ÉTUDES TECHNIQUES DÉTAILLÉES DES TRAVAUX DE RÉHABILITATION DE LA ROUTE NATIONALE N°2 : « CAS DU TRONÇON EBOLOWA-AMBAM » (91780 ml) : RÉGION DU SUD - CAMEROUN.

MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR 2IE AVEC GRADE DE MASTER

SPECIALITE : GENIE CIVIL & HYDRAULIQUE/ ROUTES ET OUVRAGES D'ART

Présenté et soutenu publiquement le 01 Juillet 2019 par

LIONEL TSABDO (N° 20160117)

Travaux dirigés par :

M. MADOUGOU ISSA : Enseignant à 2iE, Département des Sciences et Techniques de l'Ingénieur

M. Benoit MBELE, Ingénieur de génie civil, conducteur des travaux à CETP SARL, BP : 15094-Yaounde, Email : ***CETP-142000@yahoo.fr***

Jury d'évaluation du stage :

Président : **Pr ADAMAH MESSAN**

Membres et correcteurs : **Dr. DECROLY DJIOUBISSIE**

M. PHILBERT NSHIMIYIMANA

Promotion 2018/2019

DEDICACE

À

LA

FAMILLE

TSABDO

CITATIONS

« FAIS DE TA VIE UN RÊVE, ET D'UN RÊVE, UNE RÉALITE »

ANTOINE DE SAINT EXUPERY

REMERCIEMENTS

Mes remerciements vont particulièrement à l'endroit de :

- L'Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement (2iE) représenté par son Directeur Général qui n'a ménagé aucun effort pour nous dispenser une formation de qualité ;
- Monsieur ISSA MADOUGOU, enseignant au département de Génie-civil et Hydraulique à la Fondation 2iE pour toute sa disponibilité, son encadrement et toute son attention à mon égard ;
- Monsieur Augustin MBATAKOU, Directeur Général de la Centrale d'Etude et des Travaux publics (CETP) qui m'a accordé un stage académique au sein de son entreprise et m'a témoigné de tout son soutien ;
- Monsieur Benoît OMBA MBELE, Ingénieur de Génie-Civil, conducteur des travaux à CETP pour sa disponibilité et son accompagnement tout au long de la rédaction de ce mémoire ;
- Tout le personnel de l'entreprise CETP pour l'accueil chaleureux et leur sens de l'humour qui ont rendu mon séjour en leur sein agréable ;
- Toute la famille TSABDO : Je loue ici ce fort esprit de fraternité et de convivialité qui existe parmi nous ;
- A mes amis, notamment Lilian Emeric TCHIPSEE, Aristide MAZABALO, Telesphore TSAPY, Ornella ESSIANE, Justin ZOGANG, Clara DONGMO, Melissa OUEDRAOGO, Carlos KITIO, Alex TONLE pour la considération et les encouragements ;
- A tous mes promotionnaires pour leur soutien durant toute la formation à la Fondation 2iE.

RESUME

Le présent mémoire porte sur une étude technique en vue de la réhabilitation de la voie et l'entretien des ouvrages de la Route Nationale N°2 (RN2) dans la région du sud CAMEROUN. Le tronçon concerné est celui situé entre EBOLOWA et AMBAM et a une longueur de 91780 ml. Il a atteint un niveau de dégradation élevé qui nécessite une auscultation de la chaussée ainsi que des ouvrages présents sur le tronçon afin de proposer des solutions techniques et économiques appropriées.

L'objectif de cette réhabilitation est de concevoir un projet répondant aux normes et permettant de supporter le trafic actuel tant pour la structure routière que pour les ouvrages hydrauliques. Des analyses des mesures de déflexion et de l'état superficiel de cette route ont été réalisées afin d'identifier les zones critiques.

Les mesures de déflexions ont été faites à l'aide de la poutre de Benkelman. La méthode rationnelle, de ORSTOM et CIEH nous on permit de déterminer les débits des bassins versant. Et la norme de calcul pour le dimensionnement des ouvrages en béton armé est le BAEL 91 modifié 99. Les études hydrologiques et hydrauliques ont été réalisées. Dans cette rubrique, l'étude hydrologique a permis de délimiter des bassins versants du tronçon étudié et de ressortir les caractéristiques physiques de ces bassins et sous-bassins. Les différents débits de crues ont été calculés. Ces débits varient entre 6,49 à 35,35 m3/s. Par rapport à ces débits, il en ressort que, treize buses (13) sont remplacées par la construction de nouveaux dalots.

Les études géotechniques ont conduit à un renforcement de la structure de chaussée en y ajoutant un revêtement de 05 cm de béton bitumineux comme couche de roulement sous 17 cm grave bitume comme couche de Base pour donner une durée de vie de 15ans à la route.

Une évaluation environnementale sur les impacts potentiels du projet a été abordée et pour terminer avec une estimation sommaire du coût du projet, sur la base de l'Avant-métré, de 63 139 997 206 toute taxe comprise.

Mots Clés :

1 – Auscultation

2 - Dégradations

3 - Réhabilitation

4 - Renforcement

5 – dimensionnement de la chaussée

ABSTRACT

This present graduation thesis is about a technical study for rehabilitation of the way and maintenance of works of the national road N°2(RN°2) in the south region of CAMEROON.

The concerned section is that located between EBOLOWA and AMBAM and has a length of 91780m. It has reached a high level of degradation that requires auscultation of the pavement and also those of the works present on that section in order to propose appropriate technical and economical solutions.

The aim of this rehabilitation is to design project answering to the norms and supporting the actual traffic both for the road structure and for the hydraulic works. Analysis of deflection menses and the superficial state of the road were done in order to identify the critical zones.

Deflection measures were done by the help of the beam of Benkelmen. The rational method of ORSTOM and CIEH permited us to determine the levels of watershed .

And the norm of calculation for the dimensions of the works in reinforcing concrete is the BAEL. 91 modified in 99.

Hydrological and hydraulic studies were done. In this section, hydrological studies made it possible to delimit watersheds of the studied section and to show out the physical characteristics of these basins and sub-basins. The different levels of hollows were calculated .These levels vary between 6.49 and 35.35 m/s . Concerning these levels, it appears that thirteen nozzles (13) are replaced by the construction of new culverts.

Geotechnical studies lead to a reinforcement of the shod structure while adding a coating of 05 cm of bituminous concrete as tread under 17 cm of severe bitumen as base layer to give a life span of 15 years to the road.

An environmental evaluation on the potential impacts of the project were touched on and to round up with a summarized estimation of the cost of the project, based on the front meter of 63139997206 all taxes included.

Key words

1 – Auscultation

2 - Degradations

3 - Rehabilitation

4 - Reinforcement

5 – road dimensioning

LISTE DES ABREVIATIONS

2iE : Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement

APD : Avant-Projet Détaillée **;**

BAEL : Béton Armé Aux Etats Limites

BB : Béton Bitumineux ;

BCEOM : Bureau Central d'Etude pour les équipements d'Outre-Mer ;

CAM : Coefficient D'agressivité Moyenne ;

CPC : cahier des prescriptions communes ;

CCTP : cahier des clauses techniques particulières ;

CBR : California Bearing Ratio ;

CEBTP : Centre Expérimental De Recherche Et D'études Du Bâtiment Et Des Travaux Publics ;

CETP : centrale d'études et des travaux publics ;

CIEH : Comité Inter-Etats Africaines Pour L'hydraulique ;

ELU : état limite ultime ;

ELS : Etat Limite De Service ;

EIES : études d'impact environnemental et sociale ;

FAO : Food and Agriculture Organization **;**

GLC : Graveleux Latéritique Ciment ;

GPS : Global Positioning System **;**

LNBTP : Laboratoire National De Bâtiment Et Travaux Publics ;

LCPC : Laboratoire Centrale Des Ponts Et Chaussées ;

MINTP : Ministère des Travaux Publics

NASA : National Aeronautics And Space Admission ;

NPL : Nombre De Poids Lourds ;

OPM : Optimum Proctor Modifie ;

PK : Point Kilométrique ;

RN : Route Nationale ;

SRTM : Shuttle Radar Topography Mission

TDR : Termes De Référence ;

TMJA : Trafic Journalier Moyen Annuel ;

TPL : Total Poids Lourds ;

UTM : Universal Transverse Mercator ;

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1:adresse de la CETP SARL 3
Tableau 2:déformations et causes 11
Tableau 3:fissurations et causes 12
Tableau 4:arrachements et causes des dégradations 13
Tableau 5:nid de poule et causes des dégradations 14
Tableau 6:Corrélation entre le niveau des dégradations sur un itinéraire et le niveau de la déflexion 16
Tableau 7:Mesure de déflexion en fonction de l'état apparent 17
Tableau 8:Détermination du trafic cumulé Tn suivant la méthode CEBTP 19
Tableau 9:Classes de trafic suivant la méthode CEBTP 19
Tableau 10:paramètres géométriques du tracé en plan 20
Tableau 11:paramètres géométriques du profil en long 21
Tableau 12:classification de la plateforme 23
Tableau 13:variante proposée en fonction de l'indice de qualité Q5 24
Tableau 14:variante proposée en fonction de l'indice de qualité Q4 24
Tableau 15:Caractéristiques des matériaux à utiliser en structure de chaussée à 25°C et une fréquence de 10 HZ. 28
Tableau 16:Déformations de la structure de chaussée 29
Tableau 17:Valeurs admissibles des déformations dans le cas de la variante choisie 31
Tableau 18:Valeurs admissibles des contraintes dans le cas de la variante choisie 31
Tableau 19:comparaison des contraintes et déformations obtenues aux valeurs admissibles 32
Tableau 20:Paramètres physiques des bassins versants 37
Tableau 21:Paramètres physiques des bassins versants ***Erreur ! Signet non défini.***
Tableau 22:Récapitulatif des résultats du calcul des débits par la méthode rationnelle 41
Tableau 23:récapitulatif du calcul du débit par la METHODE ORSTOM ET CIEH 41
Tableau 24:Récapitulatif des charges permanentes sur la traverse 48
Tableau 25:Récapitulatif des charges permanentes sur le radier 49
Tableau 26:Récapitulatif des charges permanentes sur la traverse 49
Tableau 27:Récapitulatif des charges routières sur la traverse 50
Tableau 28:Récapitulatif des charges routières sur le radier 50
Tableau 29:Résultats du calcul des sollicitations agissant sur le tablier et radier 51

Tableau 30:Résultats du calcul des sollicitations agissant sur les piédroits _____ *51*

Tableau 31:tableau récapitulatif du choix des sections d'armatures _____ *52*

Tableau 32:feuille de calcul des moments fléchissants _____ *56*

Tableau 33:Vérification au non glissement et non poinçonnement _____ *58*

Tableau 34:Récapitulatif des sections d'armatures du mur en aile _____ *59*

Tableau 35:estimation du coût des travaux _____ *67*

Tableau 36:estimation du coût des travaux(suite) _____ *68*

Tableau 37:résultats des mesures de déflexions _____ *72*

Tableau 38:illustration de la qualité de la structure de chaussée en fonction de la classe de portance. _____ *73*

Tableau 39:récapitulatif des indices de qualité de la structure _____ *74*

Tableau 40:moyenne journalière des véhicules _____ *75*

Tableau 41:moyenne journalière des poids lourds _____ *75*

Tableau 42 :Valeurs des coefficients de ε6, b, SN, Sh, Kc en fonction des couches bitumineuses extraits du guide de dimensionnement des chaussées. _____ *80*

Tableau 43:Choix de l'élasticité pour téta équivalent et pour 10° en fonction du type de couche bitumineuse issus du guide de conception et de dimensionnement des chaussées ___ *80*

Tableau 44:Coefficient Kc en fonction de la couche bitumineuse _____ *81*

Tableau 45:Coefficient Ks en fonction du module d'élasticité _____ *82*

Tableau 46:Modules d'élasticité des couches de chaussées _____ *82*

Tableau 47:Récapitulatif de l'ensemble des ouvrages sur le tronçon Ebolowa-Ambam ____ *85*

Tableau 48:coefficient de montana _____ *87*

Tableau 49:intensité pluviométrique et hauteur maximale en 24 h avec temps de retour ___ *88*

Tableau 50:Ajustement De Gumbel _____ *89*

Tableau 51:intensité pluviométrique _____ *89*

Tableau 52:intensité pluviométrique durant la période retour dans les principales stations météorologiques du Cameroun _____ *90*

Tableau 53 : caractéristiques des bassins versants concernés par la méthode rationnelle. _ *90*

Tableau 54:Determination du coefficient de ruissellement Kr _____ *92*

Tableau 55:calcul du débit par la méthode ORSTOM _____ *92*

Tableau 56:calcul du débit par la méthode CIEH _____ *93*

Tableau 57:verification entre Vr et Vp et détermination de la section du dalot sur le BV 20 *96*

Tableau 58:verification entre Vr et Vp et détermination de la section du dalot sur le BV 15 et 19 ____ *96*

Tableau 59:Tableau récapitulatif des résultats du calcul des ouvertures des différents dalots ____ *97*

Tableau 60:Caractéristiques géométriques des lignes discontinues ____ *129*

Tableau 61:Classes de durabilité ____ *130*

Tableau 62:sous détails de prix dalot 1,5×1m ____ *133*

Tableau 63:sous détails de prix recalibrage cour d'eau ____ *134*

Tableau 64:sous détails de prix couche de roulement ____ *134*

Tableau 65:sous détails de prix caniveaux bétonnés ____ *135*

Tableau 66:sous détails de prix fourniture et pose bordure T ____ *135*

Tableau 67:sous détails de prix avaloir ____ *136*

Tableau 68:Synthèse des mesures d'atténuation ou de bonification des impacts pendant la phase de construction ____ *137*

Tableau 69:Synthèse des mesures d'atténuation ou de bonification des impacts pendant la phase d'exploitation ____ *138*

LISTE DES FIGURES

Figure 1:situation géographique 5
Figure 2:Organigramme de la démarche de l'étude 9
Figure 3:images illustrant des déformations 12
Figure 4:images illustratives des fissures 13
Figure 5:image illustrant des arrachements 14
Figure 6:images illustratives des nids de poule 14
Figure 7:Définition de la charge de référence 27
Figure 8:Morphologie d'un bassin versant 34
Figure 9:bassins versant de notre zone obtenue à partir de Global Mapper® 35
Figure 10:modélisation de l'ouvrage 46
Figure 11:schéma équivalent de chargement 48
Figure 12:Schéma du mur 53
Figure 13:Dimensions du mur en aile 54
Figure 14:bilan des forces appliquées au mur 55
Figure 15:Définition des couches de chaussée Epaisseur-Module de Young-Coeff. Poisson 78
Figure 16 : Définition de la structure de chaussée et calcul des déformations 78
Figure 17:Choix du facteur u en fonction du risque r 79
Figure 18:Images illustrant le niveau de dégradations des ouvrages 87
Figure 19:Dalots fonctionnant à sortie libre : Calcul de la profondeur d'eau 94
Figure 20:Dalots fonctionnant à sortie libre : Calcul de la pente critique 94
Figure 21:Dalots fonctionnant à sortie libre : Calcul de vitesse à la sortie 95
Figure 22:Chargement permanent appliqué à l'ouvrage 99
Figure 23:Disposition des roues des deux files de camions sur une travée sous Bc 100
Figure 24:Disposition des roues des deux files de camions sur une travée sous Bt 101
Figure 25:Disposition des roues des deux files de camions sur une travée sous Bc 104
Figure 26:Disposition des roues des deux files de camions sur une travée sous Bt 105
Figure 27:Caractéristiques géométriques des lignes discontinues 129
Figure 28:application de l'enrobé 131

TABLE DES MATIERES

DEDICACE i
CITATIONS ii
REMERCIEMENTS iii
RESUME iv
ABSTRACT v
LISTE DES ABREVIATIONS vi
LISTE DES TABLEAUX vii
LISTE DES FIGURES x
TABLE DES MATIERES xi
INTRODUCTION 1
CHAPITRE 1 : PRÉSENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL ET DE LA ZONE D'ÉTUDE 2
² 2
I. PRESENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL 2
1. HISTORIQUE, MISSION ET DOMAINES ACTIVITES DE CETP SARL 2
2. STRUCTURE ET MISSIONS DE LA CETP SARL 2
3. DOMAINES D'ACTIVITÉS 3
II. CONTEXTE ET PROBLEMATIQUE DE L'ETUDE 3
1. PRÉSENTATION DU CADRE DE L'ETUDE 4
2. OBJECTIF DE L'ÉTUDE 7
3. DESCRIPTION DE L'ETAT ACTUEL DU SITE 8
III. METHODOLOGIE ADOPTEE POUR L'ETUDE 8
CHAPITRE 2 : DIAGNOSTIC ET ETUDES PRELIMINAIRES 10
I. STRUCTURE DE CHAUSSEE EXISTANTE 10
II. ÉTUDE GEOTECHNIQUE 10
1. EVALUATION DE L'ÉTAT DE LA CHAUSSÉE ET ETUDE DU TRAFIC 10
1. ÉTUDE DU TRAFIC 18
CHAPITRE 3 : RE-CONCEPTION GEOMETRIQUE DE LA ROUTE 20
I. TRACE EN PLAN 20
II. PROFIL EN LONG 20
III. PROFIL EN TRAVERS TYPE 21
CHAPITRE 4 DIMENSIONNEMENT DE LA CHAUSSEE 22
1. CLASSE DE TRAFIC 22

2. METHODE DE DIMENSIONNEMENT 22
3. EVALUATION DE LA PORTANCE DE LA CHAUSSEE 23
4. MATERIAUX DISPONIBLES 23
5. DETERMINATON DES VARIANTES 24
6. VERIFICATION THEORIQUE DES CONTRAINTES DANS LE CORPS DE CHAUSSEE 25
7. DEFINITION DU CORPS DE CHAUSSEE 26
8. DEFINITION DES CHARGES AGISSANTES 26
9. CARACTERISATION DES MATERIAUX 27
10. DETERMINATION DES DEFORMATIONS ET CONTRAINTES ADMISSIBLES 28
11. COMPARAISON DES CONTRAINTES ET DEFORMATIONS OBTENUES AUX VALEURS ADMISSIBLES 31

CHAPITRE 5 ASSAINISSEMENT DE LA ROUTE 33

I. ÉTUDES HYDROLOGIQUES 33
1. LA PLUVIOMETRIE 33
2. LES BASSINS VERSANTS 33

II. LES METHODES DE DETERMINATION DES DEBITS DE PROJETS 38
1. METHODE RATIONNELLE 38
2. METHODE ORSTOM 39
3. METHODE CIEH 40
4. METHODE DE GRADEX 40

III. CALCUL DES DEBITS PAR LA METHODE RATIONNELLE 41

IV. CALCUL DU DEBITS DU BASSIN VERSANT 20 PAR LES METHODES ORSTOM, CIEH ET DE GRADEX 41

V. ÉTUDES HYDRAULIQUES 41

CHAPITRE 6 : ETUDE STRUCTURAL DU DALOT (BASSIN VERSANT 20) 44

I. HYPOTHESE DE BASE 44
1. REGLEMENTS ET INSTRUCTIONS 44
2. CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX 44
3. CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUE DE L'OUVRAGE 45
4. METHODE DE CALCUL DES SOLLICITATIONS 46

II. ÉVALUATION DES CHARGES APPLIQUEES SUR L'OUVRAGE 48
1. CHARGES PERMANENTES 48
2. CHARGES D'EXPLOITATION 49

III. CALCUL DES EFFORTS ET SOLLICITATIONS 50
1. RÉSULTATS DU CALCUL DES SOLICITATIONS 50
2. CALCUL DES SECTIONS D'ARMATURES 52

IV. CALCUL DU MUR EN AILE 53

1. PREDIMENSIONNEMENT DES EPAISSEURS 53
2. HYPOTHESES DE CALCUL DU MUR EN AILE 55
3. EVALUATION DES FORCES ET MOMENTS APPLIQUÉES AU MU 55
4. VÉRIFICATION DE LA STABILITÉ DU MUR 56
5. CALCUL DES SECTIONS D'ACIER ET FERRAILLAGE DU MUR 59
6. PLANS D'EXECUTION 59

CHAPITRE 7 : ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTALE ET SOCIALE 60

I. CADRE LEGISLATIF ET REGLEMENTAIRE 60

II. IDENTIFICATION ET ANALYSE DES IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX ET SOCIAUX 61

1. PENDANT LA PHASE DE PLANIFICATION ET D'INSTALLATION DE CHANTIER 61
2. PENDANT LA PHASE DE CONSTRUCTION 61
3. PENDANT LA PHASE D'EXPLOITATION 63

III. MESURES D'ATTENUATION PRECONISEES 63

1. PHASE DE CONSTRUCTION 63
2. PHASE D'EXPLOITATION 64

IV. SURVEILLANCE ET SUIVI ENVIRONNEMENTAL 65

CHAPITRE 8 AVANT METRE ET ESTIMATION DES COUTS DU PROJET. 66

CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS 69

BIBLIOGRAPHIE 70

ANNEXES 71

INTRODUCTION

La conception et la réalisation d'un projet routier peut prendre des mois et même des années mais en revanche son entretien portera sur des décennies et même plus. En effet aucune route n'est éternelle et à peine achevées, les routes commencent à se dégrader sous l'effet conjugué du trafic et de l'action de l'eau. Ainsi seul une surveillance attentive et un entretien constant permettent de maintenir la route dans un bon état de praticabilité.

Certaines routes revêtues du réseau routier camerounais présentent des dégradations de grandes ampleurs, tel que les nids de poules, les fissurations et bien d'autres. La structure de la chaussée ne parvient plus à supporter les sollicitations dues au trafic de plus en plus croissant ; le système de drainage et tous les ouvrages annexes ne cadrent plus avec les normes établies au moment de la conception.

C'est pour cette raison que depuis un certain temps, le Ministère des Travaux Publics, en charge du réseau routier au Cameroun, organise plusieurs campagnes de réhabilitation de certains axes routiers parmi lequel celle de la section de la route national N°2 plus précisément le tronçon entre Ebolowa et Ambam qui va du PK 0+00 au PK91+078. Pour la réhabilitation de cette route, les études techniques ont été menées avec beaucoup de précisions ; d'où le thème « Etudes Techniques Détaillées Des Travaux de réhabilitation De La Route Nationale N2 : « Cas Du Tronçon Ebolowa-Ambam » (91780 ml) : Région Du Sud - Cameroun »

Pour mener à bien cette étude, en complément de cette introduction et de la conclusion, notre travail sera subdivisé en huit (08) chapitre ;

- Le premier chapitre portera sur la présentation de la structure d'accueil et de la zone d'étude ;
- Le deuxième chapitre s'attardera sur les diagnostics et études préliminaires ;
- Le troisième chapitre portera sur la re-conception géométrique de la route ;
- Le quatrième chapitre est axé sur le dimensionnement de la chaussée ;
- Le cinquième chapitre portera l'assainissement de la route ;
- Le sixième chapitre portera sur l'étude structural d'un dalot 2×4×3 ;
- Dans le septième chapitre, il sera question de déceler les impacts positifs et négatifs générés par le projet et enfin proposer des mesures d'atténuations.

CHAPITRE 1 : PRÉSENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL ET DE LA ZONE D'ÉTUDE.

La formation d'un ingénieur à l'Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement (2iE) de Ouagadougou au Burkina Faso est sanctionnée par un stage de fin de formation devant permettre à l'élève ingénieur d'asseoir les compétences acquises sur un projet concret, en lien étroit avec la formation théorique reçue. Ledit stage permet également de se confronter au monde professionnel dans lequel l'apprenant est appelé à évoluer. Dans cette optique, j'ai été accueilli par l'entreprise Centrale d'Etudes et de Travaux publics (CETP Sarl) afin de mener une étude technique détaillée des travaux de réhabilitation de la routes nationale N2 : « cas du tronçon Ebolowa-Ambam » (9178 ml), région du Sud-Cameroun.

I. PRESENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL

1. HISTORIQUE, MISSION ET DOMAINES ACTIVITES DE CETP SARL

a) HISTORIQUE DE LA CETP SARL

CETP Sarl est une entreprise de construction fondée en 1999 par Monsieur Augustin MBATAKOU, un entrepreneur camerounais occupant actuellement le poste de président directeur général. Dans un premier temps, il commence ses activités dans l'électricité uniquement dans la ville de Yaoundé, puis évolue parallèlement dans la signature des contrats de travaux publics avec la Communauté urbaine de Yaoundé (CUY) ; le Ministère de l'Habitat et du Développement urbain (MINDUH) puis le Ministère des Travaux publics (MINTP). Depuis sa création, CETP SARL bénéficie de la confiance des pouvoirs publics et des Organisations Non Gouvernementales (ONG). Ce qui expliquerait l'envergure de ses prestations avec ces entités publiques et privés.

2. STRUCTURE ET MISSIONS DE LA CETP SARL

a) STRUCTURE

CETP SARL dispose de plusieurs employés toutes catégories confondues (hommes, femmes). L'administration de la CETP **SARL** se compose de globalement de la manière suivante :

- Un Direction Générale ;
- Une direction associée aux chantiers où sont exécutées les projets.

Adresse de la CETP SARL

Elle se résume dans le tableau1.

Tableau 1:adresse de la CETP SARL

CETP SARL	
BP	15094-Yaounde
Tél	**(+237)** 222233671
Email	CETP-142000@yahoo.fr
Situation	ESSOS, Rue 1,367, Yaoundé Cameroun

SOURCE : Entreprise CETP

b) MISSIONS DE CETP SARL

CETP Sarl a pour mission de contribue à l'économie du Cameroun en créant de la valeur ajoutée et en générant des emplois. Ainsi, ses objectifs sont de :

- Contribuer au développement économique des villes du Cameroun ;
- Contribuer à l'amélioration des conditions de vie et de bien-être des populations ;
- Fournir des services de qualité afin d'être le leader dans son domaine d'activité à savoir le génie-civil. Il est capable de s'occuper de bout en bout, quel que soit la provenance, de la destination de d'ouvrage de génie-civil et d'électricité, notamment en travaux publics en vue de satisfaire sa clientèle ; etc.

3. DOMAINES D'ACTIVITÉS

Comme activités exercées par la CETP Sarl, nous pouvons citer :

- Les travaux publics en général ;
- La construction des bâtiments ;
- La réalisation des travaux d'électricité basse et moyenne tensions (sous-traitant ENEO, entreprise publique en charge de la distribution de l'énergie électrique au Cameroun).

II. CONTEXTE ET PROBLEMATIQUE DE L'ETUDE

Dans le cadre de la mise en œuvre de la politique des grandes réalisations prônée par le Président de la République du Cameroun Paul Biya et qui tire ses origines dans le Document de Stratégie pour la Croissance et l'Emploi (DSCE) à l'horizon 2035, le gouvernement a engagé depuis 2011, un vaste programme de construction et de réhabilitation des infrastructures ayant

un impact significatif sur l'amélioration des conditions de vie des populations. Parmi les projets phares, on peut citer entre autres :

a) La construction du barrage de Memve'ele et de Mékin dans la région du Sud ;
b) La construction du barrage hydroélectrique de Lom Pangar ;
c) La construction de l'autoroute Yaoundé-Nsimalen ;
d) La construction de l'autoroute Yaoundé-Douala pour relier entre elles les deux grandes métropoles du pays ;
e) La construction du second pont sur le Wouri dans la région du Littoral, etc.

Dans la même lancée, le gouvernement finance les programmes participant à la modernisation des infrastructures de transport et de l'amélioration de la circulabilité et des conditions de sécurité sur les routes du pays. L'initiative rentre dans le cadre de la mise en œuvre de la politique des grandes réalisations pilotée par le Président de la République et s'impose de ce fait comme une exigence forte dans un environnement caractérisé par la volonté des pouvoirs publics d'améliorer les conditions socio-économiques des populations.

Les voies concernées dans ce programme se trouvent sur différents types de routes du Cameroun (routes classées, voies urbaines).

Le projet vise à :

f) Améliorer significativement le confort et les services des axes routiers sur le territoire national ;
g) Améliorer la fluidité de la circulation, en particulier le transport des biens et des personnes sur toute l'étendue du territoire national.

C'est ainsi que l'Etat a lancé en 2015 les travaux de construction de certaines routes du sud Cameroun, tels les tronçons routiers Ebolowa-Akom II-Kribi et Mengong-Sangmelima et la réhabilitation du tronçon routier Ebolowa-Ambam.

Ainsi donc, l'entreprise CETP SARL a été désignée pour la réalisation du marché N° 275/M/MINTP/CMPM-TI/2017 du 13 avril 2017 en procédure d'urgence pour l'exécution des travaux de réhabilitation des routes limites Sud-Sangmelima, Ebolowa-Nkoemvon et Nkoemvon-Ambam, lot 3-SU/17.

