max} = 7,07 \text{ T} \quad \text{soit } 1,47 \text{ T/ml}$$

$$\tau_{\max} = \frac{T_{\max}}{b_0 d} = \frac{1,47 \times 1000}{100 \times 0,22 \times 100} = 0,668 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

Donc, la contrainte admissible n'est pas dépassée.

CONCLUSION PARTIELLE

A part le comportement du remblai mis en œuvre, des sols sous-jacent et également des ouvrages servant d'évacuation d'eau, la bonne tenue de la digue et de la chaussée est liée étroitement aux caractéristiques de matériaux utilisés. Cette dernière est aussi d'une grande importance pour tous types de constructions de génie civil. Le chapitre qui suit fait un aperçu sur les matériaux utilisés pour l'étude de Réhabilitation de la digue de Faratsiho.

CHAPITRE VIII : ETUDES DES MATÉRIAUX

La durabilité des constructions de génie civil, mise à part les technologies d'exécution et les calculs théoriques, dépend aussi essentiellement des matériaux utilisés. Ces derniers doivent être établis à priori pour assurer le degré de prestation de l'infrastructure. Ainsi, des spécifications techniques pour chaque matériau de chaque couche de la chaussée sont d'une grande nécessité.

I. ETUDES DES GISEMENTS

L'étude des gisements en matériaux consiste à la détermination des ressources en matériaux rocheux (carrière) et en matériaux meubles (emprunts et gîtes). Elle concerne aussi la détermination des caractéristiques géotechniques de ces matériaux et surtout à estimer les volumes exploitables.

1.1. Gîte

Le tableau qui suit illustre les caractéristiques de gîtes localisés et exploités sur ce tronçon.

Tableau 68 : Localisation et caractéristiques des gîtes

Localisation	Nature visuelle	Identification		Essai Proctor		Essai		Puissance (m ³)
		IP	%F	γ_{dopm} (T/m ³)	W_{opm} (%)	CBR	Gft (%)	
68+740	LAS jaunâtres + Granules quartzitiques	10	11	2,004	8,6	34	0,03	7000
71+400	LAS rouge + Granules Quartzitiques	10	12	2,009	8,8	36	0,05	8 000
71+950	LAS jaunâtre	9	10	2,008	9	33	0,06	10 000
73+750	LAS à G rougeâtre	11	10	2,014	8,3	35	0,04	5 000
75+800	LAS rouge à jaune + Granules Quartzitiques	8,6	13	2,006	9	33	0,05	10 000

Sources : Autorité Routière de Madagascar

Les gîtes utilisés pour le tronçon en question sont ceux qui se localisent au PK 75+800 et au PK 71+950 parce que ce sont ceux qui assurent un volume exploitable largement suffisant.

I.2. Emprunt

Le tableau ci-dessous montre les détails des emprunts agréés et exploités.

Tableau 69: Localisation et caractéristiques des emprunts

Localisation	Nature visuelle	Identification		Essai proctor		Essai CBR		Puissance (m ³)
		IP	%Fine	γ_{dopm}	W_{opm}	4j	Gft%	
66+540	LAS rougeâtre + Granules quartzitiques	25	75	1,71	19,8	28	0,6	>10 000
70+850	LAS jaune	18	70	1,76	20,3	24	0,4	>4500
73+000	LAS jaunâtre + nodules	18	73	1,78	22,6	28	0,9	>20 000
76+850	LAS rouge à jaune	19	71	1,77	23	26	1,7	>20 000
77+360	LSA jaune à rougeâtre	20	71	1,45	23	26	0,9	>7500
78+100	LAS Rougeâtre	23	72	1,67	24	28	0,5	>5000

Sources : Autorité Routière de Madagascar

Pour s'assurer que le volume de matériaux à extraire soit suffisant et vue que ce sont les plus proche du tronçon d'étude, les emprunts au PK76+850 et PK 78+100 sont choisis.

I.3. Carrière

Le tableau qui suit illustre les caractéristiques de carrières localisées au voisinage du tronçon d'étude.

Tableau 70: Localisation et caractéristiques des carrières

Localisation	Nature visuelle	LA	MDE	Puissance (m ³)	
72+600	Micro gabbro	15	11	3 000	Ramassage blocs
74+350	Dolérite	35	10	3 000	Ramassage blocs
74+500	Dolérite	35	11	9 000	
75+800	Syénite	35	13	4000	Ramassage blocs

Sources : Autorité Routière de Madagascar

Les carrières au PK74+500 et au PK75+800 sont celles utilisées pour le tronçon d'intervention parce que le volume est suffisant et ce sont également les plus proche.

II. MATÉRIAUX POUR COUCHE DE ROULEMENT

II.1. Etudes des émulsions

L'émulsion de bitume se caractérise par son homogénéité, sa teneur en eau, son pH ainsi que par son indice de rupture.

Adhésivité liant-granulat :

L'affinité liant-granulat doit être bien étudiée afin de déterminer si l'utilisation d'un dope est nécessaire. Les spécifications recommandées sont :

- L'adhésion globale (par Essai à la plaque Via-lit avec des granulats non lavés secs) doit être au moins égale à 80 ;
- L'adhésion active (par Essai à la plaque Via-lit avec des granulats non lavés humides) doit être au moins égale à 90 ;
- L'adhésivité passive (par Essai de tenue d'un filler de liant en présence d'eau avec des granulats lavés secs) doit être au moins égale à 90 à 20°C, et à 75 à 60°C.

II.2. Etudes des granulats

Pour les couches à matériaux granulaire, les gravillons doivent être exclusivement obtenus par concassage et criblage de roches massives en origine de carrières agréées. Les spécifications techniques suivantes doivent être respectées.

II.2.1. Gravillons pour Enduit Superficiel

Les spécifications mécaniques des gravillons pour Enduit Superficiel sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau 71: Spécifications des gravillons à usage pour Enduit Superficiel

Critères	Notations	Spécifications	Fréquence minimum de contrôle interne
Coefficient de polissage accéléré	-	≥ 0.5	3 essais au moment de la demande d'agrément, puis un essai tous les 500m ³ .
Los Angeles	LA	≤ 30	2 essais par 1000m
Micro-Deval en présence d'eau	MDE	≤ 20	
Coefficient d'aplatissement	A (%)	< 20	2 essais par jour de fabrication
Propreté superficielle passant au tamis de 0.5mm	ES (%)	< 0.5	
Propreté superficielle: proportion de fines argileuses	F (%)	0	

Source : Autorité Routière de Madagascar, 2011

III. MATÉRIAUX POUR COUCHE DE BASE

Ils doivent répondre aux caractéristiques mécaniques présentées dans le tableau suivant :

Tableau 72: Spécifications des Graves Non Traitées à usage pour Couche de Base

Critères	Notations	Spécifications	Fréquence minimum de contrôle interne
Coefficient d'aplatissement global sur la fraction 4/40	A (%)	≤ 25	1 essai tous les 2500m ³ produits
LA sur fraction 10/14	LA	≤ 37	
MDE sur fraction 10/14	MDE	≤ 25	
Sable concassage à 10% de fines	ES (%)	≥ 50	1 essai par jour et par central de production
Sable de concassage à la valeur de bleu de méthylène	(g)	≤ 1.5	
Indice de plasticité	Ip	Non mesurable	

Source : Autorité Routière de Madagascar, 2011

IV. MATÉRIAUX POUR COUCHE DE FONDATION

Les spécifications suivantes doivent être respectées pour les matériaux pour couche de fondation.

Tableau 73: Spécifications des matériaux à usage pour Couche de Fondation

Critères	Notation	Spécifications	Fréquence minimum de contrôle interne
Indice portant CBR à 95%OPM après et à 4 jours d'imbibition	<i>CBR</i>	≥ 30	Au moins une série d'essai par zone - 1 essai/1000m ³ de matériau mis en œuvre.
Densité sèche à l'OPM	$\gamma_{d,OPM}(T/m^3)$	$\geq 1,8$	
Indice de plasticité	<i>IP</i>	≤ 15	
Pourcentage des fines après compactage	<i>F (%)</i>	≤ 35	
Teneur en matières organiques	<i>MO (%)</i>	< 0.5	
Gonflement linéaire	<i>g (%)</i>	< 0.5	

Source : Autorité Routière de Madagascar, 2011

V. MATÉRIAUX POUR REMBLAI ET COUCHE DE FORME

Les spécifications des matériaux pour corps de remblai sont illustrées dans le tableau ci-après :

Tableau 74 : Spécifications pour le matériau destiné pour corps de remblai

Critères	Notation	Spécifications
Indice portant CBR à 95%OPM après 4 jours d'imbibition	<i>CBR</i>	≥ 10
Indice de plasticité	<i>IP</i>	≤ 28
Teneur en matières organiques	<i>MO (%)</i>	< 0.5
Gonflement linéaire	<i>G (%)</i>	< 1.5

Source : Autorité Routière de Madagascar, 2011

Concernant les matériaux pour têtes de remblai et couche de forme, les spécifications suivantes doivent être respectées:

Tableau 75 : Spécifications des matériaux pour tête de remblai et couche de forme

Critères	Notation	Spécifications
Indice portant CBR à 95%OPM après 4 jours d'imbibition	<i>CBR</i>	≥ 20
Indice de plasticité	<i>IP</i>	≤ 25
Teneur en matières organiques	<i>MO (%)</i>	< 0.5
Gonflement linéaire	<i>G (%)</i>	< 1

Source: Autorité Routière de Madagascar, 2011

Remarque :

L'eau, bien qu'étant le premier ennemi de la route compte parmi les matériaux de construction essentiels pour un Projet routier. Les besoins en eau pour la construction de la route concernent l'eau de compactage pour les Travaux de terrassements et pour la chaussée et aussi pour la préparation du béton hydraulique. L'eau empêche également les particules fines des couches d'assises mise en œuvre de s'envoler sous l'effet du vent.

Plusieurs ressources en eau permanentes existent et représentent sans aucun doute des sources d'approvisionnement suffisantes pour la construction. Néanmoins, sur un optique environnemental, l'utilisation des ressources en eaux ne doit aucunement interférer avec les nécessités des riverains.

VI. GÉOTEXTILE

Les géotextiles sont des tissus, tissés ou non-tissés, appliqués dans les Travaux Publics. L'avantage le plus important, avec l'utilisation de ce matériau, est la diversité et la possibilité de choisir des géotextiles adéquats aux exigences d'une situation donnée.

VI.1. Fonctions des géotextiles

Vu les différentes propriétés du géotextile, il est utilisé pour diverses fonctions, à savoir : de séparateur, de renforcement, de protection, de revêtement, d'antifissure, d'armature, de filtre et de drain. Les détails sur les géotextiles (fonctions, caractéristiques, mécanismes d'endommagements) sont illustrés dans l'Annexe D. La figure qui suit montre la mise en œuvre du géotextile.



Figure 44 : Photo de l'installation, recouvrement du géotextile et de la réalisation de l'ancrage

VI.2. Estimation de la force portante du géotextile à mettre en œuvre

L'estimation de la force portante est indispensable pour prédéfinir la gamme de géotextile la plus appropriée à un cas donné. Considérons une bande de géotextile de largeur L déroulée sur le sol et au dessus duquel est chargé de façon répartie le remblai.

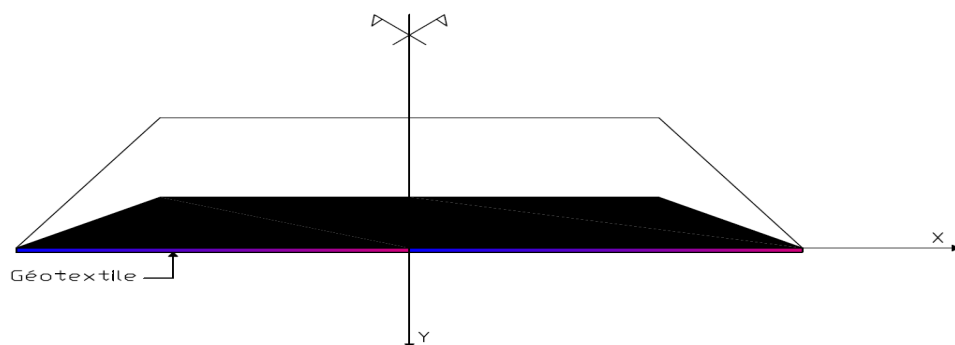


Figure 45 : Schéma de calcul pour l'estimation de la capacité portante du géotextile

Dans le plan xoy , le géotextile est soumis à une force interne F_t . Cette force interne peut être décomposée en : T_v (composante verticale) et T (composante horizontale).

Hypothèses :

- La réaction du sol est négligé pour raison de sécurité ;
- Le géotextile reste dans le domaine élastique ;
- Le poids du géotextile est négligeable par rapport au poids du remblai ;
- Le frottement entre le sol d'assise et le géotextile est aussi négligé.

VI.2.1. Equation d'allure du géotextile

En considérant un point M d'abscisse x du géotextile, l'équation d'équilibre statique suivant l'axe des ordonnées en ce point s'écrit :

$$T_v = q x \quad (1)$$

- T_v est la force interne du géotextile suivant la verticale
- Et qx la charge qui s'applique sur le géotextile en [kN/m]

L'expression T_v est comme suit : $\frac{T_v}{T} = \frac{dy}{dx} \Leftrightarrow T_v = \frac{Tdy}{dx} \quad (2)$

Par déduction de (1) et (2) : $dy = \frac{q x dx}{T}$

L'équation différentielle de l'allure du géotextile est obtenue ainsi et en l'intégrant :

$$\int dy = \int \frac{qx}{T} dx \text{ ce qui donne } Y = \frac{q}{T} \left(\frac{x^2}{2} + c \right)$$

Pour $x = \frac{L}{2} \Rightarrow y = 0$, donc $\frac{q}{T} \left(\frac{x^2}{2} + c \right) = 0 \Rightarrow c = -\frac{L^2}{8}$

Donc l'équation de l'allure du géotextile s'écrit : $y = \frac{q}{2T} \left(x^2 - \frac{L^2}{4} \right)$

VI.2.2. Estimation du déplacement du géotextile

Due à la mise en place du remblai (mise en charge) au dessus du géotextile, un point M du géotextile se déplace. Soit M' sa nouvelle position. Alors : $MM' = V_t(x)$.

- Où : $V_t(x)$ est le déplacement du point M(x) dans le géotextile.

En M s'applique une force $F_t(x)$ sous l'effet et de laquelle se provoque un allongement d'un élément autour de M de longueur dx . Soit $dV_t(x)$ cet allongement ; la déformation est donc égale à $\frac{dV_t(x)}{dx}$. En appliquant la loi de Hooke :

$$F_t(x) = E \frac{dV_t(x)}{dx} \Leftrightarrow dV_t(x) = \frac{1}{E} F_t(x)$$

$$\text{Or } F_t(x) = \sqrt{T^2 + T_v^2} = \sqrt{T^2 + \left(\frac{Tdy}{dx}\right)^2} = T \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2}$$

En supposant que $\frac{dy}{dx} \ll 1$, le développement limité en M donne :

$$F_t(x) = T \left[1 + \frac{1}{2} \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 \right] \quad \text{Et avec} \quad \frac{T_v}{T} = \frac{dy}{dx},$$

$$\text{Alors : } F_t(x) = T \left[1 + \frac{1}{2} \left(\frac{qx}{T} \right)^2 \right] \quad \text{Donc, } dV_t(x) = \frac{1}{E} T \left[1 + \frac{1}{2} \left(\frac{qx}{T} \right)^2 \right] dx$$

Puis en intégrant cette équation différentielle :

$$\int dV_t(x) = \int \frac{1}{E} T \left[1 + \frac{1}{2} \left(\frac{qx}{T} \right)^2 \right] dx \Rightarrow V_t(x) = \frac{T}{E} x + \frac{q^2 x^3}{6ET} + k$$

En se référant sur la condition à la limite, au point à l'axe d'abscisse où $x=0$, il n'y a pas déplacement, donc : $V_t(0)=0$ ainsi, la constante est nulle. Donc : $V_t(x) = \frac{T}{E} x + \frac{q^2 x^3}{6ET}$

VI.2.3. Calcul du module d'élasticité E

$$\text{En } x = \frac{L}{2}, F_t(x) \text{ s'écrit: } F_t\left(\frac{L}{2}\right) = E \frac{V_t\left(\frac{L}{2}\right)}{\frac{L}{2}} = E \left(\frac{\frac{LT}{2E} + \frac{q^2 L^3}{48ET}}{\frac{L}{2}} \right) = T + \frac{q^2 L^2}{24T}$$

$$\text{Avec } y = \frac{q}{2T} \left(x^2 - \frac{L^2}{4} \right) \text{ (équation de l'allure du géotextile), alors } dy = \frac{qx}{T} dx$$

Soit dx , la longueur initiale d'un élément du géotextile et $ds = \sqrt{dx^2 + dy^2}$ sa longueur après déformation ; alors, l'allongement est de $\Delta(dx) = \sqrt{dx^2 + dy^2} - dx$.

$$\Delta(dx) = \sqrt{dx^2 + dy^2} - dx = \left(\sqrt{1 + \frac{dy^2}{dx^2}} \right) dx - dx = \left(1 + \frac{1}{2} \frac{dy^2}{dx^2} \right) dx - dx = \frac{1}{2} \frac{dy^2}{dx^2} dx = \left(\frac{1}{2} \frac{q^2 x^2}{T^2} \right) dx$$

$$\text{En intégrant de } 0 \text{ à } \frac{L}{2} : \Delta = \left[\frac{1}{2} \times \frac{q^2 x^3}{3T^2} \right]_0^{\frac{L}{2}} = \frac{q^2 L^3}{48T^2}$$

En vertu de la loi de Hooke, le résultat est :

$$F_t = E \frac{\frac{q^2 L^3}{48T^2}}{\frac{L}{2}} = E \frac{q^2 L^2}{24T^2}$$

$$\text{Or, en } \frac{L}{2}, F_t = T + \frac{q^2 L^2}{24T}, \text{ donc :}$$

$$T + \frac{q^2 L^2}{24T} = E \frac{q^2 L^2}{24T^2} \Leftrightarrow E = \frac{24T^3}{q^2 L^2} + T$$

Ainsi, est obtenue l'équation du module d'élasticité du géotextile. À partir des équations ci-dessus, la force portante du géotextile et sa déformation maximale peut être déterminée. En outre, le type de géotextile approprié pour l'étude de la digue peut être défini.

Le géotextile drainant non-tissé aiguilleté utilisé est le F-80 SA de Fibertex. Ce géotextile est pour renforcement et pour séparation.

Les caractéristiques du géotextile utilisé sont les suivantes :

Largeur : 5,20 m

Longueur : 100,00 m

Masse : 170,20 kg



Figure 46: Photo du géotextile utilisé

La contrainte totale venant du remblai est de : 63KN/m²

La contrainte admissible du sol d'assise est de : 39,25KN/m².

Donc, la charge appliquée sur le géotextile est de : 63-39,25=23,75KN/m²

D'après les résultats précédents, $y = \frac{q}{2T} \left(x^2 - \frac{L^2}{4} \right)$ et pour un point situé sur l'axe de la route, le tassement est de $y = -0,35m$. Donc :

$$T = \frac{23,73}{2 \times (-0,35)} \left(0^2 - \frac{5,2^2}{4} \right) = 229,164 \text{ kN} / \text{m}$$

$$\text{Pour } x = \frac{L}{2} = 2,60 \text{ m} \quad \text{avec } F_t = T \left[1 + \frac{1}{2} \left(\frac{qx}{T} \right)^2 \right] = 237,483 \text{ kN} / \text{m}$$

Et le module d'élasticité est de :

$$E = \frac{24T^3}{q^2 L^2} + T = \frac{24 \times 229,164^3}{23,73^2 \times 5,22^2} + 229,164 = 19053,25 \text{ kN} / \text{m}$$

La valeur de la déformation, en vertu de la loi de Hooke, est donnée par :

$$\frac{dF}{dx} = \frac{T}{E} = \frac{229,164}{19053,25} \times 100 = 1,20\%$$

$$T_v = \sqrt{F_t^2 - T^2} = \sqrt{237,483^2 - 229,164^2} = 62,30 \text{ kN} / \text{m}$$

Ces résultats permettent de déduire qu'un géotextile de résistance au poinçonnement égale à 63 kN/m et de résistance à la traction égale à 230 kN/m est indispensable.

VI.3. Interprétations

Les couches sous le remblai sont des couches compressibles et peuvent avec le temps contaminer le remblai.

Le géotextile sert de séparation entre le remblai et la couche de mauvaise portance ; il joue alors un rôle anti-contaminant. Il est aussi indispensable pour éviter l'impureté des couches de remblai due à la migration des particules fines pendant la phase de mise en œuvre ou pendant la phase d'exploitation de la digue. La mise en place de matériau drainante (sable) peut être remplacée par le géotextile car ce premier a tendance à se mélanger avec le matériau de remblai et la couche compressible. Le géotextile permet aussi de diminuer le tassement différentiel. Etant donné que le tassement total n'est pas résolu par le géotextile, il reste à 0,35 m.

Pour éviter le déplacement du géotextile, l'élaboration d'un fossé de 70 à 80 cm de profondeur servant d'ancrage est indispensable. Ce fossé en question doit, être rempli de matériaux grossier afin de créer des axes drainants le long des ouvrages et ainsi limiter les invasions et remontées des eaux sous le remblai.

CONCLUSION PARTIELLE

Bref, l'objet des études des matériaux se basent sur la recherche des matériaux convenables pour la construction tout en respectant les normes en vigueur et spécifications particulières. Les études ont prospecté onze gisements de matériaux meubles et quatre carrières qui sont tous conformes aux exigences et seront acceptables lors de la construction. Concernant le géotextile, le choix de la gamme à utiliser doit assurer la durée de vie de la chaussée. D'une part, les impacts mécaniques sur les géotextiles peuvent réduire voire totalement détruire leur capacité à répondre au besoin. D'autre part il est à noter que le géotextile doit remplir sa fonction malgré les dommages. Le respect de toutes les indications sur l'étiquette du géotextile pour la mise en œuvre et le stockage est ainsi indispensable pour que ce matériau puisse assurer au maximum les fonctionnements qui lui sont attribués.

En somme, cette étude s'est basée sur le respect des normes et spécifications dans le cadre d'un plan d'assurance qualité. Le bon comportement de la chaussée et de la digue dépend des méthodes de calcul, des matériaux utilisés et également de la technologie de mise en œuvre. Le chapitre qui suit apporte les différentes technologies de constructions routières sur les zones compressibles. Ce chapitre explicite aussi la raison du choix entre ces technologies pour l'assise du remblai sur la vallée de Faratsiho.

CHAPITRE IX : TECHNOLOGIE DE CONSTRUCTION

Les études de stabilité et de tassement permettent de proposer des méthodes de construction économiques et suffisamment efficaces. Ces études sont indispensables pour que le profil de la chaussée terminée ne soit perturbé, ni par les tassements d'ensemble, ni par les tassements différentiels.

Le choix entre les méthodes de construction dépend :

- du site (terrestre, aquatique, urbain,...);
- de la nature et de l'épaisseur des sols compressibles ;
- de la hauteur des remblais à construire (en tout état de cause, pour annuler l'influence des charges dynamiques, il semble que l'épaisseur minimale du remblai soit de 1 à 1,50 m au-dessus de la nappe) ;
- des déformations admissibles de la chaussée et des limites budgétaires prévues pour son Entretien;
- du délai dont dispose le Maître d'Œuvre

L'ensemble des méthodes de construction peut se classer en trois catégories.

I. PREMIERE CATÉGORIE

Le sol n'est pas déplacé et supporte intégralement les charges appliquées (remblai, chaussée, trafic). Deux objectifs doivent être atteints :

- assurer la stabilité du remblai pendant la construction ;
- obtenir une vitesse de tassement compatible avec les délais de construction.

Les méthodes sont les suivantes :

- utilisation des banquettes latérales,
- utilisation des surcharges temporaires,
- utilisation des drains verticaux
- utilisation de fascines, de feuilles plastiques ou de tissus de fibres synthétiques destinés surtout à faciliter la circulation des engins de terrassements en site marécageux.

II. DEUXIEME CATÉGORIE

Le sol compressible est remplacé partiellement ou totalement par le matériau de remblai.

Deux méthodes sont généralement utilisées :

- déplacement du sol mou par le seul poids du remblai monté rapidement par tranches successives à partir de l'axe.
- extraction du sol mou à l'aide d'engins mécaniques (dragage). Cette méthode peut être économique pour des épaisseurs de sol inférieures à 4 m.

III. TROISIEME CATÉGORIE

Le sol compressible n'est pas chargé : les charges exercées par la chaussée sont directement transmises au substratum par l'intermédiaire de pieux. En fait, il s'agit, d'une variante de la solution viaduc et son coût élevé le fait réserver à des problèmes très particuliers et n'est donc pas une solution pour notre cas.

IV. CHOIX DE LA MÉTHODE UTILISÉE

- La hauteur du sol compressible est de 3,4 m ; à ce niveau la purge totale n'est plus une solution économique face aux autres méthodes. En outre, les matériaux de substitution ne sont pas très abondants.
- La méthode de surcharge temporaire est plus efficace pour une hauteur de sol compressible inférieur à 4 m. La méthode consiste à faire compenser le tassement primaire ainsi qu'une partie du tassement secondaire par un préchargement. Néanmoins, le facteur temps est très concluant pour cette méthode, en plus elle n'est pas pratique sur les parties à élargir. De ces faits, cette méthode est exclue.
- La méthode utilisé, pour le cas de la digue de Faratsiho est une méthode combinant à la fois la première et la deuxième catégorie (en utilisant à la fois du géotextile et un cloutage au fond du terrassement).

IV.1. Description de la construction par phase

La résistance du sol augmente avec le niveau des contraintes effectives. La construction par étapes permet d'exploiter cette propriété pour des sols qui ne peuvent supporter dans leur état naturel la totalité de la charge prévue : le remblai est construit par couches ; l'épaisseur de la couche suivante est déterminée par un calcul de stabilité en fonction de la résistance du sol acquise par consolidation à la fin de l'étape précédente. Sous chaque charge on atteint la fin (ou souvent 80%) de la consolidation. Cette méthode nécessite des délais importants si le sol

compressible est épais et peu perméable. En pratique, compte tenu du temps de consolidation nécessaire entre deux phases, il est rare de pouvoir dépasser trois phases de remblaiement.

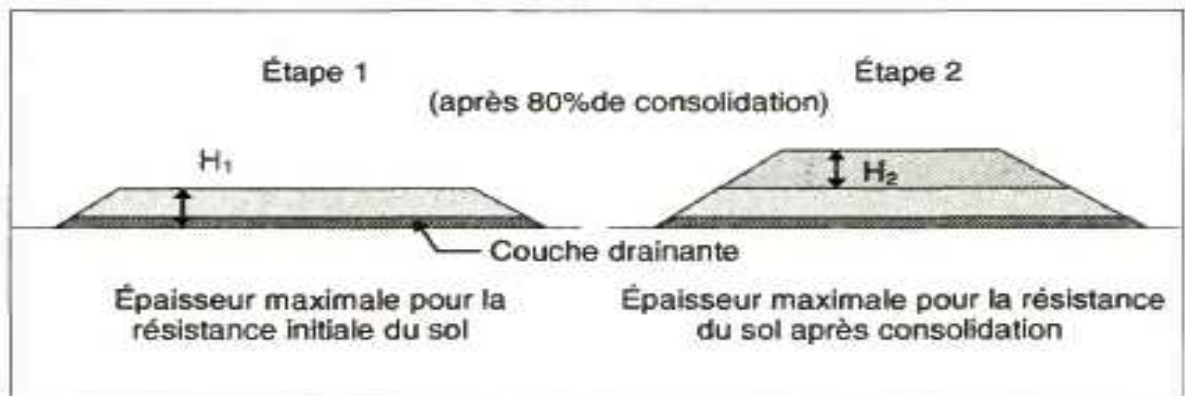


Figure 47: Description de la construction par phase

Remarque :

- Pour les remblais en zones compressibles, il est en général indiqué si la possibilité le permet, sinon d'avoir la totalité du remblai en matériaux sableux, au moins de constituer à la base en contact avec le sol compressible, une couche d'au-moins un mètre d'épaisseur, de matériaux drainants. Pour ce qui est des présentes études, vu la faible quantité de matériaux sableux et les diverses utilisations de ce dernier, d'autre matériau (géotextile) doit être utilisé.
- Dans les parties à élargir, la construction par phase se fait en redans pour assurer l'accrochage de remblai.

CONCLUSION PARTIELLE

Malgré les problèmes posés sur les constructions de remblai sur sol mou, diverses méthodes de construction existent pour aborder cette situation très fréquente. Ces différentes méthodes permettent de franchir de façon relativement économique, aisée et également très satisfaisante ces zones de sols mous et compressibles. Aujourd'hui, de nombreuses constructions réalisées sur ce type de sol ont permis de vérifier l'efficacité de ces méthodes de construction. En outre, ces méthodes permettent aussi de parfaire les connaissances sur le comportement de ce type de sol lorsqu'il est soumis aux contraintes imposées par la construction d'un remblai routier.

Le chapitre suivant se focalise sur l'étude financière, permettant de déterminer la variante la moins coûteuse et qui donne le plus de profit ; c'est-à-dire le plus favorable économiquement. Ainsi prend fin la deuxième partie et débute la troisième et dernière partie du présent mémoire.

PARTIE III : EVALUATION DU COÛT
DU PROJET ET IMPACT
ENVIRONNEMENTAL

CHAPITRE I : EVALUATION DU COÛT DU PROJET

I. DEVIS DESCRIPTIF

I.1. Série 00 : Installation et repli de chantier

Prix n°00-01 : Installation de chantier

Ce prix non révisable se rémunère au forfaitaire (Fft). Il comprend notamment :

- L'installation de chantier de l'entreprise ;
- Les bureaux et les logements pour la Mission de contrôle ;
- Le laboratoire commun ;
- La mise en place et le démontage des stations de concassage ;
- Les véhicules pour la Mission de contrôle, le rapatriement des matériels,

Prix n°00-02 : Repli de chantier

Ce prix non révisable se rémunère au forfaitaire (Fft). Il comprend notamment :

- L'enlèvement de tous les produits utilisés issus de l'installation de chantier,
- L'exécution des travaux, la remise en état de tous les lieux d'interventions.

Le montant du coût d'installation et de repli de chantier est le 5% du coût total des travaux.

I.2. Série 01 : Travaux préparatoires

Prix n°01- 01 : Moyens mis à disposition de l'Administration :

Ce prix rémunère forfaitairement les frais engagés par l'Entreprise pour le compte de l'Administration, en particulier pour la libération des emprises et les travaux de protection et de déplacement de réseaux réalisés par les Concessionnaires.

Prix n°01-02 : Démolition de constructions :

Ce prix concerne le mètre carré (m^2) de démolition que ce soit de constructions provisoires, ou de constructions définitives en dur. Il comprend :

- Les fouilles éventuelles, la démolition de construction, le découpage des aciers ;
- L'extraction, le chargement des gravats et des produits de démolitions ;
- Le transport et la mise en dépôt des matériaux de démolitions;
- Le remblaiement par des matériaux sélectionnés des fouilles nécessaires à la démolition des fondations, caves et fosses, et le compactage de ces matériaux.

Ce prix s'applique au mètre carré de plancher mesuré en projection horizontale. Les quantités à prendre en compte sont celles résultant d'attachements contradictoires.

I.3.Série 02 : Terrassement

L'exécution des terrassements comprend les travaux suivant :

Prix n°02-01/Désherbage et débroussaillage :

Ce prix concerne l'arasement des accotements de la chaussée existante :

- L'arrachement de toute végétation existante ;
- L'enlèvement des racines et des souches éventuelles ;
- Le réglage soigné de l'accotement et son raccordement au fossé ou au talus ;
- L'évacuation de tous les produits enlevés en lieu de dépôt.