1. PRÉSENTATION DU CADRE DE L'ETUDE

a) LOCALISATION DE LA ZONE DU PROJET

Le projet est localisé au Cameroun qui est un pays de l'Afrique Centrale, avec une superficie d'environ 475 650 km² et de 23 248 044 habitants en 2017 (selon

PopulationData.net). Il est organisé en 10 (dix) régions donc la région du Sud, avec Ebolowa pour chef-lieu, 58 départements ,360 arrondissements et 360 communes (d'après le décret n°2008/376). Le site du projet se situe proprement dite entre EBOLOWA ET AMBAM dans la région du sud, plus précisément dans les départements de la MVILA (chef-lieu Ebolowa) et la vallée-du-ntem (chef-lieu Ambam). Il se situe entre les latitudes 2°54 '36' ' et 3°19'31'' N et les longitudes 11°8'55'' et 11°16 ' 12' '

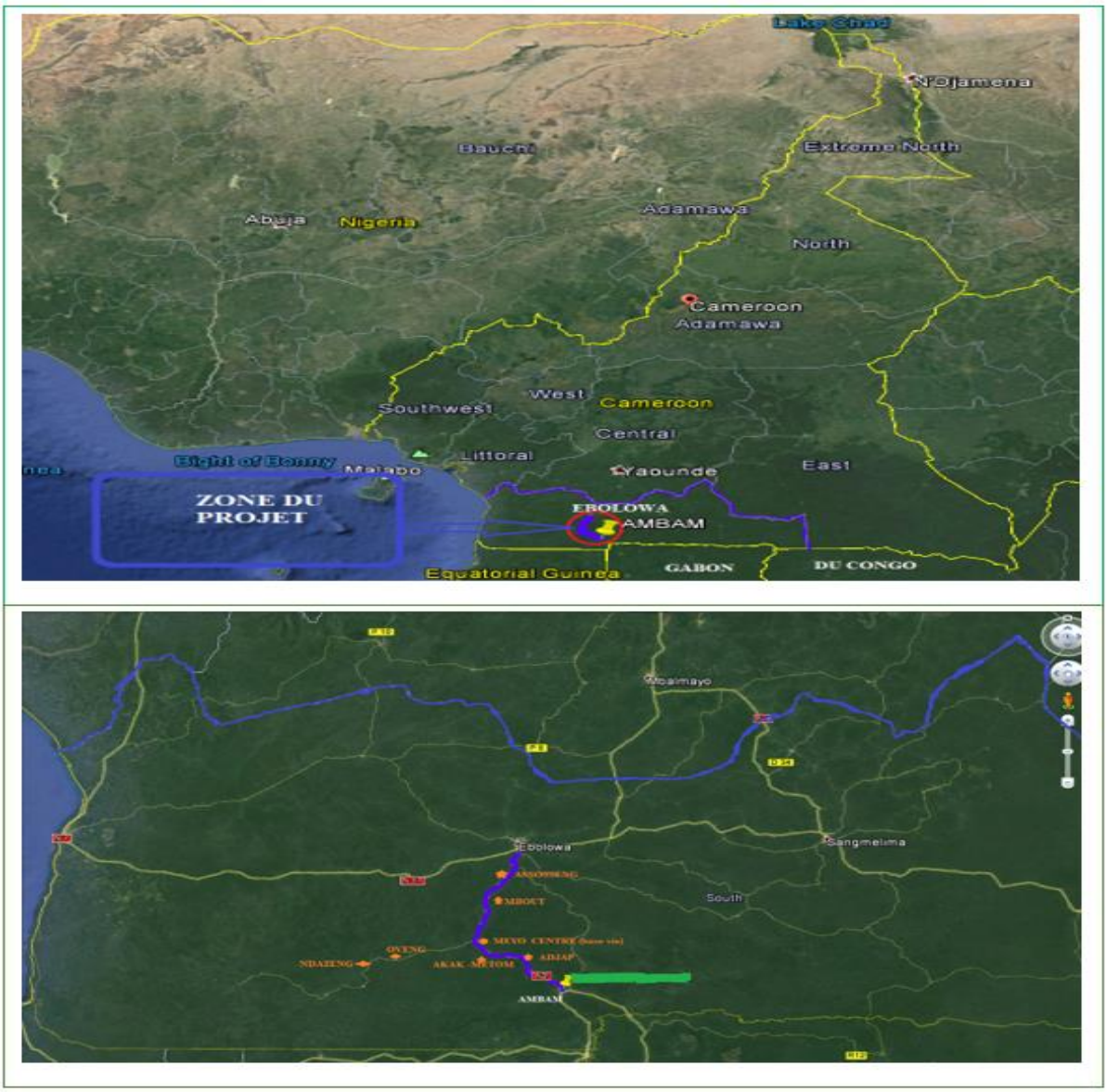


Figure 1:situation géographique

Source : GOOGLE EARTH 7.1.8.3036 du 1/17/2017(date de capture 5/06/2019 à 14H)

b) CADRE PHYSIQUE DE LA ZONE D'ETUDE

LE CLIMAT

La zone de projet est soumise dans son ensemble à l'influence d'un climat équatorial humide à deux saisons de pluies et de deux saisons sèches. Au cours de l'année, les saisons se succèdent de la manière suivante :

- La grande saison des pluies de septembre à novembre ;
- La grande saison sèche de décembre à mars ;
- La petite saison des pluies d'avril à mai et
- La petite saison sèche de juin à août.

Les précipitations annuelles moyennes se situent entre 1800 mm et 2600 mm Elles se singularisent par l'existence d'une végétation évolutive du Nord au Sud allant de la forêt semi-décidue (forêt caractérisée par la présence d'une majorité d'arbres dont les feuilles, caduques, tombent au rythme des saisons) à la forêt dense humide. L'humidité relative moyenne annuelle est élevée (supérieure à 80%). La température moyenne est de l'ordre de 24,50°C par an.

(Source : carte communale du Cameroun 2008).

L'HYDROGRAPHIE

La zone du projet est caractérisée par un réseau hydrographique particulièrement dense et constitué de grandes rivières et de ruisseau dont les plus importantes sont visible le long des axes routiers à savoir : la MEMOUGOU, la SOUMOU, ADJAP, OTONG NKOULOU, MEMOU'OU, AKONLO'O, SENG ; OTO OKOUK, OTO MBA, MONE MEMOU'OU, etc.

LE RELIEF

La zone de projet est une vaste pénéplaine appartenant au plateau sud-camerounais et dont l'altitude varie entre 400-900m. Les collines sont séparées de vallées qui servent de lits à la plupart des rivières qui se jettent dans les fleuves Ntem, Mboro, Sanaga et Sangha. Le plateau sud-camerounais s'étend sur 600 km d'Ouest en Est de Yaoundé et Ebolowa jusqu'au-delà de Berbérati en Centrafrique. Vers le nord, il est limité par les contreforts (chaîne de montagnes latérales) de l'Adamaoua avec des escarpements (versants en pente raide) de 200 à 400 m à l'Ouest. Au Sud, le plateau déborde largement sur le Gabon. Au Sud-Est, ce plateau s'incline en pente douce et se limite par la cuvette congolaise à environ 350m d'altitude.

LA FLORE ET FAUNE

La végétation est celle de forêt dense équatoriale. Elle appartient aux formations mixtes semi caducifoliées toujours vertes, présentant des faciès de dégradation le long de la route à cause de l'occupation et des activités humaines (habitations, cultures de proximité et réseaux de pistes). Elle est essentiellement constituée de jachères (jeunes ou anciennes), d'une forêt secondaire et d'une forêt primaire dégradée selon qu'on évolue en profondeur. A l'intérieur de celle-ci. Les jachères (terres forestières dégradées) sont aux abords de la route et des zones de cultures et d'habitation. Les forêts marécageuses longent les cours d'eau. La forêt regorge d'une diversité d'essences ainsi que de nombreux produits forestiers non ligneux.

La faune domestique est composée de chiens, chats, chèvres, moutons, porcs, poulets, canards qui sont élevés en divagation. La faune sauvage est surtout constituée du petit gibier regorgeant des animaux tels que les lièvres, les chats tigres, les porcs épics, les hérissons, les singes, les biches, les vipères, les rats palmistes, les varans etc. Les zones de pêche que sont les cours d'eau regorgent du poisson, des crevettes et des crabes.

2. OBJECTIF DE L'ÉTUDE

a) OBJECTIFS GÉNÉRAL

L'objectif général de la présente étude est de de proposer une étude technique détaillée ainsi que la méthodologie d'exécution des tâches dans le cadre de la réalisation des travaux de réhabilitation de la route nationale N°2 plus précisément sur le tronçon de route EBOLOWA-AMBAM

b) OBJECTIFS SPÉCIFIQUE

Les objectifs spécifiques visent à :

- Faire une évaluation technique de l'état de la route actuelle ;
- Déterminer et faire une étude spécifique des zones à mauvaises déflexions ;
- Proposer la meilleure solution de renforcement sur le plan technique et économique ;
- Mener des études devant aboutir au choix de la zone d'implantation des ouvrages d'hydraulique ;
- Proposer un plan de gestion environnemental et social ;

3. DESCRIPTION DE L'ETAT ACTUEL DU SITE

L'état actuel du tronçon se caractérise par les aspects suivants :

- Niveau de dégradation avancée des ouvrages hydrauliques et de la chaussée ;
- Plusieurs buses ne parviennent plus à drainer les débits eaux et nécessitent d'être remplacées par des ouvrages adéquats ;
- Le long du tronçon, on peut observer des dalots et buses en bonne état nécessitant des opérations de curage afin de retirer les débris qui font obstruction à l'écoulement des eaux ;
- La majorité de la zone du projet nécessite des opérations de débroussaillage et d'élagage des herbes et arbres qui empiètent d'une part l'emprise de la chaussée et gênent la visibilité des usagers et d'autre part couvrent partiellement ou totalement la signalisation verticale presqu'inexistante.

III. METHODOLOGIE ADOPTEE POUR L'ETUDE

La méthodologie de l'étude se présente comme suit :

A partir des études de déflexion menées sur l'ensemble du tronçon, notre travaille consiste dans un premier temps à déterminer les valeurs de portance ainsi que la qualité de la structure afin de proposer une solution de renforcement économique et durable suivant la méthode et recommandation du CEBTP-LCPC.

Par la suite, il sera question de mener un diagnostic des ouvrages d'arts et hydrauliques présents dans la zone d'étude et par la suite faire des études hydrologiques suivies du dimensionnement d'un dalot.

L'ouvrage de franchissements (dalots) a une conception qui obéit à celle d'un pont cadre. La détermination des sections hydrauliques passe par la caractérisation du bassin versant afin d'en trouver le débit à évacuer. La détermination de ce débit sera faite par la méthode **ORSTOM**, **CIEH** et la méthode **RATIONNELLE**. Une fois le débit déterminé, nous déterminerons la section hydraulique optimale qui nous conduira à la détermination des sections d'armatures suivant les règles du BAEL 91 modifié 99 (béton armé aux états limites).

La figure 2 récapitule l'essentiel de la démarche.

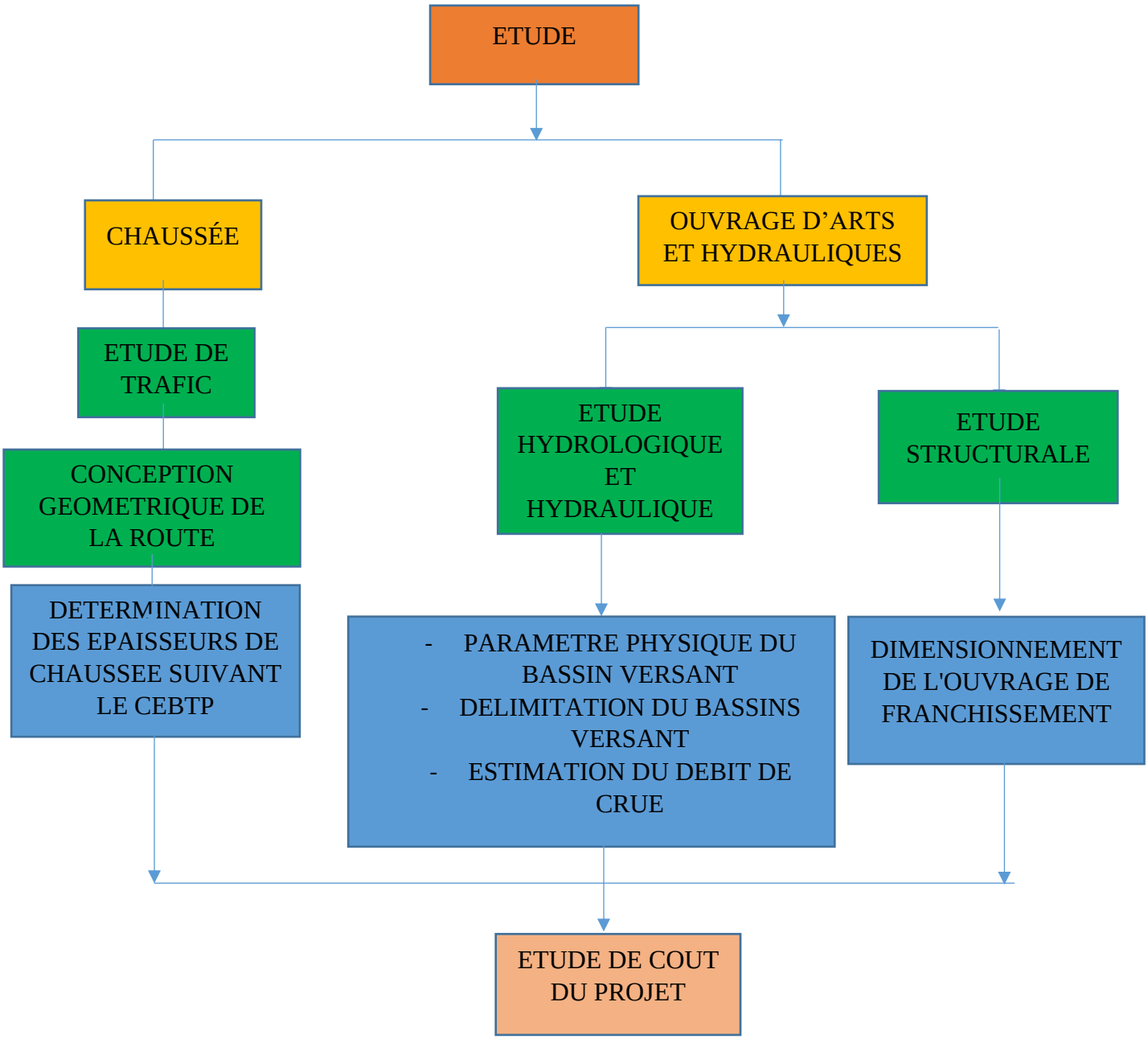


Figure 2:Organigramme de la démarche de l'étude

CHAPITRE 2 : DIAGNOSTIC ET ETUDES PRELIMINAIRES

I. STRUCTURE DE CHAUSSEE EXISTANTE

L'auscultation de la route existante nous a montré la structure de chaussée suivante :

- **Couche de roulement :** enduit superficiel bicouche ;
- **Couche de base :** Grave concassé 0/31,5 de 20 cm ;
- **Couche de fondation :** grave latéritique naturelle de 25cm ;
- **Sol support ou plateforme.**

La géométrie de la route se présente ainsi qu'il suit :

- **Largeur du revêtement :** 7,00 m (1×2 voies de 3,5 de largeur) ;
- **Largeur des accotements :** 2 × 1,00 m.

II. ÉTUDE GEOTECHNIQUE

La connaissance des caractéristiques mécaniques et physiques du sol en place revêt une importance capitale pour tout ouvrage de génie-civil. Son comportement en dépend dans le cadre de ce projet. Une campagne de reconnaissance géotechnique du sol a été réalisée et avait pour objectif principal :

- L'évaluation de l'état et de la portance de la chaussée ;
- L'étude des matériaux de la plateforme ;
- L'analyse des résultats des essais sur les matériaux de la plateforme ;
- La proposition des diverses solutions (renforcement, reconstruction, traitement etc.) ;
- L'étude des sols de fondation des principaux ouvrages d'hydraulique.

Il sera question dans cette étude, d'exploiter et d'analyser les résultats des essais géotechniques et des mesures de déflexions afin de proposer des solutions capables de pallier le problème de dégradation de la chaussée.

1. EVALUATION DE L'ÉTAT DE LA CHAUSSÉE ET ETUDE DU TRAFIC

Cette partie concerne essentiellement l'état de la chaussée sur le tronçon réservé à CETP Sarl. Pour réaliser le diagnostic de l'itinéraire Ebolowa-Ambam, nous avons, en premier lieu, mené trois types d'investigations qui sont :

- La reconnaissance visuelle des dégradations qui permet d'évaluer la gravité des désordres actuels de la route ;
- Une campagne de mesure de déflexions tous les 100 m en quinconce sur toute la longueur de l'itinéraire, en vue de quantifier sa déformabilité ;
- Une série de sondages au pénétromètre dynamique qui donneront des renseignements sur la structure en place, c'est-à-dire la nature et l'épaisseur des différentes couches de chaussée.

Les résultats de ces investigations seront utilisés pour déterminer les méthodes de renforcement adaptées aux problèmes à résoudre.

a) DIAGNOSTIC VISUEL ET CAUSES DES DÉGRADATIONS SUR LA CHAUSSÉE

Lors de notre campagne d'étude, nous avons procédé aux relevés des dégradations de la chaussée par observation visuelle en continu le long de l'itinéraire. L'objectif de cette phase était d'avoir plus des données sur les différents tronçons afin de proposer des solutions de renforcement ou d'amélioration de la chaussée. Nous avons relevé trois types de dégradations : les déformations de chaussée, les fissures et faïençages, les arrachements et nids de poule. Les dégradations ont été classées selon leur type tout en énumérant les causes qui ont engendré ces dégradations.

- **Les déformations** : celles-ci sont regroupées dans le tableau 2.

Tableau 2:déformations et causes

Dégradations	Origines et causes
Déformation : C'est la flexion des couches de la structure d'une chaussée sous l'effet des charges roulantes	Trafic élevé
	Conditions climatiques
	Mauvaise mise en oeuvre
	Mauvais système d'assainissement
	Chocs dus aux accidents

Les figures 3,4,5 et 6 illustrent les déformations visualisées dans la zone d'étude.

Figure 3:images illustrant des déformations

- **Les fissures** : celles-ci sont regroupées dans le tableau3.

Tableau 3:fissurations et causes

Dégradations	Causes
Fissure : La fissure est un « défaut » ou une Discontinuité brutale apparaissant sur la chaussée	Trafic élevé
	Conditions climatiques
	Mauvaise mise en œuvre
	Mauvaise qualité des matériaux
	Insuffisance et mauvaise qualité des matériaux
	Qualité des sols

Les fissures sont observées sur l'ensemble de l'itinéraire. Elles sont généralement associées à des ornières qui en règle générale évoluent vers les nids de poule. Les figures 3 ci-dessous illustrent les fissures visualisées dans notre zone d'étude.

Figure 4:images illustratives des fissures

Source photographique :20 MARS 2019

- **Les arrachements** : ceux-ci sont regroupés dans le tableau 4.

Tableau 4:arrachements et causes des dégradations

Dégradations	Causes
Arrachement : absence localisée ou arrachement des matériaux par plaque laissant apparaître la couche inférieure ou l'imprégnation.	Trafic élevé
	Conditions climatiques
	Mauvaise mise en œuvre
	Mauvaise qualité des matériaux
	Qualité insuffisante de liant
	Insuffisance et mauvaise qualité des matériaux
	Mauvais système d'assainissement

La figures 5 illustre les arrachements visualisés dans notre zone d'étude.

Figure 5:image illustrant des arrachements

Source photographique :20 MARS 2019

- **Nid de poule :** ceux-ci sont regroupés dans le tableau 5.

Tableau 5:nid de poule et causes des dégradations

Dégradations	Causes
Nid de poule : cavité dans la chaussée aux bord découpés qui se crée lorsque le revêtement s'effrite et que les matériaux constitutifs du revêtement se dispersent.	Trafic élevé
	Conditions climatiques
	Mauvais système d'assainissement

Les figures 6 illustrent les nids de poule visualisés dans notre zone d'étude.

Figure 6:images illustratives des nids de poule

Source photographique :20 MARS 2019

b) DIAGNOSTIC VISUEL SUR LES OUVRAGES D'ARTS ET HYDRAULIQUES

Cette partie concerne l'inspection des ouvrages d'arts et hydrauliques en vue de la réhabilitation de la route Ebolowa-Ambam. Il sera question de faire le diagnostic des ouvrages d'art et des ouvrages hydrauliques. Ensuite, nous présenterons les actions à entrevoir et les travaux à envisager pour la réhabilitation de ces ouvrages.

Diagnostique Des Ouvrages D'art Et Hydraulique Existant

Pour mener à bien notre étude, nous avons procédé aux relevés des dégradations des ouvrages d'art et des ouvrages hydrauliques par observation visuelle en continu le long de la chaussée. L'objectif de cette phase était d'avoir plus des données sur les différents tronçons afin de proposer des solutions de réparation ou d'entretien.

SUR LES DALOTS, BUSES

Les analyses visuelles nous ont permis d'inventorier un certain nombre d'anomalies à savoir :

- L'envasement, l'ensablement et l'obstruction par des débris et la broussaille ;
- L'érosion du lit à la sortie des dalots et buses ;
- Le tassement et les fissures ;
- Les buses métalliques attaquées par la rouille.

SUR LES PONTS

Nous avons noté les anomalies ci-après :

- Manque de signalisation routière ;
- État de dégradations avancé des rampes d'accès et garde-corps ;
- Envahissement par la broussaille.

Les ouvrages existants ainsi que leurs localisations sont récapitulés dans le **tableau 48 page 85.**

LES TRAVAUX A ENVIGASER POUR LA RÉHABILITATION DES OUVRAGES D'ART

Les travaux envisagés pour la réhabilitation des ouvrages d'arts sont définis comme suit :

- Traitement de l'usure et nettoyage des parements ;
- Pose des grilles à l'entrée des buses et des dalots ;
- Remplacement de certaines buses métalliques par des buses en béton ;
- Remplacement de certaines buses par les dalots.

SUR LES PONTS

Les travaux envisagés pour la réhabilitation des ouvrages d'arts sont définis comme suit :

- Le nettoyage en surface des piles et des culées ;
- Le désherbage des bordures pour certains ponts ;
- Le remplacement des garde-corps (Type T2) au niveau des tabliers de certains ouvrages d'art ;
- Refaire la signalisation horizontale et verticale ;
- Appliquer une couche de peinture anticorrosive sur les garde-corps.

c) ANALYSE DES MESURES DE DEFLEXION SUR LE TRONCON ROUTIER

La valeur de la déflexion est sensible à l'environnement géologique et climatique et à la nature des matériaux constituant les chaussées et leurs supports. Une fois les conditions de mesure définies, on cherche à établir la corrélation entre le niveau des dégradations sur un itinéraire ou sur l'ensemble de l'itinéraire et le niveau de la déflexion. L'exploitation statistique de ces deux paramètres pour un réseau situé dans une unité géologique et climatique donne les valeurs des seuils de déflexion critiques :

- d1 : valeur au-dessous de laquelle on considère que la structure se comporte d'une façon satisfaisante ;
- d2 : valeur au-dessus de laquelle on considère que la structure présente de sérieux défauts de portance.

D'où la représentation schématique6.

Tableau 6:Corrélation entre le niveau des dégradations sur un itinéraire et le niveau de la déflexion

Déflexion	***Faible*** d 1	d 2	***Forte***
Portance	*Elevée*		*Faible*
Qualité des structures	*Bonne*	*Douteuse*	*Mauvaise*

Source : *Manuel pour le renforcement des chaussées souple en pays tropicaux, Mai 1985*

RESULTATS DES MESURES DE DEFLEXION

Les mesures de déflexion ont été réalisées par le laboratoire BRECG a l'aide de la poutre Benkelman par l'entre axe des deux roues jumelées du camion chargé à 13 tonnes à l'arrière et dont la pression de gonflage des pneus est de 7 bars. Les mesures ont été réalisées avec un pas de 100 m côté droit et gauche et à l'axe de la route. Les résultats ont été subdivisés en sections « homogènes » avec calcul de : moyenne, écart - type et déflexion caractéristique D90 par section.

D90 = Dmoy +1.3∂ Où :

Dmoy est la moyenne des valeurs sur la section considérée

∂ : est l'écart type des déflexions sur la section considérée

D90 est déflexion caractéristique correspondant à une probabilité de risque de dépassement de 10%.

Les résultats sont présentés dans le **tableau 38 en annexe I page 72** :

Les classes de déflexion varient de d 4 à d 6 et sont reparties de la manière suivante :

- 2 sections de classe d4 (3,10) ;
- 5 sections de classe d5 (4, 5, 6, 7, 11) ;
- 4 sections de classe d6 (1, 2, 8, 9) ;

Il convient de noter que, Illustration de la qualité de la structure de chaussée en fonction de la classe de portance montre que la majeure partie de l'itinéraire Ebolowa – Ambam présente une déflexion forte et donc une portance faible. La qualité de la structure est donc mauvaise sur presque tout l'itinéraire. Les détails sont répertoriés dans **le tableau 39 en ANNEXE I page 73**.

d) EXPLOITATION DES RESULTATS DE DEFLEXION ET DE DEGRADATIONS

La méthode de détermination de la qualité apparente de la chaussée utilisée est la méthode du « *Manuel pour le renforcement des chaussées souple en pays tropicaux* » (CEBTP LCPC, mai 1985) dont les principes préconisent que la qualité (Qi) de la chaussée est déterminée par le couple (déflexion, état apparent de la structure). Chaque valeur de Qi correspond à une solution de remise en état comme présenté dans le tableau 7. (i) varie de 1 à 5 comme indiqué.

Tableau 7:Mesure de déflexion en fonction de l'état apparent

Déflexion / Etat apparent	Faible		Elevée
Bon 1	Q1 ENTRETIEN	Q2 ENTRETIEN	Q3
Fissuré non déformé 2 - 3	Q2 ENTRETIEN	Q3	Q4 RENFORCEMENT
Déformé et fissuré 4 - 7	Q3	Q4 RENFORCEMENT	Q5 RENFORCEMENT

SOURCE : Manuel pour le renforcement des chaussées souple en pays tropicaux » (CEBTP LCPC, Mai 1985).

Il apparaît, au regard de la grille ci-dessus, que l'itinéraire Ebolowa-Ambam d'indice de surface compris entre 4 à 6, donc déformé et fissuré et d'indice de qualité très majoritairement Q4 à Q5, devrait subir un renforcement.

Le récapitulatif des différents indices de qualité sont répertorier dans le **tableau 40 ANNEXES I page 74.**

1. ÉTUDE DU TRAFIC

Le trafic est un paramètre important dans le dimensionnement des chaussées. Le passage des véhicules impose à la chaussée des efforts par l'intermédiaire des pneumatiques. Ce volet consiste donc à déterminer le volume de trafic que va supporter la route au cours de sa durée de vie. Afin de déterminer la classe de trafic nous avons effectué, un comptage a été réalisé sur une semaine (**Voir tableaux 41 et 42 en Annexe I page75**) afin d'évaluer le trafic moyen journalier par sens pour ensuite le comparer avec la classe de trafic fournir par le MINTP qui est de 700 véhicules par jour. Les hypothèses considérées pour avoir le trafic projeté sur la voie d'accès principale sont les suivantes :

- Année de mise en service : 2019 ;
- Durée de vie : 15 ans ;
- Croissance exponentielle du trafic : 7% ;
- On calculera le trafic en considérant le seul cumul des poids lourds ;
- Les poids lourds sont définis comme étant les véhicules dont le poids à vide est supérieur à 3.5 tonnes (camionnettes, camions) ;
- En absence de campagne de pesage, le coefficient d'agressivité moyen CAM, est pris égal à CAM=1.

a) Calcul du trafic cumulé

Pour les besoins de dimensionnement, il nous faut déterminer le trafic cumulé de poids lourds qui emprunteront la chaussée durant sa mise en service. Le calcul du trafic sera effectué par la méthode CEBTP.

Les formules à utiliser pour les calculs de trafic sont les suivantes :

Cas de croissance exponentielle :

$$t_n = t_1(1+i)^{n-1}$$

$$365\sum_{1}^{n} t_n = 365t_1\frac{(1+i)^{n-1}}{i}$$

Cas de croissance linéaire :

$$t_n = t_1[1+(n-1)i\ \ ]$$

$$365\sum_{1}^{n} t_n = 365t_1\frac{[1+(n-1)i\ \ ]}{2}$$

Tableau 8:Détermination du trafic cumulé Tn suivant la méthode CEBTP

Désignation	**Valeurs**	**Unités**
Trafic Moyen Journalier Annuel (TMJA)	**243**	Pl/sens/jr
Essieu de référence	**13t**	-
Durée de vie n	**15**	Ans
i taux géométrique de croissance annuelle du trafic selon une étude économique de la zone	**7**	%
Année de comptage	**2019**	-
Année de mise en service	**2019**	-
Méthode CEBTP croissance géométrique		
Facteur de cumul (C)	**25,13**	
Trafic pour l'année de service n=15 ans	**2,228905* 10^6**	**Essieux**

Tableau 9:Classes de trafic suivant la méthode CEBTP

$T_1 < 5\times10^5$
$5\times10^5 < T2 < 1.5\times10^6$
$1.5\times10^6 < T3 < 4\times10^6$
$4\times10^6 < T4 < 10^7$
$10^7 < T5 < 2\times10^7$

Source : « guide de dimensionnement des chaussées pour les pays tropicaux » 1980 pages 24.

NB : après comptage, le trafic est de type T3 ayant **2,228905* 10^6**PL pour l'année de service n=15ans. Il convient de noter que la route est une route frontalière au Gabon et à la Guinée Equatoriale. Pour des raisons politiques, la frontière avec la Guinée Equatoriale est fermée ; d'où l'impact significatif sur le résultat de la campagne de comptage effectuée.

CHAPITRE 3 : RE-CONCEPTION GEOMETRIQUE DE LA ROUTE

L'étude du tracé en plan et du profil en long de la route a été effectuée sur la base d'un certain nombre de normes. Il a été considéré dans cet ouvrage les normes préconisées par les termes de référence (TDR) et également bien d'autres normes et considérations définies en fonction du trafic à écouler, du niveau d'aménagement et du niveau de confort et de sécurité que l'on souhaite offrir à l'usager. Une vitesse de référence de 80 km/h a été retenue pour le projet. L'objectif est d'offrir aux usagers des conditions de conduite plus confortables. La conception a été faite à l'aide du logiciel PISTE 5.05 du SETRA. Pour ce faire, nous disposions comme données d'entrée, des fichiers de levée topographique et d'un fond topographique sur AUTOCAD. Elle a été effectuée sous la base de l'axe de la voie existante tout en respectant les rayons de raccordement et les distances d'alignement droit et de visibilité.

I. TRACE EN PLAN

Le tracé en plan est la projection sur un plan horizontal de l'axe de la chaussée. L'axe est constitué d'une succession de segments de droites raccordés entre eux par des courbes qui peuvent être soit des cercles, soit des clothoïdes, soit la combinaison des deux. La combinaison de ces éléments doit respecter dans la mesure du possible les contraintes, topographiques, économiques, sécuritaires et de confort. En fonction de la vitesse de référence adoptée, des valeurs minimales des rayons permettant d'atteindre principalement les objectifs de confort et de sécurité sont données dans le Tableau 10. **Le trace en plan est répertorier en annexe II page 77.**

Tableau 10:paramètres géométriques du tracé en plan

Désignation du paramètre			Symbole et unité	Catégorie de route				
				4e	3e	2e	1e	Except.
Vitesse de référence			*Vr (km/h)*	40	60	80	100	120
Tracé en plan	Devers maximal		*δM(%)*	7	7	7	7	7
	Rayon en plan RH(m)	Minimal absolu (dévers δM)	*RHm*	40	120	240	425	665
		Minimal normal (dévers)	*RHN (δ%)*	120 (5%)	240 (5%)	425 (5%)	665 (4%)	1000 (4%)
		Au dévers minimal	*RH' (2,5%)*	250	450	650	900	1500
		Non déversé	*RHnd*	400	600	900	1300	1800

Source : Aménagement des routes principales, guide technique Aout 1994 (ARP)

II. PROFIL EN LONG

Le profil en long est composé d'éléments rectilignes caractérisés par leur déclivité et des

raccordements paraboliques caractérisés par leur rayon. C'est le développement du cylindre vertical sur lequel est tracé l'axe de la route. Les paramètres géométriques du profil en long doivent respecter les caractéristiques limites résumées dans le tableau 11.

Tableau 11:paramètres géométriques du profil en long

Désignation du paramètre			Symbole et unité	Catégorie de route				
				4e	3e	2e	1e	Except.
Vitesse de référence			*Vr (km/h)*	40	60	80	100	120
Profil en long	Déclivité maximal en rampe		*πM(%)*	8	7	6	5	4
	Rayon en angle saillant RV(m)	Minimal absolu	*RVm*	500	1500	3000	6000	12000
		Minimal normal	*RHN*	1500	3000	6000	12000	12000
	Rayon en angle rentrant RV'(m)	Minimal absolu	*RVm'*	700	1500	2200	3000	4200
		Minimal normal	*RVN'*	1500	2200	3000	4200	6000

Source : Aménagement des routes principales, guide technique Aout 1994 (ARP)

Les profils en long sont répertoriés en annexe II page 77.