Ce prix est énuméré par mètre carré de surface en place.

Prix n°02-02: Abattage d'arbre :

Ce prix s'applique à l'unité (U) d'arbres abattus de circonférence supérieure à un mètre vingt (1,20m), mesuré à un (01) mètre au dessus du sol. Il comprend :

- L'abattage ; le dessouchage ; le tronçonnage en éléments de deux (2) mètres de long maximum ;
- L'évacuation dans un dépôt agréé situé à moins de quinze (15) km du lieu d'abattage
- Le stockage et toutes sujétions.

Prix n°02-03/Décapage et redans

Ce prix rémunère au mètre carré (m²) de surface mesurée en projection horizontale le décapage de toute l'assiette ou partie de l'assiette en cas de route existante. Il comprend :

- Toutes les sujétions d'accès ; toutes les implantations et tous les travaux topographiques ;
- L'enlèvement de la couche de terre végétale quelle que soit son épaisseur et dans tous les cas l'enlèvement des sols de couverture sur une épaisseur minimum de 20cm.
- La mise en cordon, dans la zone de débroussaillage hors de l'assiette des terrassements, de la terre végétale en attendant son réemploi sur les pentes des talus de remblai ; le chargement et le transport des autres produits (sols, blocs, etc.) jusqu'à un lieu de dépôt agréé, quelle que soit la distance.

Pour chaque profil, la projection horizontale des parties d'ouvrages décapées (accotements non revêtus, talus de remblai, assiettes de remblais) diminuée de la largeur de la plate-forme ou de la chaussée existantes est pris en compte.

Prix n°02-04/ Déblai ordinaire

Ce prix rémunère au mètre cube (m^3), l'excavation, le chargement et le transport de terres meubles, nécessaires à la réalisation des redans pour accrochage du remblai ; et comprend :

- L'extraction de tous les matériaux y compris ceux pouvant être excavés au moyen d'une défonceuse à une dent équipant un tracteur sur chenille ;
- Leur chargement ; leur transport et mise en dépôt, en un lieu agréé et aménagé préalablement (débroussaillage, accès, etc.) ;
- L'aménagement des zones de dépôt à la fin des travaux ; et toute sujétion.

Prix n°02-05/Remblai d'emprunt :

Ce prix concerne la réalisation de remblai en provenance d'emprunt et comprend :

- Les pistes d'accès et leur entretien ; les frais de recherche de gîte et d'emprunt ;
- L'extraction après débroussaillage, le décapage
- Le chargement, le transport, le répandage et la mise en œuvre.
- L'arrosage nécessaire à l'humidification optimum des remblais pour leur mise en œuvre ;
- Les sur largeurs provisoires de compactage de 0,50 m de large sur les talus, puis l'enlèvement des matériaux excédentaires ;
- Le réglage soigné des talus et des bermes, aux pentes projetées ;
- Le compactage des matériaux à au moins 92 % de l'OPM, jusqu'au niveau supérieur de la plate-forme ;
- Les sujétions de remblaiement comme remblais contigus aux ouvrages hydrauliques et de protections.

La quantité prise en compte est le mètre cube.

Prix n°02-06/Sondage et essai en laboratoire

Ce prix s'applique au forfait (Fft) tous les essais et études géotechniques et sondages requis.
Ce prix comprend :

- Le déplacement et l'hébergement des responsables de laboratoire pendant leur séjour,
- L'exécution des essais préalables ou en cours de travaux,
- Les études de gisement et de carrière, toutes sujétions se rapportant aux essais.

Prix n°02-07 / Enrochement pour cloutage et ancrage

Ce prix s'applique au mètre cube (m^3) d'enrochement pour cloutage du fond de terrassement de la digue et des ouvrages d'assainissement. Il comprend :

- L'extraction, le chargement du matériau et le transport, la mise en œuvre
- Toutes sujétions de pilotage et de réglage de l'engin de mise en œuvre pour obtenir la surface requise.

Les quantités à prendre en compte sont celles mises en œuvre résultant du Projet d'exécution approuvé et d'attachements contradictoires.

Prix n°02-08/Géotextile

Ce prix s'applique au mètre carré (m^2) de géotextile pour séparation et renforcement de talus. Il comprend :

- La fourniture ;
- Le transport et la mise en œuvre du géotextile conformément aux dispositions sur les plans approuvés par l'Autorité chargée du contrôle et selon les spécifications stipulées dans le CPT.

Prix n°02-09/Engazonnement et plantation :

Ce prix concerne le mètre carré de surface effectuée, mesurée suivant la pente du talus. Il comprend :

- Le découpage sur les lieux d'emprunt par bande de 20cm de côté et de 10cm d'épaisseur moyenne ; le chargement et le transport sur camions ;
- Le déchargement, la plantation et la fixation du gazon et l'arrosage, ainsi que l'entretien pendant la période de garantie.

Prix n°02-10/ Finition de plateforme:

Ce prix concerne le mètre carré (m^2) de réglage, d'arrosage, de compactage et de finition de la plateforme des terrassements sur toute la largeur du profil de remblai. Le prix comprend:

- Le réglage transversal conformément aux profils en travers ;
- Le réglage longitudinal conformément au profil en long ;
- L'arrosage, le compactage complémentaire de la plateforme à 95% de la densité sèche de l'Optimum Proctor Modifié sur les 30 derniers centimètres d'épaisseur et sur toute la largeur du profil ;
- L'apport ou l'évacuation de matériaux sélectionnés pour finition et toutes sujétions.

La surface prise en compte résulte du produit de la largeur théorique de la plateforme finie ou de l'élargissement, par la longueur réalisée.

I.4.Série 03 : Assainissement, franchissement et drainage**Prix n°03-01/Démolition des ouvrages existants :**

Ce prix s'applique au mètre linéaire de démolition totale ou partiels des ouvrages d'assainissement, y compris le terrassement utile et fouille ; le chargement, le transport, le déchargement et le compactage.

Prix n°03-02/Déblai pour rectification du lit de la rivière

Ce prix rémunère au mètre cube (m^3) pour une bonne mise en œuvre du dalot :

- L'extraction de tous les matériaux y compris ceux pouvant être excavés au moyen d'une défonceuse à dent équipant ou tracteur sur chenille ;
- Leur chargement ; leur transport et mise en dépôt, en un lieu agréé et aménagé préalablement (débroussaillage, accès, etc.) ;
- L'aménagement des zones de dépôts à la fin des travaux et toutes sujétions.

Prix n°03-03/Curage de dalots :

Ce prix s'applique au mètre linéaire de curage des buses ou des dalots existants, quel que soit le diamètre et l'ouverture, y compris les puisards. Il comprend :

- L'extraction des matériaux existants à l'intérieur de l'ouvrage et du chargement ;
- Le transport et le déchargement et toutes sujétions de nettoyage.

Prix 03-04 : Fouilles pour ouvrages :

Ce prix concerne le mètre cube (m^3) d'exécution de fouille en terrain ordinaire nécessaire à la construction des ouvrages d'assainissement et de drainage. Ce prix comprend :

- L'implantation et tous les travaux topographiques ;
- L'extraction des déblais ;
- La mise en dépôt provisoire sur place en vue de la réutilisation du matériau en remblaiement de fouille sinon le transport et la mise en dépôt définitive du matériau ;
- Le pompage éventuel de l'eau dans la fouille avec la mise à disposition et l'installation d'une pompe d'une capacité de $75 m^3$ /heure fournie avec l'énergie nécessaire au fonctionnement de la pompe ;
- L'étalement ainsi que les blindages éventuels de la fouille ;
- Son compactage à 92 % de la densité sèche de l'Optimum Proctor et toutes sujétions.

Prix 03-05 : Béton B₀ dosé à 150 Kg/ m^3

Ce prix concerne le mètre cube (m^3) de fabrication et mise en œuvre de béton de propreté de qualité B₀ dosé au minimum à 150 Kg de ciment par mètre cube. Ce prix comprend :

- La préparation de la surface ;
- La fourniture et le transport sur toute distance au lieu d'emploi, de tous les matériaux nécessaires à la fabrication du béton ;
- Le stockage de matériau, le lavage et le criblage des agrégats si nécessaire ;
- La fabrication par malaxage mécanique, la mise en œuvre, la vibration, le lissage et le réglage du béton ;
- La fourniture, la mise en place et le chargement des éléments de coffrage qu'ils soient perdus ou non, le décoffrage et la cure du béton.

Prix 03-06 : Béton B₁ dosé à 250Kg/ m^3

Ce prix concerne le mètre cube (m^3) de fabrication et mise en œuvre de béton de qualité B₁ dosé au minimum à 350 kg de ciment par mètre cube. Ce prix comprend :

- La préparation de la surface ;
- La fourniture et le transport sur toute distance au lieu d'emploi, de tous les matériaux nécessaires à la fabrication du béton ;
- Le stockage de matériaux, le lavage et le criblage des agrégats si nécessaire ;

- La fabrication par malaxage mécanique, la mise en œuvre, la vibration, le lissage et le réglage du béton, y compris les essais de qualité ;
- La fourniture, la mise en place et le chargement des éléments de coffrage ;
- Le décoffrage, la cure du béton et les ragréages éventuels.

Prix03-07 : Béton B₂ dosé à 350Kg/m³ :

Ce prix concerne le mètre cube (m³) de fabrication et de mise en œuvre de béton de qualité B₂ dosé au minimum à 400 kg de ciment par mètre cube pour ouvrages divers en béton armé, à savoir : les ouvrages d'assainissement (dalots cadres) : semelles radiers...Ce prix comprend :

- Le réglage du fond de fouille selon la pente prévue ;
- La fourniture et le transport sur le lieu d'emploi de tous les matériaux nécessaires à la fabrication du béton y compris les adjuvants ;
- Le stockage dans de bonnes conditions de ces matériaux, le lavage et le criblage des agrégats si nécessaire ;
- La fabrication par malaxage mécanique, la mise en œuvre, la vibration, le lissage et le réglage du béton, y compris les essais de qualité ;
- L'exécution de l'emplacement des joints;
- Les coffrages, les échafaudages, le décoffrage, la cure du béton, la remise en état des abords ;
- Le badigeonnage double couche, des faces enterrées au moyen d'un produit bitumineux agréé ;

Et d'une manière générale toutes les tâches et sujétions pour réaliser des bétons conformes aux spécifications techniques.

Prix 03-08 : Maçonnerie de moellon:

Ce prix s'applique au METRE CUBE (m³) de maçonnerie de moellons pour dalot, exécuté conformément au plan type ou au plan d'exécution. Il comprend :

- La fourniture et le transport à pied d'œuvre de tous les matériaux requis, incluant le ciment, le sable, les moellons ;
- La mise en œuvre des matériaux conformément au plan-type et aux spécifications, incluant l'exécution des barbacanes, des joints et toutes sujétions ;

- Le remblaiement, le damage et le compactage, la remise en état des abords de l'ouvrage ;
- Le chargement des terres en excès et des gravats, leur transport sur toutes distances au lieu de dépôt agréé par l'Ingénieur, le déchargement et le réglage.

Prix 03-09 : Acier pour béton armé :

Ce prix rémunère au kilogramme (Kg) la fourniture et la mise en œuvre d'aciers doux ou à haute adhérence pour le ferrailage des ouvrages d'assainissement en béton armé ou de leur reprise. Ce prix comprend :

- La fourniture, l'amenée à pied d'œuvre des aciers nécessaires à la confection des armatures, et leur stockage sur des plateformes à l'abri des intempéries ;
- Les éventuels nettoyages et brossage ;
- Le façonnage des armatures suivant les dispositions des projets et plans type ;
- La mise en place des armatures façonnées ;
- La fourniture et la mise en place des ligatures, des cales d'espacement entre barres et coffrages, et des cavaliers entre nappes d'armatures et toutes sujétions de mise en œuvre et d'exécution.

Prix 03-10 : Gabion:

Ce prix rémunère au METRE CUBE (m3) de gabions métalliques pour épi et protection contre les érosions des berges en amont du pont. Il comprend :

- Les fournitures et transports sur toutes distances ;
- Les accès au site ; 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 et la remise en état du terrain ;
- Toutes les sujétions d'exécution et notamment celles résultant de l'accès et de la présence d'eau.

I.5.Série 04 : Chaussée

Prix n°04-01/Scarification de la chaussée existante

Elle concerne les chaussées revêtues et comprend :

- La scarification de la chaussée existante sur une épaisseur restreinte limitée au revêtement ;
- Toutes sujétions pour l'exécution des travaux ;
- La quantité prise ne compte est le mètre carré.

Prix n°04-021/Couche de fondation en TV 0/60:

Elle s'applique au mètre cube de matériaux pour couche de fondation ou accotement, et comprend :

- L'extraction, le concassage, le criblage, le dépoussiérage ;
- Le chargement du matériau, les transports et la mise en œuvre
- Toutes sujétions de pilotage et de réglage de l'engin de mise en œuvre pour obtenir la surface requise.

Les quantités à prendre en compte sont celles mises en œuvre résultant du Projet d'exécution approuvé et d'attachements contradictoires.

Prix n°04-022/Couche de fondation en sol stabilisé au ciment:

Elle s'applique au mètre cube de couche de fondation mise en œuvre et comprend :

- La fourniture des matériaux et leur transport ;
- Toutes sujétions de mise en œuvre.

Les quantités à prendre en compte sont celles mises en œuvre résultant du projet d'exécution approuvé et d'attachements contradictoires.

Prix n°04-03/Couche de base en grave concassé GNT 0/31⁵:

Elle s'applique au mètre cube des graves concassées non traitées 0/31⁵ mise ne place et comprend :

- La fourniture des matériaux et leur transport ;
- La fabrication et le transport ;

- Le répandage et toutes sujétions de mise en œuvre.

Les quantités à prendre en compte sont celles mises en œuvre résultant du Projet d'exécution approuvé et d'attachements contradictoires.

Prix 04-04: Gravillons pour enduits superficiels :

Elle s'applique au mètre cube des graves concassées non traitées 0/31⁵ mise ne place et comprend :

- La préparation des carrières, le concassage, le criblage, le dépoussiérage ;
- Le lavage des gravillons ;
- Toutes les sujétions pour produire un matériau conforme au CPT ;
- Les frais de stockage intermédiaire ;
- La préparation de la surface par balayage, soufflage et reprises éventuelles ;
- L'épandage mécanique à l'auto gravillonneur ou d'autre matériel agréé ;
- Les sur largeurs éventuelles et les pertes diverses ;
- Les essais géotechniques (essais de quantité et vérification du rejet) et topographiques (vérification des largeurs d'application) ;
- Toutes autres sujétions d'exécution.

Les quantités à prendre en compte résulte de l'application aux surfaces traitées, des dosages prescrits et confirmées par planche d'essai.

Prix n°04-05/Couche d'imprégnation en ECM 60:

Ce prix rémunère en tonne de cut-back 0/1 répandue, et comprend :

- La fourniture du liant ;
- Toutes sujétions de mise en œuvre et préparation en centrale et le transport
- Les doses éventuels ;
- Le répandage, l'implantation et tous les travaux topographiques ;
- La préparation de la surface par balayage, soufflage, arrosage et déflâchage éventuel
- La fourniture de bitume fluidifié, son déchargement et son stockage ;
- Son transport sur toutes distances ;
- Les dispositions à prendre (masques, sable, etc.) pour protéger des éclaboussures, les ouvrages adjacents (bordures, poteaux, constructions, etc.) ;

- Le réchauffage et l'épandage du bitume fluidifié au moyen d'une épandeuse agréée (à la rampe ou à la lance) ;
- Le sablage des zones circulées, les sur-largeurs d'exécution et les pertes diverses ;
- Et toutes sujétions.

Les quantités à prendre en compte résulte de l'application aux surfaces traitées, des dosages prescrits, éventuellement affectées des différentes sanctions prévues et d'attachements contradictoires.

Prix 04-06: Emulsion pour enduits superficiels

Ce prix rémunère à la tonne (T) le bitume résiduel, la fourniture et la mise en œuvre d'une émulsion de bitume cationique ECR 69 pour la réalisation des enduits superficiels conformément aux prescriptions du CPT. Il comprend :

- L'implantation et tous travaux topographiques ;
- La préparation de la surface par balayage, soufflage, arrosage ;
- La réparation et le déflâchage par une méthode agréée par l'Ingénieur, et juste avant la mise en œuvre, des zones ponctuellement dégradées ;
- La fourniture du bitume fluidifié 400/600 ou la préparation et la fourniture de l'émulsion, son transport sur toutes distances ;
- Le réchauffage et l'épandage de l'émulsion (à la rampe ou à la lance) ;
- Les sur-largeurs d'exécution et les pertes diverses, et toutes sujétions.

Les quantités à prendre en compte résulte de l'application aux surfaces traitées, des dosages prescrits par l'Ingénieur, éventuellement affectées des différentes sanctions prévues.

I.6.Série 05 : Signalisation - équipements

Prix 05-01 : Bornes kilométriques

Ce prix rémunère à l'unité (U), la fourniture et la mise en place de bornes kilométriques en béton, conformes aux plans types et aux spécifications du CPT. Il comprend :

- La fourniture et la fabrication des bornes en béton B₂ ferrailé ;
- L'implantation précise chaque kilomètre, leur transport sur toutes distances ;
- La fouille y compris le compactage, la pose, le massif de scellement en béton B₁ ;
- La peinture et les inscriptions, toutes autres sujétions.

Les quantités à prendre en compte sont celles prévues aux plans d'exécution approuvés et résultants d'attachements contradictoires.

Prix 05-02 : Panneau de signalisation

Ce prix rémunère à l'unité (U), la fourniture et la mise en place de panneaux de localisation et de direction en béton armé, conformes aux plans types et aux spécifications du CPT. Il comprend :

- La fourniture et la fabrication des panneaux en béton B₂ ferrailé ;
- L'implantation précise
- La fouille y compris le compactage, la pose, les massifs de scellement en béton B1 ;
- Le lissage, le réglage et la finition de la partie supérieure du massif de scellement ;
- Le remblaiement soigné massif et la réfection de l'accotement ;
- La peinture selon les jeux de couleurs réglementaires ; les inscriptions correctement orthographiées ;
- La vérification des distances portées sur les panneaux ;
- Les massifs éventuels en maçonnerie nécessaires à l'adaptation des supports au terrain ; et toutes autres sujétions.

Prix 05-03/Peinture et marquage au sol :

Ce prix rémunère la fourniture et la mise en œuvre des peintures pour les signalisations horizontales. Il comprend :

- Le lavage de la surface ;
- Le traçage et la réalisation des travaux en raison de 1Kg de peinture par mètre carré de surface ;

Ce prix s'applique au kilogramme de peinture utilisée.

II. DEVIS QUANTITATIF

Le devis quantitatif détermine les quantités de travaux à faire décrits dans le devis descriptif. Le tableau qui suit donne ce devis en question pour la première variante.

Tableau 76 : Devis estimatif de la variante I

N° prix	DESIGNATION	Unité	Quantité
SERIE 0 - INSTALLATION ET REPLI DE CHANTIER			
00 - 01	Installation de chantier	Fft	1
00-02	Repli de chantier	Fft	1
SERIE 1 - TRAVAUX PRÉPARATOIRES, DE FINITION ET DIVERS			
01 - 01	Moyens mis à disposition de l'Administration	Fft	1
01-02	Démolition de constructions	m ²	246
SERIE 2 – TERRASSEMENTS			
02 - 01	Désherbage et débroussaillage	m ²	877
02 - 02	Abattage d'arbre	U	2
02-03	Décapage et redans	m ²	877
02-04	Déblai ordinaire	m ³	585
02-05	Remblai d'emprunt	m ³	79 853
02-06	Sondage et essai en laboratoire	Fft	1
02-07	Enrochement pour cloutage et ancrage	m ³	12 748
02-08	Géotextile	m ²	37 206
02-09	Engazonnement et plantation	m ²	28 563
02-10	Finition de plate forme	m ²	19 188
SERIE 3 - ASSAINISSEMENT, FRANCHISSEMENT ET DRAINAGE			
03-01	Démolition des ouvrages existants	ml	20
03-02	Déblai pour rectification du lit de la rivière	m ³	82
03-03	Curage de dalots	ml	13
03-04	Fouille pour ouvrages	m ³	482
03-05	Béton B0 dosé à 150 kg	m ³	16
03-06	Béton B1 dosé 250 kg	m ³	28
03-07	Béton B2 dosé 350 kg pour superstructure	m ³	349
03-08	Maçonnerie de moellon	m ³	68
03-09	Acier pour béton armé	kg	26 735
03-10	Gabion	m ³	14
SERIE 4 – CHAUSSEE			
04-01	Scarification de chaussée existante	m ²	455
04-021	Couche de fondation en TV 0/60	m ³	3 096
04-03	Couche de base en GNT 0/31,5	m ³	3 931
04-04	Gravillons pour enduit	m ³	4 128
04-05	Couche d'imprégnation en ECM60	T	47
04-06	Emulsion pour enduit superficiel	T	54
SERIE 5 – SIGNALISATION			
05-01	Bornes kilométriques	U	2
05-02	Panneaux de signalisation	U	2
05-03	Peinture pour marquage au sol	kg	250

Le devis estimatif est illustré dans le tableau suivant pour la deuxième variante :

Tableau 77: Devis estimatif de la variante II

N° prix	DESIGNATION	Unité	Quantité
SERIE 0 - INSTALLATION ET REPLI DE CHANTIER			
00 - 01	Installation de chantier	Fft	1
00-02	Repli de chantier	Fft	1
SERIE 1 - TRAVAUX PRÉPARATOIRES, DE FINITION ET DIVERS			
01 - 01	Moyens mis à disposition de l'Administration	Fft	1
01-02	Démolition de constructions	m ²	246
SERIE 2 – TERRASSEMENTS			
02 - 01	Désherbage et débroussaillage	m ²	877
02 - 02	Abattage d'arbre	U	2
02-03	Décapage et redans	m ²	877
02-04	Déblai ordinaire	m ³	585
02-05	Remblai d'emprunt	m ³	82 802
02-06	Sondage et essai en laboratoire	Fft	1
02-07	Enrochement pour cloutage et ancrage	m ³	12 748
02-08	Géotextile	m ²	37 206
02-09	Engazonnement et plantation	m ²	28 563
02-10	Finition de plate forme	m ²	19 188
SERIE 3 - ASSAINISSEMENT, FRANCHISSEMENT ET DRAINAGE			
03-01	Démolition des ouvrages existants	ml	20
03-02	Déblai pour rectification du lit de la rivière	m ³	82
03-03	Curage de dalots	ml	13
03-04	Fouille pour ouvrages	m ³	482
03-05	Béton B0 dosé à 150 kg	m ³	16
03-06	Béton B1 dosé 250 kg	m ³	28
03-07	Béton B2 dosé 350 kg pour superstructure	m ³	349
03-08	Maçonnerie de moellon	m ³	68
03-09	Acier pour béton armé	kg	26 735
03-10	Gabion	m ³	14
SERIE 4 – CHAUSSÉE			
04-01	Scarification de chaussée existante	m ²	455
04-022	Couche de fondation en sol ciment	m ³	3 096
04-03	Couche de base en GNT 0/31,5	m ³	3 931
04-04	Gravillons pour enduit	m ³	4 128
04-05	Couche d'imprégnation en ECM60	T	47
04-06	Emulsion pour enduit superficiel	T	54
SERIE 5 – SIGNALISATION			
05-01	Bornes kilométriques	U	2
05-02	Panneaux de signalisation	U	2
05-03	Peinture pour marquage au sol	kg	250

III. DEVIS ESTIMATIF

III.1. Sous détail de prix

Les sous-détails des Prix Unitaires sont les évaluations des prix de chaque composante de prix de règlement. Conformément à la description des prix précédente, le prix est affecté de l'allocation de matériels, des salaires des mains d'œuvre employés, des coûts de matériaux aux pieds d'œuvre et des divers nécessaires. Cette évaluation est basée sur l'évaluation d'un rendement selon la nature de chaque travail à réaliser. Les prix unitaires sont ensuite déterminés selon deux paramètres indispensables qui sont le rendement journalier R et le coefficient de déboursé K .

Le prix unitaire est donné par la formule : $PU = K \frac{D}{R}$

- K : coefficient de déboursé ;
- R : rendement ;
- D : déboursé sec.

III.2. Coefficient de déboursé K

Le coefficient de déboursé K est défini par sa forme conventionnelle suivante :

$$K = \frac{(1+A_1)(1+A_2)}{1-A_3(1+TVA)}$$

Avec :

- A_1 : Frais proportionnels aux déboursés : $A_1 = a_1 + a_2 + a_3 + a_4$ en %
- A_2 : bénéfice brut et frais financier proportionnel au prix de revient de l'entreprise en %
- $A_2 = a_5 + a_6 + a_7 + a_8$
- A_3 : Frais proportionnels aux TVA en %
- $A_3 = a_9$

Remarque : il n'y a pas de frais de siège pour les Entreprises résidentes à Madagascar, donc, $A_3 = 0$.

Pour un délai d'exécution n'excédant pas les 18 mois, $a_7 = 0$

T en % : TVA selon la loi des finances, $TVA = 20\%$.

Pour des Travaux de moyenne envergure réalisée par une Moyenne Entreprise siégeant à Madagascar, les valeurs suivantes sont prises pour le calcul du coefficient de déboursé.

Tableau 78: Coefficient pris pour la majoration

Origine des frais	Décomposition de chaque catégorie de frais	Indice de décomposition de chaque catégorie [%]	$A_i = \sum a_i [\%]$
Frais généraux proportionnels au déboursés	Frais d'agence et patente	$a_1=6,5$	$A_1=22,20$
	Frais de chantier	$a_2=11$	
	Frais d'études et de laboratoire	$a_3=4$	
	Assurance	$a_4=0,7$	
Bénéfice brut et frais financier proportionnel au prix de revient	Bénéfice net et impôt sur le bénéfice	$a_5=9$	$A_2=15$
	Aléas technique	$a_6=2,5$	
	Aléas de révision de prix	$a_7=0$	
	Frais financier	$a_8=3,5$	
Frais proportionnel au TVA	Frais de siège	$a_9=0$	$A_3=0$

Ainsi, est obtenu le coefficient des déboursés :

$$K = \frac{(1 + 0,222)(1 + 0,15)}{1 - 0(1 + 0,2)} = 1,405$$

IV. DETAIL QUANTITATIF ESTIMATIF (DQE)

Le Détail Quantitatif Estimatif (DQE) est le tableau récapitulatif des montants de chaque composante de prix décrits dans le devis descriptif avec leur quantification et leur prix unitaire respectif. Le DQE de la variante I est illustré dans le tableau suivant:

Tableau 79 : Détail Quantitatif Estimatif de la variante I

N° prix	DESIGNATION	Unité	Quantité	Prix unitaire hors TVA	Montant hors TVA
SERIE 0 - INSTALLATION ET REPLI DE CHANTIER					
00-01	Installation de chantier	Fft	1	128 094 807	128 094 807
00-02	Repli de chantier	Fft	1	85 396 538	85 396 538
TOTAL INSTALLATION DE CHANTIER					213 491 345
SERIE 1 - TRAVAUX PRÉPARATOIRES					
01-01	Moyens mis à disposition de l'Administration	Fft	1	25 000 000	25 000 000
01-02	Démolition de constructions	m ²	246	36 000	8 841 600
TOTAL TRAVAUX PRÉPARATOIRES					33 841 600
SERIE 2 – TERRASSEMENTS					
02-01	Désherbage et débroussaillage	m ²	877	1 020	894 540
02-02	Abattage d'arbre	U	2	265 000	530 000
02-03	Décapage et redans	m ²	877	1 400	1 227 800
02-04	Déblai ordinaire	m ³	585	6 800	3 978 000
02-05	Remblai d'emprunt	m ³	79 853	21 700	1 732 799 250
02-06	Sondage et essai en laboratoire	Fft	1	70 000 000	70 000 000
02-07	Enrochement pour cloutage et ancrage	m ³	12 748	68 300	870 661 080
02-08	Géotextile	m ²	37 206	10 900	405 545 400
02-09	Engazonnement et plantation	m ²	28 563	3 350	95 687 189
02-10	Finition de plate forme	m ²	19 188	1 260	24 176 880
TOTAL TERRASSEMENTS					3 205 500 139
SERIE 3 - ASSAINISSEMENT, FRANCHISSEMENT ET DRAINAGE					
03-01	Démolition des ouvrages existants	ml	20	225 000	4 500 000
03-02	Déblai pour rectification du lit de la rivière	m ³	82	41 000	3 362 000
03-03	Curage de dalots	ml	13	12 900	167 700
03-04	Fouille pour ouvrages	m ³	482	5 500	2 653 200
03-05	Béton B0 dosé à 150 kg	m ³	16	292 150	4 674 400
03-06	Béton B1 dosé 250 kg	m ³	28	352 000	9 856 000
03-07	Béton B2 dosé 350 kg pour superstructure	m ³	349	433 550	151 308 950
03-08	Maçonnerie de moellon	m ³	68	109 000	7 383 660
03-09	Acier pour béton armé	kg	26 735	3 620	96 781 098
03-10	Gabion	m ³	14	170 000	2 380 000
TOTAL ASSAINISSEMENT, FRANCHISSEMENT ET DRAINAGE					283 067 008
SERIE 4 – CHAUSSEE					
04-01	Scarification de chaussée existante	m ²	455	1 350	614 250
04-021	Couche de fondation en TV 0/60	m ³	3 096	43 900	135 914 400
04-03	Couche de base en GNT 0/31,5	m ³	3 931	47 900	188 294 900
04-04	Gravillons pour enduit	m ³	4 128	42 000	173 376 000
04-05	Couche d'imprégnation en ECM60:	T	47	2 512 025	118 503 272

N° prix	DESIGNATION	Unité	Quantité	Prix unitaire hors TVA	Montant hors TVA
04-06	Emulsion pour enduit superficiel	T	54	2 392 410	129 319 330
TOTAL CHAUSSEE					746 022 152
SERIE 5 – SIGNALISATION					
05-01	Bornes kilométriques	U	2	269 000	538 000
05-02	Panneaux de signalisation	U	2	204 000	408 000
05-03	Peinture pour marquage au sol	kg	250	1 800	450 000
TOTAL SIGNALISATION					1 396 000

La récapitulation des montants est comme suit pour la variante I:

Tableau 80 : Récapitulation des montants des différents Travaux pour la variante I

Série N°	DESIGNATION	Montant Ar
Série 0	INSTALLATION ET REPLI DE CHANTIER	213 491 345
Série 1	TRAVAUX PRÉPARATOIRES	33 841 600
Série 2	TERRASSEMENTS	3 205 500 139
Série 3	ASSAINISSEMENT, FRANCHISSEMENT ET DRAINAGE	283 067 008
Série 4	CHAUSSEE	746 022 152
Série 5	SIGNALISATION	1 396 000
	Total hors taxes	4 483 318 244
	TVA (20%)	896 663 649
	TTC	5 379 981 893

Arrêté le présent Détail Quantitatif Estimatif au montant estimé à la somme de : CINQ MILLIARD TROIS CENT SOIXANTE DIX NEUF MILLION NEUF CENT QUATRE VINGT UN MILLE HUIT CENT QUARANTE VINGT TREIZE ARIARY, (5 379 981 893Ar) Taxes sur la Valeur Ajoutée au taux de vingt pourcent (TVA 20%) y compris. Le coût au kilomètre est alors de Ariary 2 299 137 561.

Le Devis Quantitatif et Estimatif de la deuxième variante est illustré comme suit :

Tableau 81: Détail Quantitatif Estimatif de la variante II

N° prix	DESIGNATION	Unité	Quantité	Prix unitaire hors TVA	Montant hors TVA
SERIE 0 - INSTALLATION ET REPLI DE CHANTIER					
00-01	Installation de chantier	Fft	1	133 122 511	133 122 511
00-02	Repli de chantier	Fft	1	88 748 341	88 748 341
TOTAL INSTALLATION DE CHANTIER					221 870 852
SERIE 1 - TRAVAUX PRÉPARATOIRES					
01-01	Moyens mis à disposition de l'Administration	Fft	1	25 000 000	25 000 000
01-02	Démolition de constructions	m²	246	36 000	8 841 600
TOTAL TRAVAUX PRÉPARATOIRES					33 841 600

N° prix	DESIGNATION	Unité	Quantité	Prix unitaire hors TVA	Montant hors TVA
SERIE 2 – TERRASSEMENTS					
02-01	Désherbage et débroussaillage	m ²	877	1 020	894 540
02-02	Abattage d'arbre	U	2	265 000	530 000
02-03	Décapage et redans	m ²	877	1 400	1 227 800
02-04	Déblai ordinaire	m ³	585	6 800	3 978 000
02-05	Remblai d'emprunt	m ³	82 802	21 700	1 796 803 500
02-06	Sondage et essai en laboratoire	Fft	1	70 000 000	70 000 000
02-07	Enrochement pour cloutage et ancrage	m ³	12 748	68 300	870 661 080
02-08	Géotextile	m ²	37 206	10 900	405 545 400
02-09	Engazonnement et plantation	m ²	28 563	3 350	95 687 189
02-10	Finition de plate forme	m ²	19 188	1 260	24 176 880
TOTAL TERRASSEMENTS					3 265 504 289
SERIE 3 - ASSAINISSEMENT, FRANCHISSEMENT ET DRAINAGE					
03-01	Démolition des ouvrages existants	ml	20	225 000	4 500 000
03-02	Déblai pour rectification du lit de la rivière	m ³	82	41 000	3 362 000
03-03	Curage de dalots	ml	13	12 900	167 700
03-04	Fouille pour ouvrages	m ³	482	5 500	2 653 200
03-05	Béton B0 dosé à 150 kg	m ³	16	292 150	4 674 400
03-06	Béton B1 dosé 250 kg	m ³	28	352 000	9 856 000
03-07	Béton B2 dosé 350 kg pour superstructure	m ³	349	433 550	151 308 950
03-08	Maçonnerie de moellon	m ³	68	109 000	7 383 660
03-09	Acier pour béton armé	kg	26 735	3 620	96 781 098
03-10	Gabion	m ³	14	170 000	2 380 000
TOTAL ASSAINISSEMENT, FRANCHISSEMENT ET DRAINAGE					283 067 008
SERIE 4 – CHAUSSEE					
04-01	Scarification de chaussée existante	m ²	455	1 350	614 250
04-021	Couche de fondation en sol ciment	m ³	3 096	78 650	243 500 400
04-03	Couche de base en GNT 0/31,5	m ³	3 931	47 900	188 294 900
04-04	Gravillons pour enduit	m ³	4 128	42 000	173 376 000
04-05	Couche d'imprégnation en ECM60	T	47	2 512 025	118 503 272
04-06	Emulsion pour enduit superficiel	T	54	2 392 410	129 319 330
TOTAL CHAUSSEE					853 608 152
SERIE 5 – SIGNALISATION					
05-01	Bornes kilométriques	U	2	269 000	538 000
05-02	Panneaux de signalisation	U	2	204 000	408 000
05-03	Peinture pour marquage au sol	kg	250	1 800	450 000
TOTAL SIGNALISATION					1 396 000

La récapitulation des montants est comme suit pour la variante II:

Tableau 82 : Récapitulation des montants des différents Travaux pour la variante II

Série N°	DESIGNATION	Montant Ar
Série 0	INSTALLATION ET REPLI DE CHANTIER	221 870 852
Série 1	TRAVAUX PRÉPARATOIRES	33 841 600
Série 2	TERRASSEMENTS	3 265 504 289
Série 3	ASSAINISSEMENT, FRANCHISSEMENT ET DRAINAGE	283 067 008
Série 4	CHAUSSEE	853 608 152
Série 5	SIGNALISATION	1 396 000
	Total hors taxes	4 659 287 901
	TVA (20%)	931 857 580
	TTC	5 591 145 482

Arrêté le présent Détail Quantitatif Estimatif au montant à la somme de: CINQ MILLIARD CINQ CENT QUATRE VINGT ONZE MILLION CENT QUARANTE CINQ MILLE QUATRE CENT QUATRE VINGT DEUX ARIARY (5 591 145 482Ar) Taxes sur la Valeur Ajoutée au taux de vingt pourcent (TVA 20%) y compris. Le coût au kilomètre est alors de Ariary 2 389 378 411.

V. INTERPRÉTATION

Le choix de la variante de construction se tourne sur le coût et l'avantage qu'elle apporte. Le coût réparti suivant les différents Travaux pour chaque variante est illustré dans les diagrammes donnés ci-après:

Pour la variante I, les proportions sont décrites dans le diagramme suivant :

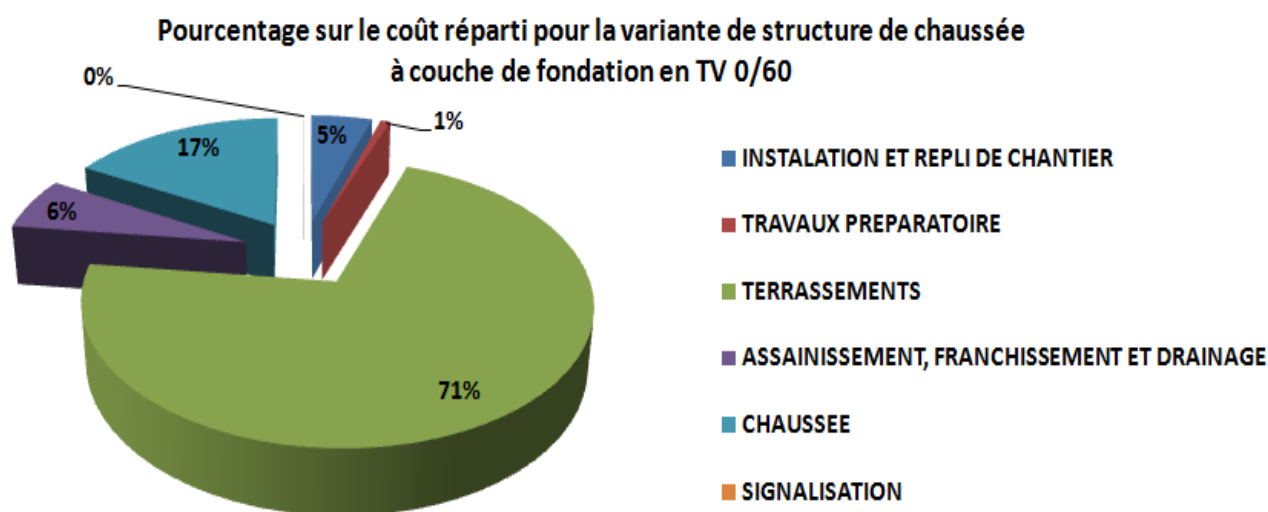


Figure 49 : Diagramme représentant les coûts des Travaux répartis pour la variante I

Pour la variante II, les proportions sont les suivantes:

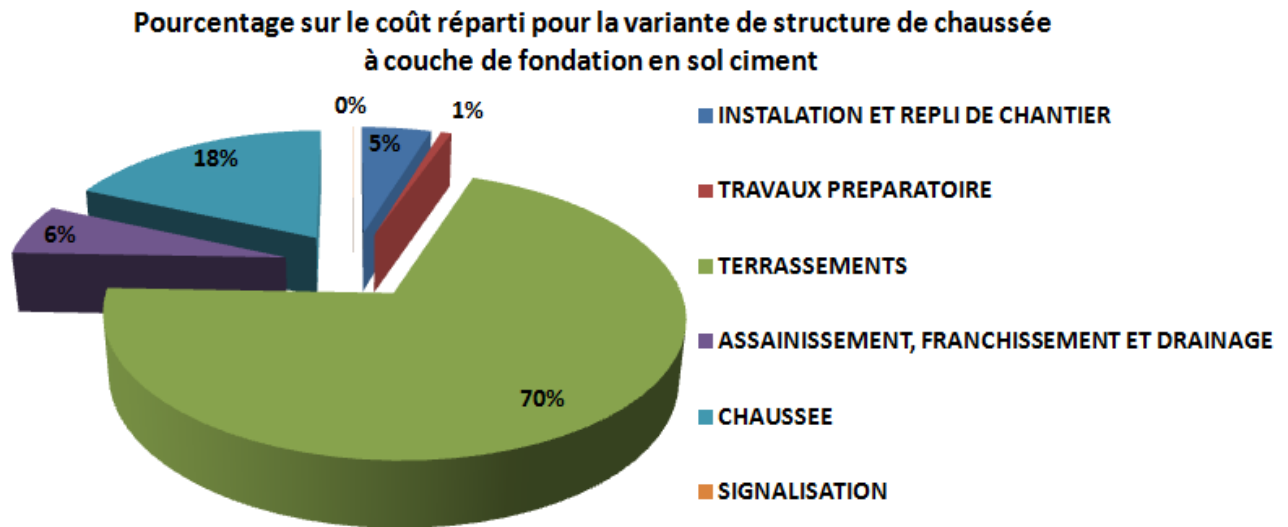


Figure 50 : Diagramme représentant les coûts des Travaux répartis pour la variante II

Vue ces résultats, plus d'attention sur la SERIE 0 qui concerne les Travaux sur le terrassement devrait être faite. Cependant les fondements du choix de la méthode à utiliser sur cette optique sont déjà explicités dans le Chapitre IX de la Partie II. Ainsi, les études pour les variantes de constructions se focalisent, sur la SERIE 4 qui tient le second rang et comprend les Travaux sur la chaussée. Les résultats sur ces études ont donné les proportions ci-après.

Pour la variante I, cette proportion est illustrée comme suit :

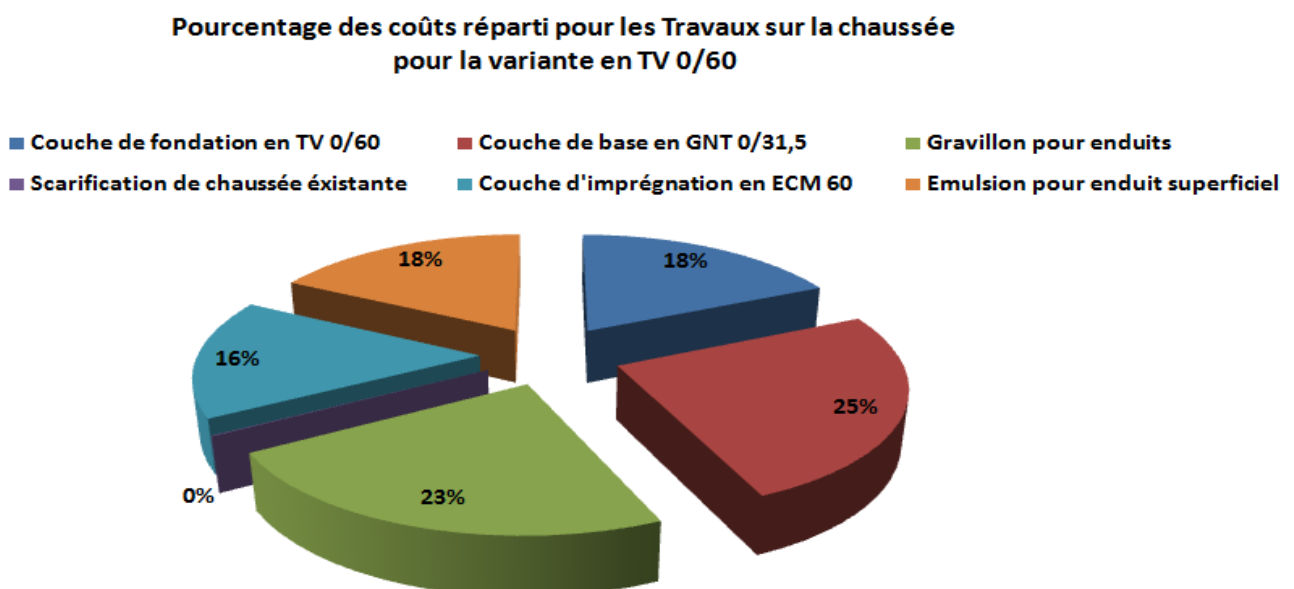


Figure 51 : Pourcentage des coûts répartis pour les Travaux sur la chaussée pour la variante I

La proportion est la suivante pour la variante II :

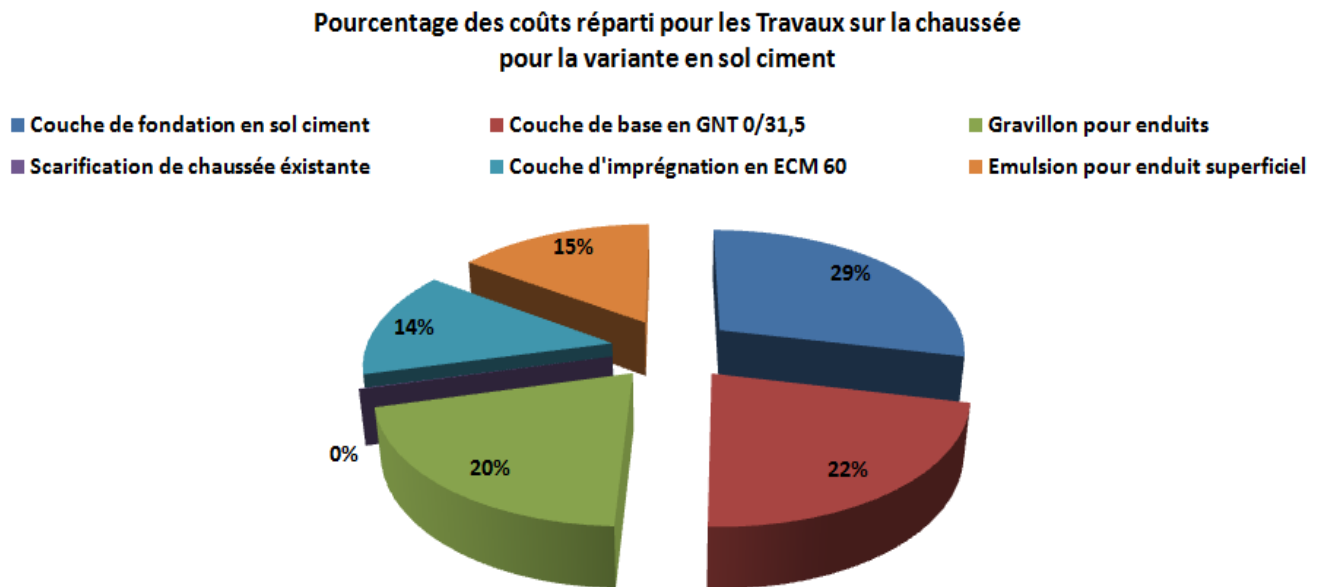


Figure 51: Pourcentage des coûts répartis pour les Travaux sur la chaussée pour la variante II

La différence sur le coût, et l'avantage trouvées pour les deux variantes ne sont que très peu remarquable par rapport au dépense prévu (écart de Ar 211 163 589) du fait que le tronçon d'étude n'est pas de longue distance. Néanmoins, la variante I peut être choisie car elle présente le moindre coût. La variante de structure retenue pour le Projet est donc la Variante I, dont la structure est constituée de :

- Enduit Superficiel bicouche (ESb) de 2cm d'épaisseur pour couche de roulement ;
- Grave Concassée Non Traitée (GNT 0/31⁵) de 20cm d'épaisseur pour couche de base ;
- Tout Venant (TV 0/60) de 15cm d'épaisseur pour couche de fondation.

CONCLUSION PARTIELLE

Pour conclure, les différents paragraphes approchés précédemment montrent que la variante de structure économique est la variante I. Elle est constituée d'une structure de chaussée composée d'une couche de roulement en Enduit Superficielle Bicouche de 2cm d'épaisseur; d'une couche de base en GNT0/31⁵ de 20 cm d'épaisseur et d'une couche de fondation TV 0/60 de 15 cm d'épaisseur. Tout Projet de construction de génie civil touche positivement et/ou négativement l'Environnement qui leur est de proximité ou de lointain. Ainsi, une approche particulière concernant l'étude de cet environnement est indispensable. De ce fait, le chapitre suivant et dernier chapitre du présent mémoire entame les impacts de la réalisation du Projet sur l'environnement.

CHAPITRE II : ETUDES D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL

I. GÉNÉRALITÉS

La Réhabilitation de la RN 43 est sans contexte un grand Projet pour la Région de Vakinankaratra, de l'Itasy et de ses environs allant du point de vue économique jusqu'au point de vue social. Ce Projet engendre des Impacts sur l'Environnement positif et/ou négatif dans sa réalisation. La présente Etude d'Impact Environnemental (E.I.E) permet donc de déterminer les effets d'un tel Projet sur l'Environnement afin d'évaluer les conséquences négatives (et de les atténuer) et positives avant, pendant et après sa réalisation.

I.1. Environnement

I.1.1. Définition

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

I.1.2. Décret MECIE

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

I.2. Généralités sur l'EIE

I.2.1. Définition

L'EIE est un processus servant à prévoir et à déterminer les conséquences écologiques et sociales positives et négatives d'un Projet de développement proposé.

I.2.2. Objectif de l'EIE

a) A court terme

Pour assurer la prise en compte des considérations sociales et culturelles au niveau de la conception d'un Projet, l'EIE, à court terme, a pour but de:

- Evaluer les Impacts positifs et négatifs des Projets de Développement proposés pour en déterminer la nature, l'intensité et la durée ;
- Aider à prendre des décisions concernant les Coûts avantageux des Projets de Développement proposés ;

- Promouvoir la participation des communautés locales et du public aux Etudes d'Impacts sur l'Environnement.

b) A long terme

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

- Protéger et améliorer la qualité de toute forme de vie ;
- Sensibiliser le public aux problèmes touchant l'Environnement ;
- Produire, stocker et diffuser des renseignements sur l'Environnement ;
- Établir un lien entre la Stratégie de Développement Local et les initiatives prises à l'échelon Régional et International.

I.3. Contenus de l'EIE

L'article 11 du décret MECIE stipule que l'EIE devra au moins comprendre, un document certifiant la situation juridique du lieu d'implantation du Projet, une description du Projet d'Investissement, une analyse du système environnemental affecté ou pouvant être affecté par le Projet et un plan de gestion environnemental du Projet.

II. RÉCAPITULATION DES IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX

Les Impacts tant positifs que négatifs et les mesures d'atténuations adéquates pour le Projet sont représentés dans les tableaux suivants :

NB : les abréviations suivantes seront adoptées pour la nature de l'impact sur le milieu :

+DP: Impact positive direct

+ IP: Impact positive indirect

-DN: Impact négative direct

-IN: Impact négative indirect



Tableau 83: Impact environnemental et atténuation en phase d'installation de chantier

PHASE D'INSTALLATION				
Source de l'impact	Milieux récepteurs	Impacts de la réalisation du Projet	Nature	Mesures d'atténuation
Personnel de chantier : Ressources humaines	Milieux humains	<ul style="list-style-type: none"> Recrutement de main d'œuvre locale : accroissement des revenus journalières de quelques familles ; Immigration des personnels de chantier : Apparition de quelques conflits quotidiens ; Entrée de diverses maladies transmissibles éventuelles (MST,...) Non du respect des us et coutumes locales ; Inflation sur les besoins quotidiens (location d'habitats, PPN,..) 	+DP +IP -DN -IN -DN	- Mise en place d'un bon règlement; - Sensibilisation des personnels sur le danger des MST et Sida, renforcement des contrôles et visites médicales lors du recrutement ; - Sensibilisation de tout le personnel sur le respect des rites culturels locaux ;
Installations des diverses bases du chantier	Milieu biologique	<ul style="list-style-type: none"> Disparition des espèces endémiques animales et végétales du site. 	-DN	-Mise en place des sites dans des endroits présentant le moindre risque à ces milieux.
	Milieu humaine	<ul style="list-style-type: none"> Dépossession des biens particuliers et risque de conflit foncier. 	-DN	-Compensation raisonnable des propriétaires ; -Participation des autorités locales à l'encadrement de la réinstallation des personnes déplacées.



Tableau 84 : Impact environnemental et atténuation en phase de réalisation

PHASE DE RÉALISATION				
Source de l'impact	Milieu récepteur	Impacts de la réalisation du Projet	Nature	Mesures d'atténuation
Terrassement et exploitation des gisements meubles	Milieu biologique	-Abattage d'arbre et destruction des couvertures végétales du sol par l'aménagement des déviations ; -Etouffement des végétations par les poussières.	-IN -DN	-Contournement des endroits les plus vulnérables ; -Arrosage régulière de la plateforme des couches
Travaux routier en général	Milieu humain	-Exposition de la population aux bruits et vibrations par : le trafic, la réalisation des travaux, l'exploitation des carrières. -Exposition de la population aux éventuels accidents ; -Gêne pour les activités quotidiennes de la population locale ; -Expropriation des biens des particuliers, durcissement du terrain et abattage d'arbre pour des éventuelles déviations	-DN -DN -DN -DN	-Imposition d'une vitesse de circulation réduite dans tout le chantier ; -Information préalable sur la date des tirs de mines et utilisation de charges d'explosifs le plus minimum possible ; -Aménagement des panneaux de signalisation ; et limitation de la vitesse de déplacement des voiture -Aménagement des sites de gisement à plus de 30m de la route, et 100m des habitations si possible. - Indemnisation raisonnable des propriétaires. - Décompactage et réglage des terres végétales afin de faciliter la percolation de l'eau, l'engergage et les plantations.



PHASE DE RÉALISATION (Suite)				
Source de l'impact	Milieu récepteur	Impacts de la réalisation du Projet	Nature	Mesures d'atténuation
Aménagement de la plateforme ; Réalisation des différentes couches ; Réalisation du revêtement de la chaussée :	Milieu physique	Pollutions du sol et de l'eau par des produits hydrocarbonés ;	-DN	<ul style="list-style-type: none"> -Prévoir un puisard de récupération des huiles et des graisses. Collecter et entreposer les filtres et les huiles usagées dans des récipients fermés -Entretien préventif régulier des véhicules, engins et matériel de chantier; -Aménagement des aires de ravitaillement et d'entretien des véhicules et engins; -Construction des bacs de conservation pour les fûts de bitume ; -Conditionnement des huiles usagées dans des fûts et récupération par le fournisseur pétrolier avant recyclage ; -Disposition de pack de matériels d'urgence en cas de déversement (Kit de dépollution pour sol et pour eau, tapis absorbant, fûts, pelles...) -Incinération des matériaux solides filtrés



PHASE DE RÉALISATION (Suite)				
Source d'impact	Milieu récepteur	Impacts de la réalisation du Projet	Nature	Mesures d'atténuation
Ravitaillement et entretien des véhicules et engins. Utilisation et stockage des produits dangereux ; Extraction et stockage des matériaux ;	Milieu physique	-Réduction de l'alimentation en eau des populations locales ; -Erosion des talus dans les gisements et zones de stockage ; -Glissement des matériaux stockés en cas de forte pluie ; -Risque d'accident toxique lors de l'utilisation et stockage des produits chimiques ; -Poussières lors des passages de véhicules ; -Emissions de gaz et particules provenant de la combustion dans les moteurs ;	-DN -DN -DN -IN -DN -DN	-Extraction d'eau le plus minimum possible, consacrée strictement au bon déroulement du chantier ; -Purge du front de taille pour éliminer tous matériaux et blocs instables ; -Utilisation des barrières en géotextile pour les zones à risques ; -Minimisation de la hauteur de stockage des matériaux -Inspections et entretiens réguliers des réseaux d'évacuation des eaux de ruissellement. -Respect des prescriptions indiquées par la Fiche de Données Sécurités (FDS) des produits ; -Arrosage régulier des voies de circulation et de chantier ; -Entretiens préventifs réguliers des engins et matériels de chantier ;



Tableau 85: Impact environnemental et atténuation en phase d'exploitation

PHASE D'EXPLOITATION				
Source d'impact	Milieu récepteur	Impacts de la réalisation du Projet	Nature	Mesures d'atténuation
Route Réhabilité	Toute personne usager de la route Réhabilité	-Gain de temps pour le trajet	+DP	-Aménagement des panneaux de signalisation, casseurs de vitesse,...
		-Réduction du coût d'exploitation des véhicules	+DP	
		-Risque d'accident à cause de la tendance à un excès de vitesse ;	-IP	
	Agriculteurs	-Amélioration des productions locales et du taux d'évacuation de ces produits	+DP	
		-Transformation de l'économie de subsistance en économie de rente ;	+DP	
	Touriste	-Meilleur condition de circulation	+IP	
	Hôtellerie et restauration	-Amélioration de la réception des clients	+DP	
	Population	-Désenclavement de la région ;	+DP	
		-Faible coûts de transport :	+IP	
		-Amélioration du niveau de vie quotidienne de la population ;		
		-Favorisation de la communication de la population locale avec ses entourages;	+DP	
		-Amélioration de la sécurité publique	+DP	

CONCLUSION PARTIELLE

À la suite de l'Etude d'Impact Environnemental du Projet, la conclusion est que ce dernier ne présente pas de contraintes majeures susceptibles d'entraver sa mise en œuvre. Toutefois, l'application des mesures d'atténuations est indispensable afin qu'un bon déroulement du Projet durant ses différentes phases soit. C'est ainsi que se termine les études de la Réhabilitation de la digue de Faratsiho sur la RN 43, du PK 78+210 au PK50+550.

CONCLUSION GÉNÉRALE

Les infrastructures routières font partie du patrimoine national. Un pays évolue de mieux en mieux avec des réseaux de communication y compris les infrastructures routières performants et répondant aux attentes légitimes de sa population. Alors, il est indispensable la Réhabilitation de la RN 43 pour une bonne évacuation des produits du côté Ouest et Sud de l'Imerina.

La géométrie du tracé routier sur cet axe traverse des zones basses et étendues et sont inondées presque chaque saison de pluie. De ce fait, ces points noirs nécessitent des études particulières sur l'hydrologie, l'hydraulique et les sols de fondation.

En vue d'une Réhabilitation de la digue de Faratsiho du PK 78+210 au PK 80+550, les propositions de : prolongement d'un dalot de 400×300 , remplacement du pont Bailey de 6,60 m par un dalot de $2 \times 400 \times 300$ et la création de six dalots de 100×100 sont efficace pour l'évacuation des débits de crue. La hauteur de la digue, avec prise en compte de la revanche, de l'amplitude de tassement et de l'épaisseur des couches de chaussée est de 3,50 m. La digue en question est à effectuer en deux phases pour éviter les ruptures du sol sous-jacent ce qui risque d'endommager le corps du remblai et de la chaussée. Une hauteur de remblai de 1,5 m pour la première mise en charge est satisfaisante. En ce qui concerne la chaussée, une couche de roulement en Enduit Superficiel Bicouche de 2 cm, une couche de base en GNT 0/31⁵ de 20 cm et une couche de fondation en TV 0/60 de 15 cm est économique et peut encaisser les charges dues au Poids Lourds pour 15 ans. L'entretien que ce soit périodique ou courant de l'ouvrage ainsi construit sont également des conditions sine qua non pour la bonne tenue de la digue durant sa mise en service.

Certes, la réalisation du Projet est coûteuse et en même temps essentiel pour les usagers et également pour l'Etat. Le côté environnemental est sans doute touché par la réalisation du Projet tant positivement que négativement ; toutefois, des mesures d'atténuation ont été prise afin de limiter les dégâts.

Ainsi, ce travail de mémoire de fin d'études permet-il d'approfondir les études théoriques acquises pendant les formations à l'ESPA, de les enchaîner au côté pratique, d'en procurer des relations au sein des organismes du Génie Civil et de percevoir des idées sur la vie professionnelle qui attend prochainement.

BIBLIOGRAPHIE

Cours à l'ESPA :

- [1]-Mr ANDRIANATENAINA Pierre : Béton Armé 4^{ème} année 2011 BTP ESPA.
- [2]-Mr RABENATOANDRO Martin: Géotechnique Routière 3^{ème} année 2010, hydraulique Routière, Géotechnique et Fondation, 4^{ème} année 2011 BTP ESPA.
- [3]-Mr RAHELISON Landy Harivony : Mécanique des Sols 3^{ème} année 2010, Management de Construction Routière 5^{ème} année 2012 BTP ESPA.
- [4]-Mr RAJOELINANTENAINA Solofo : Pont 4^{ème} année 2011 BTP ESPA.
- [5]- Mr RAKOTONIRINA Solonjatovo : Mécanique des Sols II 4^{ème} année 2011 BTP ESPA.
- [6]-Mr RALAIARISON Moïse : Technologie de Construction Routière 3^{ème} année 2010 BTP ESPA.
- [7]-Mr RANDRIANASOLO David : Hydraulique Générale 3^{ème} année 2010 BTP ESPA.
- [8]-Mr RANDRIANTSIMBAZAFY Andrianirina : Route I et Route II 3^{ème} et 4^{ème} année 2010 et 2011 BTP ESPA.
- [8]-Mr RANDRIAHERINDRAINNY Selmer : Management d'Entreprises: 5^{ème} année 2012 BTP ESPA.
- [9]-Mme RAVAOHARISOA Lalatiana Béton Armé 3^{ème} année 2011 BTP ESPA.
- [10]-Mr RAZAFINJATO Victor : Résistance Des Matériaux 3^{ème} année 2010 et Calculs De Structures 4^{ème} année 2011 BTP ESPA.

Document et revue :

- [1] - Conception et Dimensionnement des structures de chaussées - Guide Technique, Bagneux, déc. 1994.
- [2] - Déformation verticale des sols 61 pages.
- [3] - Dimensionnement des chaussées neuves à Madagascar, Les Chroniques du LNTPB, Numéro Spécial « A », 49 pages, Antananarivo, 1973.
- [4] - Fondation et ouvrage en terre 385 pages
- [5] - George Pilot « Remblai routier sur sol compressible » 214 pages juin 1988.
- [6] - Guide pratique de dimensionnement des chaussées pour les pays tropicaux, par la République Française, Ministère de la coopération.
- [7] - Laurits Bjerrum « Etudes et construction des remblais sur sol compressible » 361 pages, Oslo 2 février 1973.
- [8] - Monographie du District de Faratsiho
- [9] - Règles B.A.E.L modifiées 99 – Règles Techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites troisième édition 2000 Eyrolles, 333pages.
- [10] - VAN TUU Nguyen, Hydraulique Routière, Paris : Ministère de la coopération et du Développement, 1981, 339 pages.