III. PROFIL EN TRAVERS TYPE

C'est la coupe transversale de la chaussée et de ses dépendances. Il fait ressortir l'assiette, l'emprise de la route ainsi que les différentes déclivités. Les profils en travers permettent en outre de déterminer le plan général et de calculer les volumes de déblai et de remblai nécessaires à la réalisation du projet. Le profil en travers du projet montre la constitution de la chaussée suivante :

- 2 voies de circulation pour les automobiles d'une largeur de 3,5m ;
- Deux accotements de 1,00 m ;

Les profils en travers types sont répertoriés en annexe II page 77.

CHAPITRE 4 DIMENSIONNEMENT DE LA CHAUSSEE

Ce chapitre est consacré essentiellement à la recherche de solutions afin de mettre en place une structure de chaussée avec des paramètres optimums de choix. Nous prendrons ainsi en compte comme paramètres :

- La qualité de la structure ;
- La classe de trafic ;
- La nature et la qualité des matériaux disponibles.

C'est à la fin de tout ceci que nous allons faire un choix de structure de chaussée.

QUALITE DE LA STRUCTURE EN PLACE

Les sondages réalisés nous montrent une structure de chaussée rappelée ci - après :

- Revêtement en enduit superficiel bicouche ;
- Couche de base : grave concassée 0/31,5 de 20 cm ;
- Couche de fondation : Grave latéritique naturelle de 25 cm ;

1. CLASSE DE TRAFIC

Nous avons dans un premier temps effectué une campagne de comptage sur une période d'une semaine (du 12 au 18 mars 2019) afin de vérifier les données relatives au trafic fourni par le ministère des Travaux publics (MINTP) pour notre projet. A l'issue de ce comptage, nous avons obtenus un trafic de type T3 avec comme nombre d'essieux équivalents NE=**2,228905*10^6 essieux.** Le trafic fourni par le MINTP sur l'itinéraire Ebolowa-Ambam se situe autour de 700 véhicules/jour avec un pourcentage de poids lourds avoisinant 36,5 %, soit environ 255 poids lourds/jour avec un nombre d'essieux standards pris égal à **4* 10^6** (source : MINTP). Les conclusions des études de trafic ont montré que le trafic de dimensionnement est de type T3 selon « Le Manuel pour le renforcement des chaussées en pays tropicaux (CEBTP - LCPC -1985) ». Cette classe de trafic sera donc retenue pour le dimensionnement de la structure de renforcement.

2. METHODE DE DIMENSIONNEMENT

La méthode de dimensionnement utilisée est celle dite CEBTP - LCPC qui consiste à :

- Modéliser sous multicouche la chaussée avec pour chaque couche de la Structure les paramètres caractéristiques (épaisseur, module de déformation et coefficient de poisson)
- Déterminer à l'aide du calculateur ALIZE III du LCPC les contraintes et déformations au niveau de chaque couche de la chaussée et du sol support et à les comparer aux contraintes et déformations admissibles des matériaux.

Les structures proposées par le catalogue du manuel pour le renforcement des chaussées en pays tropicaux (LCPC - CEBTP 1985) sont adaptées en fonction de la nature des matériaux retenus et des traitements éventuels pour être en concordance avec les trafics retenus.

3. EVALUATION DE LA PORTANCE DE LA CHAUSSEE

Les résultats des essais font ressortir que le sol support de chaussée est relativement Homogène. Les sols sont de portance moyenne et donc acceptables. Ce sol support de la RN2 est, selon le rapport d'étude géotechnique, de la classe S4 (CBR 15 à 30 %). Nous avons retenu un CBR de 28.

Tableau 12:classification de la plateforme

S1	CBR<5
S2	5<CBR<10
S3	10<CBR<15
S4	**15<CBR<30; (Cas de notre étude)**
S5	**CBR >30**

Source : « guide de dimensionnement des chaussées pour les pays tropicaux », **1980 page 21**

4. MATERIAUX DISPONIBLES

Nature des matériaux

Les matériaux susceptibles d'être utilisés pour la réalisation des chaussées dans le cadre du Renforcement de la route Ebolowa-Ambam sont les suivants :

- Au niveau du Revêtement : le béton bitumineux (**BB**) ;
- Au niveau de la Couche de base nous pouvons avoir comme variantes :
  - La grave bitume (**GB**) ;
  - La grave ciment (**GC**) ;
  - Le graveleux latéritique ciment (**GLC**).

5. DETERMINATON DES VARIANTES

Le Manuel pour le renforcement des chaussées souples en pays tropicaux (LCPC - CEBTP 1985) défini les structures possibles en fonction du modèle caractérisant la chaussée (bicouche ou tri couche). Les structures de renforcement de type bicouche que nous proposons pour un trafic T3 et d'indice de qualité de la chaussée Q4 et Q5 sont présentées dans les tableaux 13 et 14 . Le linéaire total pour la qualité de chaussée de type Q4 est d'environ 19 km et celui de type Q5 d'environ 73 km.

Structure avec pour indice de qualité Q5

Tableau 13:variante proposée en fonction de l'indice de qualité Q5

	Couche	Variante1	Variante 2	Variante 3
Renforcement	Revêtement	5BB	5BB	5BB
	Couche de base	15GB	25GC	28GLC
Ancienne chaussée	Couche de fondation	25 GLN	25 GLN	25 GLN
	Plateforme	GLN	GLN	GLN
BB=béton bitumineux ; GB=grave bitume ; GLN=grave latéritique naturel ; GLC=grave latéritique ciment				

Structure avec pour indice de qualité Q4

Tableau 14:variante proposée en fonction de l'indice de qualité Q4

	Couche	Variante 1	Variante 2	Variante 3
Renforcement	Revêtement	5BB	5BB	5BB
	Couche de base	12GB	22GC	25GLC
Ancienne chaussée	Couche de fondation	25 GLN	25 GLN	25 GLN
	Plateforme	GLN	GLN	GLN
GB=grave bitume ; GLN=grave latéritique naturel ; GLC=grave latéritique ciment.				

Choix de la variante de structure pour le dimensionnement : le choix se fera en faisant une comparaison entre les matériaux constituant la couche de base. Les avantages et inconvénients des matériaux sont répertoriés dans le tableau 15.

Tableau 15:avantages et inconvénients des matériaux constituant la couche de base

Désignations	**Avantages**	**Inconvénients**
Grave bitume	Facilité de mise en œuvre ; Bonne capacité d'imperméabilité et de déformabilité sans se fissurer ;	Coûteux
Grave ciment	Très résistant en traction et en compression	Présente des fissure lors du retrait du béton; Coûteux
Grave latéritique ciment	Coût abordable	Le manque de carrière à proximité de la zone du projet.

6. VERIFICATION THEORIQUE DES CONTRAINTES DANS LE CORPS DE CHAUSSEE

Elle est basée sur la détermination des contraintes et déformations admissibles des matériaux sous l'effet du trafic considéré et la durée de vie escomptée. Les sollicitations subies par les matériaux sous l'effet du trafic sont ensuite calculées et comparées aux sollicitations admissibles. Pour ce faire, le projecteur doit connaître les paramètres suivants :

- La charge de référence ;
- Le nombre de couches composant la chaussée, leur épaisseur, leur nature et le mode de liaison entre ces différentes couches ;
- Les caractéristiques pour chaque matériau composant la chaussée :
  - Le module de Young ;
  - Le coefficient de Poisson (égal à 0,35 pour toutes les couches) ;

  Le dimensionnement de la chaussée par la méthode du CEBTP va nous permettre d'avoir les épaisseurs et le type de matériau à utiliser en revêtement et en corps de chaussée. Le logiciel Alizé-LCPC va nous permettre de dimensionner la structure de chaussée par la méthode rationnelle.

Le principe de dimensionnement est le suivant :

- Définition du corps de chaussée ;
- Détermination des contraintes et déformations ;
- Définition des charges agissantes ;
- Caractérisations des matériaux ;
- Comparaison des contraintes et déformations obtenues aux valeurs admissibles.

7. DEFINITION DU CORPS DE CHAUSSEE

La structure de chaussée est celle obtenue lors du dimensionnement par la méthode CEBTP, à savoir :

a) Structure avec pour indice de qualité Q4

- **Revêtement :** béton bitumineux (Epaisseur : 5cm) ;
- **Couche de base :** grave bitume (Epaisseur : 12cm) ;
- **Couche de fondation** (existante) **:** graveleux latéritique naturel (Epaisseur : 25cm).

b) Structure avec pour indice de qualité Q5

- **Revêtement :** béton bitumineux (Epaisseur : 5cm) ;
- **Couche de base :** grave bitume (Epaisseur : 15cm) ;
- **Couche de fondation**(existante) **:** graveleux latéritique naturel (Epaisseur : 25cm).

8. DEFINITION DES CHARGES AGISSANTES

L'essieu de référence est celui défini par Alizé-LCPC qui est un essieu de 130 kN à roues jumelées ayant les caractéristiques suivantes :

- Jumelage standard français **65kN ;**
- Pression verticale : **0,6620MPa** ;
- Rayon de contact : **0,125m** ;
- Distance entraxe des roues : **0,375m**

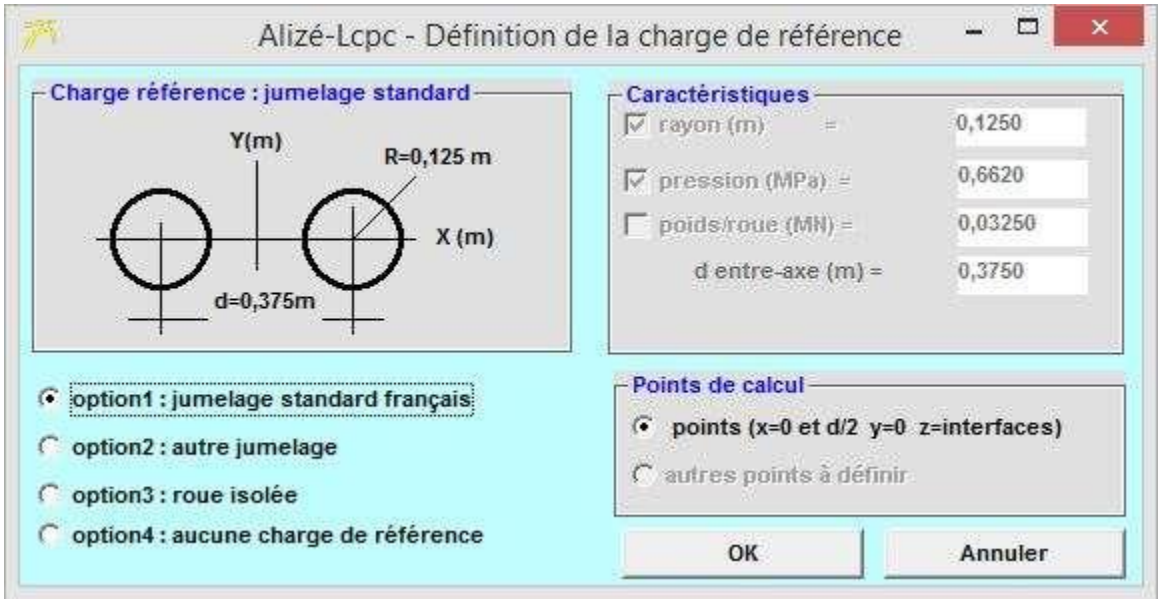


Figure 7:Définition de la charge de référence

Source : logiciel ALIZE-LCPC version 1.3.0

9. CARACTERISATION DES MATERIAUX

La classe de plateforme étant de S4, nous considérons un CBR de 28MPa. Son module de Young est pris égal 5 x CBR. Les modules de Young des autres couches sont déterminés par la même relation (Guide technique de conception et de dimensionnement des chaussées).

Les modules de Young obtenus pour chaque couche sont présentés dans le tableau 16.

Tableau 16:Caractéristiques des matériaux à utiliser en structure de chaussée à 25°C et une fréquence de 10 HZ.

Couches	Nature (indice de qualité Q5)	Nature (indice de qualité Q4/Q5)	Module de Young E en Mpa	Coefficient de Poisson ν
Couche de surface	Béton Bitumineux Ép. = 5 cm	Béton Bitumineux Ép. = 5 cm	2450	0,35
Couche de base (GB)	Grave bitume ép. = 15cm	Grave bitume ép. = 12/15cm	4500	0,35
Couche de fondation (GLN)	Graveleux latéritique naturel ép. = 25cm	Graveleux latéritique naturel ép = 25cm	450	0,35
Plateforme	Graveleux latéritique naturel	Graveleux latéritique naturel	140	0,35

10. DETERMINATION DES DEFORMATIONS ET CONTRAINTES ADMISSIBLES

a) Détermination des déformations

Pour la détermination des déformations, nous allons supposer l'interface entre les Couches « collé ». Les variantes étudiées sont modélisées de la manière suivante avec le logiciel Alizé-LCPC.

Les valeurs des déformations calculées sont consignées dans le tableau 17.

Tableau 17:Déformations de la structure de chaussée

DESIGNATION	NATURE MATERIAUX DE CHAUSSEE	EPAISSEURS COUCHES DECHAUSSEE	DEFORMATIONS [μdéf]
Matériaux	Béton bitumineux	E= 7cm	$\varepsilon_{t=16,4}$
	Grave bitume	E= 15cm	$\varepsilon_{t=109,9}$
	Graveleux Latéritiques naturel	E= 25cm	$\varepsilon_z = 165,6$
	Plateforme :PF3	E= infini	$\varepsilon_{z=285,5}$

Déflexion=30.1mm/100

b) Détermination des contraintes admissibles

Nous déterminerons les valeurs admissibles manuellement à partir des formules du guide de conception et de dimensionnement des structures de chaussées. Les facteurs pris en considération pour évaluer la dégradation des chaussées sont entre autres :

- Les résultats d'essai en fatigue ;
- L'épaisseur des couches de fondation lors de l'exécution.

Pour les matériaux bitumineux, La déformation horizontale admissible en traction à la base du béton bitumineux est donnée par l'expression :

$$\varepsilon_{t,adm} = \varepsilon_6(10°C, 25Hz)x\left(\frac{NE}{10^6}\right)^b x\left(\frac{E(10°C)}{E(\theta_{eq})}\right)^{0.5} xK_c xK_r xK_s$$

Pour déterminer la contrainte au niveau supérieur de la plateforme, on n'applique la formule semi-empirique de KERKHOVEN ET DORMON donnée par le CEBTP. Cette formule s'articule sur deux paramètres essentiels à savoir la charge (NE) et le CBR. Etant donné nous avons un CBR de 28 le sol de plateforme est de type S4.le trafic NE = **4* 10^6 PL** sur la voie et La contrainte admissible est alors donnée par :

$$\sigma_{z,adm} = \frac{0{,}3\ x\ CBR}{1 + 0{,}7xlog(NE)}$$

Cette formule est également valable sur les couches non traitées.

La déformation verticale admissible dans les graves naturelles non traitées est donnée par la formule de l'ouvrage intitulé « Conception et dimensionnement de structure de chaussée » du SETRA, édition 1998, en considérant une chaussée à moyen ou fort trafic, comme suit :

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

Avec A pris égal à 12000 car NE > 250000.

Dans la mesure où il faudrait utiliser des matériaux traités au liant hydraulique, on déterminera la contrainte admissible dans la couche considérée par la relation :

$$\sigma_{t,adm} = \sigma_6 x \left(\frac{NE}{10^6}\right)^b xK_c xK_r xK_s xK_d$$

Avec :Kc = coefficient de calage rattaché au matériau

Kr = coefficient de risque

Ks = coefficient tenant compte de l'hétérogénéité de portance du support (Ks = 1 sur couche de base)

Kd = coefficient de discontinuité, intégrant les phénomènes d'augmentation des contraintes près des bords (Kd = 0,8 sur couche de base).

Les tableaux 18 récapitule les valeurs admissibles des contraintes et des déformations.

Tableau 18:Valeurs admissibles des déformations dans le cas de la variante choisie

Désignation	**Nature matériaux de chaussée**	**Déformations admissibles** $[\mu d\acute{e}f]$
(Q5-T3)	Béton Bitumineux	$\varepsilon_{t,adm} = \mathbf{121,8}$
	Grave Bitume	$\varepsilon_{t,adm} = \mathbf{114,0}$
	Grave latéritique naturelle	$\varepsilon_{z,adm} = 410{,}70$

Tableau 19:Valeurs admissibles des contraintes dans le cas de la variante choisie

Couches	Contraintes (MPa)
Grave latéritique	4,80
Sol support	1,49

11. COMPARAISON DES CONTRAINTES ET DEFORMATIONS OBTENUES AUX VALEURS ADMISSIBLES

La comparaison entre les valeurs se fait à partir du tableau 19.

.

Tableau 20:comparaison des contraintes et déformations obtenues aux valeurs admissibles

DESIGNATION	NATURE MATERIAUX DE CHAUSSEE	EPAISSEURS COUCHES DECHAUSSEE	DEFORMATIONS [$\mu déf$]	DEFORMATIONS Admissibles [$\mu déf$]
($S4$; $T3$) Q5	Béton bitumineux	E= 7cm	$\varepsilon_{t=33,1}$	$\varepsilon_{t,adm} = 121,8$
	Grave bitume	E= 20cm	$\varepsilon_{t=111,1}$	$\varepsilon_{t,adm} = 114,0$
	Graveleux Latéritiques naturel	E= 25cm	$\varepsilon_z = 168,5$	$\varepsilon_{t,adm=410,7}$
	Plateforme :PF3	E= infini	$\varepsilon_{z=304,00}$	$\varepsilon_{t,adm} = 410,7$

Conclusion : La structure de chaussée obtenue après dimensionnement par la méthode rationnelle donne la composition suivante :

- **5cm de béton bitumineux en couche de roulement ;**
- **17cm de grave bitume en couche de base ;**
- **25cm de graveleux latéritiques naturels en couche de fondation.**

Pour ces différentes épaisseurs, nous avons :

- Au sommet de la plateforme (Sol support) :

$\boldsymbol{\varepsilon z}$ = **304** $\boldsymbol{\mu déf}$ < $\boldsymbol{\varepsilon z, adm}$ = 410,7 $\boldsymbol{\mu déf} \Rightarrow \boldsymbol{Condition\ satisfaisante}$

- A la base de la couche de grave bitumineuse :

$\boldsymbol{\varepsilon t}$ = **111,1** $\boldsymbol{\mu déf}$ < $\boldsymbol{\varepsilon t, adm}$ = **114,0** $\boldsymbol{\mu déf} \Rightarrow \boldsymbol{Condition\ satisfaisante}$

- A la base de la couche de béton bitumineuse

$\boldsymbol{\varepsilon t}$ = **33,10** $\boldsymbol{\mu déf}$ < $\boldsymbol{\varepsilon t, adm}$ = **121,8** $\boldsymbol{\mu déf} \Rightarrow \boldsymbol{Condition\ satisfaisante}$

Au regard du trafic poids lourds que cette route est appelée à supporter pendant toute sa durée de vie (notamment le transport grumiers-billes de bois), il est important que cette structure de chaussée obtenue par la méthode rationnelle de dimensionnement, soit effectivement mise en œuvre pendant l'exécution du projet. Les détails de calculs sont explicités **ANNEXES III PAGE 78 à 84.**

CHAPITRE 5 ASSAINISSEMENT DE LA ROUTE

I. ÉTUDES HYDROLOGIQUES

L'étude hydrologique met en évidence la détermination des débits de crue pour chaque bassin versant dont l'écoulement coupe notre projet. Il est cependant nécessaire de pouvoir délimiter ces bassins et trouver leurs caractéristiques. Nous utiliserons à cet effet Global Mapper® un logiciel de Système d'Information Géographique (SIG) qui permet d'arriver à ces résultats.

1. LA PLUVIOMETRIE

La pluviométrie intervient dans le dimensionnement des ouvrages d'assainissement sous la forme d'intensité, durée, fréquence (IDF). Elle peut être exprimée sous forme d'équation dont la plus courante est celle de Montana :

$$I = a \times T_C^{-b} \; avec \begin{cases} I: intensité\ de\ l'averse \\ a\ et\ b: les\ coefficients\ de\ Montana \\ T_c: le\ temps\ de\ concentration\ en\ minute \end{cases}$$

Les paramètres de Montana à utiliser pour les différentes évaluations des débits sont fournis dans les **tableaux 49 en Annexe IV page 86**. Pour ce projet les coefficients **a** et **b** de Montana de la région du Sud du Cameroun utilisés sont **a = 698,4** et **b=0,54** pour une durée d'averse inférieure à 45 min.

Les données pluviométriques sont répertoriées en **ANNEXE IV PAGE 86 et 89.**

2. LES BASSINS VERSANTS

Le bassin versant représente l'unité spatiale de référence pour l'hydrologie. Il est défini comme étant une section d'un cours d'eau définie comme la surface totale topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents à l'amont de cette section (Nguyen Van, 1981).la morphologie d'un bassin versant est illustrée à la figure 8.

Figure 8:Morphologie d'un bassin versant

Source : (Google, 2018)

a) La délimitation des bassins versants

Pour le tracé des limites d'un bassin versant, il faut au préalable :

- Repérer l'exutoire ;
- Repérer le réseau hydrographique ;
- Repérer les points hauts puis les courbes de niveau autour de ces points hauts ;
- Tracer la ligne de partage des eaux en suivant les lignes de crête puis en rejoignant, l'exutoire par une ligne de plus grande pente perpendiculaire aux courbes de niveau.

Pour ce faire, on importe le tracé de la zone obtenue par le logiciel Google Earth dans le logiciel Global Mapper. Ensuite, on fixe quelques paramètres : la spécification du type de projection (UTM) pour le Cameroun et du système géodésique de référence WGS 84. Après avoir fixé les paramètres, la seconde étape consiste à charger le modèle numérique de terrain MNT. Le logiciel nous propose plusieurs modèles. Mais, on utilisera le modèle "SRTM" qui est libre et accessible au grand public et fourni par la NASA. Une fois enregistré, nous générons le réseau des cours d'eaux. La figure 9 représente les bassins versants de la zone d'étude.

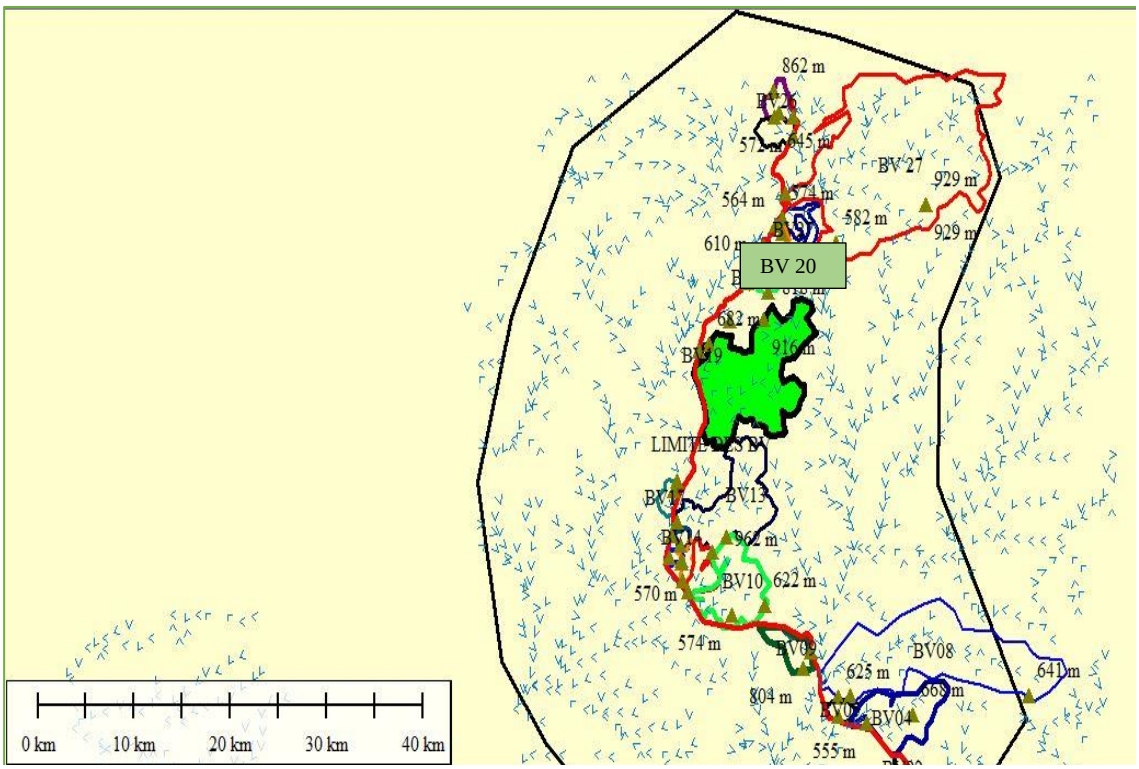


Figure 9:bassins versant de notre zone obtenue à partir de Global Mapper®

Source : Global Mapper®18.2.0

a) Les caractéristiques des bassins versants

Les paramètres physiques et géométriques de ces bassins ont été déterminés par le logiciel Global Mapper®. Pour notre projet, ces paramètres sont essentiellement composés de :

- L'exutoire : point à partir duquel on peut tracer la ligne de partage des eaux qui délimite le bassin versant ;
- La longueur hydraulique : la distance entre l'exutoire et le point le plus éloigné du bassin
- Le périmètre : c'est le contour des surfaces des bassins versants ;
- La superficie en km², il s'agit de l'aire totale, incluant éventuellement ceux des sous bassins, drainé par l'écoulement et circonscrite par les lignes de partages des eaux ;
- La pente moyenne des bassins versants en pourcentage (%) ;
- Les altitudes : ce sont les altitudes maximales et minimales des bassins, ainsi que celle à l'exutoire ;
- Le coefficient de ruissellement en pourcentage (%) ;
- La forme : allongée, circulaire ou en éventail. Influence les débits maximums à l'exutoire.

b) Paramètres physiques des bassins versants

Les paramètres physiques du bassin versant désignent un ensemble de caractéristiques physiographiques, obtenues à partir de données cartographiques ou de mesures de terrain et donnent un certain nombre d'information sur ce dernier. Les paramètres physiques du bassin versant sont :

- La longueur du plus long cours d'eau du BV exprimée en km ;
- Indice de compacité (Icomp) appelé également coefficient de forme, correspondant au rapport du BV à celui d'un cercle de même superficie ;

$$Icomp = 0{,}282\ x\ P\ x\ S^{\frac{-1}{2}}$$

Avec P : Paramètre stylisé du BV en km

S : Superficie du BV en km

- Le rectangle équivalent (L) : C'est un rectangle qui a la même superficie, le même indice de compacité et la même distribution hypsométrique que le BV. Sa longueur est donnée par l'expression suivante :
- $L = \sqrt{S} \times (\frac{I_{comp}}{1{,}128}) \times (1 + \sqrt{1} \times \left(\frac{1.128}{I_{comp}}\right)^2)$

Avec L exprimé en km

Icomp est l'indice de compacité, sans dimension

S est la superficie du BV, exprimée en km

- L'indice global de pente (Ig) : c'est l'indice caractérisant le relief d'un bassin.

$Ig = \frac{D}{L}$Ig est défini par la formule suivante :

Ig : exprimé en m/km

D : représente la dénivelée, exprimée en m, séparant les altitudes ayant approximativement 5% et 95% de la surface du bassin au-dessus d'elles. Ces altitudes sont déterminées sur la courbe hypsométrique.

L : longueur du rectangle équivalent, exprimée en km.

Les tableaux 21 et 22 représente les paramètres physiques de l'ensemble des bassins versants présent dans notre zone d'étude.

Tableau 21:Paramètres physiques des bassins versants

N° BV	Superficies (km²)	Périmètre (km)	Côte amont (m)	Côte aval(m)	Pente moyenne I (m/m)
BV1	1,59	2,268	708	562	10,52
BV2	2,645	7,158	724	571	10,71
BV3	3,003	8,628	763	555	11,51
BV4	25,972	28,224	668	559	8,37
BV5	6,37	15,353	621	562	7,18
BV6	1,794	5,623	625	556	8,19
BV7	3,713	9,166	712	554	8,4
BV8	1,288	4,714	783	556	19,05
BV9	9,619	14,802	803	558	9,33
BV10	37,113	33,402	945	572	8,55
BV11	7,689	11,86	744	574	7,94
BV12	6,378	17,348	813	572	10,21
BV13	1,761	6,298	686	571	9,258

Tableau 22:Paramètres physiques des bassins versants

N°BV	Superficie (km2)	Périmètre (km)	Cote amont (m)	Cote aval (m)	Pente moyenne I (m /m)
BV 14	6,099	567	658	658	9,3
BV 15	38,813	962	564	11	
BV 16	4,509	10,71	626	564	5,9
BV 17	3,044	10,115	630	561	6,65
BV 18	1,394	5,701	675	566	9,55
BV 19	2,217	7,455	708	569	10,8
BV 20	6,736	16,831	789	567	12,15
BV 21	1,035	5,011	616	560	7
BV 22	2,502	8,051	788	569	10,9
BV 24	6,915	13,262	663	570	7,46

II. LES METHODES DE DETERMINATION DES DEBITS DE PROJETS

Le problème d'évaluation des débits pluviaux dans les bassins versants a fait l'objet de nombreuses études théoriques. Ainsi, plusieurs méthodes d'évaluation des débits pluviaux sont adoptées parmi lesquelles on peut citer (Nguyen Van, 1981) :

- La méthode rationnelle ;
- La méthode du CIEH ;
- La méthode ORSTOM ;
- La méthode de GRADEX.

1. METHODE RATIONNELLE

La méthode rationnelle a été mise au point au milieu du XIX siècle. Cette formule utilise un modèle de transformation de la pluie, décrite par son intensité considérée comme uniforme dans le temps en un débit instantané maximal à l'exutoire. Elle peut être utilisée dans le cas de bassins versants urbanisés ou non ayant une superficie de bassin inférieure à 4 km². Cette méthode est encore très utilisée pour les villes africaines. Cette approximation donne l'ordre de grandeur des débits à véhiculer, mais ne peut pas prévoir toutes les situations critiques comme les eaux qui stagnent.

$$Q_{Projet} = 0{,}278 \times C \times I \times$$

$$A\ avec \begin{cases} \mathrm{Q_{Projet}} : \text{ débit maximal à l'exutoire } (\mathrm{m^3/s}); \\ \mathrm{C} : \text{ coefficient de ruissellement } (\%); \\ \mathrm{I} : \text{ l'intensité de l'averse } (\mathrm{mm/h}) ; \\ \mathrm{A} : \text{ aire du bassin versant } (\mathrm{km^2}). \end{cases}$$

La formule de la méthode rationnelle qui donne le débit s'écrit :

Nous estimerons l'intensité avec la formule de Montana :

$$I = a \times T_c^{-b}\ avec \begin{cases} a\ et\ b\ les\ coefficients\ de\ Montana \\ T_c\ le\ temps\ de\ concentration\ (minute) \end{cases}$$

- **Le coefficient de ruissellement :**

Il représente la fraction recueillie à l'exutoire de la totalité des eaux pluviales qui sont tombées sur un bassin versant. Il quantifie l'aptitude au ruissellement de la surface du bassin versant. Ce coefficient est fonction de la capacité d'infiltration du sol et de la pente du terrain.