ANNEXES

ANNEXES A : ETUDES HYDROLOGIQUES
ET HYDRAULIQUES

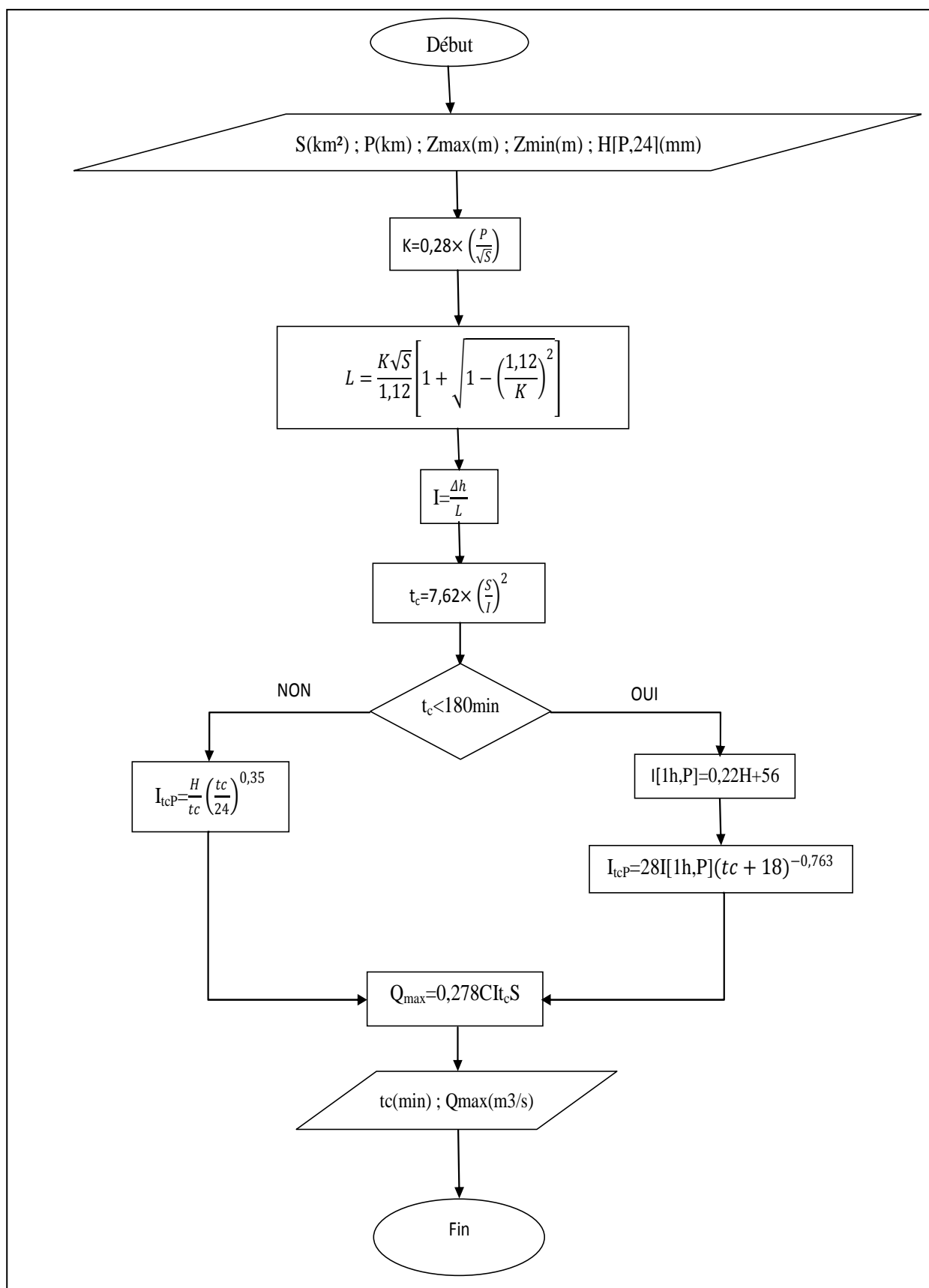
ETUDES HYDROLOGIQUES

Tableau 1 : Valeur du coefficient de ruissellement suivant la surface et la pente du bassin versant :

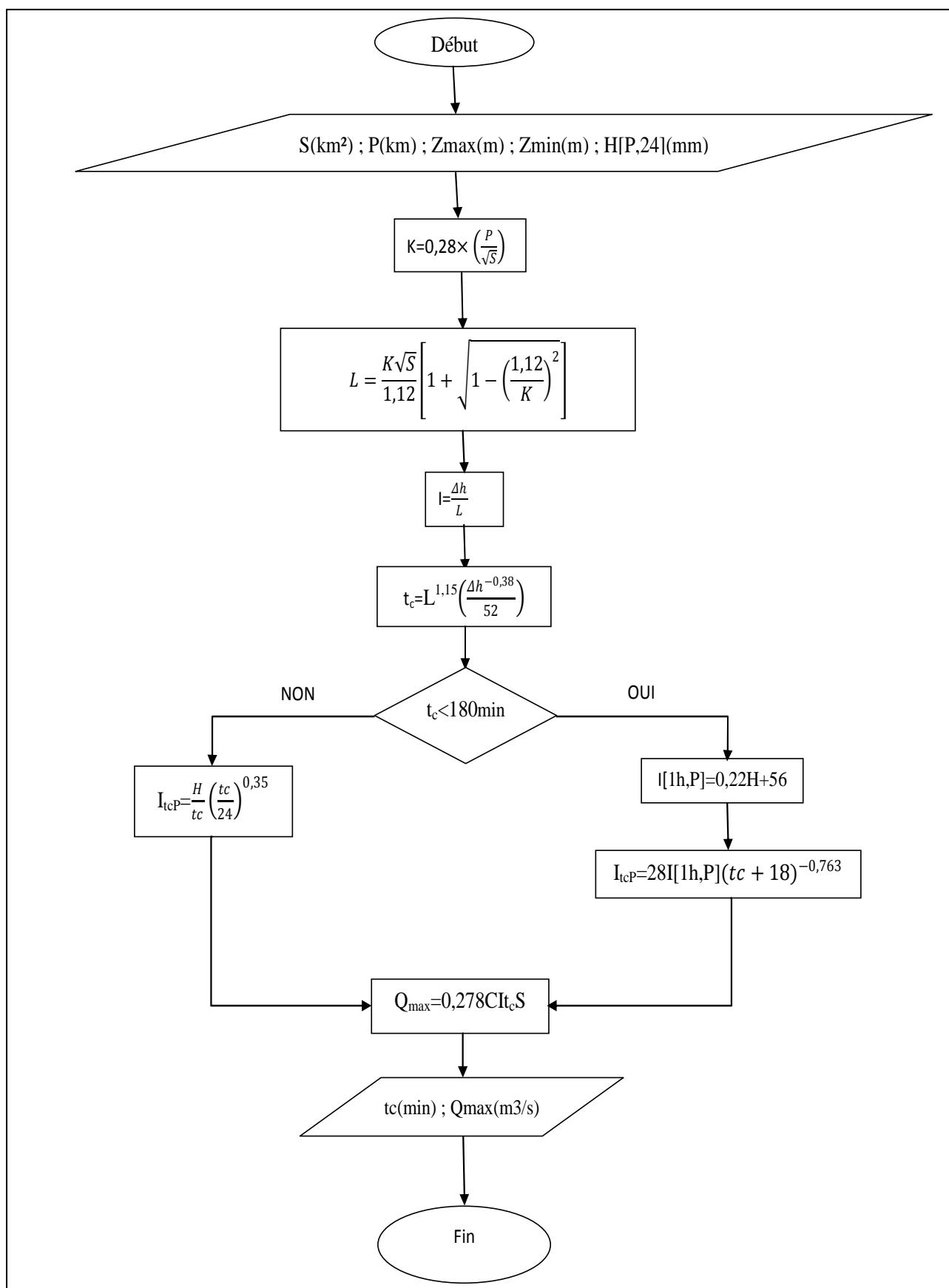
Surface du bassin versant < 10 ha et présentant une pente de				
Nature de la couverture	<5	5-10	10-30	>30
Plate forme-chaussée	0,95	0,95	0,95	0,95
Terrain dénudé	0,80	0,85	0,90	0,95
Brousse clairsemée	0,75	0,80	0,85	0,90
Brousse dense	0,70	0,75	0,80	0,85
Forêt ordinaire	0,30	0,50	0,60	0,70
Forêt dense	0,20	0,25	0,30	0,40
Surface du bassin versant entre 10 - 400 ha et présentant une pente de				
Nature de la couverture	<5	5 - 10	10 - 30	>30
Plate forme-chaussée	0,95	0,95	0,95	0,95
Terrain dénudé	0,70	0,75	0,80	0,85
Brousse clairsemée	0,52	0,60	0,72	0,80
Brousse dense	0,30	0,36	0,12	0,50
Forêt ordinaire	0,13	0,20	0,25	0,30
Forêt dense	0,15	0,18	0,22	0,25

Source : Cours hydraulique routière 2011

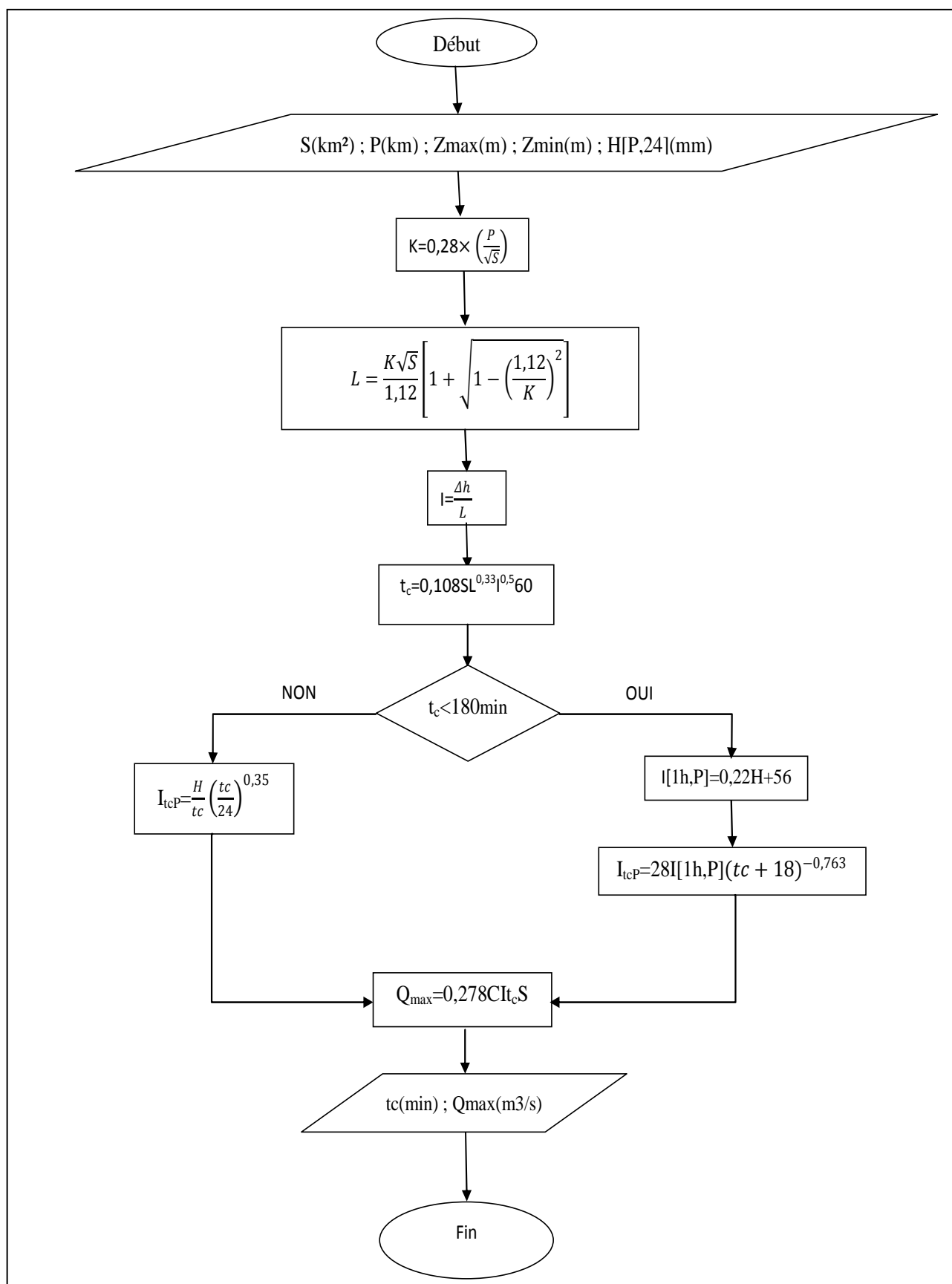
Organigramme pour le calcul du débit maximal suivant la formule de Ventura :



Organigramme pour le calcul du débit maximal suivant la formule de Kirpich :



Organigramme pour le calcul du débit maximal suivant la formule de Passini:



ETUDES HYDRAULIQUES

Tableau 2 : Valeur de la vitesse d'ensablement suivant la nature du terrain pour les fossés latéraux

Nature du terrain	Vitesse d'ensablement [m/s]
Sables fins argileux ou limons argileux	0,75
Limons ou argiles sableuses	0,9
Argiles compactes	1,10
Mélange de gravier, sables et limons	1,50
Gravier, cailloux moyens	1,80

Source : La route et l'hydraulique : Nguyen VAN TUU

Tableau 3 : Valeur de la vitesse d'affouillement et du coefficient de rugosité suivant la hauteur de fossé et l'état de surface d'écoulement:

Caractéristique de la surface d'écoulement	Vitesse d'affouillement Avec		Valeur de k selon l'état de surface		
	$h \leq 0,4$	$0,4 < h \leq 1$	Bon	Passable	Mauvais
Sol pulvérulent	0,5	0,6	50	50	40
Sol cohérent :					
-Consistant	1,0	1,2	59	56	
-Peu consistant	0,7	0,85	56	53	
Revêtement béton :					
-Surface lisse	13,0	16,0	83	77	
-Surface rigoureuse	6,5	8,0	71	67	56
Maçonnerie de moellon :					
-Jointoyée	6,5	8,0	71	67	62
-Pierre sèche	2,5	4,0	50	45	37
Gazon	1,5	1,8	33	33	29

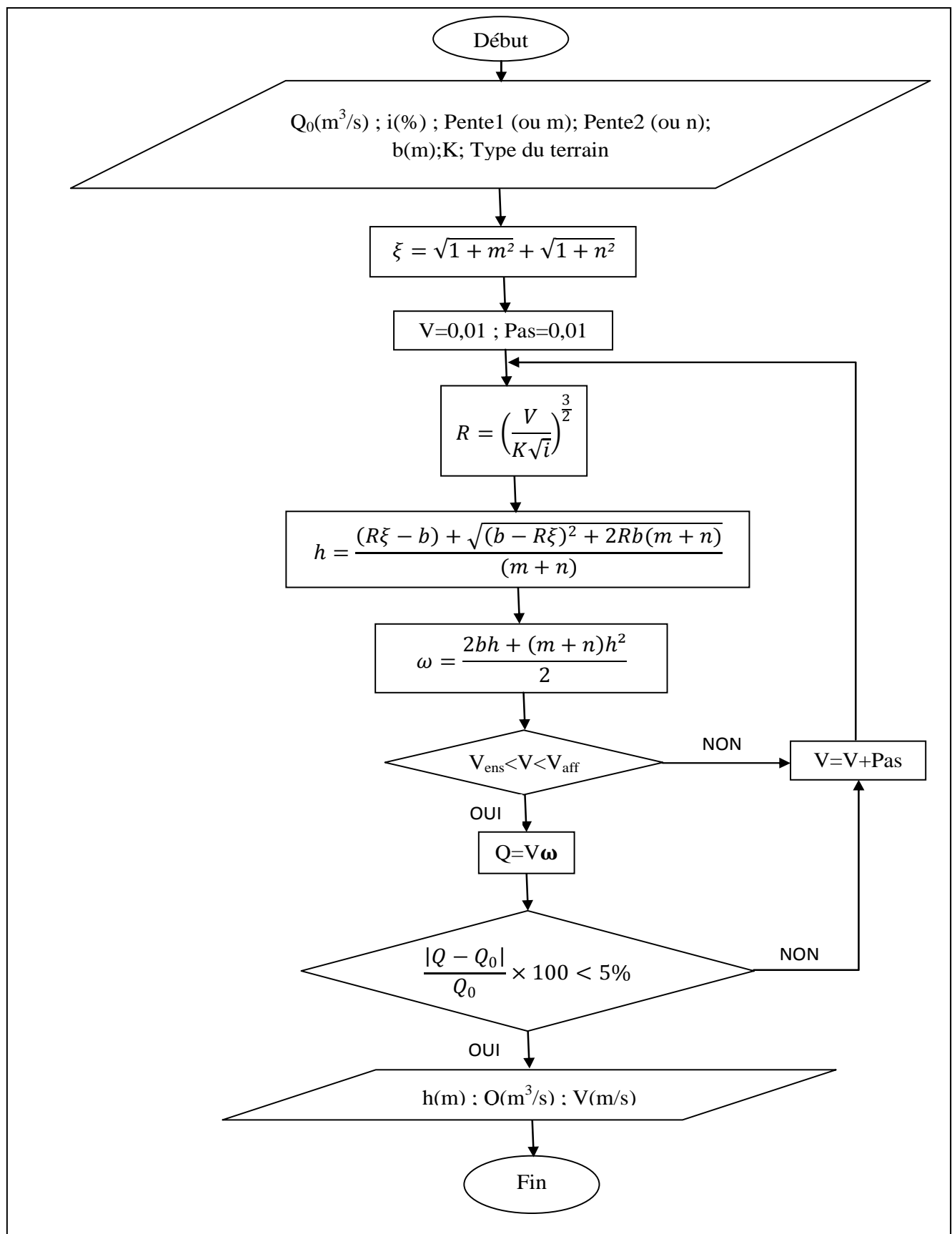
Source : Cours hydraulique routière 2011

Tableau 4 : Valeur de la vitesse d'ensablement suivant la nature du terrain pour les ouvrages de décharges

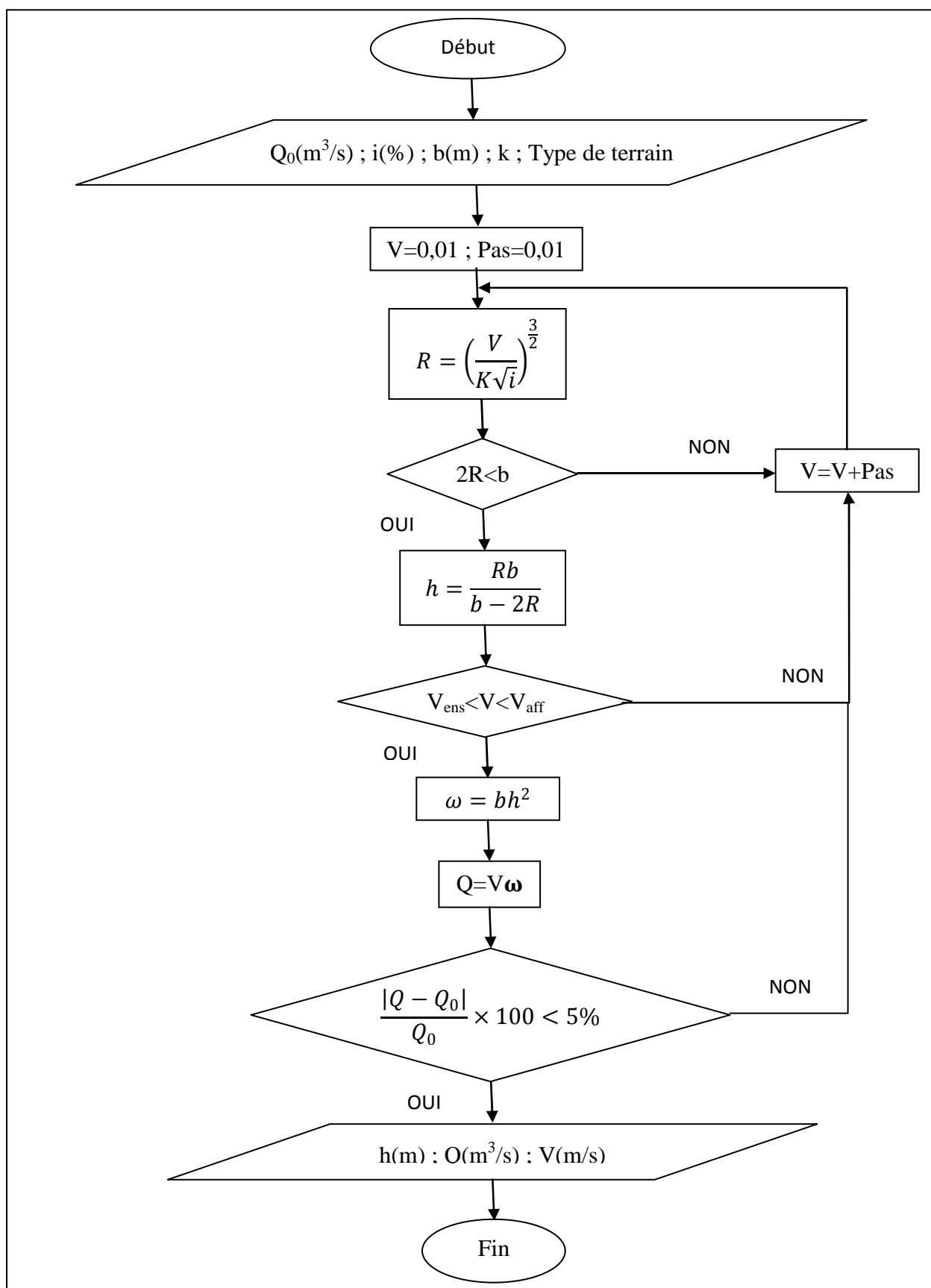
Nature du terrain	Vitesse d'ensablement [m/s]
Sable fin ($< 0,05\text{mm}$)	0,4 à 0,50
Gravier fins ($< 5\text{mm}$)	0,5 à 0,70
Gros graviers (5mm à 15mm)	0,70 à 0,90
Cailloux (15mm à 30mm)	1,00 à 1,20
Gros cailloux (30mm à 100mm)	1,50 à 1,80

Source : La route et l'hydraulique : Nguyen VAN TUU

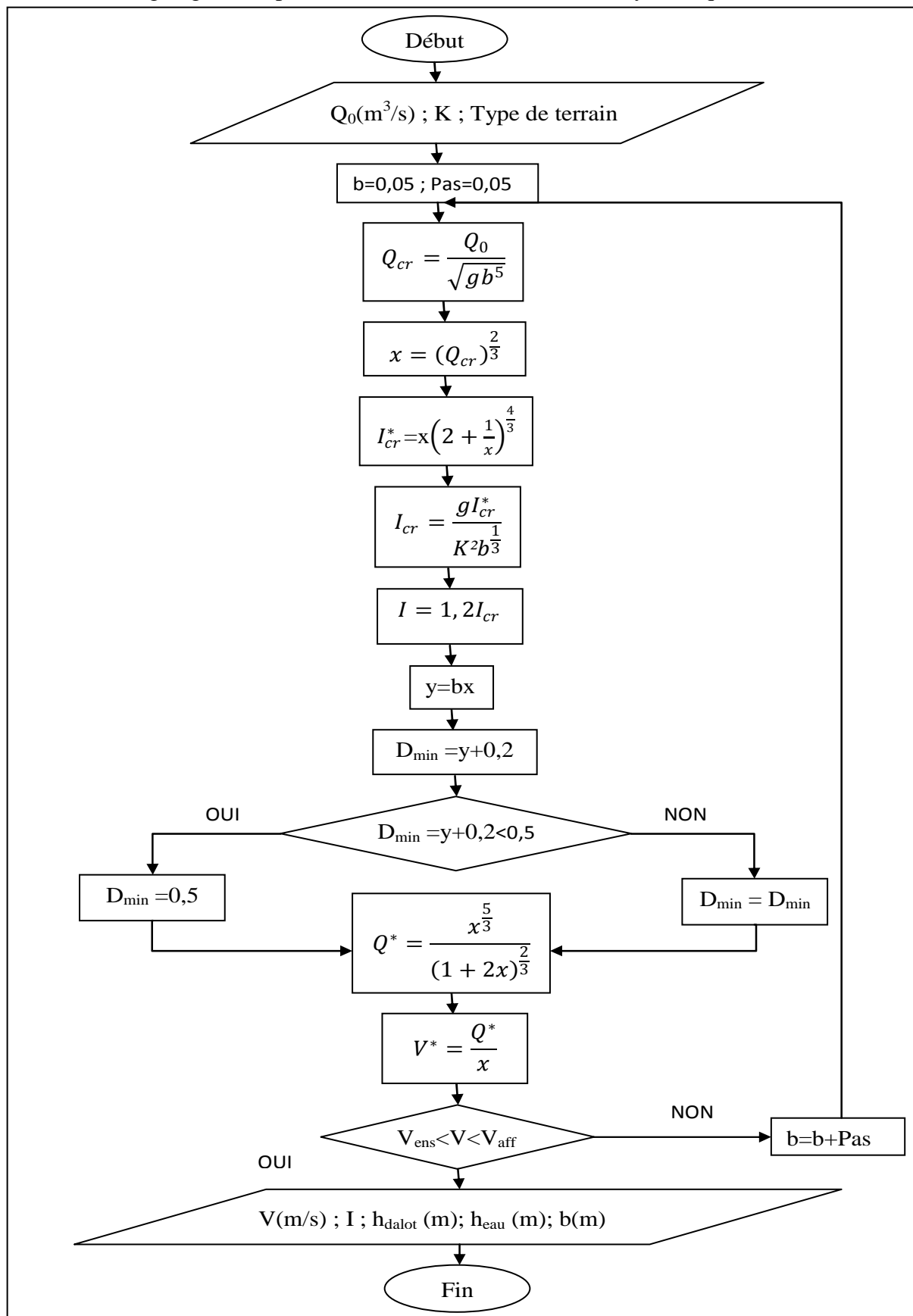
Organigramme pour le calcul de fossé latéral à section trapézoïdale et/ou triangulaire :



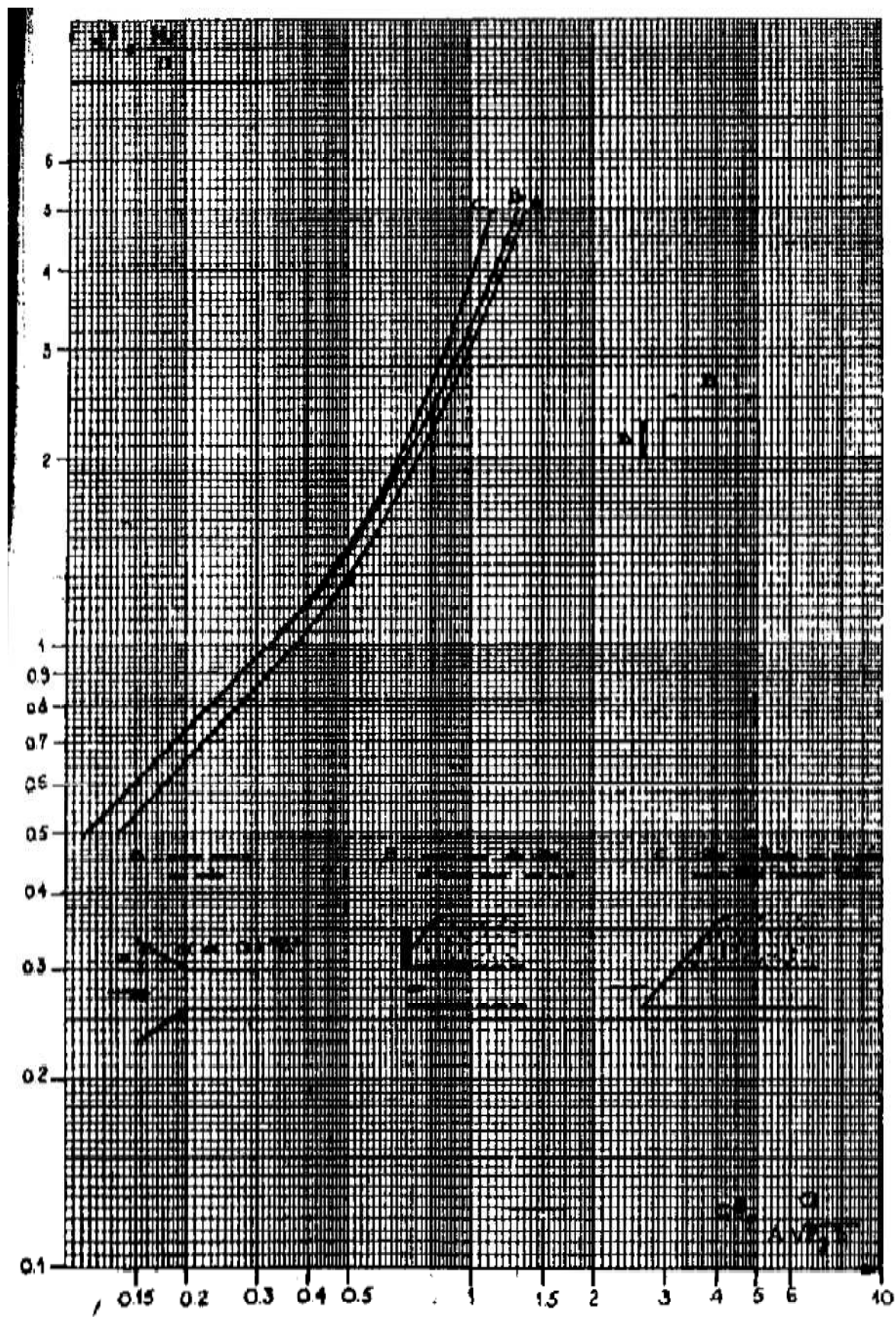
Organigramme pour le calcul de fossé latéral à section rectangulaire :



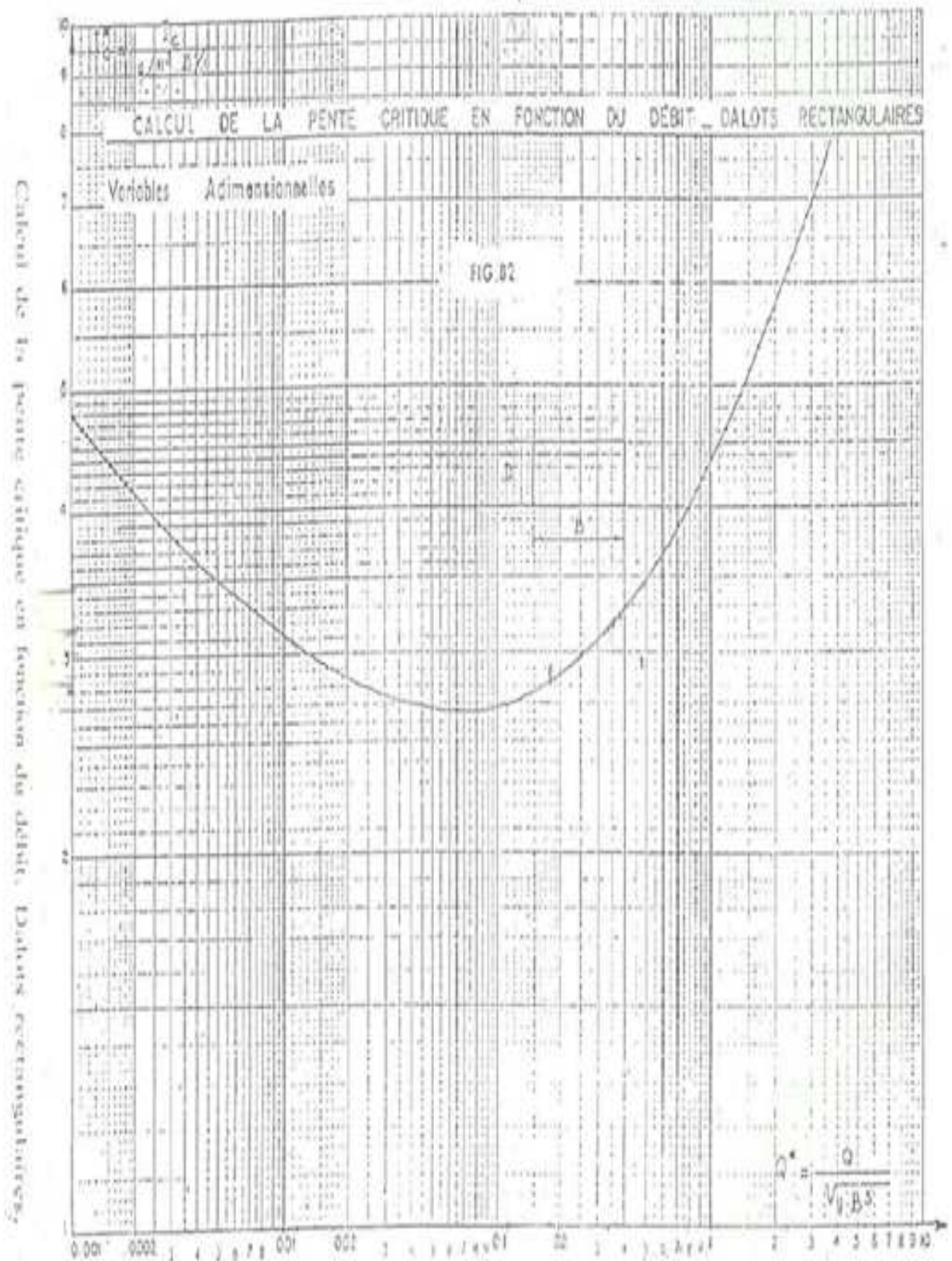
Organigramme pour le calcul de dimensionnement hydraulique d'un dalot :



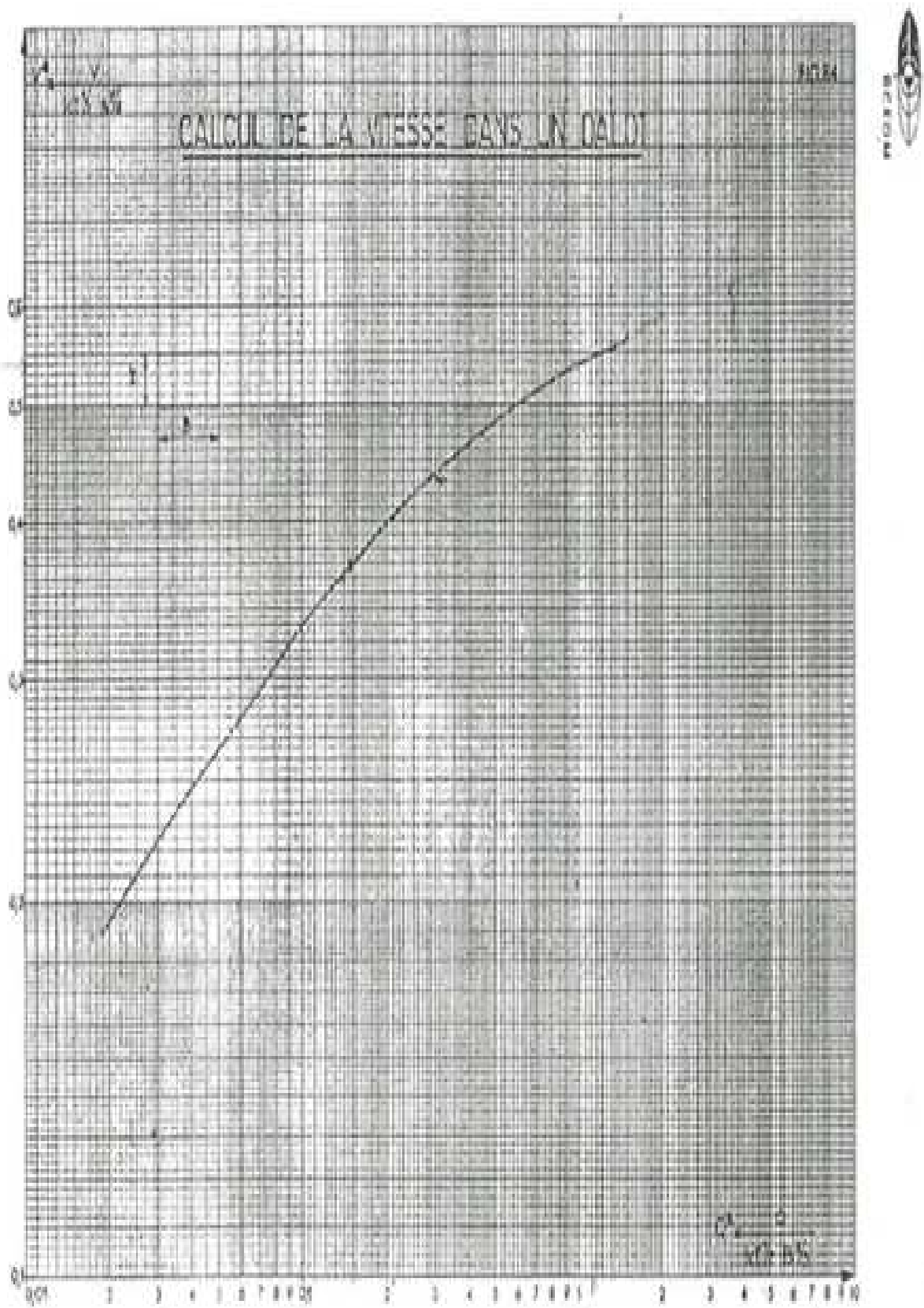
Abaque 1 : Abaque de détermination de la profondeur d'eau en amont d'un dalot



Abaque 2 : Abaque pour le calcul de la pente critique dans un dalot

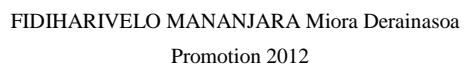


Abaque 3 : Abaque de détermination de la vitesse critique dans un dalot

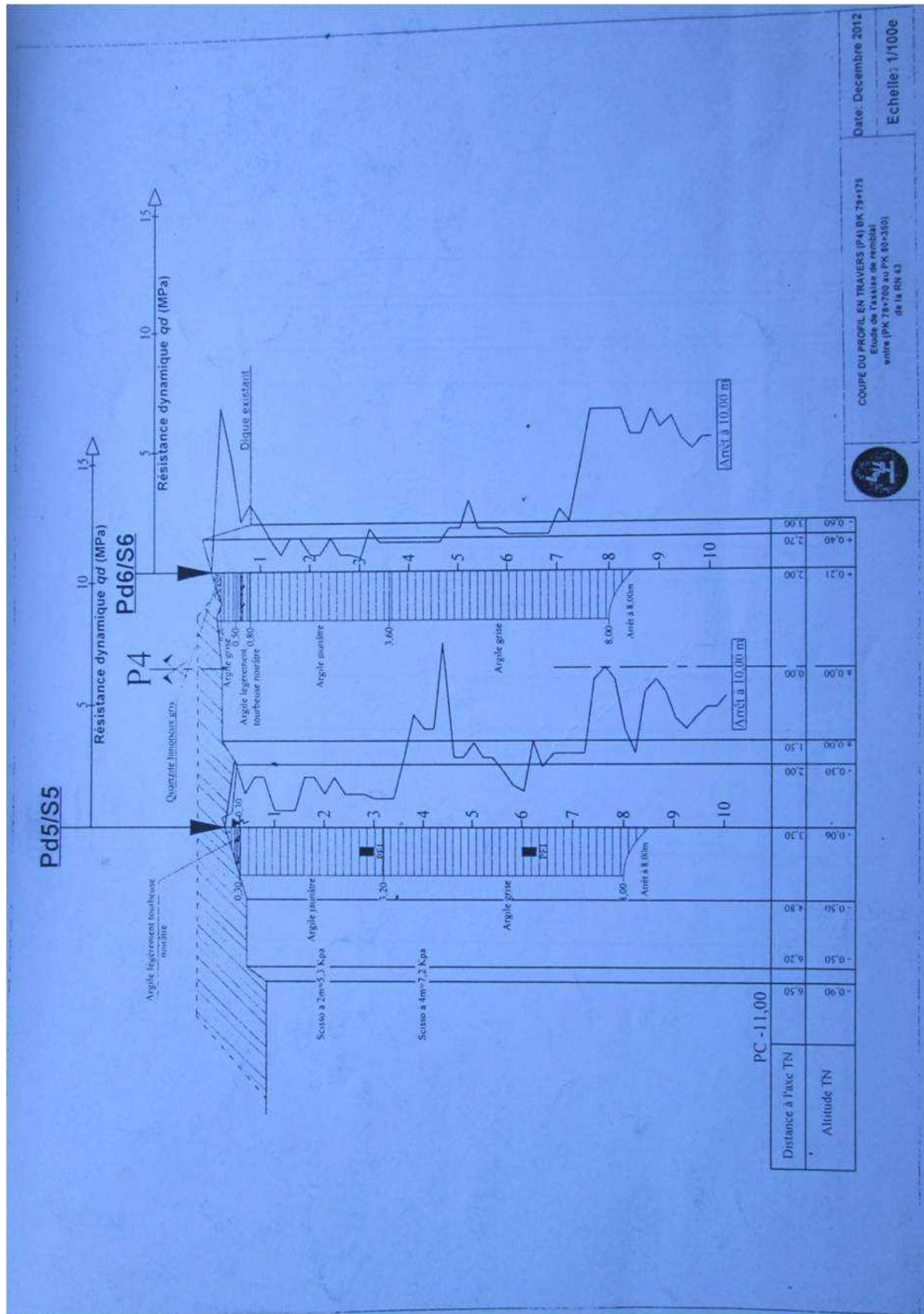


ANNEXES B : ETUDES DE STABILITES ET **DE TASSEMENTS**

Coupe géologique du sol d'assise et de la digue existante au droit du profil P1 :



Coupe géologique du sol d'assise et de la digue existante au droit du profil P5 :



Résultats 01 des essais entrepris au laboratoire :

LNTFP MADAGASCAR		TABLEAU DE RESULTATS DES ESSAIS DE LABORATOIRE					Dossier n°.....	
		ETUDE GEOTECHNIQUE					Annexe n° 01.....	
		CHANTIER : AN 43 : SOAVINANDRIANA - FARATSIHO					Tableau n° 01.....	
P.K		78+775	78+775	78+850	78+850	78+850		
PROFONDEURS (m)		0,20 0,50	1,20 1,50	0,10 0,40	1,00 1,30	5,70 7,00		
NATURE APPA- RENTE DES SOLS ECHAN- TILLONNES		Argile ligé tourbeuse noirâtre	Argile jaune grésâtre	Argile ligé tourbeuse noirâtre	Argile diverses jaunâtre	Argile grise		
CARACT. D'ETAT	γ (kN/m ³)	15,8	16,1	16,1	17,0	17,4		
	W (%)	53,8	58,1	54,8	47,2	41,3		
	γ_d (kN/m ³)	10,3	10,2	10,4	11,5	12,3		
	Sr (%)	94,8	97,5	99,5	98,2	97,8		
	γ_s (kN/m ³)	24,8	26,0	24,3	25,7	25,8		
IDENTIFICATION	Granulo-Sédiments % de passant à	2 mm	97	100	99	100	99	
		0,40 mm	79	98	94	98	85	
		80 μ	62	92	89	90	73	
		20 μ	-				-	
		2 μ	-				-	
	Ld'Atterberg	WL (%)	62,0	77,6	71,7	50,6	69,9	
		WP (%)	37,9	34,4	40,1	25,1	32,4	
		IP (%)	23,1	43,2	31,6	25,5	37,8	
		h. T. B	A2-5	A2-5	A2-5	A2-5	A2-5	
		CLASSIFICAT° LPC	LE	AE	LE	AE	AE	
COMPRESSIBILITE	σ'_c (kPa)	32			36	50		
	Cc	0,165			0,254	0,274		
	Cg	0,042			0,023	0,036		
CISAILLEMENT BOITE TRIAxIAL	Cuu (kPa)	4	4	5	5	5		
	ϕ_{uu} (°)	6	5	7	3	3		
	C' (kPa)	-	-	-	-	-		
	ϕ' (°)	-	-	-	-	-		
AUTRES	E _s	1,407	1,549	1,337	1,235	1,081		
	C _u (cm ² /s)	8,1 x 10 ⁻⁵	-	-	5,6 x 10 ⁻⁴	2,8 x 10 ⁻⁴		
	C _v (cm ² /s)	-	-	-	-	-		

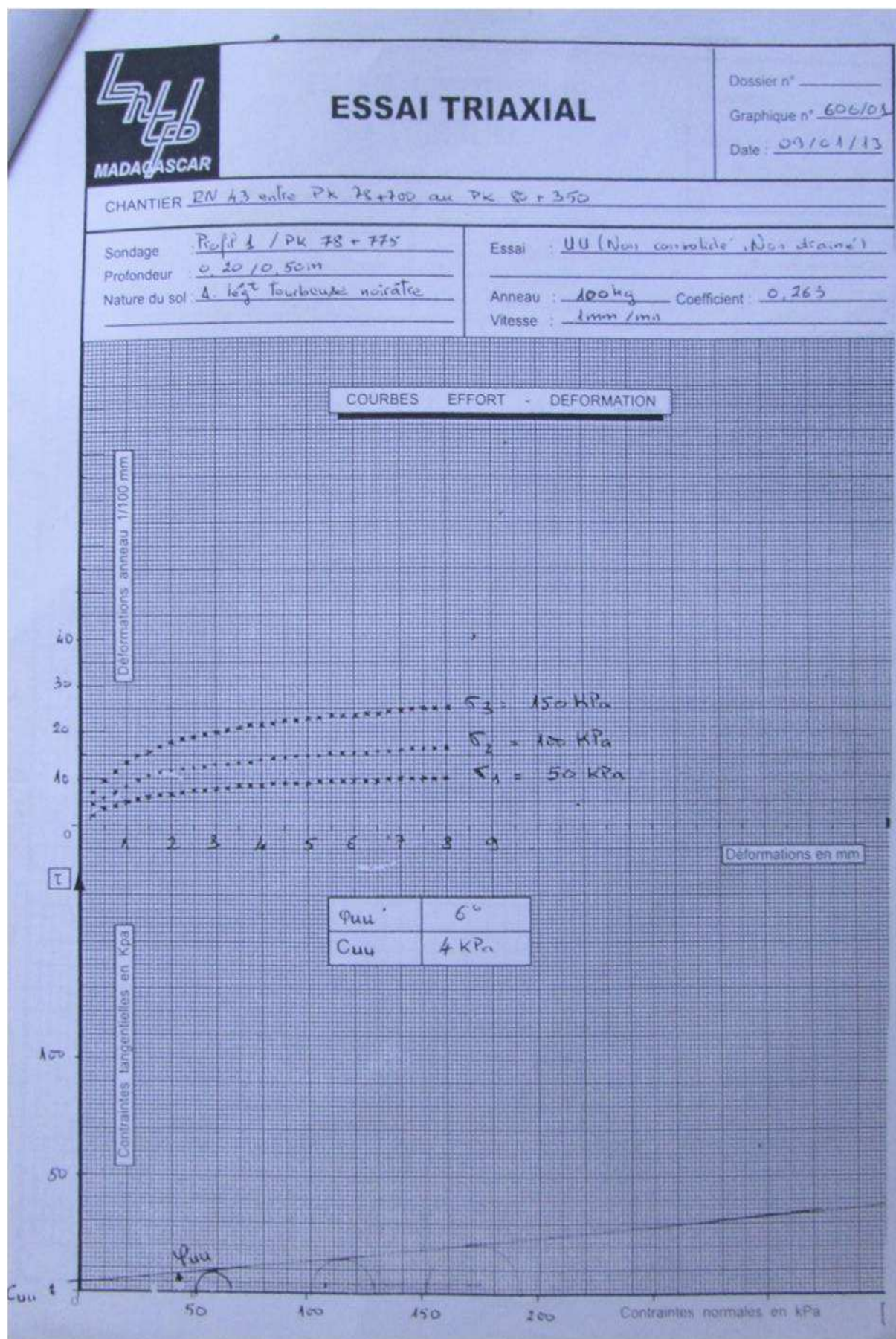
Résultats 02 des essais entrepris au laboratoire :

LMT MADAGASCAR		TABLEAU DE RESULTATS DES ESSAIS DE LABORATOIRE					Dossier n°
		ETUDE GEOTECHNIQUE					Annexe n° 01
		CHANTIER: ROUTE: SAKYMANDELAHA - FAKATSIYU					Tableau n° 02
P.V.		78+950	79+175	79+175	79+175	79+175	
PROFONDEURS (m)		3,30 4,55	2,30 3,00	5,00 5,50	5,50 6,50	3,30 3,50	
NATURE APPA- RENTE DES SOLS ECHAN- TELLONES		Argile grise	Argile jaunâtre	Argile grise	Argile jaunâtre	Argile jaunâtre	
GROSSEUR DE GRAIN	ρ (g/cm ³)	13,4	15,7	18,6	16,0	19,9	
	W (%)	54,5	78,7	37,5	53,6	32,2	
	ρ_d (g/cm ³)	8,7	8,5	13,4	10,6	15,0	
	Dr (%)	74,5	99,6	99,8	92,0	100,0	
	ρ_{sat} (g/cm ³)	25,5	26,4	24,0	24,6	29,0	
CLASSIFICATION	Limites de plasticité et de liquidité selon l'USCS	2	2	40	2	100	
		0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	
		0,075	0,075	0,075	0,075	0,075	
		0,075	0,075	0,075	0,075	0,075	
		0,075	0,075	0,075	0,075	0,075	
	Limites de plasticité et de liquidité selon l'USCS	62,5	73,7	69,6	67,5	20,4	
		20,3	33,2	31,9	33,3	20,3	
		35,8	40,5	37,5	38,2	5,0	
		44,5	47,5	44,5	44,5	-	
		44,5	44,5	44,5	44,5	-	
CLASSIFICATION L.P.C.	U.C.S	A4-5	A4-5	A4-5	A4-5	-	
	L.P.C.	LE	AL	AL	AL	-	
	U.C.S	A4	A4	A4	A4	-	
COMPRESSION	σ'_v (kPa)		25				
	σ'_c		0,435				
	σ'_d		0,042				
SOLIDITE	σ'_{cu} (kPa)	4	2	3	4	5,5	
	ϕ'_{cu} (°)	2	3	4	4	21	
	c' (kPa)	-	-	-	-	-	
	ϕ' (°)	-	-	-	-	-	
	σ'_c	1,518	1,500	1,014	1,558	0,936	
SOLIDITE	σ'_c (kPa)	-	-	-	-	-	
	ϕ' (°)	-	-	-	-	-	

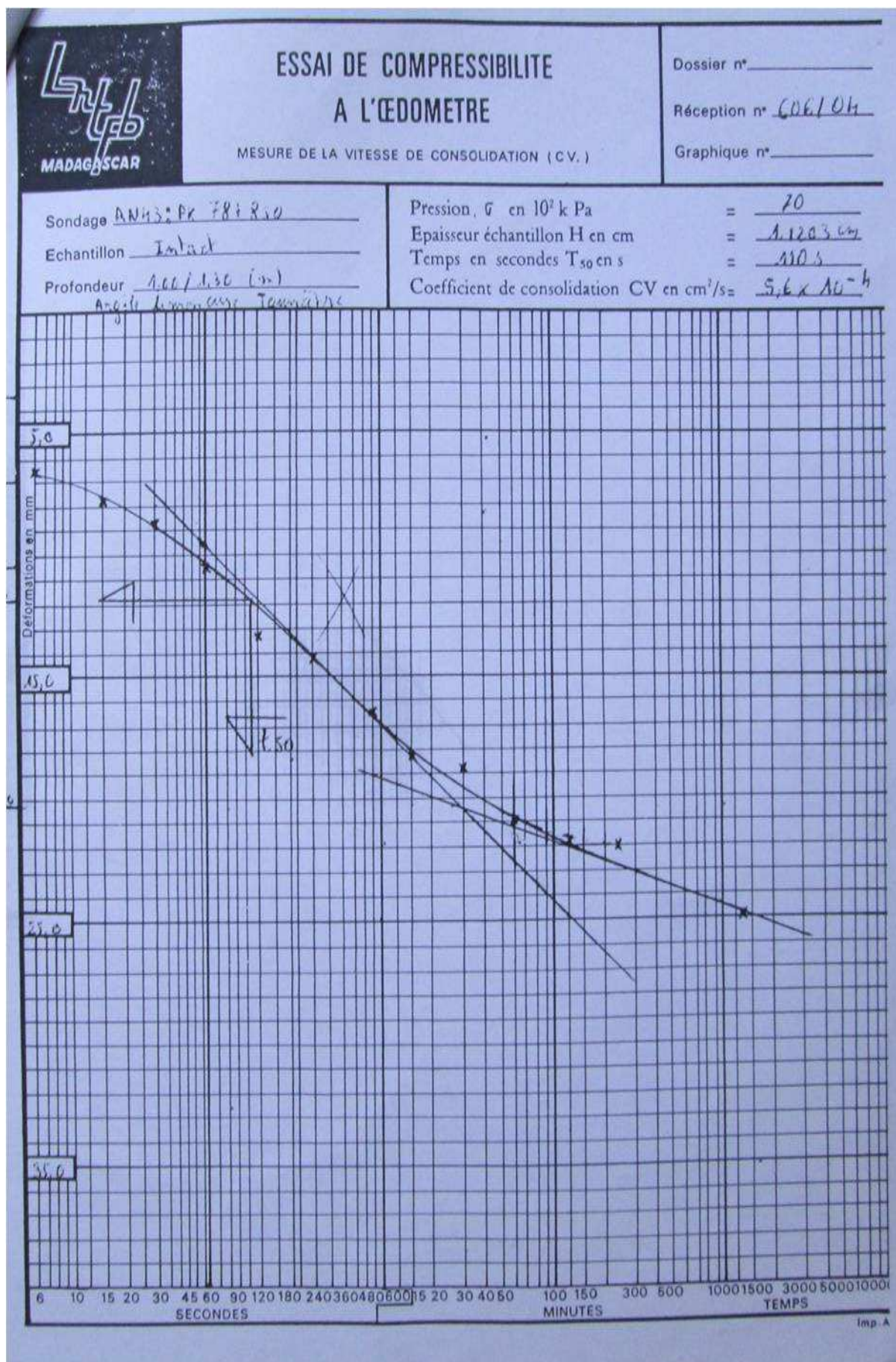
Résultats 03 des essais entrepris au laboratoire :

LTP MADAGASCAR		TABLEAU DE RESULTATS DES ESSAIS DE LABORATOIRE							Dossier n°.....
		ETUDE GEOTECHNIQUE CHANTIER: RN43: SOAVINANDRANA-FARATSIHO							Annexe n° 01.....
									Tableau n° 03.....
P.K		79+600	79+650	79+700	79+800	80+000	80+200	80+250	80+200
PROFONDEURS (m)		1,30 1,80	5,00 5,30	9,80 1,30	4,00 4,30	3,00 3,30	0,50 0,80	2,00 2,30	5,00 5,30
NATURE APPA- RENTE DES SOLS ECHAN- TILLONNES		Argile jaunâtre	Argile légère sableuse grise	Argile légère tourbeuse noirâtre	Argile légère sableuse grise	Argile jaunâtre	Argile sableuse grise	Argile sableuse grise	Argile grise
CARACT. DETAT	γ (kN/m ³)	15,8	18,8	16,3	16,5	15,0	18,6	19,7	17,3
	W (%)	53,8	49,8	51,8	40,1	62,9	30,6	28,3	42,2
	γ_d (kN/m ³)	10,3	11,2	10,7	10,3	9,8	14,2	15,3	12,2
	Sr (%)	90,0	97,1	95,8	69,1	97,4	95,7	100,0	99,1
	γ_s (kN/m ³)	26,8	26,3	25,4	25,6	26,7	26,0	27,0	25,1
IDENTIFICATION	Granulo-Sédiments % de passant à	2 mm	100	100	99	100	98	99	100
		0,40 mm	98	98	97	83	97	74	85
		80 μ	94	76	93	70	92	51	74
		20 μ	-	-	-	-	-	-	-
		2 μ	-	-	-	-	-	-	-
	L.d'Atterberg	WL (%)	80,5	52,9	63,7	56,7	96,9	51,9	34,0
		WP (%)	35,3	27,8	38,9	28,9	39,7	31,9	23,0
		IP (%)	45,2	25,1	24,8	27,8	57,2	20,0	11,0
		U _c	0,51	0,25	0,24	0,27	0,41	0,11	0,12
		U _e	0,51	0,25	0,24	0,27	0,41	0,11	0,12
CLASSIFICAT ⁿ L.P.C. G.T.R.	H.2.3	A7-5	A7-5	A7-5	A7-6	A7-5	A7-5	A6	A7-5
	L.P.C.	A _u	A _u	L _u	A _u	A _u	L _u	SA	A _u
	G.T.R.	A _u	A _u	A _u	A _u	A _u	A _u	A _u	A _u
COMPRESSIBILITE	σ_c (kPa)		35	39			31		42
	C _c		0,266	0,178			0,206		0,23
	C _g		0,044	0,025			0,017		0,01
DIAILLLEMENT BOITE TRIAxIAL	C _{uu} (kPa)	4	2	8	5	6	5	10	6
	φ_{uu} (°)	10	2	9	4	4	5	4	4
	C' (kPa)	-	-	-	-	-	-	-	-
	φ' (°)	-	-	-	-	-	-	-	-
AUTRES	e_0	1,602	1,349	1,373	1,486	1,724	0,831	0,765	1,06
	c_u (cm ² /s)	-	-	-	-	-	-	-	-
	k_v (cm/s)	-	-	-	-	-	-	-	-

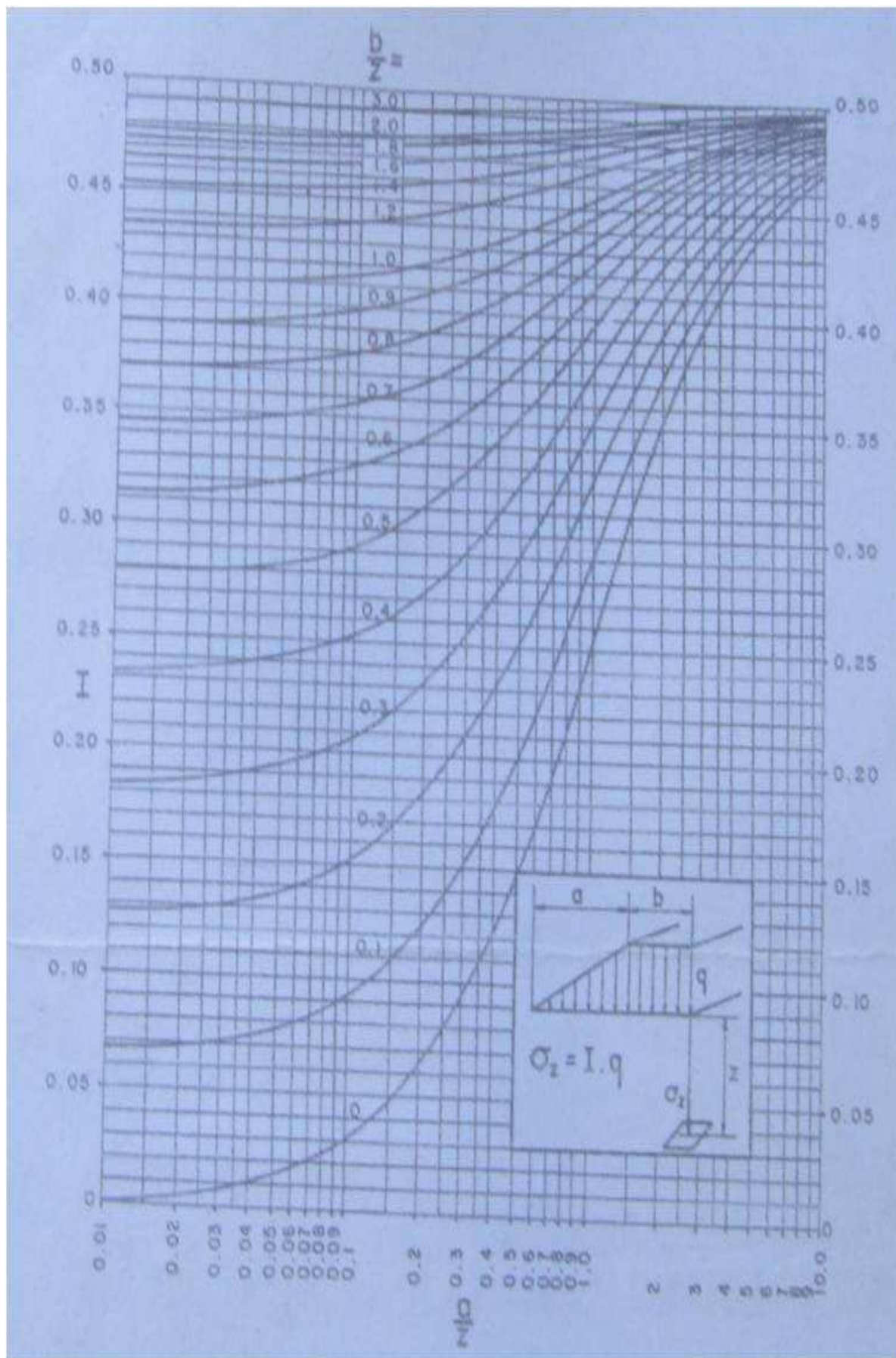
Résultats de l'essai triaxial :



Résultats des essais de compressibilité à l'oedomètre entrepris au laboratoire :



Abaque 1: Abaque d'Osterberg : Charge trapézoïdale de longueur infinie (demi- remblai)



Abaque 2 : Abaque de détermination de β pour la vérification du non poinçonnement de la digue :

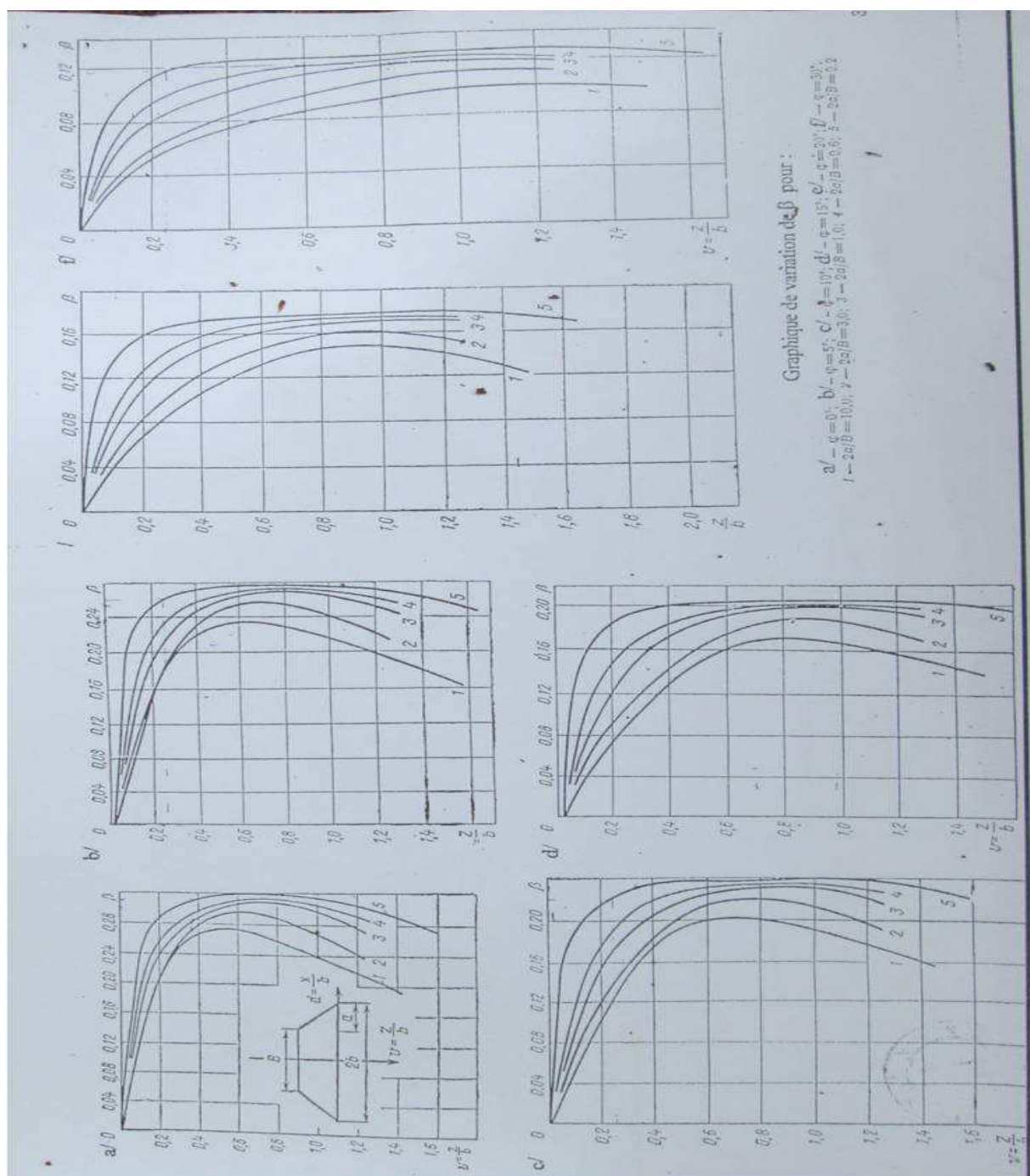


Tableau 1: Valeurs des facteurs de capacité portante en fonction de ϕ

ϕ	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45
N_γ	0	0,2	1,0	2,3	5,0	10,4	21,8	47,9	113	299
N_q	1,0	1,6	2,5	3,9	6,4	10,7	18,4	33,3	64,2	134,9
N_c	5,1	6,5	8,3	11,0	14,8	20,7	30,1	46,1	75,3	133,9