Notre zone de projet étant une zone de forêt équatoriale, nous avons opté pour un coefficient dont la nature de la couverture végétale est celle de brousse

Le temps de concentration :

Le temps de concentration Tc (en min), temps mis par une goutte d'eau tombant sur le point hydrauliquement le plus éloigné pour arriver à l'exutoire (Nguyen Van, 1981) est donné par différentes formules telles que :

Formule de passini $t_c = 0{,}108\frac{\sqrt[3]{AL}}{\sqrt{I}}$

Formule californienne $t_c = 3{,}98(\frac{L}{\sqrt{I}})^{0{,}77}$

Formule NASH $t_c = 29{,}3(\frac{A}{I})^{0.3}$

Formule de KIRPICH $t_c = 0{,}01947 \times \frac{L^{0{,}77}}{I^{0{,}385}}$

$OU\ t_c = \frac{1}{52} \times \frac{L^{0{,}77}}{I^{0{,}385}}$

t_c= temps de concentrations en heure

A= surface BV en Km^2

L= longueur du plus long cheminement hydraulique en km

I= pente moyenne en m/m

t_c= temps de concentrations en min

A= surface BV en hectare

L=longueur du plus long cheminement hydraulique en m

2. METHODE ORSTOM

Cette méthode permet d'évaluer le débit de la crue décennale sur les bassins versants de la zone sahélienne et tropicale sèche. Elle s'applique à des bassins versants dont la superficie est située entre quelques dizaines d'hectares jusqu'à 1500 km². Pour les petits bassins versants de superficie inférieure à 200 km², les hydrologues de l'ORSTOM ont proposé de prendre pour référence de crue de projet la crue dite « décennale ». Le débit de pointe correspondant au ruissellement de la crue décennale peut être défini par la relation :

$$Q_{10} = \alpha_{10} \times A \times P_{10} \times Kr_{10} \times \frac{S}{T_{b10}}\ avec \begin{cases} \alpha_{10} : Coefficient\ de\ point \\ A: Coefficient\ d'abattement \\ P_{10}: Hauteur\ de\ pluie\ journalière\ décennale\ (24h)(m) \\ K_{r10} = Coefficient\ de\ ruissellement\ décennal \\ S : Surface\ du\ bassin\ versant\ en\ km^2 \\ T_{b10}: Temps\ de\ base\ correspondant\ \text{à la crue décennale} \end{cases}$$

3. METHODE CIEH

En 1983, Peuh et Chabi-Gonni ont proposé une méthode statistique, connue depuis sous le nom de méthode CIEH. Cette méthode reprend les principes fondamentaux d'études statistiques mais en se servant de données enrichies des mesures effectuées ces dernières années. Elle repose sur l'étude statistique initiale de 162 bassins dont la superficie varie entre 0,07 et 2 500 km² (414 bassins versants lors de la révision de 1994) pour des pluies annuelles comprises entre 100 et 2500mm. Sur l'échantillon de bassins versants utilisés, les auteurs montrent que cette méthode est satisfaisante pour des conditions de perméabilité et de relief moyennes. Le débit décennal en m/s est donné par les formules suivantes :

$$Q10 = a \times S^s \times P_{an} \times p \times I_g \times i \times K_{r10} \times k \times D_d \times d$$

$$Q_{50} = C_{50} \times Q_{10}$$

$$C_{50} = 1 + \frac{P_{50} - P_{10}}{P_{10}} \times \frac{\left({T_{b10}}/{24}\right)^{0,12}}{K_{r10}} Q_{50} = C_{50} \times Q_{10}$$

4. METHODE DE GRADEX

Cette méthode permet le passage du débit décennal au débit projet sous une forme linéaire. Pour se mettre dans une marge de sécurité à cause de la variabilité de l'intensité des pluies, nous dimensionnerons nos ouvrages avec une période de retour de 50 ans. Les détails des calculs sont reportés en notes de calcul (voir **ANNEXE IV page 91**). L'expression générale de la méthode du Gradex se présente sous la forme : $Q_{50} = C_{50} \times Q_{10}$

Avec : $C_{50} = 1 + \frac{p_{50} - P_{10}}{P_{10}} C_{10} \times \frac{(\frac{T_{b10}}{24})^{0,12}}{K_{r10}}$

- Q_{50} = Débit cinquantennale (m³/s) ;
- Q_{10} = Débit décennal (m³/s) ;
- P_{50} = Pluie maximale journalière cinquantennale
- P_{10} = Pluie maximale journalière décennale ;
- T_{b10} = Temps de base (h) ;
- K_{r10} = Coefficient de ruissellement décennal (%).

Le calcul de C_{50} par la méthode donne souvent des valeurs exceptionnelles qui produisent des grands débits. Pour tenir compte du rapport sécurité-coût, nous prendrons C50

= 2 selon les recommandations de l'Association européenne d'études d'équipements ruraux (AEEER) en cas de nécessité.

III. CALCUL DES DEBITS PAR LA METHODE RATIONNELLE

Le tableau 23 récapitule l'ensemble des paramètres physique et les résultats de calcul de débit par la méthode rationnelle. Les détails des calculs se trouve en **ANNEXE IV page 89.**

Tableau 23:Récapitulatif des résultats du calcul des débits par la méthode rationnelle

Désignation	Surface	L	H	Tc	i	C	Q10	C50	Q50
Bassin versant	(Km^2)	(m)	(m)	min	(mm/h)	%	%	-	m3/s
BV3	3,003	3465,83	208	29,779	11,736	12	11,19	1,02	11,41
BV6	1,794	2678,8	69	33,68	104,551	12	18,77	1,02	19,15
BV8	1,288	2269,8	227	17,71	147,96	12	6,36	1,02	6,49
BV13	1,761	2654,05	115	27,443	116,78	12	20,58	1,02	20,99
BV14	2,085	2887,9	91	33,1	105,61	12	22,04	1,02	22,48
BV18	1,394	2361,36	109	24,486	124,19	12	17,33	1,02	17,68
BV19	2,217	2977,92	139	29,151	113,03	12	8,36	1,02	8,53
BV21	1,035	2034,7	56	26,57	118,82	12	12,31	1,02	12,56
BV22	2,502	3163,54	219	26,29	119,51	12	9,97	1,02	10,17

IV. CALCUL DU DEBITS DU BASSIN VERSANT 20 PAR LES METHODES ORSTOM, CIEH ET DE GRADEX

Le tableau 24 ci- dessous présente les résultats de calcul des différents débits. Les détails des calculs se trouve en **ANNEXE IV page 90.**

Tableau 24:récapitulatif du calcul du débit par la METHODE ORSTOM ET CIEH

Méthode	CIEH			ORSTOM		
Débit (m^3/s)	Q_{10}	C_{50} (GRADEX)	Q_{50}	Q_{10}	C_{50} (GRADEX)	Q_{50}
	32,33	1,02	32,97	34,63	1,02	35,32

V. ÉTUDES HYDRAULIQUES

L'étude hydraulique est une opération qui consiste à faire la conception et le dimensionnement des ouvrages hydrauliques. Dans ce cas, nous étudierons les dalots et les buses. Par rapport aux observations faites sur le terrain lors de la visite, nous allons proposer un nouveau dimensionnement des ouvrages en mauvais état.

Dimensionnement hydraulique

Pour des débits inférieurs à 10 m^3/s et une hauteur de remblai supérieure à 2m, nous opterons pour les buses. Pour des débits inférieurs à 10 m3/s, nous opterons pour des dalots. Compte tenu de l'état de l'inondation, tous les ouvrages seront des dalots quel que soit le débit. Pour le calcul du dalot, connaissant le débit Q on se donne une première valeur de la hauteur D admissible pour le dalot telle que la vitesse moyenne V = Q/BD ne dépasse pas la vitesse maximale de 3m/s. Pour la détermination des sections du dalot, les étapes de calcul sont les suivantes :

Etape 1 : elle consiste à déterminer la hauteur d'eau H en amont de l'ouvrage, cette hauteur d'eau est fonction du débit réduit Q* et de la hauteur réduite H*. Connaissant Q, Vitesse admissible et en se fixant une hauteur D du dalot, on déduira la largeur B par la relation V = Q/B.D. En ayant la section du dalot, on peut calculer le débit réduit Q* et à l'issue du résultat obtenu par le débit réduit, on déduira celui de la hauteur réduite en utilisant un abaque. Les abaques sont présentés en **Annexe IV figure 19 pages 93 et 94**

$$Q^* = \frac{Q}{Q \times \sqrt{2 \times g \times D}} \quad et \;\; H^* = \frac{H}{D}$$

Étape 2 : le calcul de la pente critique de l'ouvrage, permet de s'assurer si la vitesse de l'eau dans le dalot reste dans les limites admissibles. Le dalot doit être capable d'évacuer le débit critique correspondant à la hauteur d'eau en amont pour cela il faut que la pente longitudinale du dalot soit au moins égale à la pente critique. Connaissant Q et B on peut obtenir le débit réduit de la pente critique, en ayant le résultat du débit réduit on obtient celui de la pente réduite Icrit* à l'aide d'un abaque (abaque figure 82 du document Hydraulique **Routière)** et on déduit celui de la pente critique Icrit. Pour effectuer les calculs nous avons utilisés les formules ci-dessous :

$$Q^* = \frac{Q}{\sqrt{g \times B^5}} \; et \; \frac{\frac{I_{crit}}{g}}{K^2 \times B^{\frac{1}{3}}} \rightarrow I^*_{crit} = \frac{I_{crit} \times xg}{K^2 \times B^{\frac{1}{3}}}$$

Avec : Icrit* = la pente réduite

Icrit = la pente critique

B = la largeur du dalot

Ks = le coefficient de rugosité

Etape 3 : le calcul de la vitesse moyenne d'écoulement de l'eau dans l'ouvrage, il permet de vérifier :

- Si la vitesse moyenne reste en dessous de la vitesse maximale admissible (Vmax = 3m/s) ;

- Si elle reste suffisante pour éviter les dépôts des particules solides dans le dalot.

Connaissant Q, K, Icrit, B, on déterminera le débit réduit de la vitesse moyenne. A l'aide de ce calcul, on obtiendra la vitesse réduite V* à l'aide d'un abaque (abaque figure 84 du document Hydraulique routière**).** Enfin, on déduira la vitesse de sortie V. Les formules qui ont servi au calcul sont les suivantes :

:

$$Q^* = \frac{Q}{K \times I_{crit}^{\frac{1}{2}} \times B^{\frac{8}{3}}} \quad , \qquad V^* = \frac{V}{K \times I_{crit}^{\frac{1}{2}} \times B^{\frac{2}{3}}} \rightarrow V = V^* \times K \times I_{crit}^{\frac{1}{2}} \times B^{\frac{2}{3}}$$

Avec : V*= la vitesse réduite

V = la vitesse de sortie

Il convient de noter que toutes les formules utilisées ci-dessus proviennent du document **Hydraulique Routière ,1981.** Le détail du calcul est présenté en **Annexe IV Page 95**.

Pour la suite des calculs nous allons opter pour le bassin versant ayant le plus grand débit notamment le Bassin versant 20.

CHAPITRE 6 : ETUDE STRUCTURAL DU DALOT (BASSIN VERSANT 20)

L'étude structurelle de l'ouvrage hydraulique en béton armé sera basée sur le principe du cadre fermé. Ce concept repose sur la distribution des charges horizontales et verticales sur les dalles (tablier, radier) et piédroits suivant leurs rigidités respectives. Pour que cette hypothèse soit respectée, la continuité de la section en béton armé doit être assurée aux jonctions piédroit dalle. Ce qui peut être réalisé en prolongeant les armatures dans les zones de tension et en assurant une construction monolithique des dalles et piédroits de l'ouvrage.

I. HYPOTHESE DE BASE

1. REGLEMENTS ET INSTRUCTIONS

Les calculs sont établis selon les prescriptions des principaux documents suivants :

- Le BAEL 91 et additif 99 ;
- Le Guide de conception des ponts, cadres et portiques (SETRA) ;
- Le Fascicule 65-A du CCTG et son additif : Exécution des ouvrages en génie-civil en béton armé ou précontraint ;
- Le Fascicule 62 titre V Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie-civil ;
- Le Fascicule n° 61 (Titre II) concernant les charges d'exploitation - Conception calcul et épreuves des ouvrages d'art (Cahier des prescriptions communes (CPC) français).
- .

2. CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX

a) Béton

Dosage en ciment 350 kg/m3 pour béton armé

Résistance à la compression à 28 jours :fc_{28} = 25 Mpa

Résistance à la traction à 28 jours : ft_{28}=0,6+0 ,06 fc_{28} = 0,6 + 0,06×25 = 2,10 Mpa

Poids volumique du béton : γ_b=25kN/m^3

Contrainte de calcul du béton : $\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{1,15} = 18,47$ Mpa

Contrainte limite du béton : = 0,6×fc_{28} = 15 Mpa

Module d'élasticité : E_m= 200000

Masse volumique de l'acier : γ_s = 7850/3

Conditions de fissurations préjudiciables : fissuration préjudiciable (FP)

Contrainte limite de l'acier $\sigma_{st} = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e\,;\text{Max}\left(0{,}5f_e; 110\sqrt{\eta.f_{tj}}\right)\right) = 250\ \text{MPa}$

(Avec $\left(\frac{2}{3}f_e = \frac{2}{3} * 500 = 333.333\text{Mpa};\ \left(0{,}5f_e = 250; 110\sqrt{\eta.f_{tj}}\right) = 110\sqrt{1{,}6 * 2{,}10}\right)$

Enrobage : c = 3 cm

Contrainte limite du béton :

Contrainte limite de cisaillement du béton : $\tau u = 2{,}5$

Fissuration préjudiciable

- **Acier**

Nuance : Acier à haute adhérence (HA), FeE 500 : = 500

- **Matériaux de remblai**

Pour le calcul des efforts et sollicitations dus aux remblais, on considère une hauteur moyenne de remblai Hr = 90 cm sur le tablier à partir de l'axe principal. Les caractéristiques du matériau de remblai sont issues des essais géotechniques et vérifiées conformes aux prescriptions du cahier des clauses techniques particulières (CCTP).

Le poids volumique des terres $\gamma_d = 1{,}8\ t/m^3$

L'angle de frottement interne $Ø_r = 30°$ avec c = 0.

Le coefficient de poussée des terres : K = 0,333

Surcharge sur remblai $q_o = 1{,}0$ t/m

3. CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUE DE L'OUVRAGE

L'ouvrage présente comme caractéristiques géométriques :

Dimensions d'une alvéole : largeur L = 4,00 m, hauteur d'une cellule : H = 3,00 m

Nombre des alvéoles : n = 2

Largeur de calcul entre fibres moyennes de 2 piédroits consécutifs Li = 4,30 m

Hauteur de calcul entre fibres moyennes du radier et du tablier Hi = 3,30 m

Guide roue : hgr = 50 cm et egr = 25 cm

Épaisseur de piédroits, radier et traverse e = L/32 + 0,125 = 4/32 + 0,125 = 0,25 m

Choix : **e = 0,30 m**

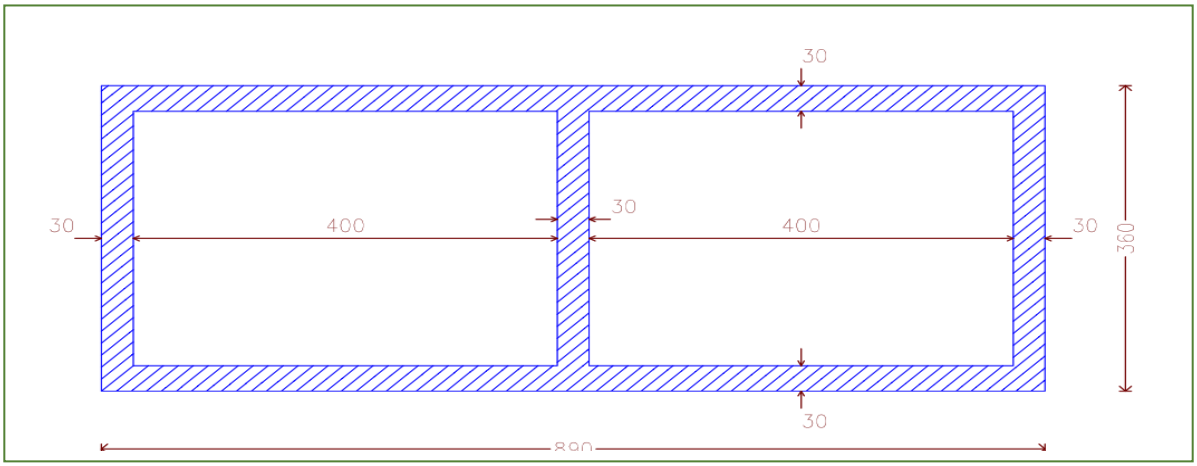


Figure 10:modélisation de l'ouvrage

4. METHODE DE CALCUL DES SOLLICITATIONS

Soit I le moment d'inertie du tablier, du radier, des piédroits et E le module d'élasticité (constant et peux être pris gal à 1 pour la suite des calculs).

Les études seront faites par bande d'un (01) mètre de dalot (b=1m). Dans notre étude, compte tenu de la symétrie de géométrie de notre ouvrage, nous avons considéré que le piédroit intermédiaire sera dimensionné en compression simple, ce qui nous permet d'annuler le moment au niveau de ces piédroits, d'où la possibilité d'utiliser la méthode des rotations pour l'étude de l'équilibre de chaque nœud. Désignons par :

$M_{i.j}$ = moment statique appliqué au nœud i par la barre ij ; $m_{i.j}$ = moment d'encastrement appliqué au nœud i par la barre j (déterminé par les charges appliquées à la barre) ; a_i = rotation du nœud i ; k_1 = caractéristique de la rigidité des barres horizontales = $\frac{2\times E\times I1}{L} = \frac{2\times I1}{L}$;

k_2 = caractéristique de la rigidité des barres verticales = $\frac{2\times E\times I2}{L} = \frac{2\times I2}{L}$

$$M_{i.j} = k \times (2 \times a_i + a_j) + m_{i.j}, \quad k = k_1 \; ou \; k_2$$

b_i = constante du nœud i

En considérant pour l'ouvrage, une bande de largeur $b = 1m$, on a :

$$\mathrm{I} = \frac{\mathrm{bh}^3}{12} = \frac{1 \text{ x } 0{,}30^3}{12} = 2{,}25.10^{-3}\ \mathrm{m}^4$$

$$\mathrm{k}_1 = \frac{2\text{x } 2.25.10^{-3}}{4{,}30} = 1{,}05\mathrm{kN.m}$$

$k_2 = \frac{2x\ 2.25.10^{-3}}{3,30} = 1,36 kN.m$

$2\ (k_1 + k_2) = 4,82\ kN.m$

$2\ (2xk_1 + k_2) = 6,92\ kN.m$

L'équilibre du nœud 1 s'écrit :

$$M_{1.2} + M_{1.6} = 0$$

$$\rightarrow\ 2\ (k_1 + k_2)a_1 + k_1a_2 + k_2a_6 = -(m_{1.2} + m_{1.6}) = b_1$$

En écrivant ainsi l'équilibre de tous les nœuds, nous obtenons 6 équations a 6 inconnues $(a_1, a_2, a_3, a_4, a_5, a_6, a_7, a_8, a_9, a_{10})$. Ces équations sont les suivantes :

- Nœud 1 : $2\ (k_1 + k_2)a_1 + k_1a_2 + k_2a_6 = -(m_{1.2} + m_{1.6}) = \mathbf{b_1}$
- Nœud 2 : $2\ (2k_1 + k_2)a_2 + k_1a_1 + k_1a_3 + k_2a_5 = -(m_{2.1} + m_{2.3} + m_{2.5}) = \mathbf{b_2}$
- Nœud 3 : $2\ (k_1 + k_2)a_3 + k_1a_2 + k_2a_4 = -(m_{3.2} + m_{3.4}) = \mathbf{b_3}$
- Nœud 4 : $2\ (k_1 + k_2)a_4 + k_1a_5 + k_2a_3 = -(m_{4.5} + m_{4.3}) = \mathbf{b_4}$
- Nœud 5 : $2\ (2k_1 + k_2)a_5 + k_1a_4 + k_1a_6 + k_2a_2 = -(m_{5.4} + m_{5.6} + m_{5.2}) = \mathbf{b_5}$
- Nœud 6 : $2\ (k_1 + k_2)a_6 + k_1a_5 + k_2a_1 = -(m_{6.5} + m_{6.1}) = \mathbf{b_6}$

Une fois le système d'équation résolu, suivant les différents cas de chargement, ce sont ceux produisant les effets les plus défavorables qui sont considérés pour les combinaisons de charge. Les moments M_{ij} obtenus étant les moments au nœud. Les moments à mi-travée sont donnés par l'expression :

$$M_{mi-travée} = \frac{M_{gauche} - M_{droite}}{2} + M_{isostatique}$$

De plus, les réactions aux appuis gauche et droite sont déterminées par la relation :

$R_{agt} = \frac{M_{adt} - M_{agt}}{2} + \frac{P \times L}{2}$ et $R_{adt} = \frac{M_{agt} - M_{adt}}{2} + \frac{P \times L}{2}$

Les combinaisons d'actions utilisées sont :

- A l'ELU : 1,35G + 1,6Q

Schéma de calcul équivalent :

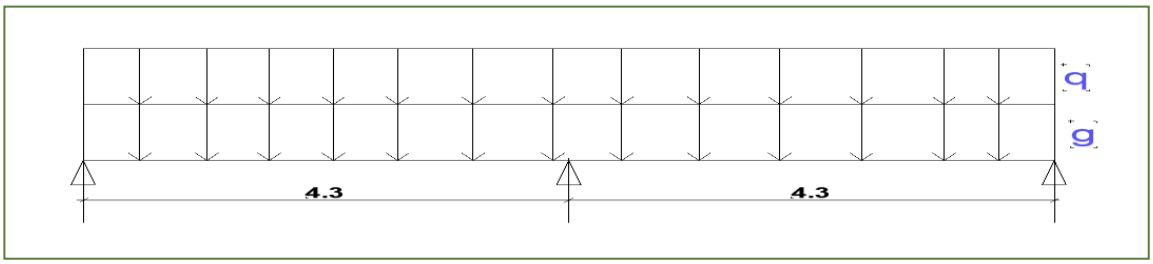


Figure 11:schéma équivalent de chargement

II. ÉVALUATION DES CHARGES APPLIQUEES SUR L'OUVRAGE.

1. CHARGES PERMANENTES

Les chargements sont ramenés à des charges uniformément réparties dont les intensités sont majorées par les combinaisons d'action. La charge maximale servira à charger en particulier une entière travée. Suivant leur impact longitudinal, ces charges sont aussi appliquées sur les deux travées adjacentes. Dans tous les cas, les surcharges appliquées aux dalots ne seront pas inférieures à 2 t/m².

Il est également pris en compte une poussée des terres Qr = 1 t/m² (Srmax = Ka x Qr) due aux surcharges de remblai et agissant sur les piédroits.

Les charges permanentes seront évaluées pour une bande de B = 1 m de largeur de dalot. Les tableau 25 ;26 et 27 récapitulent les charges permanentes sur la traverse et sur le radier. Les détails de calcul seront consignés en **annexe V page 97.**

a) Charges verticales

Tableau 25:Récapitulatif des charges permanentes sur la traverse

N°	DESIGNATIONS	FORMULE	RESULTAT(kN/ml)
1	Poids propre de la dalle	$e_1 \times \gamma_b \times b$	**7,5**
2	Poids remblai+ revêtement	$e_2 \times \gamma_d \times b$+($e_3 \times \gamma_b \times b$)	**19,1**
3	Poids propre des guides roues(C)	$\frac{2(e \times h \times \gamma_b \times L)}{l_{radier}}$	**4,98**
Total G1			**31,58**

Tableau 26:Récapitulatif des charges permanentes sur le radier

N°	DESIGNATIONS	FORMULE	RESULTAT(kN/ml)
1	Poids propre du radier	$e_1 \times \gamma_b \times b$	**7,5**
2	Poids propre de la dalle(A)	$e_1 \times \gamma_b \times b$	**7,5**
3	Poids remblai+ revêtement	$e_2 \times \gamma_d \times b$+$(e_3 \times \gamma_b \times b)$	**19,1**
4	Poids propre des piedroits	$P_{ra} = \frac{(n+1) \times H \times e \times \gamma_b}{n \times L + (n+1) \times e}$	**7,59**
5	Poids propre des guides roues(C)	$\frac{2(e \times h \times \gamma_b \times L)}{l_{radier}}$	**4,98**
Total G2			**46,67**

a) Charges horizontales

Tableau 27:Récapitulatif des charges permanentes sur la traverse

Partie d'ouvrage	Piédroit (partie sup)	Piédroit (partie inf)
Charges (kN/ml)	**6,993**	**28,971**

2. CHARGES D'EXPLOITATION

Les surcharges à considérer dans le calcul comprennent les systèmes B (Bc, Bt, Br) et Mc120. On peut disposer sur une seule travée longitudinalement 1 seul camion type et transversalement 2 camions types de façon à avoir l'effet le plus défavorable.

On admet une diffusion à 30° dans les deux directions dans le corps du remblai et une diffusion à 45° dans le béton. Lorsque plusieurs rectangles d'impact se chevauchent, on répartira uniformément la charge totale sur le rectangle enveloppe. Le rectangle d'impact de la fibre neutre est u*v tel que :

$U = u_o + 2\tan 30° \times (e_r + H_r) + e \times \tan 45°$

$V = v_o + 2\tan 30° \times (e_r + H_r) + e \times \tan 45°$

u_o = largeur de la roue et v_o = longueur de la roue

$e_r + H_r = 0{,}05 + 0{,}9 = 0{,}95$m ;

2tan30°= 1,155*et tan45°= 1

$u=u_o +1,155\times0,95+0,3\times1= u_{o+1,40}$

$V=v_o +1,155\times0,95+0,3\times1= v_{o+1,40}$

Les tableaux 28 et 29 récapitule les charges routières respectivement sur la traverse et sur le radier. Les détails de calcul seront consignés en **Annexe VI Page 98**

Tableau 28:Récapitulatif des charges routières sur la traverse

Désignation	Système Bc	Système Bt	Système Br	Système Mc120
Q en kN/m^2	65,02	50,75	54,34	41,94
G en kN	126,32	126.32	126,32	126,32
Q en kN	240	320	100	1100
Coef de majoration **δ**	1,23	1.375	1,24	1,55
Q en kN/ml	86,48	69.78	67,38	65,00
Choix	La charge Bc est la plus défavorable avec Q = 86.48 kN/ml			

Tableau 29:Récapitulatif des charges routières sur le radier

Désignation	Système Bc	Système Bt	Système Br	Système Mc120
Q en kN/m^2	65,02	50,75	54,34	41,94
G en kN	186,68	186,68	186,68	186,68
Q en kN	240	320	100	1100
Coef de majoration **δ**	1,29	1,32	1,21	1,50
Q en kN/ml	83,87	66,99	65,75	62,91
Choix	La charge Bc est la plus défavorable avec Q = 83.87 kN/ml			

III. CALCUL DES EFFORTS ET SOLLICITATIONS

Le calcul des différentes sollicitations est sous charges permanentes et d'exploitation sont détaillées respectivement en **ANNEXE V page 106.**

1. RÉSULTATS DU CALCUL DES SOLICITATIONS

Apres déterminations des charges (permanentes et d'exploitation), nous pondérons ces charges a l'ELS et à l'ELU. Les résultats des calculs des sollicitations sont consignés dans le tableau 30.

Tableau 30:Résultats du calcul des sollicitations agissant sur le tablier et radier

ELEMENTS	RECAPITULATIF DES CHARGES				Combinaison d'actions	
	SOLLICITATIONS		Charges permanentes	Charges routières	ELU	ELS
TABLIER	MOMENT FLECHISSANT (kN.m/ml)	Appuis gauche	58,99	56,85	170,60	127,21
		Appuis droite	58,99	121,50	274,04	192,29
		Mi-travée	24,59	78,54	158,86	108,05
RADIER	MOMENT FLECHISSANT (kN.m/ml)	Appuis gauche	81,91	61,39	208,80	159,68
		Appuis droite	93,34	67,47	233,01	174,30
		Mi-travée	**81,91**	76,525	233,96	173,74

Tableau 31:Résultats du calcul des sollicitations agissant sur les piédroits

ELEMENTS	RECAPITULATIF DES CHARGES			Combinaison d'actions	
	SOLLICITATIONS	Charges permanentes	Charges routières	ELU	ELS
	MOMENT FLECHISSANT (kN.m/ml) piédroit extrême	-5,695	25,34	32,86	24,71
	EFFORT NORMAL	-37,39	185,50	246,32	185,21
	MOMENT FLECHISSANT (kN.m/ml) piédroit intermédiaire	3,40	8,36	17,97	13,43
	EFFORT NORMAL (kN)	190,75	282,42	709,38	529,65

2. CALCUL DES SECTIONS D'ARMATURES

Les hypothèses de calcul et les caractéristiques des différents matériaux utilisés (béton, acier, remblai) sont spécifiées aux I-2.

Le calcul des sections d'armatures du corps d'ouvrage sont détaillés **en *ANNEXE V page 112.***

Le tableau 32 récapitule l'ensemble des sections.

Tableau 32:tableau récapitulatif du choix des sections d'armatures

Partie d'ouvrage		Dimensions (cm)		Section d'aciers			Espacement (Cm)
		b	h	Théorique (cm^2)	Choix	Adoptées (cm^2)	
Taverse	En travée	100	30	18,55	1er lit : **9HA12** HA 2ème lit : **9HA12** HA	20,40	15
	Sur appui	100	30	34,49	1er lit : **7HA14 +2HA16** 2ème lit :	36,19	15
Radier	En travée	100	30	29,87	1er et 2ème lit : **8HA14 + +2HA16** HA	32,2	10
	Sur appui	100	30	31,16	1er et 2ème lit : **8HA16** HA : **8HA16** HA	32,2	15
Piédroits de rive		100	30	10,4	AV : 8HA 14 AH : 4HA12	12,3 4,52	15 20
Piédroits intérieur		100	30	4,47/face	AV : 7HA 10 AH : 7HA10	5,5 5,5	15 15

IV. CALCUL DU MUR EN AILE

Le mur en aile sera considéré comme un mur de soutènement de type cantilever. Le rôle de cet ouvrage de soutènement est de retenir un massif de terre. L'étude de ce mur de forme trapézoïdale nécessite une méthode spécifique d'étude et de contrôle du dimensionnement dans le but d'assurer sa stabilité. Le mur cantilever en béton armé qui, doté d'une base élargie encastrée à la partie supérieure du sol, fonctionne sous l'effet du poids du remblai ; c'est un ouvrage rigide. Le calcul du mur et ses vérifications demande une succession de calculs cohérents et itératifs. Il est important de pré-dimensionner de la manière rigoureuse les caractéristiques géométriques du mur dans le but d'arriver de façon rapide aux bons résultats.

L'utilisation de quelques règles simples pour les murs-cantilever « courants » en béton armé permet de choisir rapidement les dimensions du mur.