Source : Cours de géotechnique et fondation 2011

ANNEXES C : ETUDES DE
DIMENSSIONNEMENTS

ETUDES DE DIMENSIONNEMENT

Tableau 1 : Valeurs des modules d'élasticité pour un trafic T inférieur ou égale à T3

■ Chaussées à faible trafic $T \leq T_3$											
Couche de base	Catégorie 1 : $E_{GNT}=600\text{MPa}$ Catégorie 2 : $E_{GNT}=400\text{MPa}$ Catégorie 3 : $E_{GNT}=200\text{MPa}$										
Couche de fondation (GNT subdivisée en sous-couches de 0.25m d'épaisseur)	$E_{GNT}[1]=kE_{\text{plate forme support}}$ $E_{GNT[\text{sous-couche } i]}=kE_{[\text{sous-couche } (i-1)]}$ k variant selon la catégorie de la GNT : <table><tr><td>Catégorie</td><td>1</td><td>2</td><td>3</td></tr><tr><td>K</td><td>3</td><td>2.5</td><td>2</td></tr></table> E_{GNT} bornée par la valeur indiquée en couche de base.			Catégorie	1	2	3	K	3	2.5	2
Catégorie	1	2	3								
K	3	2.5	2								
■ Chaussées à moyen trafic (T2 et T1) : structures GB/GNT											
Couche de fondation (GNT subdivisée en sous-couches de 0.25m d'épaisseur)	$E_{GNT}[1]=3E_{\text{plate forme support}}$ $E_{GNT[\text{sous-couche } i]}=3E_{[\text{sous-couche } (i-1)]}$ E_{GNT} bornée par 360 MPa										
■ Chaussée à structure inverse											
	$E_{GNT}=480\text{ MPa}$										

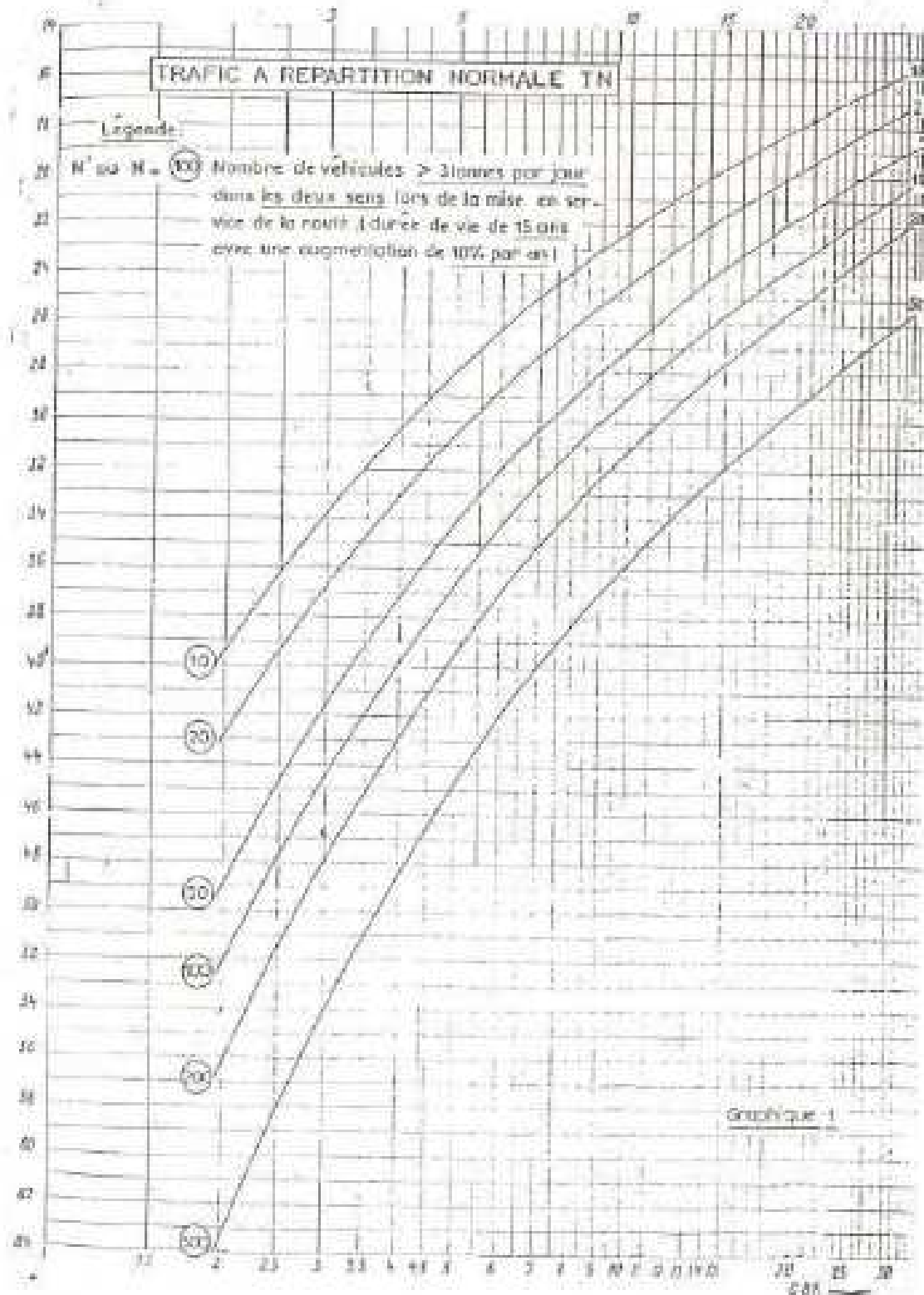
Source : Guide Technique LCPC

Tableau 2 : Valeurs des coefficients d'équivalence de trafic k

Couche	Nature de la couche	Module d'élasticité « E » (MPa)	Coefficient d'équivalence « a »
Couche de revêtement	Enduit superficielle Enrobé mince Enrobé épais	2500	1 1 2
Couche de base	Grave bitume Sol chaud Sol bitumé GCNT TV	500-1500 500-1500 300-500 300-500	2 1,5 1,5 1 0,8 à 0,9
Couche de fondation	$CBR \geq 40$ $30 < CBR < 40$ $20 < CBR < 30$	200 150-200 100-150	0,75 0,7 0,6
Couche de forme	$15 < CBR < 20$ $CBR < 10$	75-100 50	0,5 0,4

Source : Cours de Route, 2011

Abaque 1 : Abaque de dimensionnement de chaussée pour un trafic à répartition normale de poids lourds TN



Abaque 2 : Abaque de JEUFFROY – BACHELEZ pour la détermination des valeurs des contraintes dans l'axe de jumelage de deux roues jumelées, dans un système tricouche avec un

$$\text{rapport de module : } \frac{E_1}{E_2} = 3$$

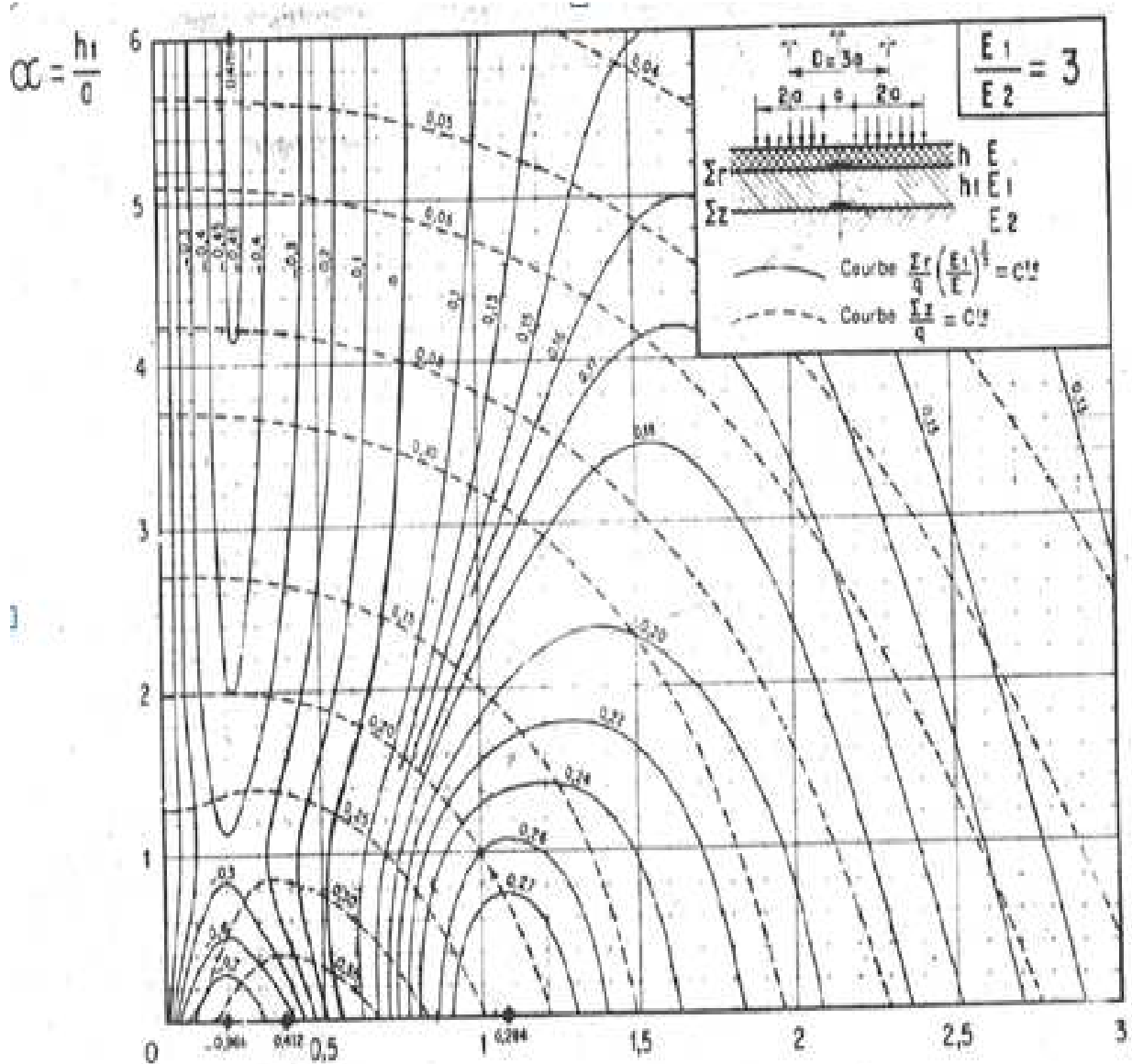


FIG. II b - CONTRAINTES DANS UN SYSTEME TRICOUCHE
Cas de deux roues jumelées
Contraintes dans l'axe du jumelage

$$\beta = \frac{h}{0} \sqrt[3]{\frac{E}{6 E_1}}$$

Abaque 3: Abaque de JEUFFROY – BACHELEZ pour la détermination des valeurs des contraintes dans l'axe de jumelage de deux roues jumelées, dans un système tricouche avec un

$$\text{rapport de module : } \frac{E_1}{E_2} = 9$$

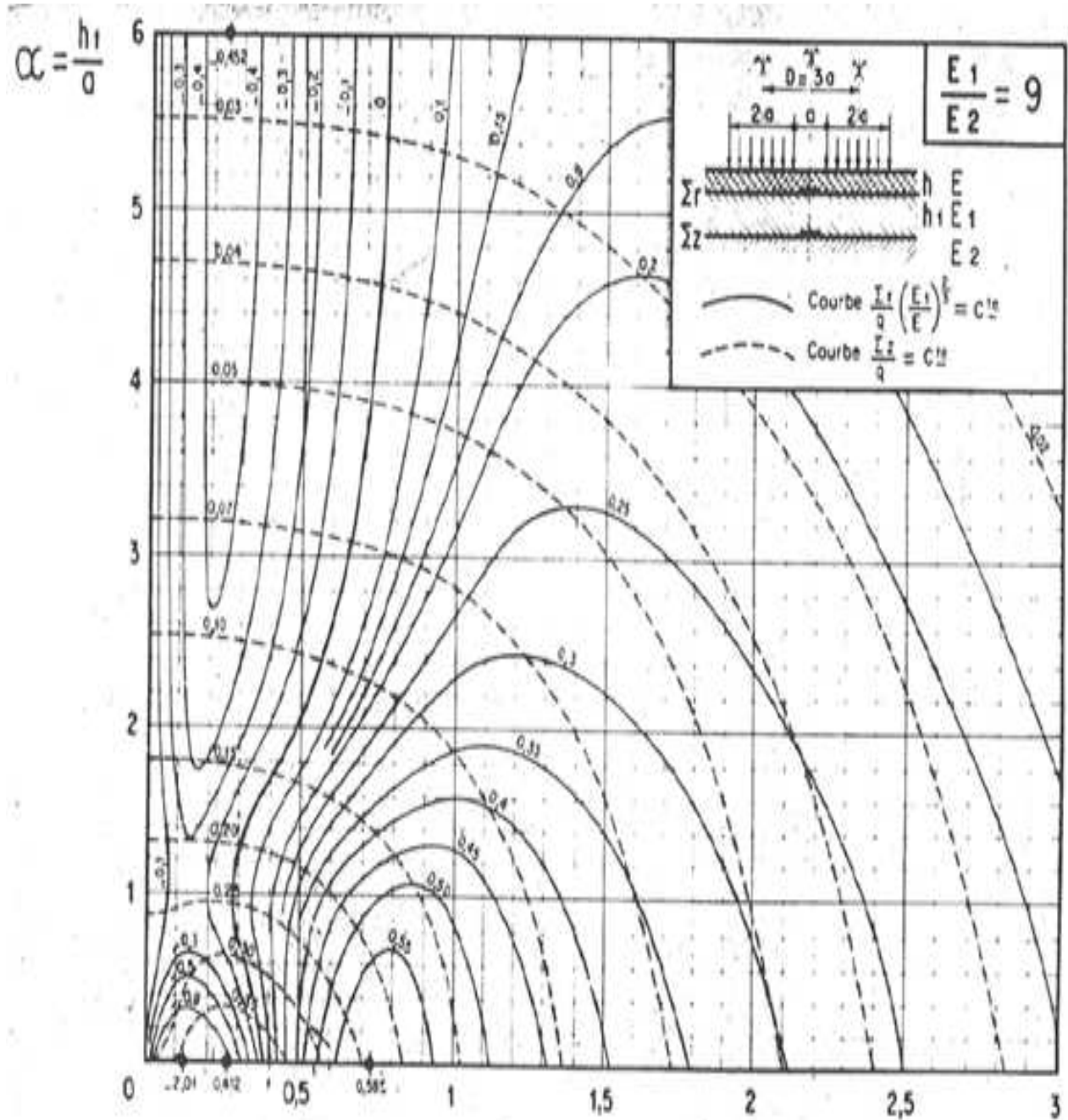


FIG. II c - CONTRAINTES DANS UN SYSTEME TRICOUCHE
Cas de deux roues jumelées
Contraintes dans l'axe du jumelage

$$\beta = \frac{h}{a} \sqrt{\frac{E}{6E_1}}$$

ANNEXE D : ETUDES DES MATÉRIAUX

ETUDES DES MATÉRIAUX

i. Fonctions du géotextile

i.i. Séparation

Le géotextile évite le mélange de deux sols ou matériaux de remblai de nature différente. Il joue alors le rôle anticontaminant.

i.ii. Filtration

Le géotextile maintient le sol et permet le passage de fluides à travers ou dans son plan. Il empêche aussi le passage des couches molles vers le remblai.

i.iii. Protection

Il empêche ou limite les endommagements localisés par un élément ou un matériau donné.

i.iv. Drainage

Il collecte et transporte les eaux pluviales, souterraines et ou d'autres fluides dans son plan (horizontal et vertical).

i.v. Renforcement

Il a la capacité de résistance pour améliorer les propriétés mécaniques du sol ou d'autres matériaux de construction. En outre, le géotextile est employé afin d'éviter le poinçonnement du sol d'assise et de réduire le tassement différentiel du remblai. Il uniformise et atténue les contraintes et/ou déformation de deux couches du matériau à protéger.

i.vi. Lutte contre l'érosion des surfaces

Il limite ou évite les mouvements du sol ; particulièrement sur une surface inclinée.

ii. Propriétés des géotextiles

Les propriétés des matériaux se mesurent en générale par le biais d'un ou plusieurs essais. Dans le paragraphe qui suit, on ne fait que citer les différentes propriétés du géotextile.

ii.i. Comportement en compression et épaisseur

Pour les géotextiles de types aiguilletés, ils sont compressibles et leur épaisseur se réduit sous la charge de compression. Pour les types thermoliés et les lisse, ils sont très peu compressibles. L'épaisseur courante du géotextile varie de 0,5 à 5 mm et d'autre peuvent même atteindre 20 mm.

ii.ii. Perméabilité

La perméabilité des géotextiles se mesure à l'aide d'un perméamètre fonctionnant suivant le même principe que celui utilisé pour les sols. Tous les géotextiles ont une perméabilité normale c'est-à-dire qu'ils laissent passer l'eau perpendiculairement à leur plan. Ils peuvent alors remplir le rôle du drain.

ii.iii. Rétention

Les géotextiles tissés et non-tissés ont la propriété de retentions des particules fines. En effet, la dimension des ouvertures entre filaments des non-tissés et fils des tissés est de l'ordre de quelques dizaines à centaines de microns.

ii.iv. Comportement en traction

Les géotextiles ont une bonne capacité de résistance à la traction. Cette résistance varie en fonction du type de géotextile utilisé et dépend également des producteurs.

ii.v. Durabilité

En générale, la durée de vie d'un géotextile est de plusieurs dizaines d'années et sa fonction est permanente. Néanmoins, la désorganisation de la structure, l'altération de la matière et perte de matière sont des dégradations possibles du géotextile. Grâce aux polymères constituant des géotextiles, ces derniers ont une bonne tenue aux résistances chimiques.

iii. Mécanismes d'endommagements du géotextile

Chaque fois que des géotextiles sont utilisés dans des applications de génie civil, la question de l'endommagement se pose. En effet les efforts mécaniques subits par les géotextiles durant l'installation et le compactage sont bien plus importants que ceux subits lors de leur mise en service. Les endommagements susceptibles sont les suivants :

iii.i. Abrasion

L'abrasion est typiquement causée par un glissement répété du géotextile sur un matériau abrasif. Ce type de dommage apparaît principalement lorsque le géotextile se trouve en surface. Ce sont des cas typiques où il y a des mouvements cycliques entre le géotextile et le sol en contact. L'abrasion réduit l'épaisseur du géotextile ce qui conduira localement à des réductions de résistance et aussi des changements des propriétés de filtration. Les abrasions sévères peuvent conduire à la destruction totale des géotextiles.

iii.ii. Entaille

Les entailles sont causées quand des matériaux tranchants sont en contact direct avec les géotextiles avec une possible combinaison avec les équipements vibrants. Les entailles ne causent pas des pertes immédiates de résistance lorsqu'elles sont dans la direction de la charge, mais elles le peuvent lorsqu'elles sont perpendiculaires à la charge.

iii.iii. Poinçonnement

Le poinçonnement intervient lorsque le matériau d'apport pointu et tranchant et versé directement sur le géotextile, ou par compactage lorsque des équipements lourds sont utilisés sur des fines couches de matériaux d'apport. Cette situation apparaît lorsque les géotextiles sont utilisés en séparation et filtration pour des digues ou sous des routes ou des voies ferrées.

iii.iv. Rupture sous contrainte

Les ruptures sous contraintes apparaissent lorsque le géotextile est soumis à de fortes contraintes ou déformations et est typiquement lié à l'utilisation des géotextiles en séparation sur sols mous avec des matériaux d'apport de large diamètre. Ces ruptures apparaissent également lorsque des équipements lourds sont acheminés sur des routes recouvertes d'une fine couche de graviers sur une sous couche molle.

iii.v. Rupture des fibres

Les ruptures des fibres interviennent lorsque des matériaux tranchants agissant comme des couteaux qui coupent les fibres des géotextiles. Les fibres dans les géotextiles sont relativement fines et peuvent être facilement coupées ceci réduisant leur résistance.

iii.vi. Déchirement

La déchirure apparaît lorsque le géotextile est sujet à des forces de déchirement tendant à le vriller. Le déchirement est un mécanisme qui apparaît lorsque le géotextile a été préalablement endommagé par un autre mécanisme comme des ruptures en contrainte ou des coupures de fibres entraînant une propagation de la déchirure et une surcontrainte sur les fibres restantes.

iv. Mises en œuvre des géotextiles

La mise en œuvre des géotextiles s'effectue en trois phases :

iv.i. La phase de préparation

Une liste des propriétés requise par le géotextile doit être établie à priori. Les valeurs des différentes propriétés du géotextile et sa dimension avec les références des procédures d'essais doivent être su à l'avance. La pose des bandes de géotextile s'effectue suivant le sens des contraintes principales. En cas de besoin, une vérification par des essais en laboratoire des caractéristiques des géotextiles livrés par les producteurs peuvent être réalisée.

iv.ii. La phase d'installation

Cette phase consiste au découpage du rouleau selon la dimension nécessaire et après, la couture des bandes voisines avec un recouvrement de 1 m sur le sol de mauvaise caractéristique (sol mou) et de 0,3 m sur le sol ferme.

iv.iii. La phase de recouvrement

Le géotextile doit être recouvert au plus vite que possible après l'installation pour le protéger de l'effet de la lumière.

v. Effet du géotextile sur le remblai

v.i. Stabilité

La stabilité du talus de la digue peut être améliorée grâce à une intercalation de bande de géotextile répartie en plusieurs niveaux. Ainsi, le géotextile a aussi le rôle de reprendre les risques de rupture circulaire.

v.ii. Tassement

Le géotextile permet de répartir les contraintes ce qui abouti à la diminution du tassement différentielle. Néanmoins, il n'empêche ni ne diminue le tassement total car cette déformation concerne les couches de fondation.

v.iii. Portance

En générale, la portance du remblai ne s'améliore grâce à l'utilisation du géotextile que s'il y a emboîtement de matériau ayant un angle de frottement de 30° au minimum. Ainsi, pour ce cas d'étude, avec un angle de frottement de 20° l'amélioration de portance n'est pas très envisageable.

NB : Un géotextile est différent d'un géomembrane. Ces derniers, contrairement au géotextile, sont étanches. Les géomembranes sont les feuilles synthétiques utilisées pour le revêtement des barrages et des canaux.

Contrairement au géomembrane, les géotextiles sont perméables à l'eau tout en retenant les particules fines. Les géotextiles ont un coefficient de frottement élevé, une bonne résistance au poinçonnement et à la compression. Ils ont alors les mêmes propriétés que les graviers et les sables mais avec un atout supplémentaire : la résistance à la traction.

Tableau 1 : Valeur de β_1 , k et ρ_1 en fonction de μ_1

Valeurs de β_1 , k et ρ_1 en fonction de μ_1											
μ_1	β_1	k	ρ_1	μ_1	β_1	k	ρ_1	μ_1	β_1	k	ρ_1
0,5222	0,680	1,600	76,80	0,0394	0,770	0,148	5,12	0,0087	0,860	0,048	1,01
0,4498	0,682	1,382	65,95	0,0381	0,772	0,144	4,93	0,0084	0,862	0,047	0,97
0,3940	0,684	1,215	57,61	0,0368	0,774	0,140	4,76	0,0081	0,864	0,046	0,94
0,3498	0,686	1,082	51,00	0,0356	0,776	0,137	4,59	0,0078	0,866	0,045	0,90
0,3139	0,688	0,975	45,63	0,0344	0,778	0,133	4,43	0,0075	0,868	0,044	0,87
0,2842	0,690	0,886	41,19	0,0333	0,780	0,129	4,27	0,0072	0,870	0,043	0,83
0,2591	0,692	0,812	37,45	0,0322	0,782	0,126	4,12	0,0070	0,872	0,042	0,80
0,2377	0,694	0,746	34,26	0,0312	0,784	0,123	3,98	0,0067	0,874	0,041	0,77
0,2193	0,696	0,691	31,51	0,0302	0,786	0,120	3,84	0,0064	0,876	0,039	0,73
0,2032	0,698	0,642	29,11	0,0292	0,788	0,117	3,70	0,0061	0,878	0,038	0,70
0,1890	0,700	0,600	27,00	0,0282	0,790	0,114	3,58	0,0059	0,880	0,037	0,67
0,1764	0,702	0,562	25,13	0,0273	0,792	0,111	3,45	0,0057	0,882	0,037	0,65
0,1652	0,704	0,528	23,47	0,0265	0,794	0,108	3,33	0,0055	0,884	0,036	0,62
0,1551	0,706	0,498	21,97	0,0256	0,796	0,105	3,22	0,0052	0,886	0,035	0,59
0,1460	0,708	0,472	20,63	0,0248	0,798	0,103	3,11	0,0050	0,888	0,034	0,57
0,1378	0,710	0,446	19,41	0,0240	0,800	0,100	3,00	0,0048	0,890	0,033	0,54
0,1303	0,712	0,423	18,30	0,0232	0,802	0,097	2,90	0,0046	0,892	0,032	0,52
0,1233	0,714	0,403	17,28	0,0225	0,804	0,095	2,80	0,0044	0,894	0,031	0,49
0,1170	0,716	0,384	16,35	0,0218	0,806	0,093	2,70	0,0042	0,896	0,030	0,47
0,1112	0,718	0,366	15,49	0,0211	0,808	0,091	2,61	0,0040	0,898	0,029	0,45
0,1058	0,720	0,350	14,70	0,0204	0,810	0,088	2,52	0,0038	0,900	0,029	0,43
0,1008	0,722	0,335	13,97	0,0197	0,812	0,086	2,43	0,0034	0,905	0,027	0,38
0,0962	0,724	0,321	13,29	0,0191	0,814	0,084	2,35	0,0030	0,910	0,025	0,33
0,0919	0,726	0,308	12,65	0,0185	0,816	0,082	2,27	0,0026	0,915	0,023	0,29
0,0878	0,728	0,296	12,06	0,0179	0,818	0,080	2,19	0,0023	0,920	0,021	0,25
0,0840	0,730	0,284	11,51	0,0173	0,820	0,078	2,11	0,0020	0,925	0,019	0,22
0,0805	0,732	0,273	10,99	0,0168	0,822	0,076	2,04	0,0017	0,930	0,018	0,19
0,0771	0,734	0,263	10,51	0,0162	0,824	0,075	1,97	0,0015	0,935	0,016	0,16
0,0740	0,736	0,254	10,05	0,0157	0,826	0,073	1,90	0,0012	0,940	0,015	0,13
0,0710	0,738	0,245	9,62	0,0152	0,828	0,071	1,83	0,0010	0,945	0,013	0,11
0,0682	0,740	0,236	9,22	0,0147	0,830	0,069	1,77	0,0008	0,950	0,012	0,09
0,0656	0,742	0,228	8,84	0,0142	0,832	0,068	1,71	0,0007	0,955	0,010	0,07
0,0630	0,744	0,221	8,47	0,0137	0,834	0,066	1,65	0,0005	0,960	0,009	0,05
0,0606	0,746	0,214	8,13	0,0133	0,836	0,065	1,59	0,0004	0,965	0,008	0,04
0,0584	0,748	0,207	7,81	0,0128	0,838	0,063	1,53	0,0003	0,970	0,007	0,03
0,0562	0,750	0,200	7,50	0,0124	0,840	0,062	1,48	0,0002	0,975	0,005	0,02
0,0542	0,752	0,194	7,21	0,0120	0,842	0,060	1,42	0,0001	0,980	0,004	0,01
0,0522	0,754	0,188	6,93	0,0116	0,844	0,059	1,37	0,0000	0,990	0,002	0,00
0,0504	0,756	0,182	6,66	0,0112	0,846	0,057	1,32				
0,0486	0,758	0,177	6,41	0,0108	0,848	0,056	1,27				
0,0469	0,760	0,171	6,17	0,0104	0,850	0,055	1,23				
0,0453	0,762	0,166	5,94	0,0101	0,852	0,053	1,18				
0,0437	0,764	0,161	5,72	0,0097	0,854	0,052	1,14				
0,0422	0,766	0,157	5,51	0,0094	0,856	0,051	1,10				
0,0408	0,768	0,153	5,31	0,0090	0,858	0,049	1,05				

ANNEXE E : AVANT MÉTRÉ ET EXEMPLES
DE SOUS-DETAILS DE PRIX UNITAIRES

AVANT-MÉTRÉ DE DALOT 100×100

Désignation	unité	Longueur (m)	Largeur (m)	Hauteur (m)	Nombre	Quantité partielle	Quantité cumulée
Maçonnerie de moellon	m ³						
Pied droit	m ³ /ml	1,00	0,40	1,00	2	0,80	0,80
Amont	m ³	1,50	0,40	1,60	1	0,96	
		1,50	0,40	1,60	1	0,96	
		1,50	0,40	1,20	1	0,72	2,64
Aval	m ³	1,50	0,68	0,40	2	0,81	
	m ³	1,50	0,40	0,50	2	0,60	1,41
Mur de tête	m ³	2,10	0,40	0,50	2	0,84	0,84
						5,69	5,69
Béton 350	m ³						
Corps	m ³ /ml	1,00	1,80	0,20	1	0,36	0,36
Amont	m ³	2,25	2,20	0,20	1	0,99	0,99
Aval	m ³	1,75	1,80	0,20	1	0,63	
		1,75	0,85	0,20	1	0,30	0,93
Dalle	m ³ /ml	1,00	1,80	0,20	1	0,36	0,36
Parafouille	m ³	0,20	3,50	0,60	1	0,42	0,42
							3,06
Béton 150	m ³						
Corps	m ³ /ml	1,00	1,80	0,10	1	0,18	0,18
Amont	m ³	2,30	2,20	0,10	1	0,51	0,51
Aval	m ³	1,75	1,80	0,10	1	0,32	
	m ³	1,75	0,85	0,10	1	0,15	
	m ³	1,20	0,45	0,10	2	0,11	0,57
							1,26
Fouille	m ³						
Pied droit	m ³ /ml	1,00	2,80	2,50	1	7,00	7,00
Amont	m ³	2,30	3,20	2,60	1	19,14	19,14
Aval	m ³	1,75	3,40	0,80	1	4,76	
	m ³	2,30	0,90	0,30	2	1,24	6,00
							32,14
Enrochement	m ³						
Amont	m ³	6,00	1,00	0,60	1	3,60	3,60
Aval	m ³	6,00	2,00	0,25	1	3,00	3,00
							6,60
Acier pour BA			Ratio				
Dalle	kg/m ³	1,00	70				70,00