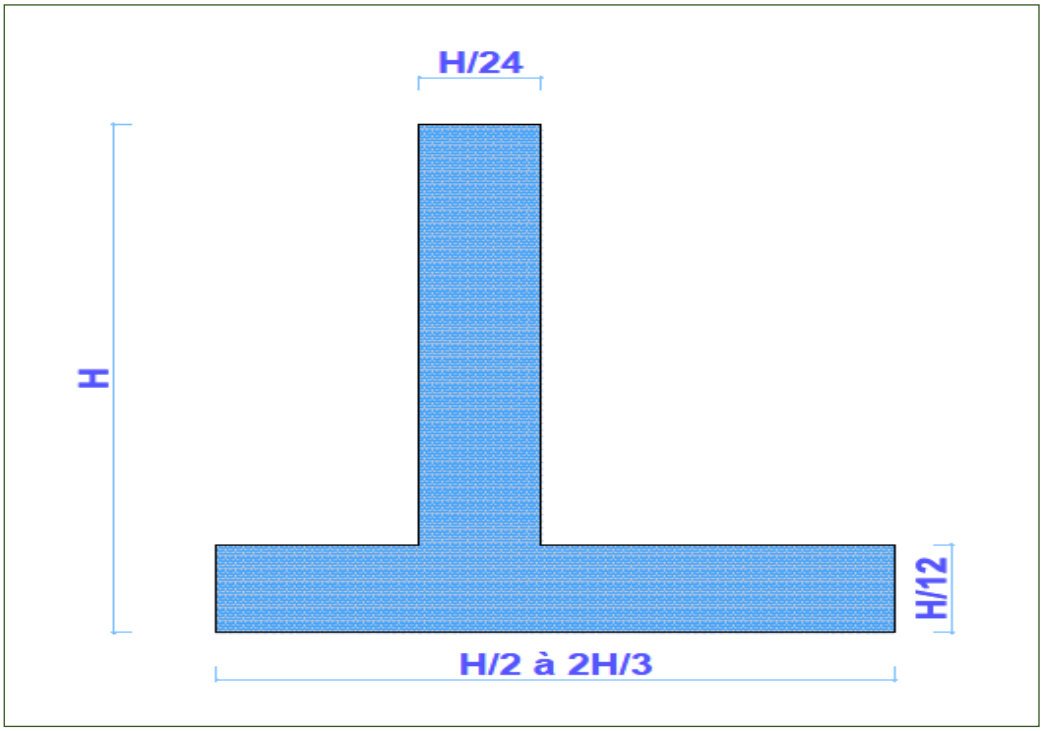


Figure 12:Schéma du mur

1. PREDIMENSIONNEMENT DES EPAISSEURS

La hauteur du mur varie de H_{min} = 1,40 m à H_{max}= 5,0 m

Le calcul des dimensions du mur avec H_{min} est synonyme de le sous-dimensionner, tandis le calcul avec H_{max} reviendrait à le surdimensionner. Dans notre cas, nous allons faire une moyenne donnée par la formule suivante : $H_m = \frac{H_m+H_m}{2} = 3{,}20m$

Dans le souci d'avoir un bon prédimensionnement, nous allons retenir la valeur de Hm

comme étant : $H_m = 0{,}80 \times H_{max} = 0{,}80 \times 5 = 4{,}00m$

- ✓ **Épaisseur en tête et à la base du mur**

Elle est évaluée par la formule suivante : $e_1 = \frac{H_c}{24} = \frac{400}{24} = 16{,}67$

Choix : $e_o = 30cm$

- ✓ **Largeur b de la semelle**

Elle est donnée par : $\frac{1}{2}H_{max} \leq b \leq \frac{2}{3}H_{max} = 2{,}50m \leq b \leq 3{,}30m$

La valeur b = 3,35 sera retenue dans le souci de satisfaire les vérifications de la stabilité externe.

Choix : b = 3,35

- ✓ **Largeur b1 du patin :**

Elle vaut :$b_1 = \frac{b}{3}$ soit $\frac{2{,}5}{3} \leq b_1 \leq \frac{3{,}30}{3} \rightarrow 0.833 \leq b_1 \leq 1{,}10$

$\frac{1}{2}H_{max} \leq b \leq \frac{2}{3}H_{max} = 2.50m \leq b \leq 3{,}30m$

Choix : $b_1 = 1.00m$

- ✓ Largeur b2 du talon

Elle se déduit : $b_1 = b - (b_1 + e_1) = 3{,}35 - (1 + 0.30) = 2{,}05m$

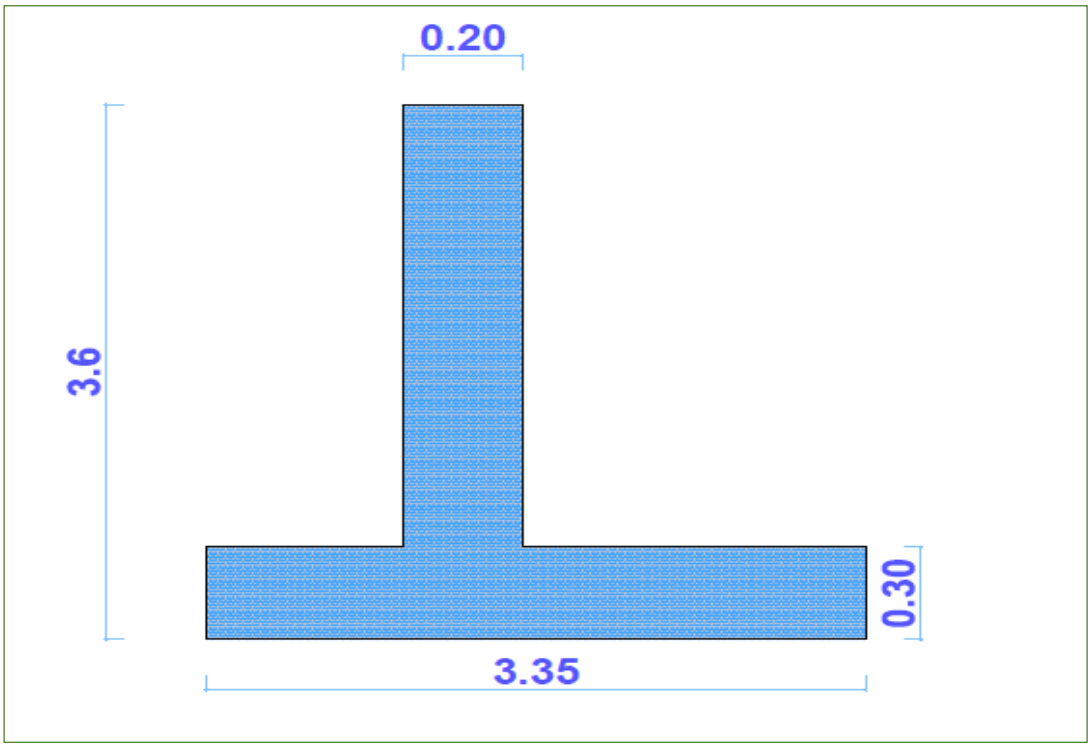


Figure 13:Dimensions du mur en aile

2. HYPOTHESES DE CALCUL DU MUR EN AILE

Les calculs sont effectués pour une bande de 1 m de mur. Les paramètres de calcul sont les suivants :

Pour le remblai, les caractéristiques sont les suivantes :

- Cohésion c = 0
- Coefficient de poussée
- Poussée passive nulle sur l'avant du patin
- Angle de frottement interne Ø= 30°
- Poids volumique des terres γs = 18 kN/m^3
- Terre-plein horizontal non chargé
  - Horizontale : $K_{aH} = tan^2\left(45 - \frac{\emptyset}{2}\right) = tan^2\left(45 - \frac{30}{2}\right) = 0{,}333$
  - Verticale : $K_{aV} = 0$
- Hauteur de remblai sur le patin h = 0,40 m
- Pour le sol de fondation sous la semelle (remblai compacté), on a
- Angle de frottement interne Ø' = 20°
- Contrainte du sol : $\sigma_o \simeq 1{,}4\ bar \simeq 1{,}4 \times 10^2 kN/m^2$
- Cohésion c'= 0

L'enrobage st pris égal 5 cm pour la semelle du mur et 3 cm pour les autres parties.

3. EVALUATION DES FORCES ET MOMENTS APPLIQUÉES AU MU

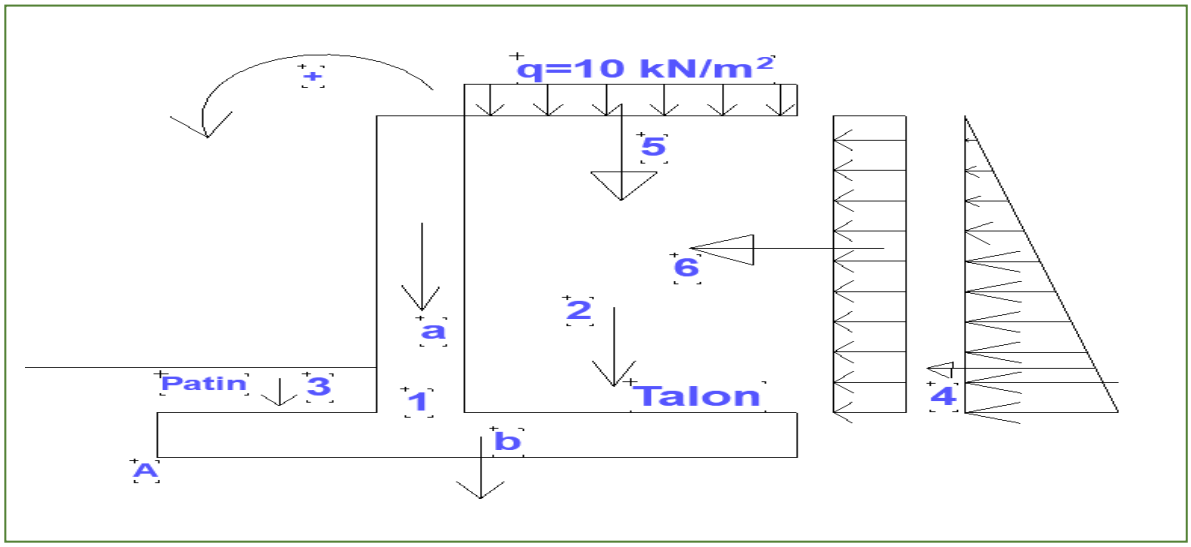


Figure 14:bilan des forces appliquées au mur

Tableau 33:feuille de calcul des moments fléchissants

Désignation		Partie d'ouvrage		Actions horizontale $R_H = P_G$ ou P_Q en KN/ml		Actions verticale R_V = G en KN/ml		Bras de levier	$M_{/A}$ en KN.m/ml
Charges G	Poids du mur	a	Voile			3.6x0.3x25	27	1.15	**-31.10**
		b	Semelle			2x0.3x25	33.50	3.35/2	**-56.12**
		1	Mur (a+b)				60.5		**-87.20**
		2	Terre (talon)			3.6x2.05x20	147	2.325	**-343.20**
		3	Terre (patin)			1.00 x 0.40 x 20	8	0.50	**-4.00**
		4		$\frac{0.33x20x3.6^2}{2}$	43.20			4/3	**+57.60**
Charges Q	Charges d'exploitation	5				10x2.05	20.5	2.325	**-47.70**
	Poussée due à la surcharge d'exploitation	6		0.33x10x3.6	12.00			4/2	**24.00**

R_V = 60,50 + 147,60 + 20,5 = 228,60

R_H= 55,2 kN

- Sous la combinaison C3

$M_{/A}$=-87,16-343,17 + 57,60 = -372,73 kN

R_V = 60,50 + 147,60 + 0 = 208,10kN

R_H= 43,20 kN

4. VÉRIFICATION DE LA STABILITÉ DU MUR

De façon générale, le mur de soutènement se trouve soumis à un effort de poussée P et un effort de butée B (considérée comme stabilisante).

- Vérification au renversement (non basculement)

La stabilité est être définie comme le rapport du moment des forces stabilisatrices sur le moment des forces de renversement, moments évalués par rapport au point A. Forces de renversement : poussée Pt, résultante éventuelle des sous-pressions de l'eau U.

Forces stabilisatrices : poids Pi, butée B.

Le coefficient de sécurité au renversement est donné par : $\frac{\sum moment\ stabilisant}{\sum moment\ renversant} = \frac{M_S}{M_r}$

La sécurité est assurée pour $F_r \geq 1{,}5$

La vérification au non renversement est effectuée sous la combinaison C2 en prenant pas en compte la butée sur le patin.

Moment stabilisant : $M_s = 87{,}16 + 343{,}17 + 47{,}66 = 477{,}99 kN.m$

Moment renversant : $M_r = 57{,}60 + 24{,}00 = 81{,}60 kN.m$

Il vient : $F_r = \frac{M_s}{M_r} = \frac{477{,}99}{81{,}00} = 5{,}8 > 1{,}5$

La stabilité du mur est donc vérifiée

- Stabilité au non glissement et non poinçonnement du sol d'assise

Le coefficient de sécurité au glissement est $F_g = \frac{c' * b + R_V tan\theta}{R_H} \geq 1{,}5$

Avec :

- b = 3,35 m, largeur du mur à la base
- θ= 20°, angle de frottement entre le mur et la base du mur
- RV = composante horizontale de la résultante des forces

$$\sigma_{ref} \leq \overline{\sigma_{ser}} = \sigma_0 * \delta_R$$

- RH = composante verticale de la résultante des forces

$F_g = \frac{0 * b + R_V tan\theta}{R_H} = \frac{R_V tan\theta}{R_H} \geq 1{,}5$

La justification du non-poinçonnement consiste à s'assurer que la contrainte verticale de référence σ_{ref} au quart de la largeur comprimée est au plus égale à la contrainte de calcul qser, et convenablement corrigée pour tenir compte de l'excentricité et de l'inclinaison δg sur la verticale de la résultante R des actions appliquées.

La condition suivante doit être vérifiée : les sollicitations de calcul (résultantes des forces verticales et horizontales, moment résultant de ces forces au point A) permettent la détermination des contraintes verticales exercées par la semelle du mur sur le terrain d'assise. Le sol d'assise est supposé élastique, et la semelle infiniment rigide. Il en résulte que le diagramme des contraintes sur le sol peut valablement être supposé linéaire. Le tableau 34 récapitule la vérification au non glissement et non poinçonnement de notre mur.

Tableau 34:Vérification au non glissement et non poinçonnement

Désignation	**Combinaison C1**	**Combinaison C2**	**Combinaison C3**
M/A (kN.m/ml)	-400,39	-396,39	-372,73
Rv (kN/ml)	236,60	228.60	208,10
RH (kN/ml)	55,20	55,2	43,20
Coefficient de sécurité au glissement Fg = Rv*tanΘ/RH ≥ 1,5	1,56	1,51	1,75
Vérification Fg > 1,5	**La condition est vérifiée**	**La condition est vérifiée**	**la condition est vérifiée**
Excentricité eA = M/A/Rv	1,69	1,73	1,79
Tiers centrale b/3 = 0,67 ; 2b/3 = 2	La résultante R passe dans le tiers central	La résultante R passe dans le tiers central	La résultante R passe dans le tiers central
$\sigma_{ref} = \frac{5R_V}{2b}(1 - 1.2\frac{e_A}{b})$	69,68	64,88	55,72
$tan\delta_R = \frac{R_H}{R_V}$	0,233	0,241	0,207
δ_R en radian	0,229	0,236	0,203
$e^{-\delta_R}$	0,796	0,790	0,816
$\overline{\sigma_{ser}} = \sigma_0\ e^{-\delta_R}$ $1.35e^{-\delta_R}$	107,38	106,65	110,16
Condition de non poinçonnement $\sigma_{ref} < \overline{\sigma_{ser}}$	69,68< 107,38 la condition au poinçonnement est vérifiée	64,88 < 106,65 la condition au poinçonnement est vérifiée	55.72 < 110,16 la condition au poinçonnement est vérifiée

Le non glissement du mur est vérifié sous les 3 combinaisons

La stabilité au non - glissement du mur est vérifiée avec les 3 combinaisons

N.B: Le non glissement du mur est vérifié lorsque le Coefficient de sécurité au glissement Fg respecte la condition : $1,5 < F_g < 2$

5. CALCUL DES SECTIONS D'ACIER ET FERRAILLAGE DU MUR

Le calcul des sections d'armatures du mur en aile sont consignés en **Annexe V Page120**.

Récapitulatif des sections d'armatures d'un mur en aile pour 1 ml d'ouvrage

Tableau 35:Récapitulatif des sections d'armatures du mur en aile

	Désignation	Aciers	Choix des aciers	Espacement (cm)
Voile	Face remblayée	Aciers principaux	2×5HA14	20
		Aciers de répartitions	5HA12	20
	Face vue	Aciers principaux	5HA12	20
		Aciers de répartitions	5HA10	20
Semelle	Patin	Aciers principaux	5HA12	20
		Aciers de répartitions	5HA10	20
	Talon	Aciers principaux	8HA14	20
		Aciers de répartitions	6HA12	20

6. PLANS D'EXECUTION

Le dimensionnement structural du dalot a abouti à l'établissement des plans d'exécution

. Ces plans sont regroupés dans en **annexe V page 125**.

Ce dossier plan comprend :

- Une vue en plan de l'ouvrage ;
- Une coupe transversale ;
- Une coupe longitudinale ;
- Le plan de ferraillage du cadre ;
- Le cahier d'armatures du cadre ;
- Le plan de ferraillage du mur en aile.

CHAPITRE 7 : ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTALE ET SOCIALE

Dans cette partie, il sera question de mener une étude d'impact sur l'environnement, d'identifier et d'analyser les impacts environnementaux et sociaux en phase de planification, d'installation de chantier, celle de construction et pendant l'exploitation. Cette étude vise tout aussi à proposer des mesures d'atténuations. Sa démarche a pour avantage également d'éviter d'intervenir après- coup pour limiter les dégâts dont les corrections seront difficiles, insatisfaisantes et voire très onéreuses. Du coup, elle est bénéfique non seulement pour l'environnement, mais aussi pour le maitre d'ouvrage.

I. CADRE LEGISLATIF ET REGLEMENTAIRE

Plusieurs intervenants sont impliqués dans la mise en œuvre de la procédure de l'EIES au Cameroun et selon la nature et l'importance du projet. Dans le cadre du présent projet, le cadre Institutionnel concerne les Institutions Publiques Nationales, notamment les Ministères des Travaux Publics (MINTP) ; des Forêts et de la Faune (MINFOF) ; de l'Agriculture et du Développement Rural (MINADER) ; de l'Economie, des Affaires Sociales (MINAS) ; de la Planification et de l'Aménagement du Territoire (MINEPAT) ; de l'Environnement, de la Protection de la Nature et du Développement Durable (MINEPDED); des Transports. La réalisation de ce projet s'appuie sur le cadre défini dans la politique nationale en matière de protection de l'environnement qui situe les enjeux environnementaux au Cameroun et les textes législatifs et réglementaires tels que :

- La loi cadre n° 96/12 du 5 Août 1996 relative à la gestion de l'environnement. Complétée par le décret N° 2013/0103/PM du 14 février 2013 qui fixent les modalités de réalisation des EIE au Cameroun ;
- La loi n° 94/01 du 20 janvier 1994 portant Régime des Forêts, de la Faune et de la pêche ;
- La loi n°96/67 du 08 avril 1996 portant protection du patrimoine routier national ;
- Le décret n°2003/418/PM du 25 Février 2003 fixant les tarifs des indemnités ;
- L'arrêté N°00001 /MINEPDED du 08 Février 2016 qui fixe les différentes catégories d'opérations soumises à la réalisation d'une étude d'impact détaillée ;

II. IDENTIFICATION ET ANALYSE DES IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX ET SOCIAUX

1. PENDANT LA PHASE DE PLANIFICATION ET D'INSTALLATION DE CHANTIER

Les impacts environnementaux et sociaux pendant cette phase sont les suivantes :

- Désillusion de la part des entreprises locales ; Immigration spontanée de potentiels demandeurs d'emploi dans la zone du projet et frustration chez les jeunes qui crée un Risque de détérioration de la paix sociale. Résurgence de conflits latents ;
- Erosion des sols par mouvements des engins lourds ;
- Une augmentation des niveaux sonores dans la région et une perturbation de la circulation causée par le transfert des engins.

2. PENDANT LA PHASE DE CONSTRUCTION

a) Impact sur l'environnement

Dégradation de la qualité de l'air

Elle sera causée par :

- Une augmentation de la concentration des polluants présents dans l'air provenant des gaz d'échappement des véhicules et engins travaillant sur les différentes sections de la voirie ;
- Le soulèvement des poussières plus ou moins intenses selon les différentes phases et le mode de travaux au niveau des différentes plates-formes d'exécution des travaux ;
- La formation éventuelle de brouillard photochimique suite à des réactions liées principalement à la présence de mélange d'hydrocarbure et d'oxydes d'azote

Erosion des sols

Les mouvements des engins motorisés risquent d'entraîner l'érosion des sols par Compactage. Cet impact est de courte durée, de portée localisée et d'intensité moyenne.

Pollution sonore

Les mouvements des engins motorisés vont entraîner une augmentation des niveaux sonores dans la région. Toutefois, cet impact est de courte durée, de portée localisée et d'intensité moyenne. Nous pouvons citer entre autres :

Impacts associés à l'ouverture des carrières

L'exploitation des carrières aura des incidences relativement limitées sur l'évolution pédologique des zones d'emprunts.

Impact sur la végétation

Impacts associés aux zones d'emprunt de matériaux graveleux puisqu'on procède au niveau de ses zones à deux types d'opération :

- Débroussement de la végétation
- Décapage de la terre végétale

a) Les impacts sociaux

Les impacts sociaux négatifs

Parmi les impacts sociaux négatifs on distingue :

- Une nuisance sonore provoquée par les engins et autres outillages qui vont impacter la tranquillité des habitants et villages concernés ;
- Nuisances respiratoires provoquer par les échappements des différents engins et qui pourrai entrainer des maladies respiratoires cher celle-ci risque d'accidents de la circulation ;
- Les travaux de renforcement impacteront la circulation sur l'itinéraire Concerné par le projet entrainant des ruptures de communication et la perturbation des déplacements des habitants des villages riverains, et des poids lourds en provenance et à destination des villages Ce qui fera croitre les risques d'accident ;
- Risque d'insécurité. L'afflux de nombreux travailleurs peut engendrer l'insécurité en effet le projet devant injecter de l'argent dans la zone d'exécution des personnes mal intentionné peuvent y immigre avec de mauvais dessins ;
- La dépravation des mœurs. Les travailleurs passeront un bon moment dans la zone environnant le projet ils peuvent s'adonner à des pratiques indécentes ;
- Risque dégradation de santé avec notamment la propagation des maladies sexuellement transmissible.

Les impacts sociaux positifs

- Réduction du chômage dans la zone d'impact du projet avec le recrutement de nombreux jeunes dans cette région ;
- Développement d'activités génératrices de revenus. (Restauration, vente de produits du

cru comestibles, etc.) aux abords des chantiers ;

- La réalisation du projet va accroître le nombre des investissements (infrastructures Communautaires) dans les différentes localités traversées et contribuer à leur développement.

3. PENDANT LA PHASE D'EXPLOITATION

a) Impacts sur L'environnement

Nous pouvons citer entre autres :

- Pollution de l'air : les gaz produisent par les tuyaux d'échappements des différents engins qui circulerons sur la voie vont altère la qualité de l'air dans la zone environnante de la voie ;
- Pollution sonore : le bruit provoquer par la circulation sur la voie va affecter la vie des riverains de la zone d'impact direct du projet en effet le brui accentué les risque d'obtention de certaines maladies Cardiaque ;
- Impact sur la faune

Pendant la phase d'exploitation, la circulation des véhicules sur les voies constitue un risque d'accident pour le bétail qui a l'habitude de promener en ces endroits.

a) Impacts socioéconomiques

Impacts sociaux positifs

- Le renforcement de la voie rendra plus fluide le mouvement des populations ce qui renforcera les relations commerciales et culturelles entre les localités située sur le tracée de la route ;
- Développement de la localité ce qui va augmentation un bienêtre des populations ;
- Augmentation des revenus des habitants du fait de la facilité d'évacuer les productions agricoles vers les grands centres urbains.

Impacts sociaux négatifs

- Risque accru d'accident routier

III. MESURES D'ATTENUATION PRECONISEES

Pour atténuer l'impact environnemental cité ci-dessus nous préconisons les solutions suivantes

1. PHASE DE CONSTRUCTION

Les solutions préconisées sont les suivantes :

- Réaliser les aménagements dans l'emprise définie pour les travaux, procéder à l'arrosage de la voie et utiliser des engins en bon état afin de limiter les émissions des gaz ;
- Éviter l'abattage abusif des arbres et Appliquer les clauses environnementales régissant les Conditions de préservation de la biodiversité (Gestion déchets de chantiers, Réhabilitation des zones d'emprunt) ;
- Respecter les clauses environnementales établies définissant les conditions de sécurité routière et appliquer ;
- Le plan de circulation établi (Information et sensibilisation de la population sur les risques d'accident) ;
- Respecter les normes en matière de sécurité (usage de cache-nez) ;
- Organiser des Campagne de sensibilisation VIH pendant la phase de construction ;
- Rencontrer les autorités villageoises pour définir les conditions de cohabitation et donner des consignes au personnel sur les respects des coutumes ;
- Respecter les mesures de sécurité établies. Renforcer la sécurité dans la zone.

2. PHASE D'EXPLOITATION

Les solutions préconisées sont les suivantes :

- L'entrepreneur devra construire dans les règles de l'art un atelier mécanique susceptible de recevoir les engins et véhicules de chantier pour les différentes révisions et entretiens courant. Avec des réservoirs pour recueillir les huiles usager ;
- Les sites d'installation de chantier devront être aménagés loin des cours d'eau, de même que le centre d'enrobage devra être loin des zones d'habitation et surtout des forages d'alimentation en eau potables des villages ;

L'entrepreneur prendra les mesures et les précautions suivantes :

- Arrosage périodique des plates-formes des terrassements pour atténuer l'impact sur la qualité de l'air ;
- Mise en place d'un filet de protection sur les camions transportant des matériaux ;
- L'entrepreneur fera en sorte de cesser les mouvements des engins dès 18 heures afin d'atténuer l'impact du bruit ;
- Les sites d'emprunts et de carrières devront faire l'objet d'une réhabilitation effective qui permettra leur remise en culture ou leur reconquête par la végétation naturelle, dans

un délai assez court ;

- L'entrepreneur devra sensibiliser les ouvriers sur la problématique du braconnage dans la région ;
- Respecter les normes en matière d'émission de bruit Campagne de sensibilisation sur les questions de pollution liées au transport ;
- Respecter les normes en matière d'émission de bruit ;
- Campagne de sensibilisation sur les questions de pollution liées au transport ;
- Appliquer les clauses environnementales définissant les conditions de préservation de la biodiversité ;
- Renforcer la présence des forces de défense et de Sécurité dans la zone ;
- Créer des conditions susceptibles de renforcer des Autorités administratives et coutumières de la zone ;
- Former les jeunes autochtones et les migrants à la culture de la coexistence Pacifique ;

Les tableaux 69 et 70 en annexe IX page 136 à 137 récapitule la Synthèse des mesures d'atténuation ou de bonification des impacts pendant la phase de construction.

IV. SURVEILLANCE ET SUIVI ENVIRONNEMENTAL

La surveillance environnementale est une activité qui vise à s'assurer que le maître d'ouvrage respecte ses engagements et ses obligations en matière d'environnement tout au long du cycle de vie du projet. Elle a pour objectif essentiel de réduire les désagréments susceptibles d'être causés par les activités du projet sur les populations et sur les différents milieux. Le programme de surveillance élaboré lors de l'EIES a donc pour but :

- De s'assurer de la mise en œuvre des mesures d'atténuation, de compensation ou de bonification prévues dans l'EIES ;
- De s'assurer du respect des exigences relatives aux lois et règlements en vigueur ;
- De faire respecter l'échéancier de réalisation ;

Quant au suivi environnemental, il s'effectuera lors de la phase d'exploitation. Le promoteur du projet (Gouvernement Camerounais) sera responsable de la mise en œuvre de l'ensemble des mesures de mitigation. Il doit veiller à mettre en place le dispositif nécessaire pour un meilleur suivi du projet.

CHAPITRE 8 AVANT METRE ET ESTIMATION DES COUTS DU PROJET.

L'étude de prix est une étape importante dans l'élaboration d'un projet car elle permet d'estimer tous les facteurs influençant le coût d'un ouvrage et de prévoir les besoins financiers nécessaires à sa réalisation. Cette étude vise donc à estimer le cout d'un ouvrage avant sa réalisation. La gestion de la variété des facteurs qui influent sur un prix nécessite une approche méthodique appelée la méthode des sous détails de prix. Cette méthode permet d'intégrer tous les éléments intervenant dans un prix.

Le cout d'un projet est donné par la formule :

PV= DS+FC+FG+A+B

Dans laquelle :

- DS= Déboursé sec
- FC= Frais de chantier
- FG= Frais généraux d'entreprise
- A = Aléas
- B = Bénéfice

Dans cette partie nous avons procéder aux étapes suivantes pour la détermination du cout total du projet :

- Calcul du coefficient K qui regroupe le coefficient de frais des frais généraux de chantier, le coefficient de frais généraux de siège ainsi que les bénéfices et aléas ;
- Calculer le prix unitaire de ventre de chaque détail d'ouvrage en y intégrant les quantités de chaque éléments les engins alloués à chaque tache ainsi que la main d'œuvre nécessaire à l'exécution de chacune de ces taches ;
- Une fois ces différents tâches et coût estimés nous allons les synthétiser en un seul document qui va constituer notre devis quantitatif et estimatif.

Les détails de déterminations du cout de notre projet sont répertoriés en **annexe VIII page 132.**

Si dessous le tableau 36 cadre du devis quantitatif et estimatif de notre projet.

Tableau 36:estimation du coût des travaux

DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF PROJET EBOLOWA-AMBAM					
N° Prix	**Désignations**	**Unité**	**Quantité**	**Prix Unitaire**	**Prix Total HTVA**
	Série 000: INSTALLATIONS				
1	Installation de chantier	FF	1	700,000,000	**700,000,000**
2	amener et repli de chantier	FT	1	157,800,000	**157,800,000**
3	provisoire pour gestions du PGES	PROV	1	200,000,000	**200,000,000**
	Total				**1,057,800,000**
	Série 100 : Nettoyage et terrassement				
4	Débroussaillage	m²	174940	150	26,241,000
5	Déblai à mettre en dépôt	m3	66240	8,375	554,760,000
5	Déblai mis en remblai	m3	99360	4,629	459,937,440
7	Purge	m3	3600	41,800	150,480,000
9	Curage et remise en forme des exutoires existants	u	27	625,000	16,875,000
11	Ouvrages divers en béton ou maçonnerie	m3	26	1,946,930	50,620,191
13	Dalots, buses, ponçeau, S<2 m²	ml	12	1,960,241	23,522,893
14	Dalots, buses, ponçeau, S >=2 m²	ml	8	26,882,292	215,058,332
	Total				**1,497,494,856**
	Série 200 : CHAUSSEE				
17	Couche de base	m3	165600	150,000	24,840,000,000
18	Imprégnation sablée	m²	819000	13,887	11,373,453,000
19	Couche d'accrochage	m²	819000	1,600	1,310,400,000
20	Couche de roulement en BB	m3	57960	200,000	11,592,000,000
21	Fourniture et pose bordure T2	ml	8610	25,000	215,250,000
	TOTAL				**49,331,103,000**
	Série 300 : ASSAINISSEMENT-DRAINAGE				
27	Recalibrage du cour d'eau	m3	807	24,832	20,039,424
28	Caniveaux bétonnés	ml	868	144,971	125,834,662
32	Avaloir de liaison sous trottoir avec dallette	ml	3721	1,698,725	6,320,955,512
34	Dalot 1,5x1.5	ml	99	459,689	45,509,211
35	Dalot 2x4x3	ml	36	1,356,887	48,847,932
36	Dalot 2x2x2.5	ml	36	3,189,075	114,806,700
37	Mur en aile de dalots 1,5x1	u	44	501,762	22,077,528
38	Mur en aile de dalots 2x4x3	u	16	4,908,222	78,531,552
39	Mur en aile de dalots 2x2x2.5	u	16	3,789,000	60,624,000
40	enrochement	m3	55500	149	8,269,500
41	Perrés maçonnés	m²	9000	42,951	386,560,056
42	Ouvrages Divers en béton armé	m3	750	543,000	407,250,000
	travaux de reconstruction des fossés maconnés	ml	2604	50,000	130,200,000
	travaux de reconstruction des fossés en terre	ml	52075	1,000	52,075,000
43	entretien du pont sur le SENG	ft	1	35,000,000	35,000,000
	Total				**7,856,581,077**

Page 1
Page 3

Tableau 37:estimation du coût des travaux(suite)

	Série 500 : SIGNALISATION ET EQUIPEMENTS DE SECURITE				
43	lignes blanches longitudinales axiale	ml	91132	800	72,905,600
44	lignes blanches longitudinales de rive	ml	182264	800	145,811,200
45	marquages spéciaux	ml	8610	5,012	43,153,320
46	panneaux de danger de type A,AB	ml	10849	393,400	4,267,996,600
47	panneaux de prescriptions type B,C	ml	217	250,000	54,250,000
48	panneaux d'indication de type D,E,EB	ml	87	330,500	28,753,500
49	panonceau de type M	u	65	356,400	23,166,000
50	balise de virage	u	45	119,400	5,373,000
51	bornes penta kilométriques	u	32	99,200	3,174,400
52	fourniture et pose des glissières (GBA/DBA)	ml	6943	12,000	83,316,000
	Total				**4,727,899,620**
	Série 600 : DIVERS				
49	Plantation d'arbre	u	100	28,668	2,866,756
50	Espaces verts	m²	3600	21,493	77,376,578
	Total				**80,243,334**
	TOTAL HTVA				**64,551,121,887**
	TVA (19,25% montant total HTVA)				12,426,090,963
	TOTAL TTC				**76,977,212,851**
	AIR (2,2% montant total HTVA)				1,420,124,682
	MONTANT NET A MANDATER				**63,130,997,206**

Page 2
Page 4

CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

Durant la période de stage académique, il a été question, dans la cadre de cette étude, de procéder à la conception d'une structure de chaussée capable de supporter un trafic poids lourds, notamment des grumiers pour la plupart sur la route nationale RN 2 au Sud-Cameroun. Pour y parvenir, les points suivants ont été développés conformément aux objectifs spécifiques visés par la présente étude :

- Une évaluation technique de l'état de la route actuelle :il en ressort que l'état de la route présente des déflexions fortes et un été déformé et fissuré ;
- Une évaluation du trafic actuel et comparée à celui fourni par le ministère des Travaux publics : ici le trafic utilisé pour le dimensionnement a été celui fournir par le MINTP ;
- Proposition d'une structure de renforcement de la chaussée constitué de 5cm de BB en couche de roulement, 17 cm en couche de base et 25 cm en graveleux latéritique naturelle ;
- Mener des études devant aboutir au choix de la zone d'implantation des ouvrages d'hydraulique ;
- L'élaboration de la méthodologie d'exécution des différentes tâches et estimation du coût d'exécution du projet.

Afin d'atteindre l'objectif fixé, des outils informatiques tels que AutoCAD 2012 pour la confection des plans, Global Mapper pour la délimitation des bassins versants, les classeurs Excel pour le calcul des ferraillages des différents éléments de l'ouvrage d'hydraulique, la détermination des débits et beaucoup d'autres applications ont été mis à contribution. L'essentiel du travail a été fait manuellement.

BIBLIOGRAPHIE

- Babrowski, Y., 2014. Hydraulique urbaine et hydraulique rurale.
- C.E.B.T.P. - LCPC : Manuel Pour Le Renforcement Des Chaussées Souples En Pays Tropicaux (Mai 1985).
- C.E.B.T.P. (Ministère De La Coopération Française) : Guide Pratique De Dimensionnement Des Chaussées Pour Les Pays Tropicaux : (1980).
- Conception et dimensionnement des structures de chaussée : NFP98-136.
- Etude des routes non revêtues VIZIRET, système de gestion de l'entretien d'un réseau.
- Jeanne BERTHOMIER : Les Routes (Presses Universitaires De France) (1964).
- MM. A. Andrieux ; B. Bamba ; F. X. Caseneuve ; A. Cave ; M. Cosyn ; J.-P. Courteille ; P. Dencausse ; J.-P. Favreau ; P. Gxso ; M. Gauthier, ; L. Goinard ; M. LAMOTTE ; R. LE Bihan, ; R. LE Diffon ; E. Lv Oumar ; O. Mattei ; j.-S. Moreau ; P. Moreau ; P. Mussy ; C. Nerbonne ; J. RreHER ; M. Soule ; S. Sall ; J.-C. Tijou, 1980. Guide pratique de Dimensionnement des Chaussées pour les Pays Tropicaux.
- Nguefack kitio carlos « Etude technique de la réhabilitation et du recalibrage des ouvrages de la section Douala-Mbanga » » mémoire de fin d'étude 2019,2IE.
- NOMBRE JULIEN « Vérification hydraulique et dimensionnement structural d'un ouvrage de franchissement de section 4× (3×3) » mémoire de fin d'étude 2013,2IE.
- Organisation des nations unies pour l'alimentation et l'agriculture (FAO), n.d. Manuel pour l'estimation des crues décennales et des apports annuels pour les petits bassins versants non jaugés de l'Afrique sahélienne et tropicale sèche.
- OUEDRAOGO abdoul rahim, a.r., 2011. etude technique et detaillee des travaux de construction et de bitumage de l'interconnexion de la rn 01 et rn 04 lot 2 troncon 1 section 2.
- Routier, LCPC, P. Autret, bulletin réf.4104, juillet-aout 1997.
- SEA : Manuel De Dimensionnement De Chaussées Pour Les Pays Tropicaux (Octobre 1972).
- Service d'études techniques des routes et autoroutes, centre de la sécurité et des techniques routières, 1994. ARP. Aménagement des routes principales.
- VAN Tuu, N., 1981. 020H4145 Hydraulique Routière BCEOM.

ANNEXES

ANNEXE I : DIAGNOSTIC ET ETUDES PRELIMINAIRES

ANNEXEII : RE-CONCEPTION GEOMETRIQUE DE LA VOIE

ANNEXESIII : SOLUTIONS DE RENFORCEMENT ENVISAGÉES

ANNEXE IV : ASSAINISSEMENT DE LA ROUTE

ANNEXE V : ETUDE STRUCTURAL D'UN DALOT 2×4×3 (BASSIN VERSANT 20)

ANNEXE VI : SÉCURITÉ ET SIGNALISATION ROUTIÈRE

ANNEXES VII : PRESENTATION D'UNE MÉTHODOLOGIE D'EXÉCUTION DES TRAVAUX

ANNEXES VIII : AVANT METRE ET ESTIMATION DES COUTS DU PROJET.

ANNEXES IX : ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTALE ET SOCIALE

ANNEXE I : DIAGNOSTIC ET ETUDES PRELIMINAIRES

I. ETUDE DES DEFLEXIONS

1. CLASSE DE DEFLEXION

Tableau 38:résultats des mesures de déflexions

N° Section	Pk	Distance en km	Moyenne	Ecart type	D90 (1/100 mm)	Classe de déflexion
1	0+000-5+575	5,575	175	21	202	d6
2	5+587.5-17+362,5	11,775	141	59	218	d6
3	17+375 - 23+975	6,600	113	20	140	d4
4	23+987,5 - 33+637,5	9,650	97	41	151	d5
5	33+675 - 60+075	26,400	130	42	184	d5
6	60+087,5 - 64+925	4,8375	158	25	190	d5
7	64+937,5 - 70+787,5	5,850	96	44	153	d5
8	70+800 - 74+812,5	4,0125	158	33	204	d6
9	74+825 - 81+375	6,550	169	36	216	d6
10	81+387,5 - 84+275	2,8965	95	30	134	d4
11	84+287,5 - 91+337,5	7.05	64	29	101	d4

2. ILLUSTRATION DE LA QUALITE DE LA STRUCTURE DE CHAUSSEE EN FONCTION DE LA CLASSE DE PORTANCE.

Tableau 39:illustration de la qualité de la structure de chaussée en fonction de la classe de portance.

Section	PK	D90 (1/100 mm)	Qualité de la Déflexion	Portance	Qualité de la structure
1	0+000-5+575	202	Forte	Faible	Mauvaise
2	5+587.5-17+362.5	218	Forte	Faible	Mauvaise
3	17+375 - 23+975	140	Forte	Faible	Mauvaise
4	23+987,5 - 33+637,5	151	Forte	Faible	Mauvaise
5	33+675 - 60+075	184	Forte	Faible	Mauvaise
6	60+087,5 - 64+925	190	Forte	Faible	Mauvaise
7	64+937,5 - 70+787,5	153	Forte	Faible	Mauvaise
8	70+800 - 74+812,5	204	Forte	Faible	Mauvaise
9	74+825 - 81+375	216	Forte	Faible	Mauvaise
10	81+387,5 - 84+275	134	Forte	Faible	Mauvaise
11	84+287,5 - 91+337,5	101	Forte	Faible	Mauvaise

Tableau 40:récapitulatif des indices de qualité de la structure

Section	**PK**	**D90 (1/100 mm)**	**Qualité de la Déflexion**	**Portance**	**Etat Apparent (IS)**	**Indice de Qualité**
1	0+000-5+575	202	Forte	Faible	***6***	***Q5***
2	5+587.5-17+362.5	218	Forte	Faible	***6***	***Q5***
3	17+375 - 23+975	140	Forte	Faible	***5***	***Q4***
4	23+987,5 -33+637,5	151	Forte	Faible	***6***	***Q5***
5	33+675 - 60+075	184	Forte	Faible	***6***	***Q5***
6	60+087,5 - 64+925	190	Forte	Faible	***5***	***Q4***
7	64+937,5 - 70+787,5	153	Forte	Faible	***6***	***Q5***
8	70+800 - 74+812,5	204	Forte	Faible	***6***	***Q5***
9	74+825 - 81+375	216	Forte	Faible	***6***	***Q5***
10	81+387,5 - 84+275	134	Forte	Faible	***5***	***Q5***
11	84+287,5 - 91+788	101	Forte	Faible	***4***	***Q4***

I. RÉSULTATS ISSUS DU COMPTAGE ROUTIER

Les tableaux 41et 42 récapitulent respectivement la moyenne journalière des véhicules et celle des poids lourds uniquement.

Tableau 41:moyenne journalière des véhicules

Désignations	Gros porteur et grands bus	Camionnettes et mini bus	Camions	Véhicule de touriste	Total
Trafic moyen journalier total	79	75	89	99	342

Tableau 42:moyenne journalière des poids lourds

Désignations	Gros porteur et grands bus	Camionnettes et mini bus	Camions	Véhicule de touriste	Total
Trafic moyen journalier total	79	75	89	-	243

1. DÉTERMINATION DU TRAFIC CUMULÉ À L'ANNÉE N=15 ANS SUIVANT LA MÉTHODE CEBTP DES DONNÉES ISSUES DU COMPTAGE ROUTIER.

Données :

- Pour un sens de circulation, nous avons un trafic T_1 de 243 PL/Jour/sens en 2019.
- Un taux d'accroissement de 7% par an

Nous obtenons ainsi un trafic T_n de 243 PL/Jour/sens

$$365\sum_{1}^{20} T_n = max\begin{cases} 365 \times n \times T_1 \times \left[1 + \frac{(n-1)\times\tau}{2}\right] \\ 365 \times T_1 \times \left[\frac{(1+\tau)^p - 1}{\tau}\right] \end{cases}$$

$C = \frac{((1+\tau)^n - 1)}{\tau}$ Ainsi C = 25,13

Ainsi, le Trafic cumulé est de 2228905 PL/Jour. D'où le Nombre d'équivalent d'essieux est donné par $NE = N \times CAM$

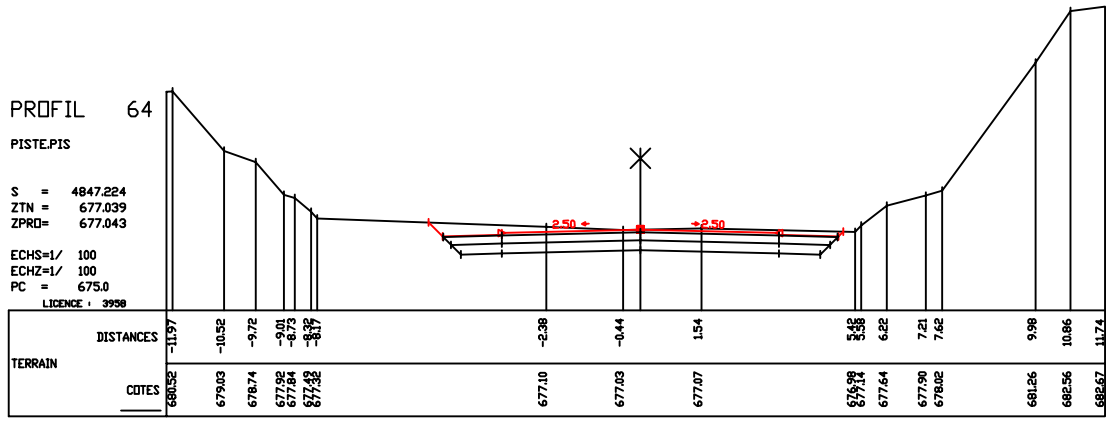
NE= 2228905 [Essieux]

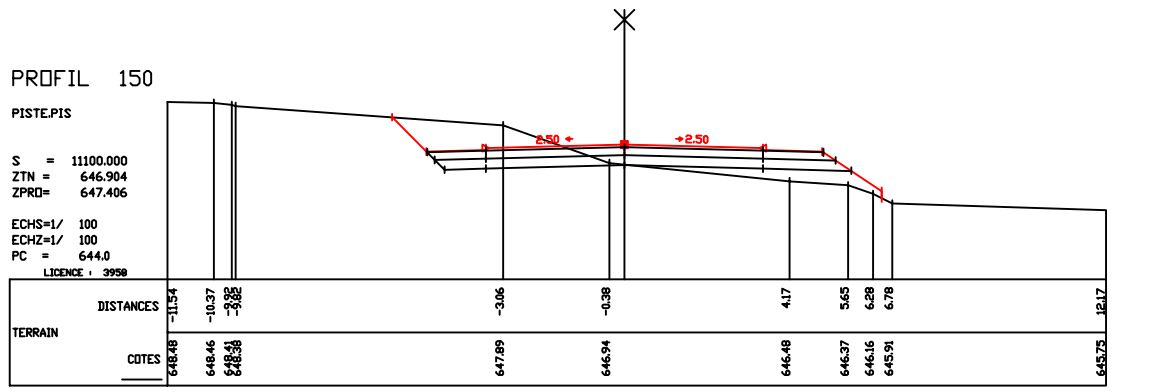
Selon la classification du CEBTP dans la **figure 5** la classe de trafic est de type T3. Nous avons un Trafic Journalier par sens de Poids lourd PL et un trafic cumulé de PL en 2034.

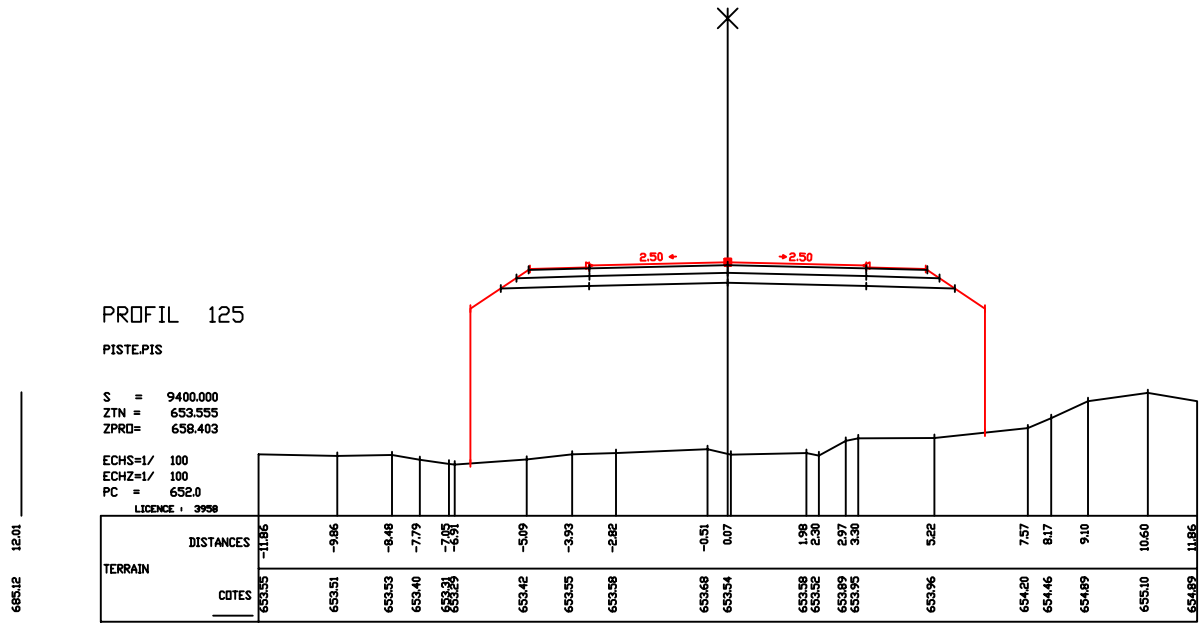
ANNEXEII : RE-CONCEPTION GEOMETRIQUE DE LA VOIE

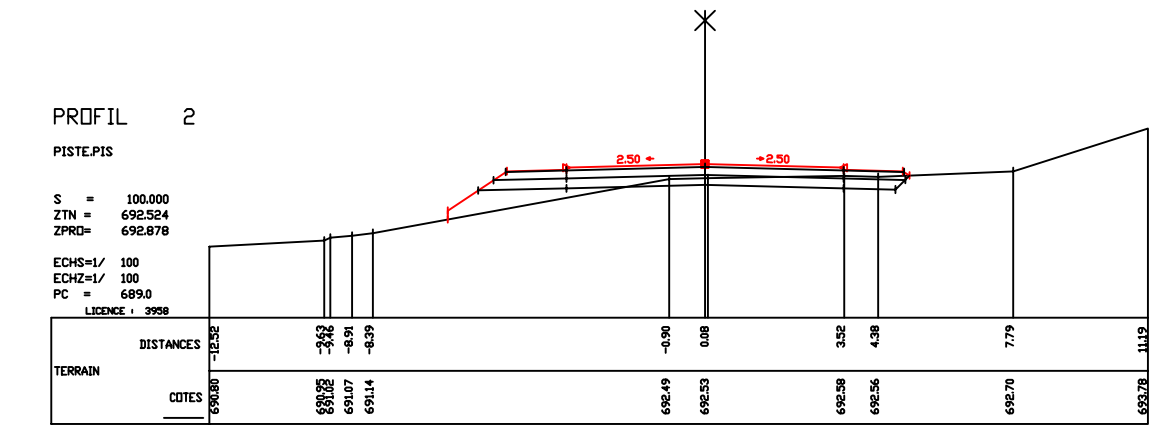
Cette partie mettra en lumière les différents plans ci-dessous :

- Les profils en travers types ;
- Les profils combinés ;
- Les différentes données topographiques après tabulation.









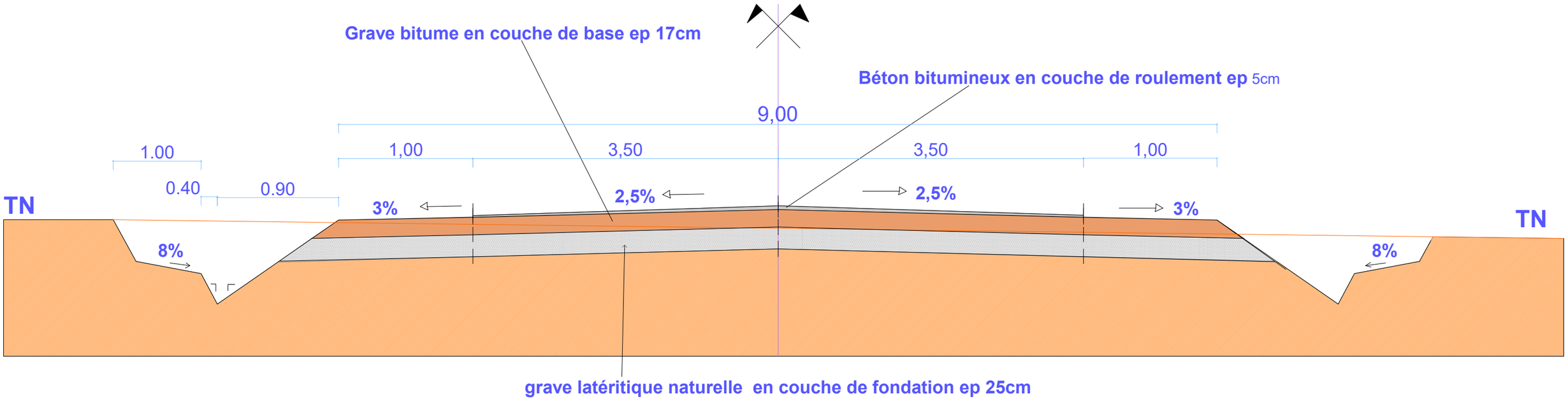
TSABDO LIONEL
ETUDIANT EN MASTER II

Etudes techniques détaillées des travaux de Réhabilitation de la routes nationale N2:"cas du tronçon EBOLOWA-AMBAM

Plan d'exécution des dalots

Quelques Profil en travers

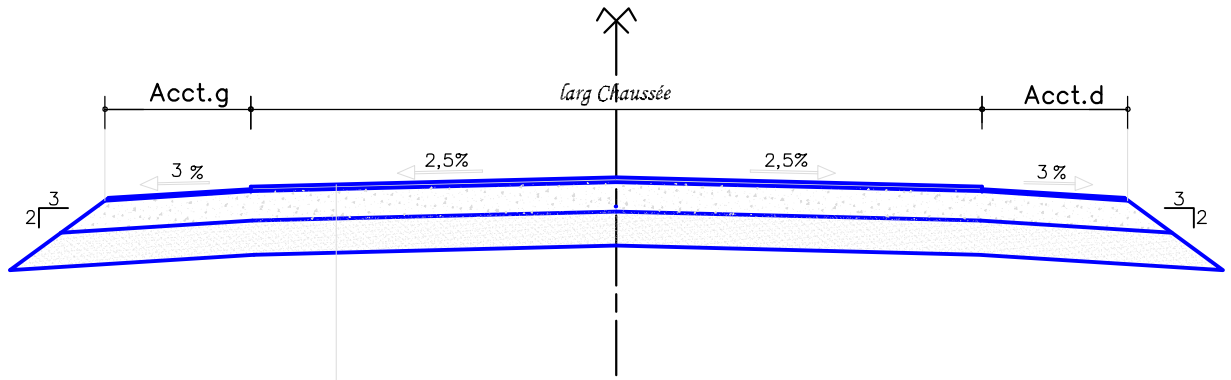
Date	Echelle
06/06/2019	**1:100**



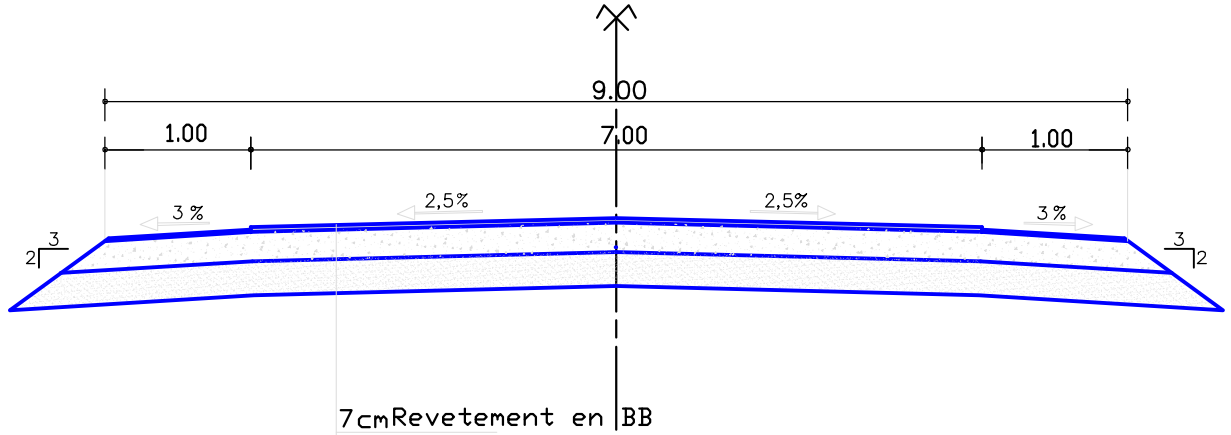
PROFIL EN TRAVERS TYPE

ECHELLE:1/50

PROFIL EN TRAVERS TYPE COURANT DES COUCHES DE CHAUSSEE SUR LE TRONCON



7cmRevetement en BB
15cmCouche de base en grave bitume(Gb3)
25cmCouche de fondation en GNT bitume

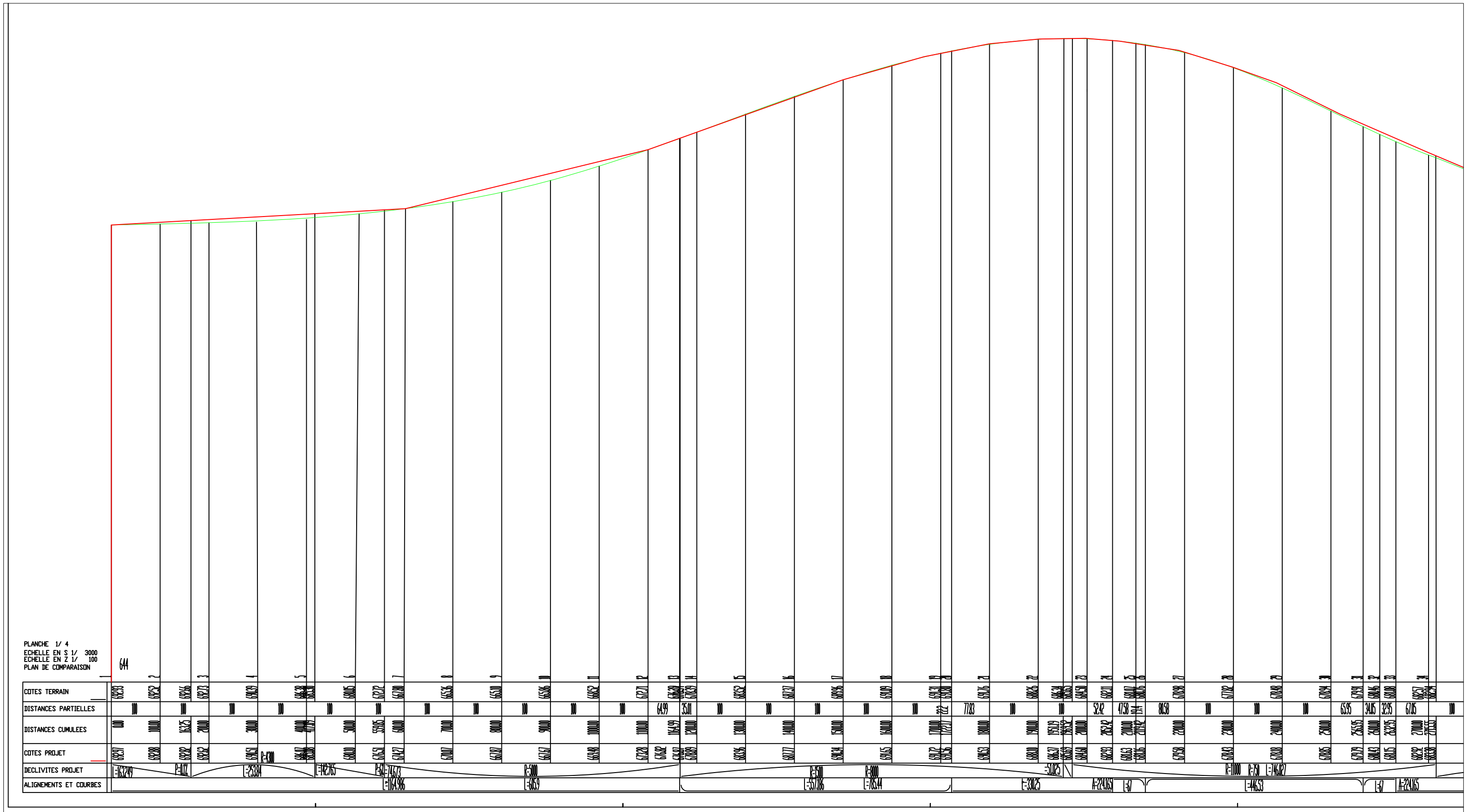


7cmRevetement en BB
15cmCouche de base en grave bitume(Gb3)
25cmCouche de fondation en GNT bitume

Note:

1- Toutes les dimensions indiquées sur le plan sont en cm;
2 Le fossé représenté sur le plan est à titre indicatif. Sur certaines sections,
- il sera exécuté suivant les conditions du site et des prescriptions y relatives;
3 Le présent plan s'applique sur la section courante de remblai et de déblai;

TSABDO LIONEL ETUDIANT EN MASTER II	Etudes techniques détaillées des travaux de Réhabilitation de la routes nationale N2:"cas du tronçon EBOLOWA-AMBAM	Plan d'exécution des dalots		Date	Echelle
		Profil en travers		06/06/2019	1:100



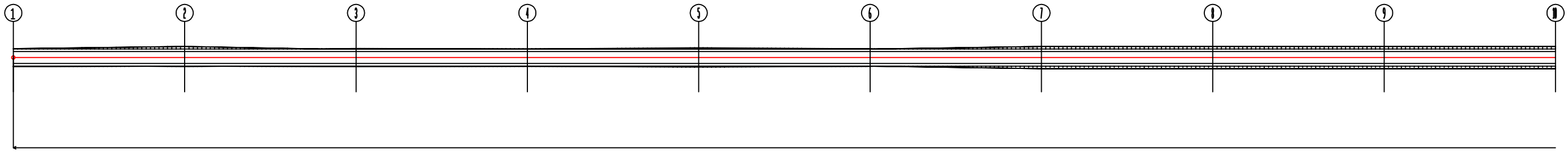
TSABDO LIONEL
ETUDIANT EN MASTER II

Etudes techniques détaillées et suivi d'execution des travaux d'entretien des routes de la nationale N2:"cas du trocon EBOLOWA-AMBAM