AVANT-MÉTRÉ DU DALOT EN BÉTON ARMÉ 1×4×3

Désignation	Unité	Longueur (m)	Largeur (m)	Surface (m ²)	Epaisseur (m)	Nombre	Quantité partielle	Quantité cumulé
Fouille en terrain de toute nature	m ³							58,85
Para fouille		15,11	0,40		1,20	2,00	14,51	
Radier corps		15,95	4,50		0,25	1,00	17,94	
Ouverture		5,00	4,20		0,40	1,00	8,40	
		5,00	1,75		0,40	2,00	7,00	
		5,00	5,50		0,40	1,00	11,00	
Remblai	m ³	12,60	5,30		0,80	1,00	53,42	53,42
Lit de sable	m ³	15,95	5,30		0,05	1,00	4,23	4,23
Béton de propreté Q250	m ³							11,72
Corps		15,95	4,50		0,10	1,00	7,18	
Amont		4,88	4,00		0,10	1,00	1,95	
Aval		4,88	5,31		0,10	1,00	2,59	
Béton Q350	m ³							114,94
Dalle+radier		15,95	4,50		0,25	2,00	35,89	
Pied droit		15,95	0,25		3,00	2,00	23,92	
Ailes amont		5,37	1,67		0,60	2,00	10,73	
Ailes aval		5,66	1,67		0,65	2,00	12,25	
Radier amont		4,88	4,00		0,25	1,00	4,88	
		4,88	1,45		0,25	2,00	3,54	
Radier aval		4,88	5,31		0,25	1,00	6,48	
Para fouille		15,11	0,20		1,00	2,00	6,04	
Gouchet								
Corps		15,95	0,40		0,20	4,00	5,10	
Amont		5,37	0,40		0,20	2,00	0,86	
Aval		4,88	0,40		0,20	2,00	0,78	
Guide roue		15,95		0,14		2,00	4,47	
Acier pour B.A dalle	kg	17,94			ratio 80,00		1 794,37	11 047,70
Pied droit +ailes		46,91			80,00		4 690,53	
Radier+autres		45,63			90,00		4 562,79	
Gabion	m ³							8,00
Amont		10,00	1,00		0,50		5,00	
Aval		6,00	1,00		0,50		3,00	
Enrochement	m ³	7,56	2,00		0,50	2,00	15,11	15,11
Matériau de substitution	m ³	-	-		-	-	-	-
Garde corps	ml	-				-	-	-
Géotextile	m ²	16,00	1,00			1,00	16,00	16,00

AVANT-MÉTRÉ DU DALOT EN BÉTON ARMÉ 2×4×3

Désignation	Unité	Longueur (m)	Largeur (m)	Surface (m ²)	Epaisseur (m)	Nombre	Quantité partielle	Quantité cumulé
Fouille en terrain de toute nature	m ³							84,05
Parafouille		23,71	0,40		1,20	2	22,76	
Radier corps		19,90	4,50		0,25	1	22,39	
Ouverture		5,00	8,25		0,40	1	16,50	
		5,00	1,48		0,40	2	5,90	
		5,00	8,25		0,40	1	16,50	
Remblai	m ³	10,00	5,30		0,80	2	84,80	84,80
Lit de sable	m ³	19,90	5,30		0,05	1	5,27	5,27
Béton de propreté Q250	m ³							27,54
Corps		19,90	8,75		0,10	1	17,43	
Amont		4,88	8,25		0,10	1	4,03	
		4,88	1,48		0,10	2	1,44	
Aval		4,88	9,56		0,10	1	4,67	
Béton Q350	m ³							232,02
Dalle+radier		19,90	8,75		0,30	2	104,48	
Pied droit		19,90	3,00		0,25	3	44,78	
Ailes amont		5,25	1,67		0,60	2	11,89	
Ailes aval		5,25	1,67		0,65	2	12,88	
Radier amont		4,88	8,25		0,30	1	12,08	
		4,88	1,48		0,30	2	4,32	
Radier aval		4,88	8,25		0,30	1	12,08	
Parafouille		23,71	0,20		1,00	2	9,48	
Gouchet								
Corps		19,90	0,40		0,20	8	12,74	
Amont		5,25	0,40		0,20	2	0,95	
Aval		4,88	0,40		0,20	2	0,78	
Guide roue		19,90		0,14		2	5,57	
Acier pour B.A	kg				ratio			19 663,69
Dalle		52,24			80,00		4 179,00	
Pied droit +ailes		69,54			80,00		5 563,35	
Radier+autres		110,24			90,00		9 921,34	
Gabion	m ³							14,00
Amont		16,00	1,00		0,50		8,00	
Aval		12,00	1,00		0,50		6,00	
Enrochement	m ³	11,86	2,00		0,50	2	23,71	23,71
Matériau de Substitution	m ³	-	-		-	-	-	-
garde corps	ml	-				-	-	-
Géotextile	m ²	28,00	1,00			1	28,00	28,00



EXEMPLES DE SOUS-DETAILS DE PRIX UNITAIRE

Prix N°02-05	
Désignation :	Remblai d'emprunt
Rendement :	250 m ³ /j

Composante des prix			COUTS DIRECTS			DEPENSES DIRECTES			TOTAL
Désignation	Unité	Quantité	Unité	Quantité	PU	Matériel	Main d'œuvre	Matériaux	
MATERIEL									
Outillage	Fft	1	Fft	1	10 000	10 000			
Camion	U	4	h	6	50 000	1 200 000			
Niveleuse	U	1	h	3	75 000	225 000			
Compacteur	U	2	h	3	75 000	450 000			
Camion citerne	U	1	h	2	50 000	100 000			
MAIN D'ŒUVRE									1 985 000
Conducteur de travaux	Hj	1	h	3	5 500		16 500		
Chef de chantier	Hj	1	h	3	3 000		9 000		
Chef d'équipe	Hj	1	h	4	2 000		8 000		
Manœuvre	Hj	2	h	6	1 000		24 000		
Conducteur d'engin	Hj	3	h	3	1 500		13 500		
Chauffeur 1	Hj	4	h	6	1 500		36 000		
Chauffeur 2	Hj	1	h	2	1 500		3 000		
MATERIAUX									110 000
Remblai	m ³	1	m ³	250	7 100			1 775 000	1 775 000
					K=1,405	TOTAL DES DEBOURSES D			3 870 000
						P.U=K*D/R			21 672
						Arrondi à			21 700



Prix N°04-021	
Désignation :	Couche de fondation TV 0/60
Rendement :	180 m ³ /j

Composante des prix			COUTS DIRECTS			DEPENSES DIRECTES			TOTAL
Désignation	Unité	Quantité	Unité	Quantité	PU	Matériel	Main d'œuvre	Matériaux	
MATERIEL									
Outillage	Fft	1	Fft	1	10 000	10 000			
Camion	U	3	h	6	50 000	900 000			
Niveleuse	U	1	h	4	75 000	300 000			
Camion citerne	U	1	h	2	50 000	100 000			
Compacteur	U	1	h	4	75 000	300 000			
MAIN D'ŒUVRE									1 650 000
Conducteur de travaux	Hj	1	h	3	5 500		16 500		
Chef de chantier	Hj	1	h	3	3 000		9 000		
Chef d'équipe	Hj	1	h	4	2 000		8 000		
Manœuvre	Hj	8	h	6	1 000		48 000		
Chauffeur 1	Hj	3	h	6	1 500		27 000		
Chauffeur 2	Hj	1	h	2	1 500		3 000		
Conducteur d'engin	Hj	2	h	4	1 500		12 000		
MATERIAUX									123 500
TV 0/60	m ³	1	m ³	180	21 700			3 906 000	3 906 000
					K=1,405	TOTAL DES DEBOURSES D			5 639 500
						P.U=K*D/R			43 863
						Arrondi à			43 900



Prix N°04-03	
Désignation :	Couche de base GNT 0/31 ⁵
Rendement :	160 m ³ /j

Composante des prix			COUTS DIRECT			DEPENSES DIRECTES			TOTAL
Désignation	Unité	Quantité	Unité	Quantité	PU	Matériel	Main d'œuvre	Matériaux	
MATERIEL									
Outils	Fft	1	Fft	1	10 000	10 000			
Camion	U	3	h	6	50 000	900 000			
Niveleuse	U	1	h	4	75 000	300 000			
Camion citerne	U	1	h	2	50 000	100 000			
Compacteur	U	1	h	4	75 000	300 000			
MAIN D'ŒUVRE									1 560 000
Conducteur de travaux	Hj	1	h	3	5 500		16 500		
Chef de chantier	Hj	1	h	3	3 000		9 000		
Chef d'équipe	Hj	1	h	4	2 000		8 000		
Manœuvre	Hj	6	h	6	1 000		36 000		
Chauffeur 1	Hj	3	h	6	1 500		27 000		
Chauffeur 2	Hj	1	h	2	1 500		3 000		
Conducteur d'engin	Hj	2	h	4	1 500		12 000		
MATERIAUX									111 500
GCNT 0/31,5	m ³	1	m ³	160	23 450			3 752 000	3 752 000
					K=1,405	TOTAL DES DEBOURSEES D			5 473 500
						P.U=K*D/R			47 893
						Arrondi à			47 900



Prix N°04-04	
Désignation :	Gravillon pour enduit superficiel
Rendement :	160 m ³ /j

Composante des prix			COUTS DIRECTS			DEPENSES DIRECTES			TOTAL
Désignation	Unité	Quantité	Unité	Quantité	PU	Matériel	Main d'œuvre	Matériaux	
MATERIEL									
Outils	Fft	1	Fft	1	10 000	10 000			
Répandeur	U	2	h	6	50 000	600 000			
Compacteur	U	1	h	6	75 000	450 000			
MAIN D'ŒUVRE									1 060 000
Conducteur de travaux	Hj	1	h	3	5 500		16 500		
Chef de chantier	Hj	1	h	3	3 000		12 000		
Chef d'équipe	Hj	1	h	4	2 000		8 000		
Manœuvre	Hj	6	h	6	1 000		36 000		
Conducteur d'engin	Hj	1	h	6	1 500		27 000		
Chauffeur	Hj	2	h	6	1 500		18 000		
MATERIAUX									96 500
Gravillon	m ³	1	m ³	160	22 750			3 640 000	3 640 000
					K=1,405	TOTAL DES DEBOURSEES D			4 796 500
						P.U=K*D/R			41 969
						Arrondi à			42 000



Prix N°04-05	
Désignation :	Couche d'imprégnation ECM 60
Rendement :	2500 m ² /j

Composante des prix			COUTS DIRECTS			DEPENSES DIRECTES			TOTAL
Désignation	Unité	Quantité	Unité	Quantité	PU	Matériel	Main d'œuvre	Matériaux	
MATERIEL									
Outils	Fft	1	Fft	1	10 000	10 000			
Répandeur	U	1	h	4	40 000	160 000			
Balayeuse	U	1	h	4	60 000	240 000			
Camion tracteur	U	1	h	4	80 000	320 000			
Compacteur	U	1	h	4	75 000	300 000			
MAIN D'ŒUVRE									1 030 000
Conducteur de travaux	Hj	1	h	1	5 500		5 500		
Chef de chantier	Hj	1	h	1	3 000		3 000		
Chef d'équipe	Hj	1	h	2	2 000		4 000		
Manœuvre	Hj	6	h	6	1 000		36 000		
Conducteur d'engin	Hj	2	h	4	1 500		12 000		
Chauffeur	Hj	2	h	4	1 500		12 000		
MATERIAUX									72 500
ECM 60	T	1	m ³	2 500	1 435 000			3 587 500 000	3 587 500 000
					K=1,405	TOTAL DES DEBOURSES D			3 588 602 500
						P.U=K*D/R			2 512 022
						Arrondi à			2 512 025



Prix N°03-05	
Désignation :	Béton Q 150
Rendement :	2 m ³ /j

Composante des prix			COUTS DIRECTS			DEPENSES DIRECTES			TOTAL
Désignation	Unité	Quantité	Unité	Quantité	PU	Matériel	Main d'œuvre	Matériaux	
MATERIEL									
Outils	Fft	1	Fft	1	15 000	15 000			
Camion	U	1	h	3	50 000	150 000			
MAIN D'ŒUVRE									165 000
Chef de chantier	Hj	1	h	1	3 000		3 000		
Chef d'équipe	Hj	1	h	4	2 000		8 000		
Ouvrier spécialisé	Hj	2	h	6	1 500		18 000		
Manœuvre	Hj	4	h	6	1 000		24 000		
Chauffeur	Hj	1	h	3	1 500		4 500		
MATERIAUX									57 500
Gravillon	m ³	0,8	m ³	1,6	20 000			32 000	
Sable	m ³	0,4	m ³	0,8	16 000			12 800	
Ciment	kg	150	kg	300	500			150 000	194 800
					K=1,405	TOTAL DES DEBOURSES D			417 300
						P.U=K*D/R			292 110
						Arrondi à			292 150



Prix N°03-06	
Désignation :	Béton Q 250
Rendement :	2 m ³ /j

Composante des prix			COUTS DIRECTS			DEPENSES DIRECTES			TOTAL
Désignation	Unité	Quantité	Unité	Quantité	PU	Matériel	Main d'œuvre	Matériaux	
MATERIEL									
Outils	Fft	1	Fft	1	15 000	15 000			
Camion	U	1	h	3	50 000	150 000			
MAIN D'ŒUVRE									165 000
Chef de chantier	Hj	1	h	1	3 000		3 000		
Chef d'équipe	Hj	1	h	3	2 500		7 500		
Ouvrier spécialisé	Hj	2	h	4	1 500		12 000		
Manœuvre	Hj	4	h	4	1 000		16 000		
Chauffeur	Hj	1	h	3	1 500		4 500		
MATERIAUX									43 000
Gravillon	m ³	0,8	m ³	1,6	20 000			32 000	
Sable	m ³	0,4	m ³	0,8	16 000			12 800	
Ciment	kg	250	kg	500	500			250 000	294 800
					K=1,405	TOTAL DES DEBOURSES D			502 800
						P.U=K*D/R			351 960
						Arrondi à			352 000



Prix N°03-07	
Désignation :	Béton Q 350
Rendement :	2 m ³ /j

Composante des prix			COUTS DIRECTS			DEPENSES DIRECTES			TOTAL
Désignation	Unité	Quantité	Unité	Quantité	PU	Matériel	Main d'œuvre	Matériaux	
MATERIEL									
Outils	Fft	1	Fft	1	15 000	15 000			
Camion	U	1	h	3	50 000	150 000			
MAIN D'ŒUVRE									165 000
Chef de chantier	Hj	1	h	1	3 000		3 000		
Chef d'équipe	Hj	1	h	4	2 500		10 000		
Ouvrier spécialisé	Hj	2	h	6	1 500		18 000		
Manœuvre	Hj	4	h	6	1 000		24 000		
Chauffeur	Hj	1	h	3	1 500		4 500		
MATERIAUX									59 500
Gravillon	m ³	0,8	m ³	1,6	20 000			32 000	
Sable	m ³	0,4	m ³	0,8	16 000			12 800	
Ciment	kg	350	kg	700	500			350 000	394 800
					K=1,405	TOTAL DES DEBOURSES D			619 300
						P.U=K*D/R			433 510
						Arrondi à			433 550



Prix N°02-09	
Désignation :	Engazonnement
Rendement :	120 m ² /j

Composante des prix			COUTS DIRECTS			DEPENSES DIRECTES			TOTAL
Désignation	Unité	Quantité	Unité	Quantité	PU	Matériel	Main d'œuvre	Matériaux	
MATERIEL									
Outillage	Fft	1	Fft	1	10 000	10 000			
Camion	U	1	h	6	18 000	108 000			
MAIN D'ŒUVRE									118 000
Conducteur de travaux	Hj	1	h	1	5 500		5 500		
Chef de chantier	Hj	1	h	1	3 000		3 000		
Chef d'équipe	Hj	1	h	1	1 500		1 500		
Manœuvre	Hj	4	h	6	1 000		24 000		
Chauffeur	Hj	1	h	6	1 500		9 000		
MATERIAUX									43 000
Gazon	m²	1	m²	120	1 050			126 000	126 000
					K=1,405	TOTAL DES DEBOURSES D			287 000
						P.U=K*D/R			3 348
						Arrondi à			3 350



Prix N°03-04	
Désignation :	Fouille pour ouvrage
Rendement :	50 m ³ /j

Composante des prix			COUTS DIRECTS			DEPENSES DIRECTES			TOTAL
Désignation	Unité	Quantité	Unité	Quantité	PU	Matériel	Main d'œuvre	Matériaux	
MATERIEL									
Outilsage	Fft	1	Fft	30	5 000	150 000			
MAIN D'ŒUVRE									150 000
Conducteur de travaux	Hj	1	h	1	5 500		5 500		
Chef de chantier	Hj	1	h	1	3 000		3 000		
Chef d'équipe	Hj	1	h	1	2 000		2 000		
Ouvrier spécialisé	Hj	1	h	6	1 500		9 000		
Manœuvre	Hj	4	h	6	1 000		24 000		43 500
					K=1,405	TOTAL DES DEBOURSES D			193 500
						P.U=K*D/R			5 418
						Arrondi à			5 500



Prix N°03-04	
Désignation :	Curage de dalots
Rendement :	50 ml/j

Composante des prix			COUTS DIRECTS			DEPENSES DIRECTES			TOTAL
Désignation	Unité	Quantité	Unité	Quantité	PU	Matériel	Main d'œuvre	Matériaux	
MATERIEL									
Outillage	Fft	1	Fft	1	10 000	10 000			
MAIN D'ŒUVRE									10 000
Chef d'équipe	Hj	2	h	2	5 500		22 000		
Manœuvre	Hj	10	h	6	1 000		60 000		82 000
					K=1,405	TOTAL DES DEBOURSES D			92 000
						P.U=K*D/R			12 880
						Arrondi à			12 900

ANNEXE F : PLANS, PROFILS TYPES ET
SHÉMA D'ITINÉRAIRE

Figure 1 : Géométrie finale de la digue

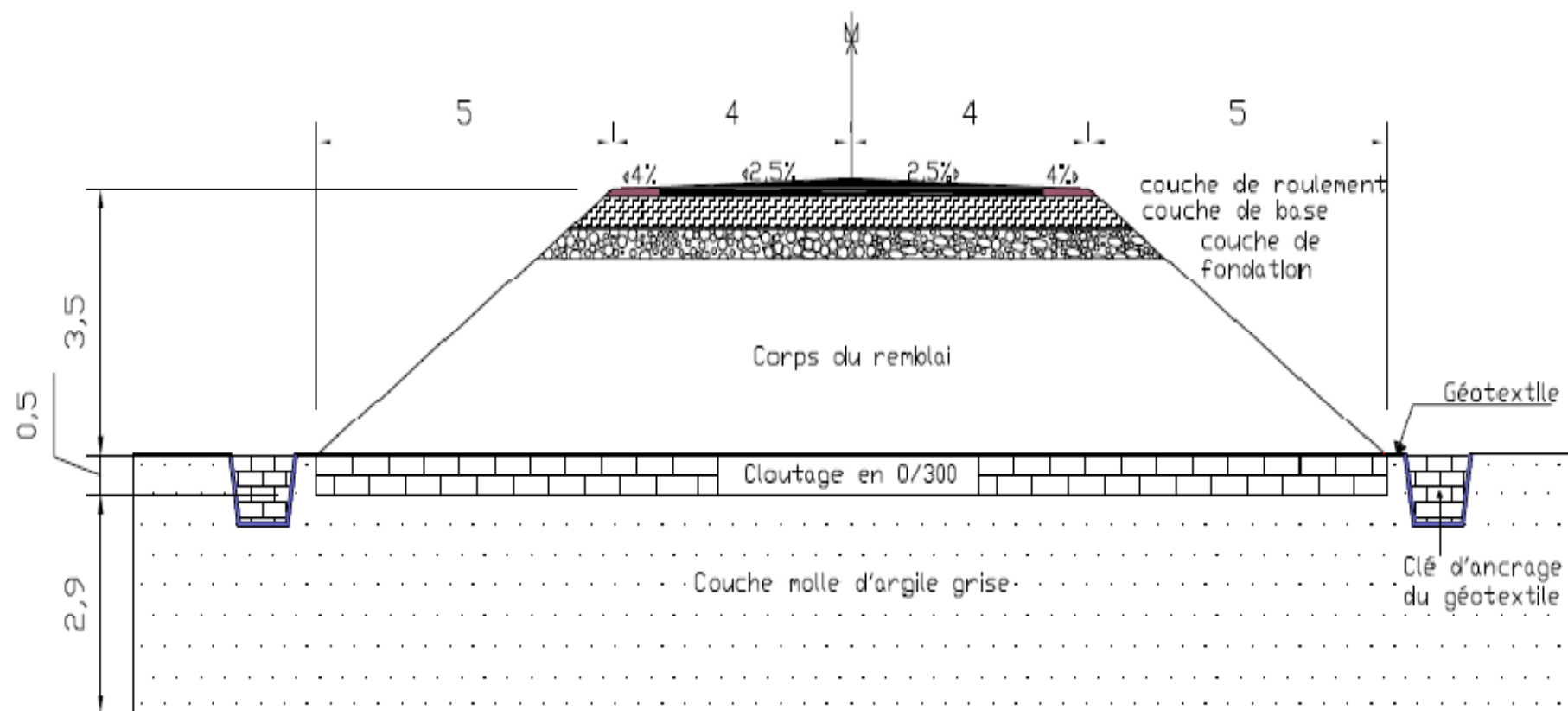


Figure 2 : Résultats schématiques vis-à-vis de la rupture rotationnelle au droit du profil P1

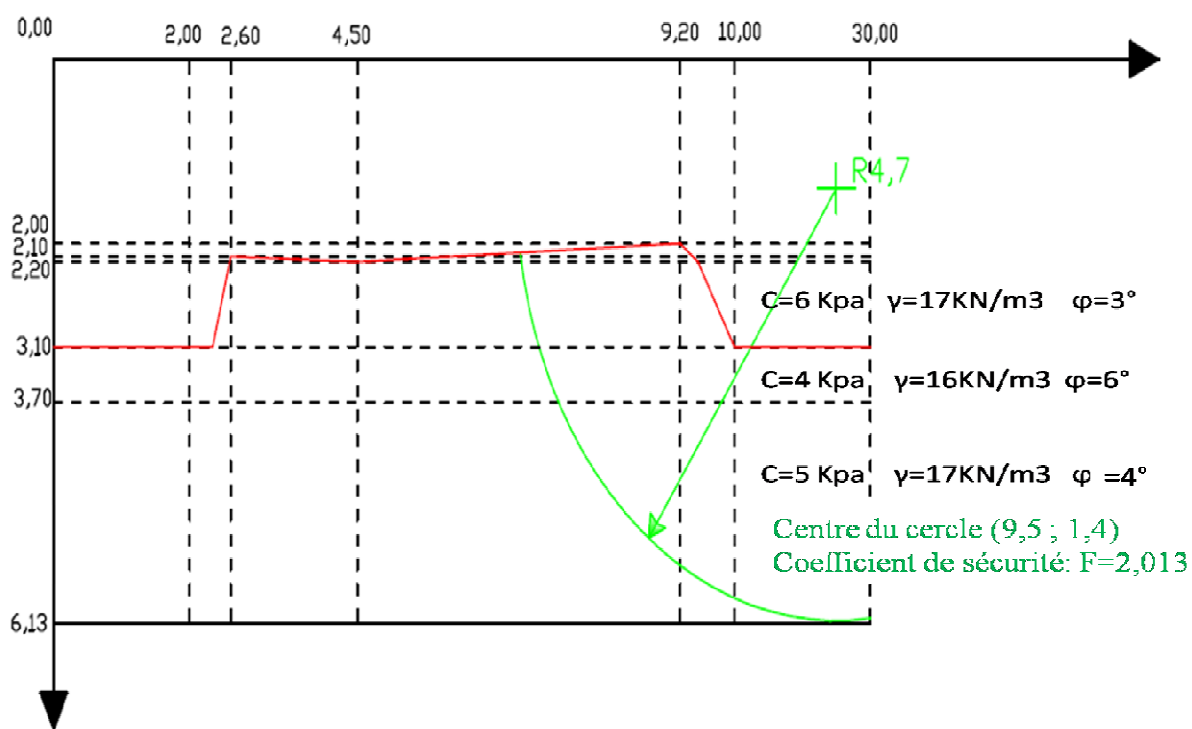


Figure 3 : Résultats schématiques vis-à-vis de la rupture rotationnelle au droit du profil P5 :