Conception Géométrique de la route

PROFIL EN LONG

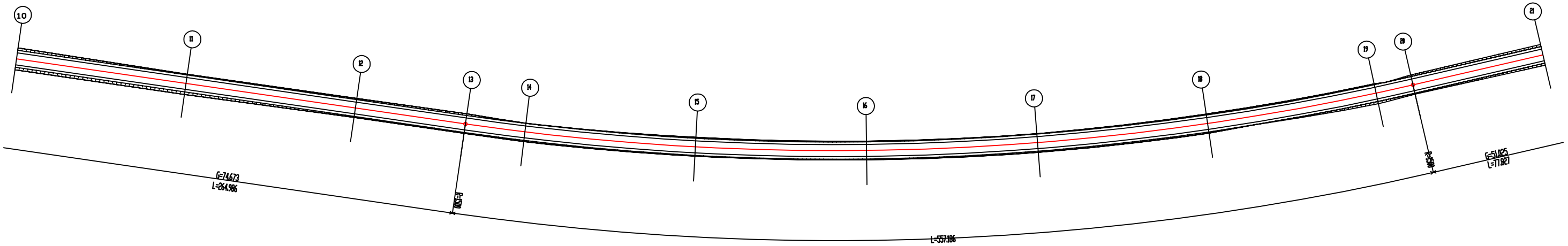
Date	Echelle
06/06/2019	**1:100**



G=74.673

L=900

TSABDO LIONEL ETUDIANT EN MASTER II	Etudes techniques détaillées des travaux de Réhabilitation de la routes nationale N2:"cas du tronçon EBOLOWA-AMBAM	TITRE trace en plan 1		Date: 06/06/2019 Echelle: 1:100

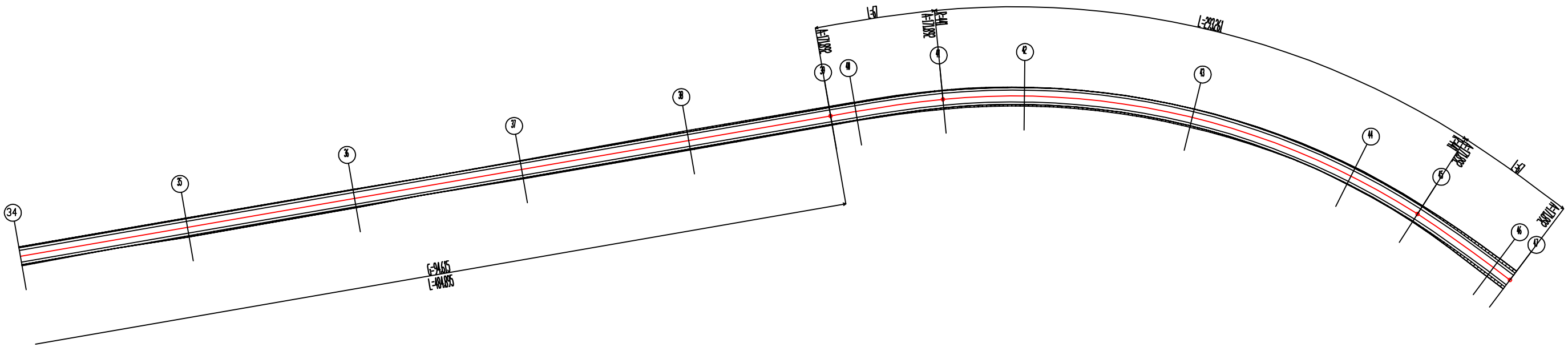


TSABDO LIONEL
ETUDIANT EN MASTER II

Etudes techniques détaillées des travaux de Réhabilitation de la routes nationale N2:"cas du tronçon EBOLOWA-AMBAM

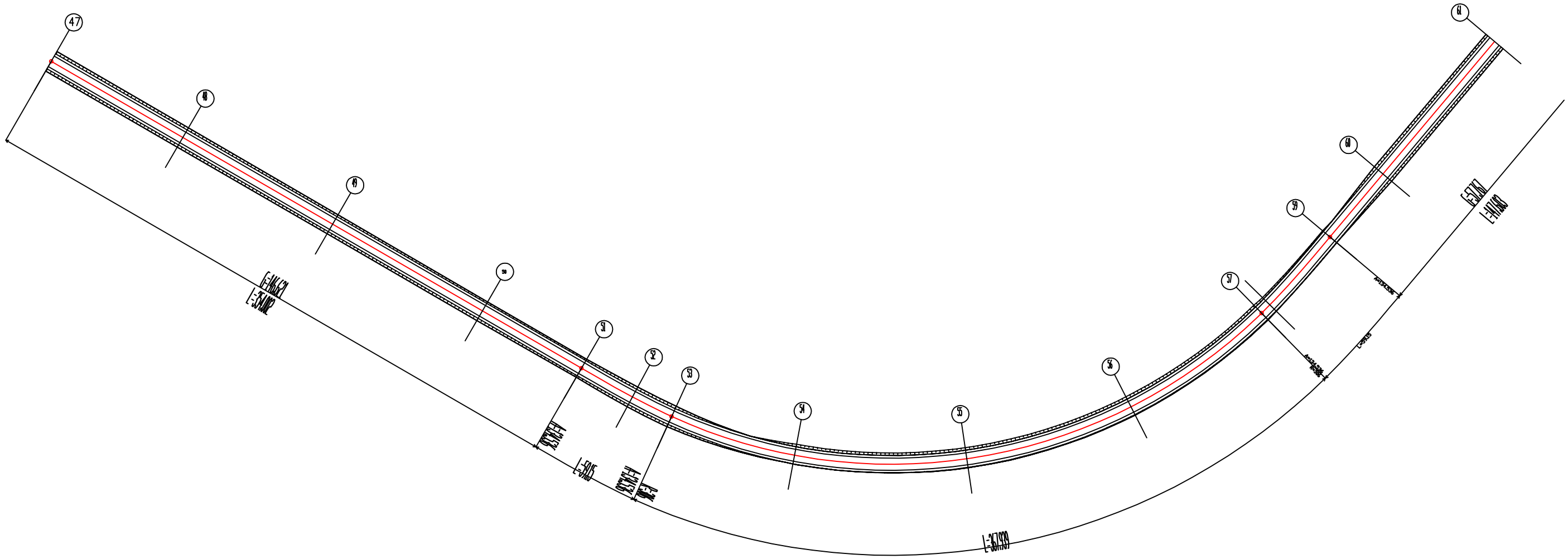
TITRE
trace en plan 2

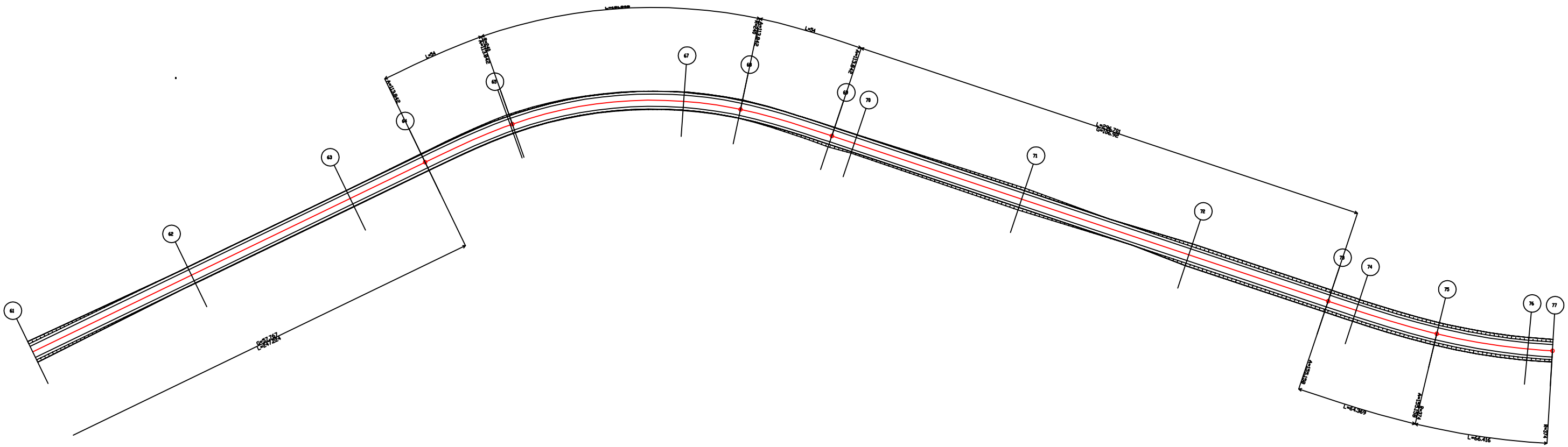
Date	Echelle
06/06/2019	**1:100**

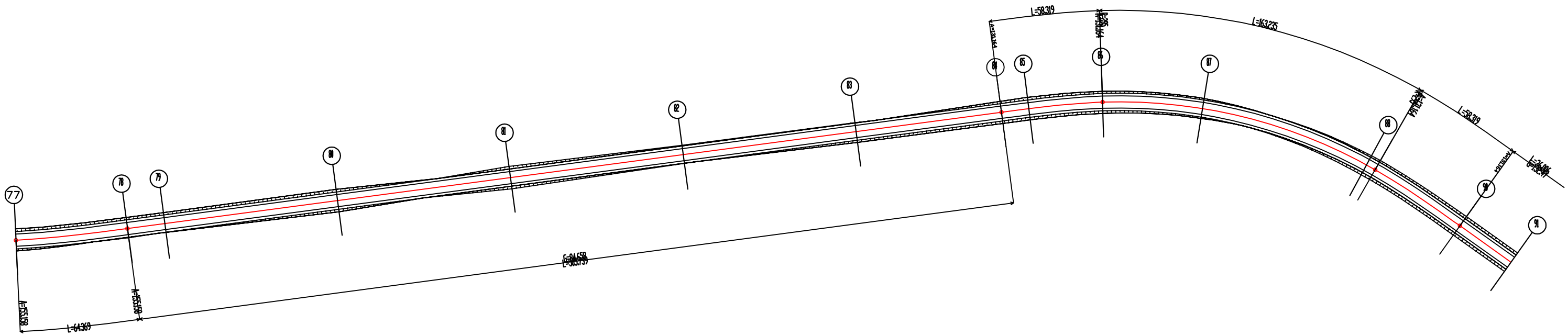


TSABDO LIONEL **ETUDIANT EN MASTER II**	**Etudes techniques détaillées des travaux de Réhabilitation de la routes nationale N2:"cas du tronçon EBOLOWA-AMBAM**	**TITRE**		
		trace en plan 2		

Date	Echelle
06/06/2019	**1:100**

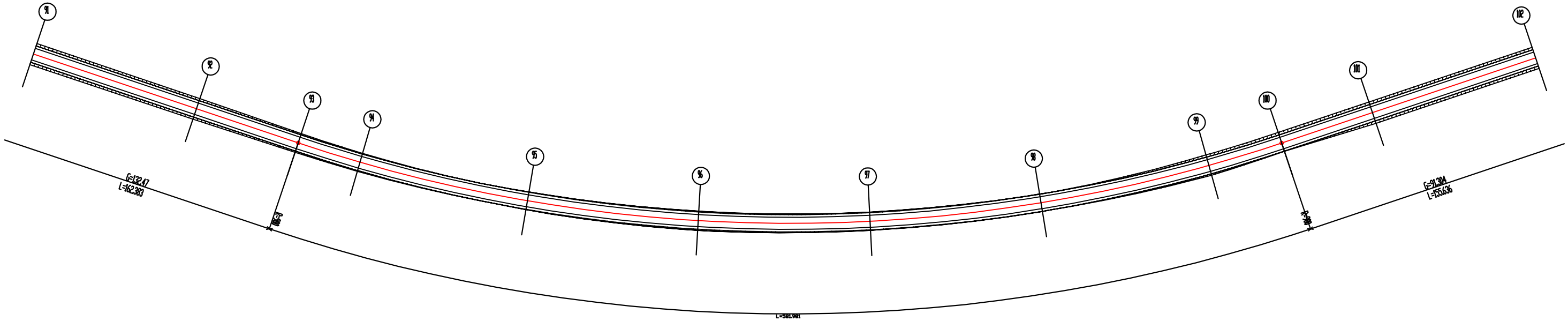

47
46
45
44
43
42
41
40
39
38
37
36
35
34
33
32
31
30
29
28
27
26
25
24
23
22
21
20
19
18
17
16
15
14
13
12
11
10
9
8
7
6
5
4
3
2
1
E=4,000
L=30,000
E=4,000
L=30,000
E=4,000
L=30,000


61
62
63
64
65
66
67
68
69
70
71
72
73
74
75
76
77
L=66.416
L=64.369
L=54.
L=54.
L=54.

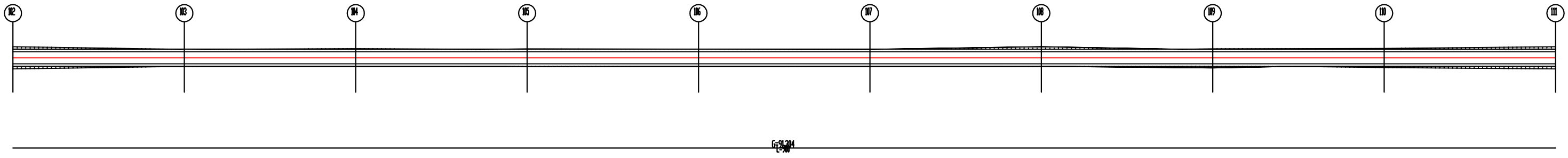


TSABDO LIONEL **ETUDIANT EN MASTER II**	**Etudes techniques détaillées des travaux de Réhabilitation de la routes nationale N2:"cas du tronçon EBOLOWA-AMBAM**	**TITRE**		
		trace en plan 06		

Date	Echelle
06/06/2019	**1:100**



TSABDO LIONEL **ETUDIANT EN MASTER II**	**Etudes techniques détaillées des travaux de Réhabilitation de la routes nationale N2:"cas du tronçon EBOLOWA-AMBAM**	**TITRE**		Date	Echelle
		trace en plan 07		06/06/2019	**1:100**

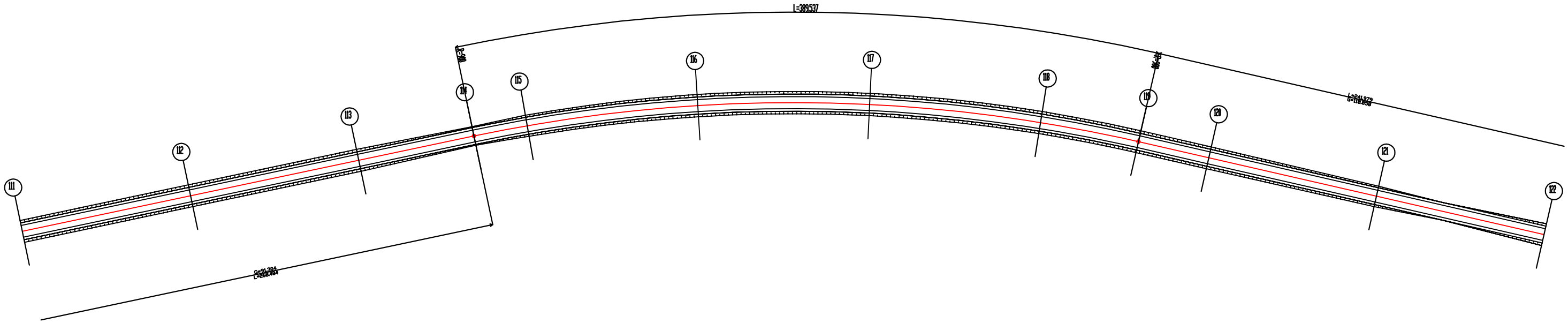


TSABDO LIONEL
ETUDIANT EN MASTER II

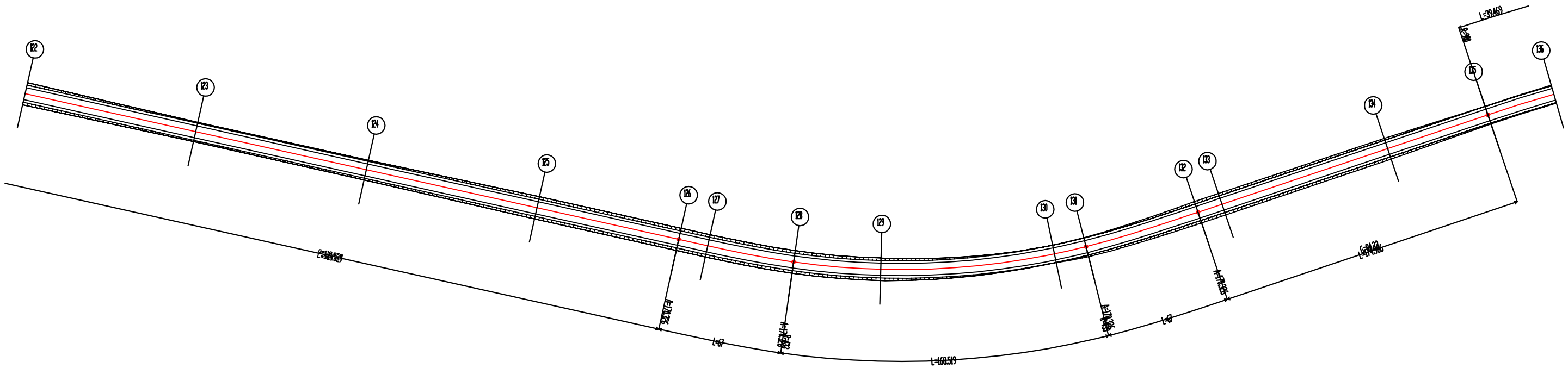
Etudes techniques détaillées des travaux de Réhabilitation de la routes nationale N2:"cas du tronçon EBOLOWA-AMBAM

TITRE
trace en plan 08

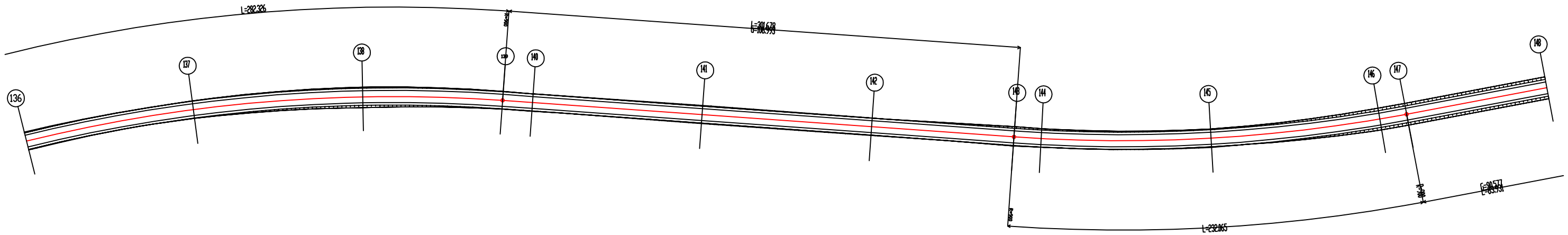
Date	Echelle
06/06/2019	**1:100**



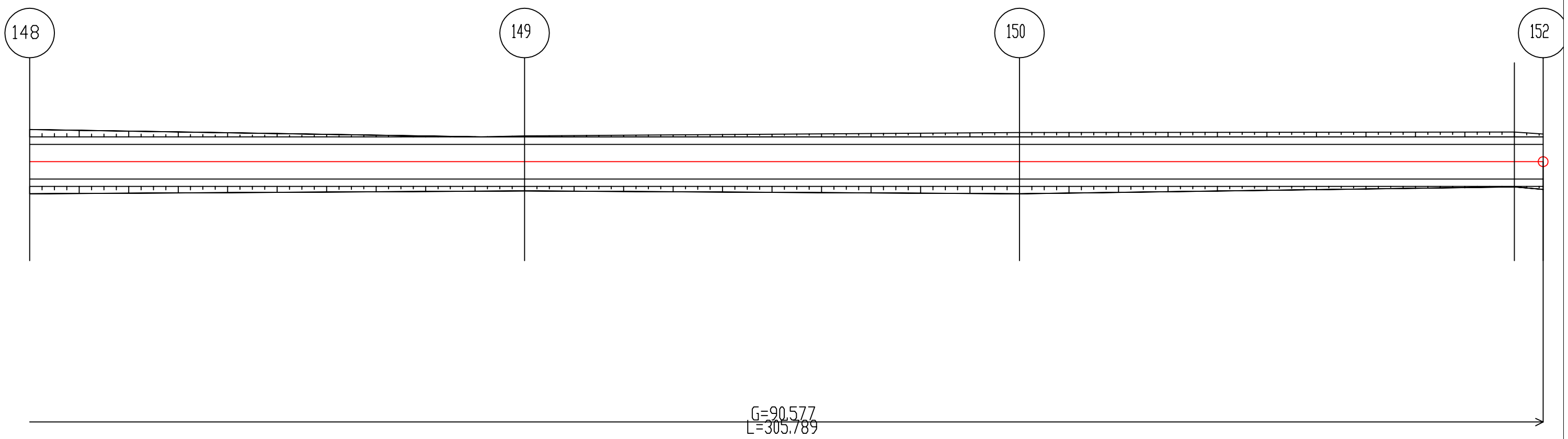
TSABDO LIONEL ETUDIANT EN MASTER II	Etudes techniques détaillées des travaux de Réhabilitation de la routes nationale N2:"cas du tronçon EBOLOWA-AMBAM	TITRE		Date	Echelle
		trace en plan 09		06/06/2019	1:100



TSABDO LIONEL **ETUDIANT EN MASTER II**	**Etudes techniques détaillées des travaux de Réhabilitation de la routes nationale N2:"cas du tronçon EBOLOWA-AMBAM**	**TITRE**		Date	Echelle
		trace en plan 10		06/06/2019	**1:100**



TSABDO LIONEL ETUDIANT EN MASTER II	Etudes techniques détaillées et suivi d'execution des travaux d'entretien des routes de la nationale N2:"cas du trocon EBOLOWA-AMBAM	Plan d'exécution des dalots PROFIL COMBINE 11		Date: 06/06/2019 Echelle: 1:100



TSABDO LIONEL ETUDIANT EN MASTER II	Etudes techniques détaillées et suivi d'execution des travaux d'entretien des routes de la nationale N2:"cas du trocon EBOLOWA-AMBAM	Plan d'exécution des dalots PROFIL COMBINE 12		Date	Echelle
				06/06/2019	1:100

N° PROF	ABSCISSE CURVILIGN	COTE TN	COTE PROJET	X PROFIL	Y PROFIL	ANGLE PROFIL	DEV GAU	DEV DRO
1	0.000	656.854	655.854	829391.986	327521.885	372.523g	2.50	-2.5
2	40.000	656.231	654.696	829355.654	327505.151	372.523g	2.50	-2.5
3	80.000	652.815	653.538	829319.323	327488.418	372.523g	2.50	-2.5
4	120.000	651.596	652.380	829282.991	327471.684	372.523g	-2.40	-2.5
5	146.136	650.920	651.633	829259.252	327460.751	372.523g	-7.00	-7.0
6	160.000	650.702	651.273	829246.327	327455.758	380.547g	-7.00	-7.0
7	177.670	650.766	650.861	829229.123	327451.816	390.773g	-7.00	-7.0
8	200.000	650.991	650.394	829207.027	327448.591	390.773g	-3.07	-3.0
9	240.000	650.567	649.567	829167.446	327442.813	390.773g	2.50	-2.5
10	280.000	648.712	648.739	829127.865	327437.036	390.773g	2.50	-2.5
11	320.000	645.482	647.911	829088.285	327431.259	390.773g	2.50	-2.5
12	360.000	645.657	647.107	829048.704	327425.481	390.773g	2.50	-2.5
13	400.000	646.795	646.655	829009.124	327419.704	390.773g	2.50	-2.5
14	440.000	645.428	646.661	828969.543	327413.927	390.773g	2.50	-2.5
15	480.000	646.057	647.123	828929.963	327408.149	390.773g	2.50	-2.5
16	520.000	645.601	648.042	828890.382	327402.372	390.773g	2.50	-2.5
17	560.000	644.847	649.314	828850.801	327396.594	390.773g	2.50	-2.5
18	567.615	646.422	649.560	828843.267	327395.495	390.773g	2.50	-2.5
19	600.000	650.609	650.716	828811.151	327391.337	392.834g	2.50	-2.5
20	640.000	653.194	652.732	828771.325	327387.640	395.381g	2.50	-2.5
21	680.000	657.153	654.855	828731.382	327385.539	397.927g	2.50	-2.5
22	720.000	659.317	656.978	828691.388	327385.037	0.474g	2.50	-2.5
23	760.000	661.789	659.101	828651.406	327386.134	3.020g	2.50	-2.5
24	800.000	663.726	661.223	828611.500	327388.830	5.567g	2.50	-2.5
25	826.628	665.117	662.637	828585.007	327391.508	7.262g	2.50	-2.5
26	840.000	665.871	663.346	828571.722	327393.030	7.262g	2.50	-2.5
27	880.000	667.769	665.462	828531.982	327397.583	7.262g	2.50	-2.5
28	920.000	669.401	667.336	828492.242	327402.136	7.262g	2.50	-2.5
29	960.000	670.333	668.854	828452.502	327406.689	7.262g	2.50	-2.5
30	1000.000	671.268	670.016	828412.762	327411.242	7.262g	2.50	-2.5
31	1040.000	671.391	670.823	828373.022	327415.795	7.262g	2.50	-2.5
32	1080.000	671.250	671.275	828333.282	327420.348	7.262g	2.50	-2.5
33	1090.637	671.052	671.335	828322.714	327421.559	7.262g	2.50	-2.5
34	1120.000	670.775	671.371	828293.493	327424.425	5.185g	2.50	-2.5
35	1160.000	671.021	671.224	828253.566	327426.792	2.356g	2.50	-2.5
36	1200.000	671.069	671.071	828213.574	327427.384	399.526g	2.50	-2.5
37	1240.000	671.063	670.918	828173.595	327426.197	396.697g	2.50	-2.5
38	1280.000	671.446	670.765	828133.708	327423.236	393.867g	2.50	-2.5
39	1320.000	671.649	670.611	828093.992	327418.505	391.038g	2.50	-2.5
40	1360.000	671.976	670.458	828054.525	327412.015	388.209g	2.50	-2.5
41	1400.000	672.025	670.305	828015.386	327403.777	385.379g	2.50	-2.5
42	1402.743	672.027	670.294	828012.716	327403.149	385.185g	2.50	-2.5
43	1440.000	672.090	670.151	827976.463	327394.557	385.185g	2.50	-2.5
44	1480.000	671.925	669.970	827937.541	327385.332	385.185g	2.50	-2.5
45	1520.000	670.811	669.469	827898.620	327376.107	385.185g	2.50	-2.5
46	1560.000	669.121	668.567	827859.698	327366.883	385.185g	2.50	-2.5
47	1600.000	666.811	667.265	827820.776	327357.658	385.185g	2.50	-2.5
48	1640.000	664.158	665.563	827781.854	327348.433	385.185g	-0.98	-2.5
49	1673.350	661.195	663.881	827749.403	327340.742	385.185g	-5.57	-5.5
50	1680.000	660.348	663.541	827742.916	327339.280	386.596g	-5.57	-5.5
51	1720.000	657.647	661.490	827703.359	327333.549	395.085g	-5.57	-5.5
52	1760.000	655.619	659.440	827663.391	327333.128	3.573g	-5.57	-5.5
53	1800.000	653.429	657.390	827623.721	327338.024	12.061g	-5.57	-5.5
54	1829.833	652.709	655.861	827594.749	327345.088	18.392g	-5.57	-5.5

N° PROF	ABSCISSE CURVILIGN	COTE TN	COTE PROJET	X PROFIL	Y PROFIL	ANGLE PROFIL	DEV GAU	DEV DRO
55	1840.000	652.526	655.352	827585.004	327347.985	18.392g	-4.17	-4.1
56	1880.000	651.875	653.999	827546.661	327359.381	18.392g	1.32	-2.5
57	1920.000	650.669	653.712	827508.319	327370.776	18.392g	2.50	-2.5
58	1960.000	652.498	654.492	827469.977	327382.172	18.392g	2.50	-2.5
59	2000.000	654.070	656.339	827431.634	327393.568	18.392g	2.50	-2.5
60	2040.000	659.651	658.870	827393.292	327404.964	18.392g	2.50	-2.5
61	2080.000	663.146	661.414	827354.950	327416.360	18.392g	2.50	-2.5
62	2120.000	666.325	663.958	827316.607	327427.756	18.392g	2.50	-2.5
63	2160.000	669.153	666.502	827278.265	327439.152	18.392g	2.50	-2.5
64	2200.000	672.566	669.046	827239.923	327450.548	18.392g	2.50	-2.5
65	2240.000	675.071	671.589	827201.580	327461.944	18.392g	2.50	-2.5
66	2280.000	677.509	674.133	827163.238	327473.339	18.392g	2.50	-2.5
67	2320.000	679.813	676.677	827124.896	327484.735	18.392g	2.50	-2.5
68	2360.000	682.497	679.066	827086.553	327496.131	18.392g	2.50	-2.5
69	2400.000	684.540	681.101	827048.211	327507.527	18.392g	2.50	-2.5
70	2440.000	686.573	682.780	827009.869	327518.923	18.392g	2.50	-2.5
71	2480.000	688.547	684.104	826971.526	327530.319	18.392g	2.50	-2.5
72	2520.000	689.290	685.072	826933.184	327541.715	18.392g	2.50	-2.5
73	2542.958	690.413	685.467	826911.178	327548.255	18.392g	2.50	-2.5
74	2560.000	691.370	685.685	826894.797	327552.956	17.186g	2.50	-2.5
75	2600.000	695.872	685.942	826856.021	327562.763	14.357g	2.50	-2.5
76	2640.000	694.380	685.843	826816.848	327570.839	11.528g	2.50	-2.5
77	2680.000	694.211	685.389	826777.355	327577.166	8.698g	2.50	-2.5
78	2720.000	696.026	684.579	826737.620	327581.732	5.869g	2.50	-2.5
79	2760.000	690.781	683.414	826697.721	327584.528	3.039g	2.50	-2.5
80	2800.000	688.767	681.894	826657.737	327585.548	0.210g	2.50	-2.5
81	2840.000	686.344	680.220	826617.748	327584.791	397.380g	2.50	-2.5
82	2880.000	684.179	678.546	826577.831	327582.258	394.551g	2.50	-2.5
83	2920.000	681.453	676.871	826538.067	327577.954	391.722g	2.50	-2.5
84	2925.888	681.054	676.625	826532.231	327577.172	391.305g	2.50	-2.5
85	2960.000	679.329	675.197	826498.437	327572.527	391.305g	2.50	-2.5
86	3000.000	679.263	673.523	826458.809	327567.081	391.305g	2.50	-2.5
87	3040.000	681.474	671.848	826419.182	327561.635	391.305g	2.50	-2.5
88	3080.000	678.201	670.174	826379.554	327556.189	391.305g	2.50	-2.5
89	3120.000	675.862	668.500	826339.927	327550.743	391.305g	2.50	-2.5
90	3160.000	672.058	666.826	826300.299	327545.296	391.305g	2.50	-2.5
91	3200.000	665.638	665.151	826260.672	327539.850	391.305g	2.50	-2.5
92	3240.000	662.725	663.477	826221.044	327534.404	391.305g	2.50	-2.5
93	3280.000	660.406	661.803	826181.417	327528.958	391.305g	2.50	-2.5
94	3320.000	658.579	660.128	826141.789	327523.512	391.305g	2.50	-2.5
95	3360.000	657.097	658.454	826102.162	327518.065	391.305g	2.50	-2.5
96	3400.000	655.688	656.782	826062.534	327512.619	391.305g	2.50	-2.5
97	3440.000	654.522	655.423	826022.907	327507.173	391.305g	2.50	-2.5
98	3480.000	653.431	654.597	825983.279	327501.727	391.305g	2.50	-2.5
99	3520.000	652.623	654.304	825943.652	327496.281	391.305g	2.50	-2.5
100	3560.000	651.950	654.545	825904.024	327490.834	391.305g	2.50	-2.5
101	3600.000	651.395	655.099	825864.397	327485.388	391.305g	2.50	-2.5
102	3640.000	650.997	655.655	825824.769	327479.942	391.305g	2.50	-2.5
103	3680.000	650.723	656.211	825785.142	327474.496	391.305g	2.50	-2.5
104	3720.000	650.591	656.767	825745.514	327469.050	391.305g	2.50	-2.5
105	3760.000	650.688	657.323	825705.887	327463.604	391.305g	2.50	-2.5
106	3800.000	650.997	657.879	825666.259	327458.157	391.305g	2.50	-2.5
107	3840.000	651.463	658.435	825626.632	327452.711	391.305g	2.50	-2.5
108	3880.000	652.104	658.990	825587.004	327447.265	391.305g	2.50	-2.5