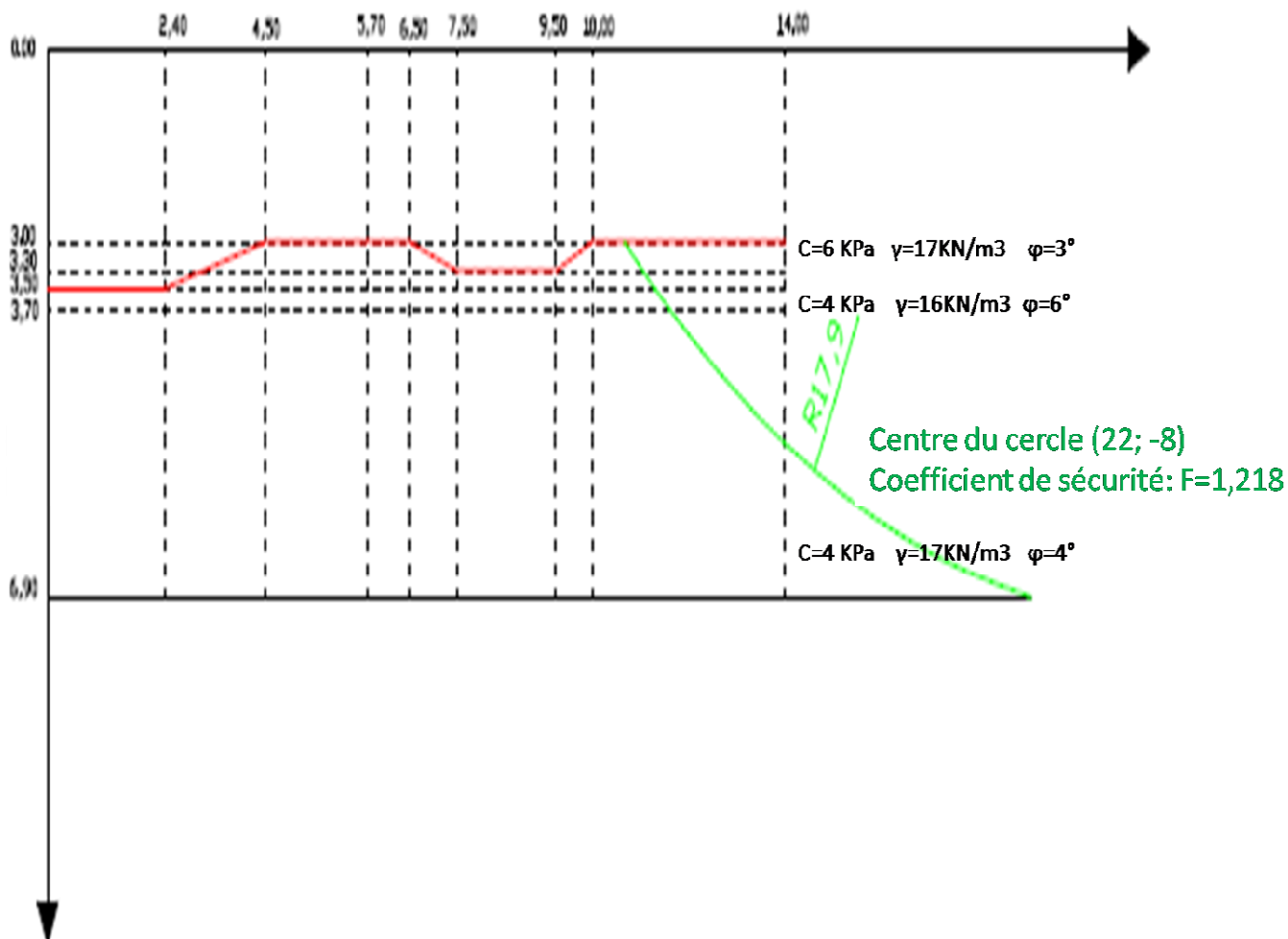


Figure 4 : Profil en travers types en village

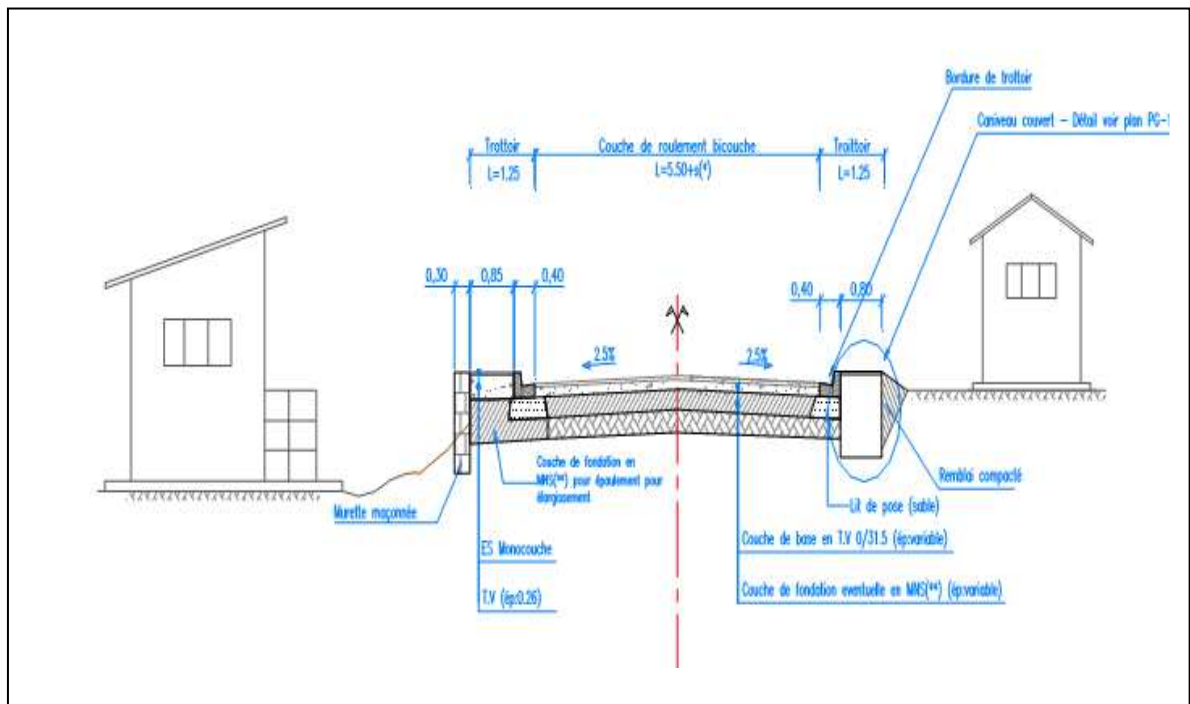
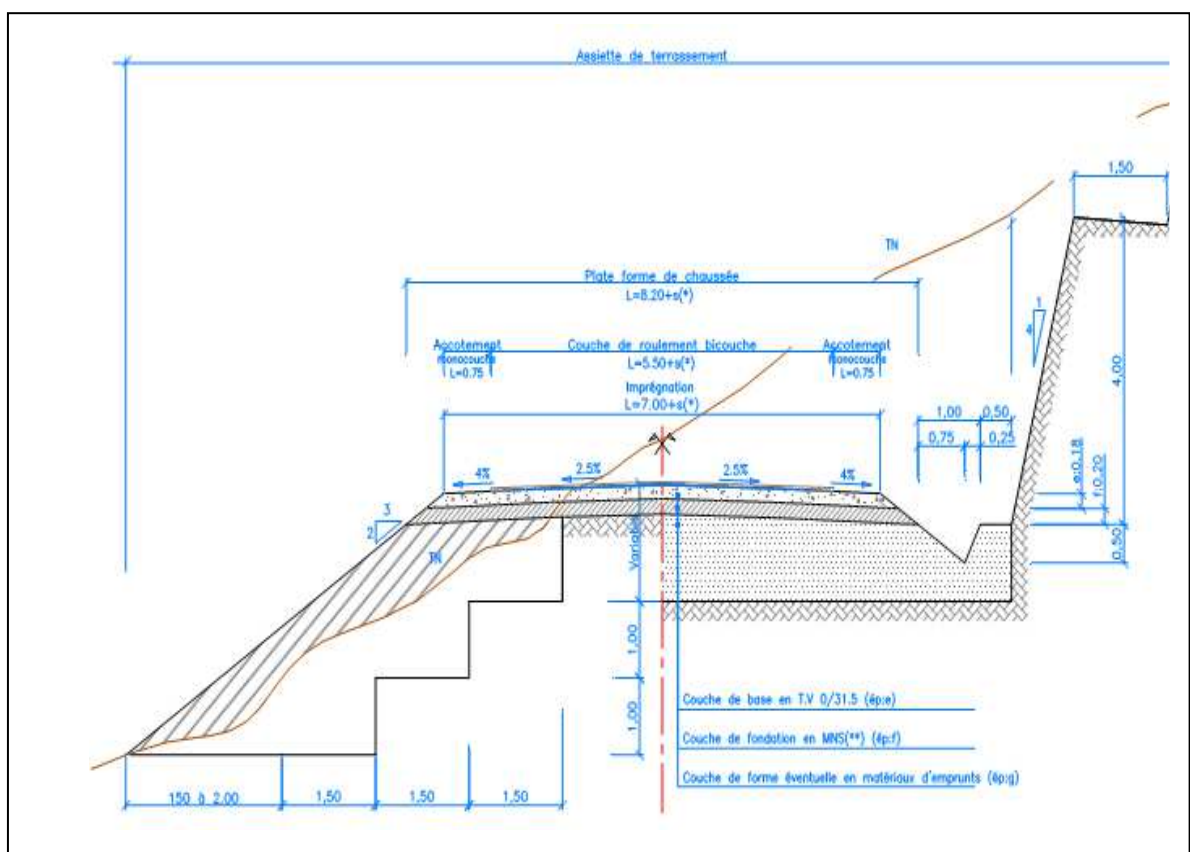
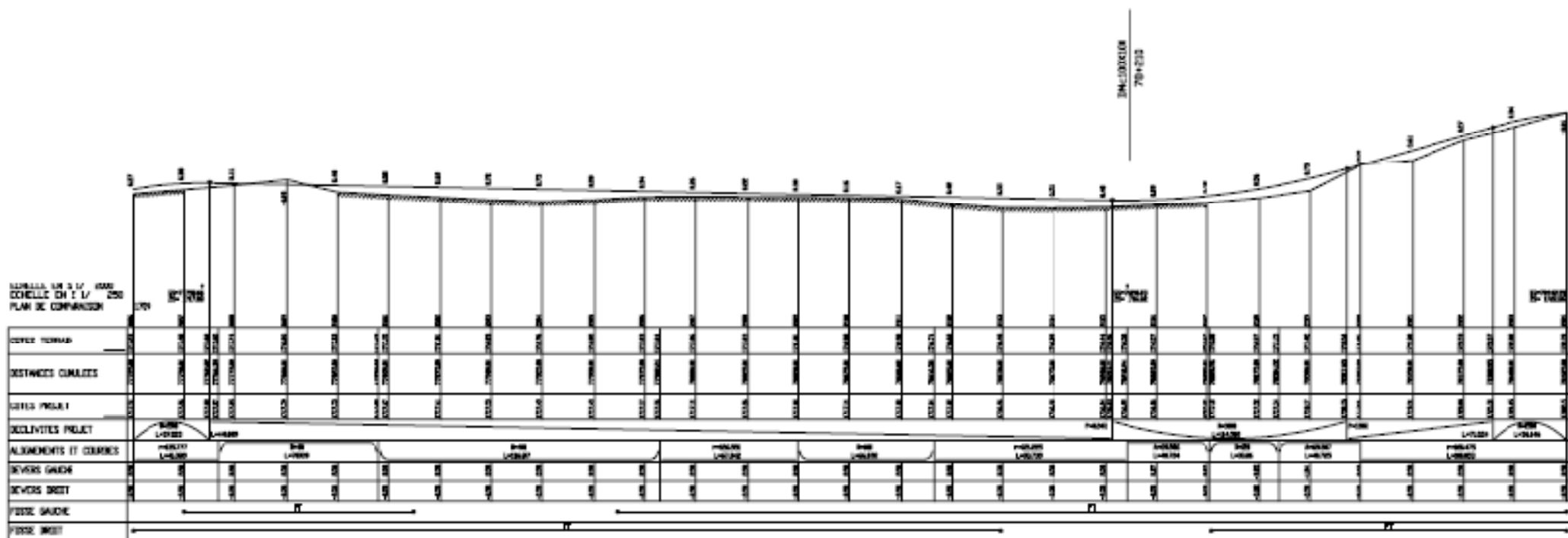
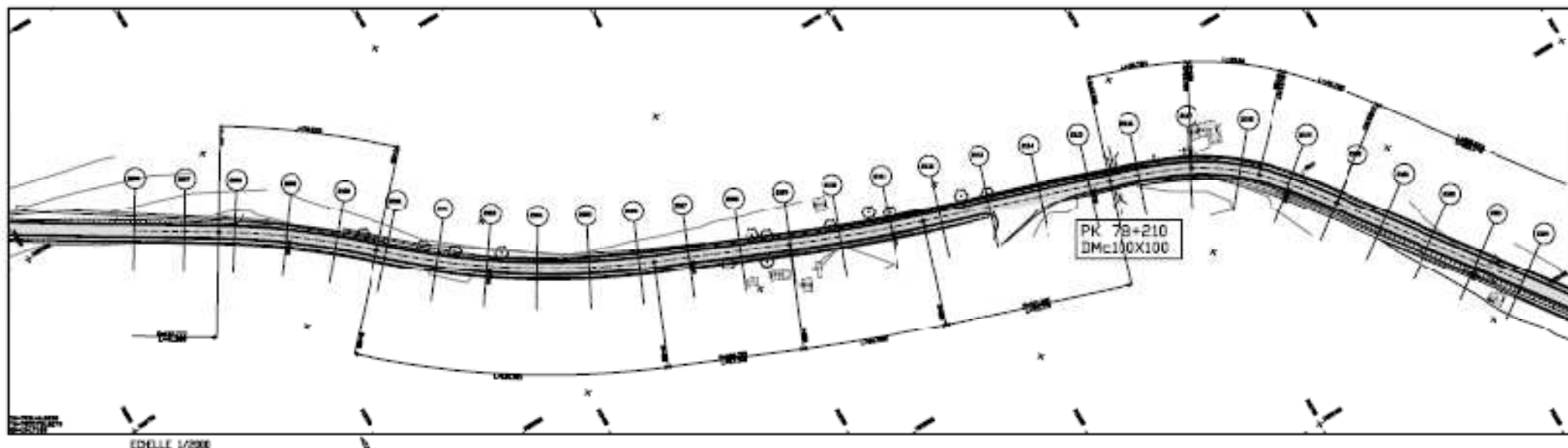
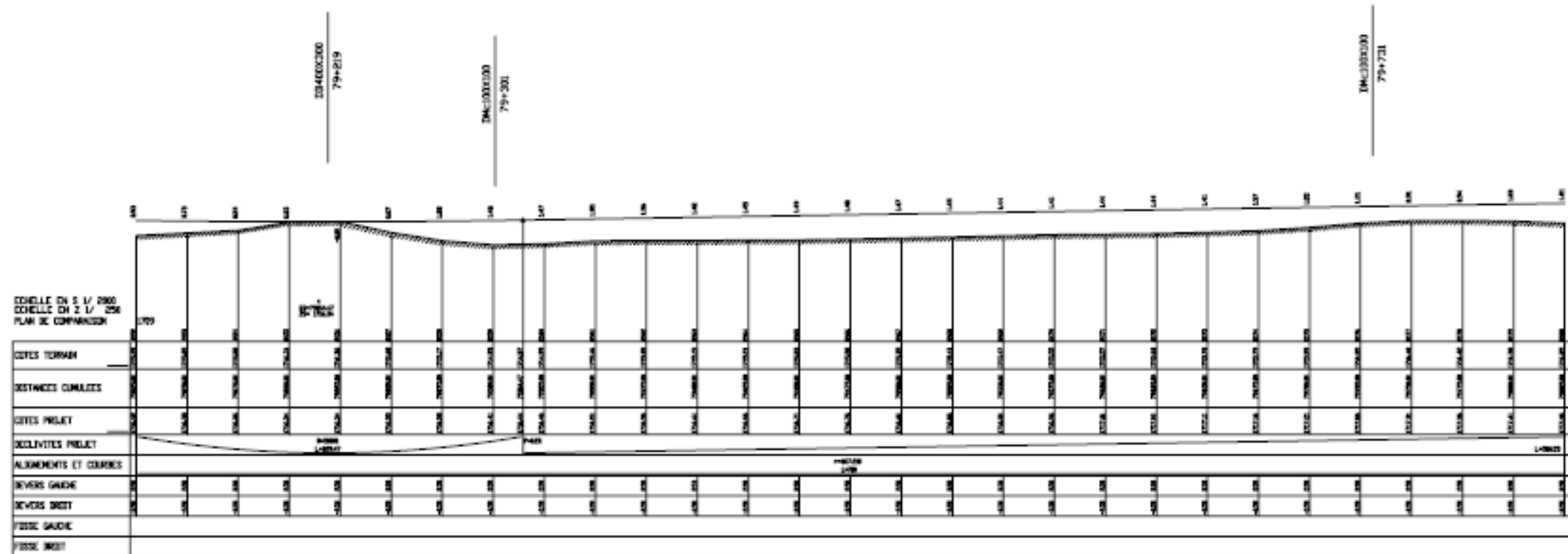
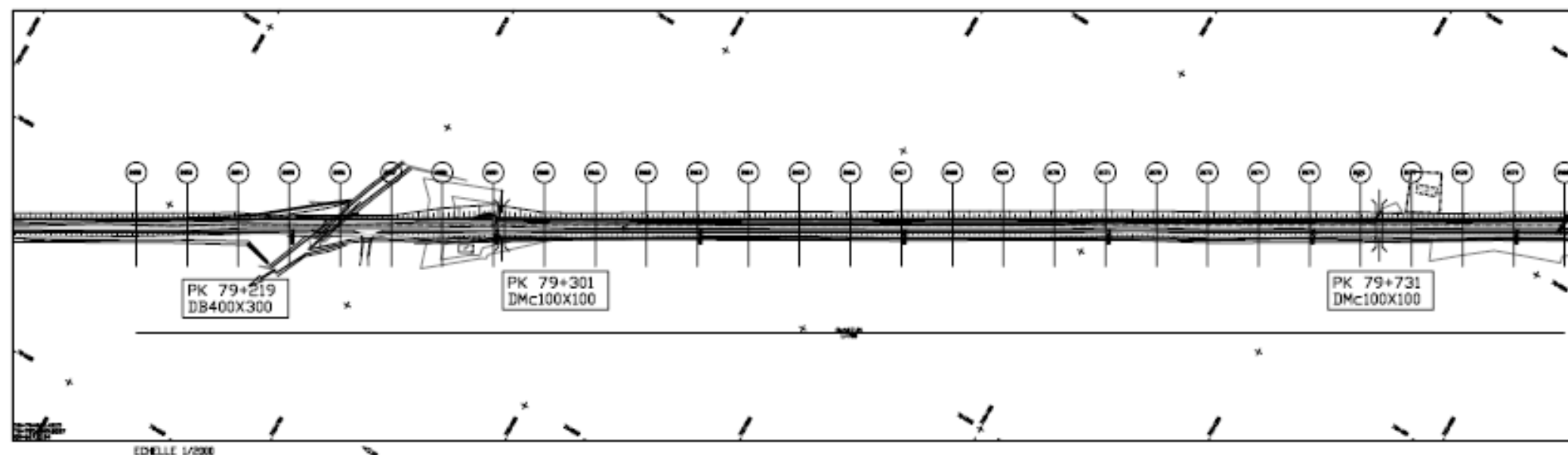
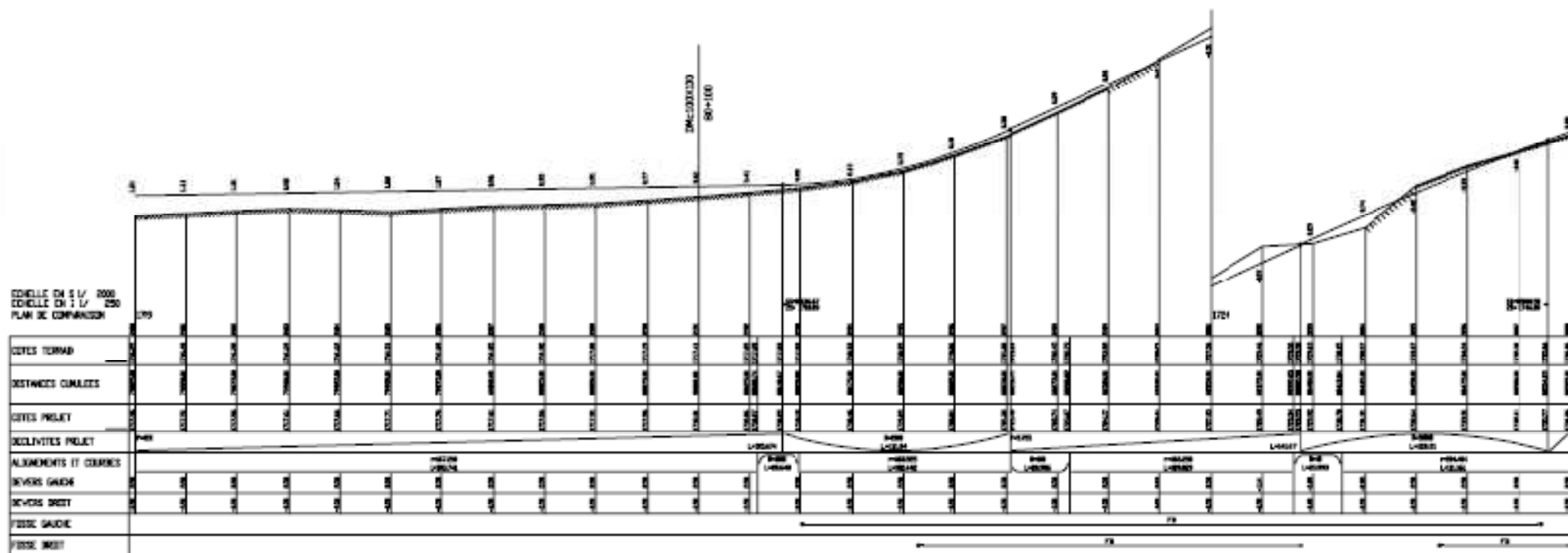
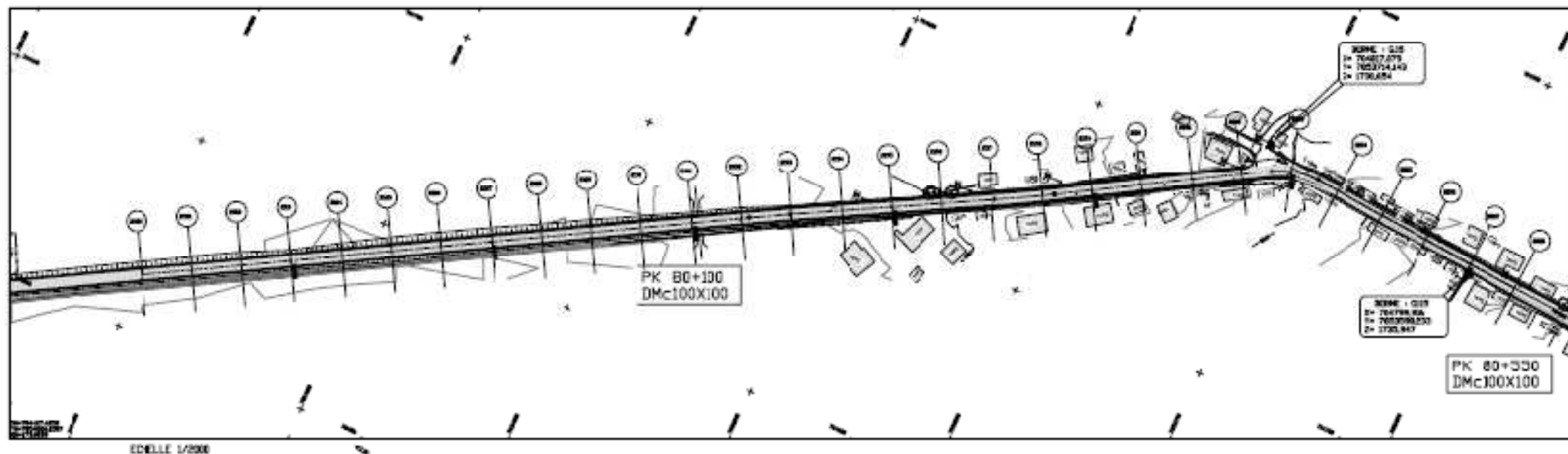


Figure 5 : Profil en travers types en rase compagne









SCHEMA D'ITINERAIRE DE LA RN43 DU PK 78 AU PK 80+550

POINTS KILOMETRIQUES		78	80	200	300	400	500	600	700	800	900	1000	1100	1200	1300	1400	1500	1600	1700	1800	1900	2000	2100	2200	2300	2400	2500	2600
REFERENCE	Agglomération		ANTICHERMIA																									
	Carrefour																											
	Environnement		CC																									
			CC																									
GEOMETRIE	Sûreté																											
	Tracé en plan																											
	Profil en long																											
	Profil en travers																											
	Largeurs		Accotement gauche	0,75	0,75																							
		Chaussée	5,5	5,5																								
		Accotement droit	0,75	0,75																								
ASSAGISSEMENT / FINISSEMENT	Fossés latéraux		CC																									
			CC																									
	Caniveaux																											
	Largeurs																											
ECLAIRAGES	Codes couleurs																											
	Largeurs																											
	Caniveaux																											
	Largeurs																											
SOLS / MATÉRIELS	Coupe de chaussée		ROUTE EN PAVÉ																									
	Caniveaux / Caniveaux / Caniveaux																											
INTERVENTIONS	REPARATION / POINTS A REPARER		Acrotiche d'entrée																									
			Éclairage																									
			Pavé - Revêtement																									
			Reprofilage																									
	TRAVAUX DE TRACÉ		Pavé																									
			Bordure																									
	CHAUSSÉES		Revêtement (Type)		3e catégorie - Chauffe surfactif bloquée																							
			Base (Type)		20/25																							
			Fondation (Type)		20/25																							
			Forme																									
ASSAGISSEMENT		Fossés latéraux		CC																								
		Fossés de droite		CC																								
		Type/financement		CC 20%																								
		Largeur / section		120x120																								
		Sens		CC																								
		Matériau/structure		CC																								
OP. Financement requi																												
Equipements / autres																												
PT	Fossé en terre		CC																									
PT	A remplacer		CC																									

TABLE DES MATIÈRES

SOMMAIRE.....	i
REMERCIEMENTS.....	ii
LISTE DES TABLEAUX.....	iii
LISTE DES FIGURES.....	vi
LISTE DES ABRÉVIATIONS ET NOTATIONS.....	viii
INTRODUCTION GÉNÉRALE.....	1

PARTIE I : ETUDES PRÉLIMINAIRES

CHAPITRE I : GÉNÉRALITÉS SUR LE PROJET.....	2
I. Contexte du Projet.....	2
II. Localisation du Projet	2
III. Descriptions du Projet	2
CHAPITRE II : ETUDES MONOGRAPHIQUES DE LA ZONE D'INFLUENCE	3
I. Définition	3
II. Délimitation de la zone d'influence	3
III. Milieux physiques	4
III.1. Climat des zones d'influences	4
III.2. Géographie.....	4
III.3. Environnement et végétation	4
III.4. Hydrographie	6
III.5. Démographie et social	6
III.6. Nombres d'électeurs	7
III.7. Education et enseignement	7
III.8. Infrastructures de loisirs et sportives	8
III.9. Infrastructures sociales	9
III.10. Sécurité	9
IV. Etudes économiques.....	9
IV.1. Infrastructures routières	9
IV.2. Marchés hebdomadaires	10
IV.3. Agriculture.....	11
IV.4. Elevages.....	12
IV.5. Artisanat.....	13

IV.6.	Produits miniers	14
IV.7.	Industrie	14
IV.8.	Tourisme	14
IV.9.	Les organisations d'intérêt socio-économique et culturel	15
PARTIE II : ETUDES TECHNIQUES		
CHAPITRE I :	GÉNÉRALITÉS SUR LA RN43	16
I.	Description de la RN 43	16
II.	Type de sol de la plate forme rencontré	17
III.	Découpage en tracés homogènes.....	18
IV.	Géométrie générale de la chaussée.....	19
IV.1.	Tracé en plan	19
IV.2.	Profil en long	19
IV.3.	Dévers	20
IV.4.	Profil en travers	20
V.	Trafic	20
V.1.	Classification du trafic.....	20
V.2.	Calcul du trafic à l'année de mise en service	21
VI.	Choix du type de structure de chaussée adoptée	22
VI.1.	Choix de matériaux pour couche de roulement	22
VI.2.	Choix de matériaux pour couche de base	23
VI.3.	Choix de matériaux pour couche de fondation.....	23
VII.	ouvrages de franchissement et d'assainissement	24
VII.1.	Ouvrages hydrauliques	24
VII.2.	Ouvrages de franchissements	24
VIII.	Présentation de la zone d'intervention	25
CHAPITRE II :	ETUDES HYDROLOGIQUES ET HYDRAULIQUES	27
I.	Généralités.....	27
II.	Explication de la programmation de l'étude hydrologique.....	27
II.1.	Estimation du débit maximal de crue	27
II.2.	Évaluation du temps de concentration	28
III.	Explication de la programmation des études hydrauliques.....	29
III.1.	Etudes des fossés latéraux	29
III.2.	Etude hydraulique du dalot.....	31
IV.	Explication de l'utilisation du programme.....	33

IV.1.	Explication de l'utilisation de la partie hydrologique du programme	33
IV.2.	Explication de l'utilisation de la partie hydraulique du programme	34
V.	Application du programme	37
V.1.	Application de la partie hydrologique	37
V.2.	Application de la partie hydraulique pour les petits bassins versant.....	40
V.3.	Résolution hydraulique des débits venant des bassins 1 et 2	41
VI.	Pré-dimensionnement de la digue à mettre en œuvre	43
CHAPITRE III : ETUDES DES SOLS DE FONDATION		44
I.	Généralités sur les sols compressibles	44
I.1.	Caractéristiques générales des sols compressibles.....	44
I.2.	Les problèmes posés.....	44
I.3.	Comportement du remblai mis en œuvre	45
II.	Etudes géotechniques spécifiques	46
II.1.	Essai in situ.....	46
II.2.	Essai en laboratoire	46
II.3.	Caractéristiques des sols de fondation	47
II.4.	Interprétations.....	49
CHAPITRE IV : ETUDES DE STABILITÉS.....		50
I.	Généralités.....	50
II.	Caractéristiques prises en compte pour le calcul	50
II.1.	Concernant le remblai à mettre en œuvre.....	50
II.2.	Concernant le remblai existant et les couches compressibles	50
III.	Stabilité de la digue existante.....	51
III.1.	Méthode d'approche	51
III.2.	Stabilité vis-à-vis de la rupture rotationnelle.....	52
IV.	Interprétation	55
CHAPITRE V : ETUDES DES TASSEMENTS		57
I.	Généralités.....	57
II.	Caractéristiques prises en compte	57
II.1.	Hypothèses	58
III.	Contrainte effective	58
IV.	Variation de contrainte en profondeur	59
V.	Calculs de tassement par la méthode de Terzaghi.....	60
VI.	Variation du tassement en fonction de la hauteur du remblai	61

VII.	Temps de réalisation du tassement.....	61
VII.1.	Détermination de coefficient de consolidation apparente C_{va}	61
VII.2.	Temps de tassement.....	61
VII.3.	Evolution du tassement dans le temps.....	62
VIII.	Vérifications de la stabilité du remblai au poinçonnement.....	62
VIII.1.	Remblaiement en une seule phase (rapide)	63
VIII.2.	Remblaiement par phase (lent)	64
VIII.3.	Vérification de la stabilité du remblai	65
VIII.4.	Interprétation	65
CHAPITRE VI : ETUDES DE DIMENSIONNEMENT		67
I.	Généralité	67
II.	Dimensionnement par la méthode LNTPB	67
II.1.	Etudes de trafic pour la méthode LNTPB	67
II.2.	Portance de la plate forme.....	69
II.3.	Caractéristiques des matériaux.....	69
III.	Dimensionnement par la méthode LCPC.....	77
III.1.	Etudes de trafic pour la méthode LCPC	78
III.2.	Portance de la plate forme	80
III.3.	Caractéristiques des couches	81
CHAPITRE VII : NOTES DE CALCUL DU DALOT		85
I.	Hypothèses	85
I.1.	Hypothèses de calculs	85
I.2.	Hypothèses sur les matériaux.....	86
I.3.	Actions	86
I.4.	Dimensions de l'ouvrage.....	87
II.	Calcul des charges et surcharges appliquées sur l'ouvrage.....	87
II.1.	Coefficient de majoration dynamique (CMD) δ	89
III.	Calculs des efforts	89
III.1.	Caractéristiques des éléments.....	89
III.2.	Cas de charges	90
III.3.	Combinaison des charges	93
IV.	Calcul des efforts en travée	94
IV.1.	Cas des dalles supérieures (éléments BC et CD).....	94
V.	Calcul de ferrailage et vérification des contraintes	95

V.1.	Calcul de ferrailage des piédroits de rives AB et ED.....	95
V.2.	Calcul de ferrailage du piédroit central CF	102
VI.	Calcul et vérification des efforts tranchants.....	103
VI.1.	Calcul des efforts tranchants.....	103
VI.2.	Vérification des efforts tranchants.....	104
VII.	Vérification du non poinçonnement de la dalle	104
VII.1.	Vérification pour la surcharge Bc30.....	104
VII.2.	Vérification pour la surcharge Be.....	105
VII.3.	Vérification pour la surcharge Br	105
VIII.	Vérification de la stabilité du sol d'assise au non poinçonnement	106
IX.	Calcul du mur de protection.....	106
IX.1.	Moments au niveau des sections d'encastrement.....	107
IX.2.	Calcul de ferrailage du mur de protection	108
IX.3.	Vérification des efforts tranchants.....	108
CHAPITRE VIII : ETUDES DES MATÉRIAUX.....		109
I.	Études des gisements.....	109
I.1.	Gîte	109
I.2.	Emprunt.....	110
I.3.	Carrière.....	110
II.	Matériaux pour couche de roulement.....	110
II.1.	Etudes des émulsions	110
II.2.	Etudes des granulats	111
III.	Matériaux pour couche de base.....	112
IV.	Matériaux pour couche de fondation.....	112
V.	Matériaux pour remblai et couche de forme	112
VI.	Géotextile	114
VI.1.	Fonctions des géotextiles.....	114
VI.2.	Estimation de la force portante du géotextile à mettre en œuvre	114
VI.3.	Interprétations.....	118
CHAPITRE IX : TECHNOLOGIE DE CONSTRUCTION		120
I.	Première catégorie.....	120
II.	Deuxième catégorie.....	121
III.	Troisième catégorie	121
IV.	Choix de la méthode utilisée	121

IV.1.	Description de la construction par phase	121
PARTIE III : EVALUATION DU COÛT DU PROJET ET IMPACT		
ENVIRONNEMENTAL		
CHAPITRE I:	EVALUATION DU COÛT DU PROJET	123
I.	Devis descriptif	123
I.1.	Série 00 : Installation et repli de chantier.....	123
I.2.	Série 01 : Travaux préparatoires	123
I.3.	Série 02 : Terrassement	124
I.4.	Série 03 : Assainissement, franchissement et drainage.....	127
I.5.	Série 04 : Chaussée	131
I.6.	Série 05 : Signalisation - équipements	133
II.	Devis quantitatif	135
III.	Devis estimatif	137
III.1.	Sous détail de prix	137
III.2.	Coefficient de déboursé K	137
IV.	Détail quantitatif estimatif (DQE).....	139
V.	Interprétation	142
CHAPITRE II :	ETUDES D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL	145
I.	Généralités.....	145
I.1.	Environnement	145
I.2.	Généralités sur l'EIE	145
I.3.	Contenus de l'EIE	146
II.	Récapitulation des Impacts Environnementaux	146
CONCLUSION GÉNÉRALE	153
BIBLIOGRAPHIE.....		154
ANNEXES		
TABLE DES MATIÈRES		

Noms : FIDIHARIVELO MANANJARA

Prénoms : Miora Derainasoa

Adresse : Lot VQ 19 B ter B Mandrozeza

E-mail : mananaanjara@gmail.com

Tél : 0338226283



Titre du mémoire:

« Etudes de Réhabilitation d'une digue sur la RN 43 du PK 78+210 au PK 80+550 »

Nombre de pages : 154

Nombre de tableaux : 85

Nombre de figures : 51

Résumé:

La Région Vakinakaratra et la Région Itasy comptent parmi les régions à hautes potentialités de la Grande Ile. Le type de sol sur ces endroits est à majorité volcanique et bon nombre de reliefs sont montagneux et succédés par de larges vallées. Toutefois, la RN 43 ; Route Nationale reliant ces régions à forte potentialité économique, se trouve dans l'état d'incapacité de garantir la sécurité et le confort pour les usagers. Les dégradations relevées sur cet axe sont d'une importance majeure, surtout sur les zones basses qui, pendant la période de pluie sont facilement inondables.

De ce fait, le présent mémoire se fixe l'objectif d'apporter des solutions techniquement praticable, financièrement acceptable et avec des approches sur l'Environnement réfléchies pour ces zones basses. La protection de la plate-forme contre l'eau, l'étude sur les sols de fondation et l'Entretien de l'infrastructure ainsi mise en œuvre sont des conditions sine qua non pour l'atteinte de la durée de vie estimée pour la chaussée.

Mots clés : Sols compressibles, Remblai, Rupture, Réhabilitation

Summary:

The Region Vakinakaratra and the Region Itasy belong among the region, which own an important potential in the "Great Island". The major part of the soils type around these places are volcanic, most of the relief are mountainous and followed by large valley. However the National Road, which connects the both regions with a huge economical capacity, is unable to guarantee the safety and the comfort of the users. The damage on the road is absolutely important particularly in the low area that got easily flood during the rain time.

On that ground, the present research aim to bring some technically praticable and financially acceptable solutions with an environmental approach made for the low area. The road's protection against the water, the study of the basement soils as well as the upkeep of the infrastructures is the principal conditions for the durability of the road.

Keys words: Compressibles soils, Embankement, Broken, Rehabilitation

Rapporteur : Monsieur RALAIARISON Moïse