N° PROF	ABSCISSE CURVILIGN	COTE TN	COTE PROJET	X PROFIL	Y PROFIL	ANGLE PROFIL	DEV GAU	DEV DRO
109	3920.000	653.638	659.546	825547.377	327441.819	391.305g	2.50	-2.5
110	3960.000	653.722	660.102	825507.749	327436.373	391.305g	2.50	-2.5
111	4000.000	654.653	660.658	825468.122	327430.926	391.305g	2.50	-2.5
112	4040.000	655.883	661.214	825428.494	327425.480	391.305g	2.50	-2.5
113	4080.000	658.758	661.770	825388.867	327420.034	391.305g	2.50	-2.5
114	4120.000	658.672	662.326	825349.239	327414.588	391.305g	2.50	-2.5
115	4160.000	660.184	662.882	825309.612	327409.142	391.305g	2.50	-2.5
116	4200.000	665.238	663.438	825269.984	327403.695	391.305g	2.50	-2.5
117	4240.000	663.994	664.286	825230.357	327398.249	391.305g	2.50	-2.5
118	4243.405	664.136	664.382	825226.984	327397.786	391.305g	2.50	-2.5
119	4280.000	665.733	665.666	825190.638	327393.541	393.894g	2.50	-2.5
120	4320.000	667.704	667.337	825150.750	327390.597	396.723g	2.50	-2.5
121	4360.000	669.682	669.009	825110.770	327389.427	399.553g	2.50	-2.5
122	4400.000	671.573	670.681	825070.778	327390.034	2.382g	2.50	-2.5
123	4440.000	673.368	672.353	825030.852	327392.418	5.211g	2.50	-2.5
124	4480.000	675.274	674.025	824991.072	327396.574	8.041g	2.50	-2.5
125	4520.000	677.076	675.696	824951.516	327402.493	10.870g	2.50	-2.5
126	4560.000	678.740	677.368	824912.262	327410.163	13.700g	2.50	-2.5
127	4600.000	680.073	679.040	824873.387	327419.570	16.529g	2.50	-2.5
128	4640.000	681.174	680.638	824834.968	327430.695	19.358g	2.50	-2.5
129	4680.000	682.069	681.764	824797.082	327443.515	22.188g	2.50	-2.5
130	4720.000	684.055	682.356	824759.803	327458.007	25.017g	2.50	-2.5
131	4760.000	682.950	682.415	824723.204	327474.140	27.847g	2.50	-2.5
132	4800.000	683.029	681.940	824687.359	327491.884	30.676g	2.50	-2.5
133	4824.632	682.899	681.385	824665.691	327503.596	32.419g	2.50	-2.5
134	4840.000	682.778	680.993	824652.272	327511.088	32.419g	2.50	-2.5
135	4880.000	682.274	679.972	824617.348	327530.588	32.419g	2.50	-2.5
136	4920.000	681.509	678.951	824582.423	327550.088	32.419g	2.50	-2.5
137	4960.000	680.506	677.930	824547.498	327569.589	32.419g	2.50	-2.5
138	5000.000	679.223	676.909	824512.573	327589.089	32.419g	2.50	0.9
139	5032.804	677.932	676.072	824483.932	327605.081	32.419g	4.75	4.7
140	5040.000	677.637	675.888	824477.613	327608.524	31.110g	4.75	4.7
141	5080.000	675.792	674.867	824441.299	327625.245	23.834g	4.75	4.7
142	5120.000	673.601	673.846	824403.316	327637.716	16.558g	4.75	4.7
143	5160.000	671.450	672.825	824364.158	327645.774	9.283g	4.75	4.7
144	5200.000	669.933	671.804	824324.337	327649.314	2.007g	4.75	4.7
145	5240.000	669.619	670.826	824284.372	327648.290	394.731g	4.75	4.7
146	5280.000	669.762	670.286	824244.784	327642.716	387.456g	4.75	4.7
147	5295.711	669.913	670.220	824229.451	327639.295	384.598g	4.75	4.7
148	5320.000	669.946	670.279	824205.870	327633.476	384.598g	2.50	1.9
149	5360.000	670.481	670.710	824167.035	327623.893	384.598g	2.50	-2.5
150	5400.000	672.599	671.184	824128.200	327614.309	384.598g	2.50	-2.5
151	5440.000	674.718	671.658	824089.365	327604.726	384.598g	2.50	-2.5
152	5480.000	675.980	672.131	824050.530	327595.143	384.598g	2.50	-2.5
153	5520.000	677.179	672.605	824011.695	327585.559	384.598g	2.50	-2.5
154	5560.000	681.404	673.079	823972.860	327575.976	384.598g	2.50	-2.5
155	5600.000	680.493	673.553	823934.025	327566.393	384.598g	2.50	-2.5
156	5640.000	677.464	674.027	823895.190	327556.810	384.598g	2.50	-2.5

ANNEXESIII : SOLUTIONS DE RENFORCEMENT ENVISAGÉES

I. DETERMINATION DES CONTRAINTES ET DEFORMATIONS

Pour la détermination des déformations, nous allons supposer l'interface entre les Couches collées.

- La variante étudiée est modélisée de la manière suivante avec le logiciel Alizé-LCPC et les résultats sont présentés dans la figure ci-dessous :

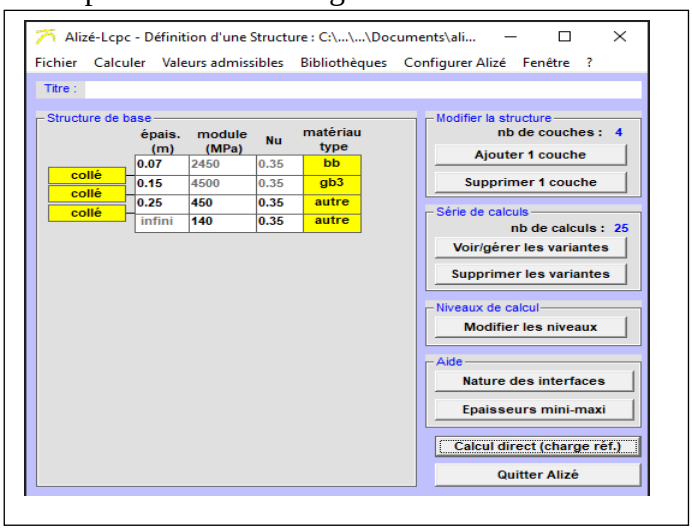


Figure 15:Définition des couches de chaussée Epaisseur-Module de Young-Coeff. Poisson

<u>Source :</u> ALIZE-LCPC VERSION 1.3.0

- Calcul des déformations) : les résultats sont ci-dessous

Consignés dans la figure ci-dessous.

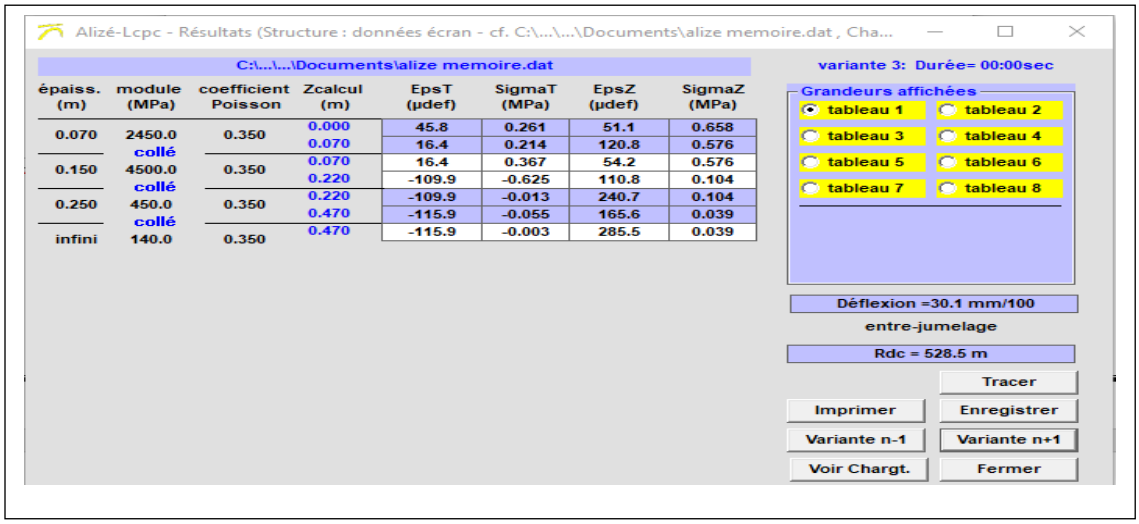


Figure 16 : Définition de la structure de chaussée et calcul des déformations

Source : ALIZE-LCPC VERSION 1.3.0

II. DÉTERMINATION CONTRAINTES ADMISSIBLES

Les facteurs pris en considération pour évaluer la dégradation des chaussées sont entre autres les résultats d'essai en fatigue et l'épaisseur des couches de fondation lors de l'exécution. La courbe de fatigue tirée des essais de laboratoire est définie pour une probabilité de rupture de 50 %. Les résultats des essais, exprimés en log (N) (logarithme décimal du nombre de cycles à la rupture) sont distribués suivant une loi normale avec un écart-type noté SN. L'épaisseur des couches est considérée comme étant distribuée également selon une loi normale, d'écart-type noté Sh. Le risque **r**, est l'intégrale de la densité de probabilité de la variable log(N) réduite. L'écart type δ associé à la variable log (N), se déduit de la combinaison des facteurs de dispersion sur la loi de fatigue et sur l'épaisseur des couches, par la relation :

$$\delta = \left(SN^2 + \left(\frac{c^2}{b^2}\right)Sh^2\right)^{0,5}$$

c : coefficient reliant la variation de déformation (ou de contrainte) dans la chaussée à la variation aléatoire d'épaisseur Δh, (log ε = log ε_0 - Δh), pour les chaussées courantes il est de 0.02 cm^{-1}.

b : pente de la loi de fatigue du matériau exprimée sous la forme d'une loi bi logarithmique.

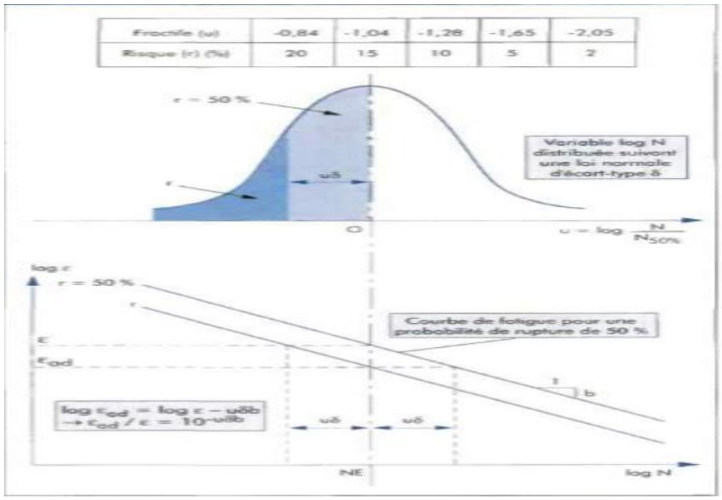


Figure 17:Choix du facteur u en fonction du risque r

Source : « conception et dimensionnement des structures de chaussée » Jean François CORTE, LCPC décembre 1994

Détermination de l'allongement $\varepsilon_{t,ad}$ admissible à la base des couches bitumineuses

$$\varepsilon_{t,adm} = \varepsilon(NE, \theta_{eq}, f) x K_c x K_r x K_s$$

$\varepsilon(NE, \theta_{eq}, f)$: déformation pour laquelle la rupture conventionnelle en flexion sur éprouvette est obtenue au bout de NE cycles avec une probabilité de 50 %, pour la température équivalente θ_{eq}, et à la fréquence f caractéristique des sollicitations subies par la couche considérée.

La loi de fatigue des matériaux bitumineux est représentée par une relation du type :

$$\varepsilon(NE, \theta_{eq}, f) = \varepsilon_6(\theta_{eq}, f) x \left(\frac{NE}{10^6}\right)^b$$

$\boldsymbol{\varepsilon_{t,adm} = \varepsilon_6(10°C, 25Hz) x \left(\frac{NE}{10^6}\right)^b x \left(\frac{E(10°C)}{E(\theta_{eq})}\right)^{0.5} x K_c x K_r x K_s}$La loi de fatigue est généralement établie expérimentalement pour une température de 10°C et une fréquence de 25 Hz. On considère usuellement pour les couches d'assise que la fréquence caractéristique des sollicitations est de l'ordre de 10 Hz et que la correction de fréquence entre 10 et 25 Hz sur la valeur de ε_6 peut être négligée pour les températures moyennes. On obtient alors :

Tableau 43 :Valeurs des coefficients de ε6, b, SN, Sh, Kc en fonction des couches bitumineuses extraits du guide de dimensionnement des chaussées.

	ε_6 (10°C ; 25 Hz) (10^{-6})	-1/b	SN	Sh	k_c
BBSG	100	5	0,25	(1)	1,1
GB 1	70	5	0,4	(1)	1,3
GB 2	80	5	0,3	(1)	1,3
GB 3	90	5	0,3	(1)	1,3
EME 1	100	5	0,3	(1)	1,0
EME 2	130	5	0,25	(1)	1,0

1. Sh dépend de l'épaisseur mise en œuvre : Sh = 0,01 m si h ≤ 0,10 m
Sh = 0,025 m si h ≥ 0,15 m ; Sh = 0,01 + 0,3* (h-0,10) si 0,10 ≤ h ≤ 0,15 m.

Source : « conception et dimensionnement des structures de chaussée » Jean François CORTE, LCPC décembre 1994

Tableau 44:Choix de l'élasticité pour téta équivalent et pour 10° en fonction du type de couche bitumineuse issus du guide de conception et de dimensionnement des chaussées

	E (θ °C ; 10 Hz) en MPa						E (15 °C)	ν
θ	-10	0	10	20	30	40	(MPa)	
BBSG	14 800	12 000	7 200	3 600	1 300	1 000	5 400	0,35
GB 1	18 000	14 000	9 000	5 000	2 000	800	7 000	0,35
GB 2	23 000	18 800	12 300	6 300	2 700	1 000	9 300	0,35
GB 3	23 000	18 800	12 300	6 300	2 700	1 000	9 300	0,35
EME 1	30 000	24 000	17 000	11 000	6 000	3 000	14 000	0,35
EME 2	30 000	24 000	17 000	11 000	6 000	3 000	14 000	0,35

Source : « conception et dimensionnement des structures de chaussée » Jean François CORTE, LCPC décembre 1994

Kr est un coefficient qui ajuste la valeur de la déformation admissible au risque de calcul retenu en fonction des facteurs de dispersion sur l'épaisseur (écart-type Sh) et sur les résultats des essais de fatigue (écart-type SN), $\boldsymbol{K_r = 10^{-ub\delta}}$

u : variable centrée réduite associée au risque r

b : pente de la loi de fatigue du matériau (loi bi-logarithmique)

δ: écart-type de la distribution de logN à la rupture

Kc est un coefficient qui corrige l'écart entre les prédictions de la démarche de calcul et l'observation du comportement des chaussées

Tableau 45:Coefficient Kc en fonction de la couche bitumineuse

Matériaux	Kc
Grave Bitume	1,3
Béton bitumineux	1,1
EME	1

Ks est un coefficient qui corrige le défaut de portance du sol support

Tableau 46:Coefficient Ks en fonction du module d'élasticité

Module	E < 50 MPa	$50\ MPa\ \leq E < 120\ MPa$	$E \geq 120\ MPa$
Ks	1/1,2	1/1,1	1

Pour effectuer les calculs, il nous faut les différents modules des matériaux qui sont notés ci-dessous

Tableau 47:Modules d'élasticité des couches de chaussées

Nature du matériaux	**Module (MPa)**
Béton bitumineux à 25° C	2450
Grave bitume	4500
Graveleux latéritique naturelle (CBR >39 à 95% OPM et 4j IMB)	450
Plateforme (en matériau de type S4)	140

Pour le béton bitumineux à partir des différents tableaux on a :

$\varepsilon_6(10°C, 25Hz) = 100^{-6}\mu def$

-1/b = 5 d'où b = -0,2

Kc=1,1

Ks=1

E (10°) =7200 MPa

E(θeq) = 2450 MPa

Pour les trafics moyens on a un risque de 5% donc u=-1.65

SN=0,25

Sh=0,01

c = 0,02

On a donc: $\delta = \left(0{,}25^2 + \left(\frac{0{,}02^2}{(-0.1)^2}\right)0{,}01^2\right)^{0{,}5} = 0{,}25$

$\boldsymbol{K_r = 10^{-(-1{,}28x(-0.2)x0.25} = 0{,}86}$

$$\varepsilon_{t,adm} = 100^{-6} x \left(\frac{4 \times 10^6}{10^6}\right)^{-0.2} x \left(\frac{7200}{2450}\right)^{0.5} x1{,}1x0{,}86x1 = \mathbf{122{,}90\mu def}$$

Pour le grave bitume à partir des différents tableaux on a :

$\varepsilon_6(10°C, 25Hz) = 90^{-6}\mu def$

-1/b = 5 d'où b = -0,2

Kc=1,3

Ks=1

E (10°) =12300 MPa

E(θeq) = 4500 MPa

Pour les trafics moyens on a un risque de 5% donc u=-1,65

SN=0,3

Sh=0,025

c = 0,02

On a donc: $\delta = \left(0{,}3^2 + \left(\frac{0{,}02^2}{(-0.2)^2}\right) 0{,}025^2\right)^{0{,}5} = 0{,}3$

$\boldsymbol{K_r = 10^{-(-1{,}65x(-0.2)x0.3)} = 0{,}79}$

$$\varepsilon_{t,adm} = 90x \left(\frac{4 \times 10^6}{10^6}\right)^{-0.2} x \left(\frac{12300}{4500}\right)^{0.5} x1{,}3x0{,}79x1 = \mathbf{115{,}81\mu def}$$

Pour les graves naturels non traités

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

Pour un trafic de type T3 on a A=12000

$\varepsilon_{z,adm} = 12000x(4 \times 10^6)^{-0{,}222} = 410{,}70\ \mu def$

Contrainte admissible du sol de fondation et support

Pour la détermination de cette contrainte au niveau supérieur de la plateforme, nous appliquons

La formule semi-empirique de Kerkhoven et Dormon donnée par CEBTP. Cette formule s'articule autour de deux paramètres essentiels à savoir la charge (NE) et le CBR, dont l'expression est la suivante :

$$\varepsilon_{z,adm} = \frac{0.3 \times CBR}{1+0.7 \times \log(NE)}$$

- Pour le sol de fondation :

$$\varepsilon_{z,adm} = \frac{0.3 \times 90}{1+0.7 \times \log(4000000)} = 4{,}8\ Mpa$$

- Pour le sol support :

$$\varepsilon_{z,adm} = \frac{0.3 \times 28}{1+0.7 \times \log(4000000)} = 1{,}49\ Mpa$$

ANNEXEIV : ASSAINISSEMENT DE LA ROUTE

Récapitulatif de l'ensemble des ouvrages hydrauliques et d'art ainsi que leurs localisations.

Tableau 48:Récapitulatif de l'ensemble des ouvrages sur le tronçon Ebolowa-Ambam

Désignations	localisation	type d'ouvrage	dimensions	état	observation
EBOLOWA-NKOEMVONE	PK2+100	dalot	2*3*3	moyen	nécessite un entretien courant
	PK3+700	batterie de buse métallique	2*Ø1200	mauvais état	à remplacer
	PK11+100	pont sur le SENG	20m	moyen	nécessite un entretien courant
NKOEMVONE-AMBAM	PK2+600	buse métallique	Ø1200	mauvais état	à remplacer
	PK13+700	buse métallique	Ø1200	mauvais état	à remplacer
	PK15+400	batterie de buse métallique	Ø1200	mauvais état	à remplacer
	PK17+400	buse métallique	Ø1500	mauvais état	à remplacer
	PK23+00	buse métallique	Ø1500	mauvais état	à remplacer
	PK24+240	buse métallique	Ø1000	moyen	nécessite un entretien courant
	PK29+500	buse métallique	Ø1000	mauvais état	nécessite un entretien courant
	PK34+00	dalot	2*4*4	moyen	nécessite un entretien courant
	PK35+400	buse métallique	Ø1200	mauvais état	à remplacer
	PK37+100	buse métallique	Ø1200	mauvais état	à remplacer
	PK37+600	batterie de buse métallique	2Ø1000	moyen	nécessite un entretien courant
	PK38+100	dalot	2*3*3	moyen	nécessite un entretien courant
	PK44+300	dalot	2*4*4	moyen	nécessite un entretien courant
	PK45+200	batterie de buse métallique	Ø1000	moyen	nécessite un entretien courant
	PK46+800	buse métallique	Ø1000	mauvais état	à remplacer
	PK47+600	buse métallique	Ø1000	moyen	nécessite un entretien courant
	PK48+800	buse métallique	Ø1000	mauvais état	à remplacer
	PK49+300	batterie de buse métallique	Ø1000	moyen	nécessite un entretien courant
	PK50+200	buse métallique	Ø1000	mauvais état	à remplacer
	PK52+400	buse métallique	Ø1200	moyen	nécessite un entretien courant
	PK55+900	pont sur le MBORO	Ø1000	mauvais état	à remplacer
	pk66+200	dalot	2*3*3	moyen	nécessite un entretien courant
	pk67+625	buse métallique	Ø1400	mauvais état	à remplacer
	pk71+00	dalot	2*1*1	moyen	nécessite un entretien courant
	pk71+00	dalot	1*1.5*1.5	moyen	nécessite un entretien courant

dég

À U

DIFFERENTES EVALUATIONS DES DÉBITS

Tableau 49:coefficient de montana

Tr (années)	Pluies courtes ≤ 45mn	
	a	**b**
1	322,7	0,45
5	623,9	0,54
10	698,4	0,54
20	771,6	0,54
50	864,7	0,54
100	937,9	0,54

SOURCE : « hydraulique urbaine et hydraulique rurale »,YAN BABROWSKI,2014

DONNEES PLUVIOMETRIQUES DE LA ZONE D'ETUDE

La zone de projet est soumise dans son ensemble à l'influence d'un climat équatorial humide à deux saisons de pluies et de deux saisons sèches. Les précipitations annuelles moyennes se situent entre 1800mm et 2600mm. Elle se singularise par l'existence d'une végétation évolutive du Nord au Sud allant de la forêt semi-décidue (forêt caractérisée par la présence d'une majorité d'arbres dont les feuilles, caduques, tombent au rythme des saisons) à la forêt dense humide. L'humidité relative moyenne annuelle est élevée (supérieure à 80%). La température moyenne est de l'ordre de 24,50°C par an. Les figures ci-dessous mettent en lumière les données pluviométriques de la zone d'étude fournies par la station pluviométrique de Kribi.

Tableau 50:intensité pluviométrique et hauteur maximale en 24 h avec temps de retour

SERVICE DE LA CLIMATOLOGIE — CLIMATOLOGY SERVICE

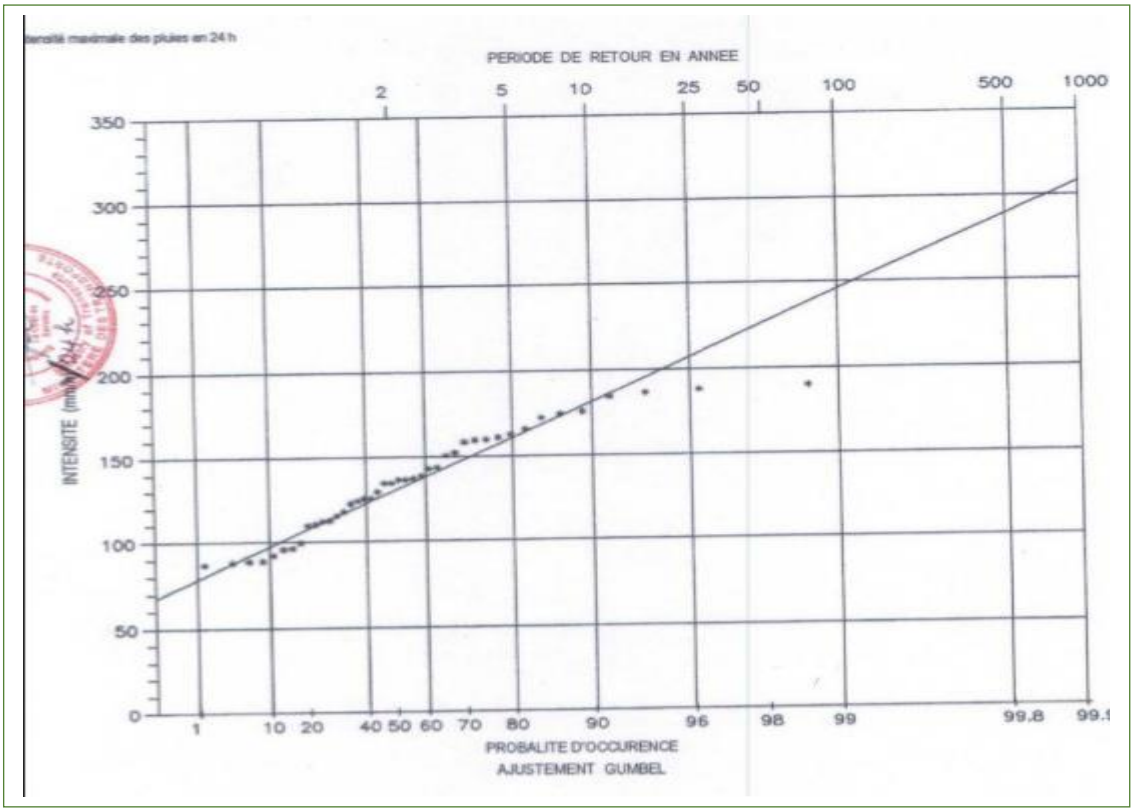
STATION KRIBI

INTENSITES PLUVIOMETRIQUES ET HAUTEUR MAXIMALE EN 24 H AVEC TEMPS EN RETOUR

Pas de 15 mn	Temps de retour en années	2	5	10	20	50	100
	Intensité en mm	100	105	150	167	198	221
Pas de 30 mn	Temps de retour en années	2	5	10	20	50	100
	Intensité en mm	87	95	108	126	141	168
Pas de 60 mn	Temps de retour en années	2	5	10	20	50	100
	Intensité en mm	51	69	75	89	100	108
Pas de 120 mn	Temps de retour en années	2	5	10	20	50	100
	Intensité en mm	27	39	46	57	68	73
Pas de 180 mn	Temps de retour en années	2	5	10	20	50	100
	Intensité en mm	17	21	25	28	33	38
Pas de Maximum en 24 h	Temps de retour en années	2	5	10	20	50	100
	Quantité maximale en mm	130	160	180	205	223	242

Source : station pluviométrique de KRIBI

Tableau 51:Ajustement De Gumbel



Source : station pluviométrique de KRIBI

Tableau 52:intensité pluviométrique

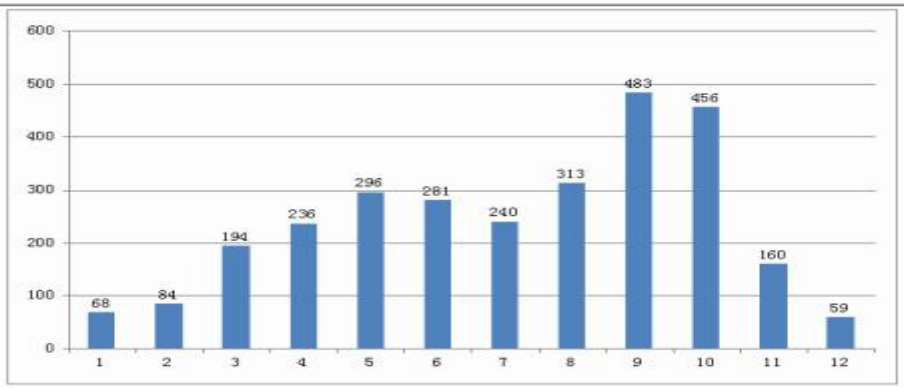


Figure 1-3 : KRIBI historical average monthly rainfall (unit: mm)

Table 4-1 Kribi Climate Data

Month	Jan.	Feb	Mar	Apr	May	Jun.	Jul.	Aug	Sep	Oct.	Nov	Dec
Average maximum temperature °C	32	32	32	32	31	30	29	28	29	30	31	31
Average minimum temperature °C	24	25	24	24	24	23	23	23	23	24	23	24
Rainfall（mm）	68	84	194	236	296	281	240	313	483	456	160	59
Average rainy days	9	10	14	17	20	18	16	22	27	26	16	9

Tableau 53:intensité pluviométrique durant la période retour dans les principales stations météorologiques du Cameroun

Table 2-1 Collected rainfall intensity（mm/h）during return period at Cameroon main meteorological station

Duration of rainfall	Rainfall intensity during return period					
	2 years	5 years	10 years	20 years	50 years	100 years
15 minutes	100.0	105.0	150.0	167.0	198.0	221.0
30 minutes	87.0	95.0	108.0	126.0	141.0	168.0
1 hour	51.0	69.0	75.0	89.0	100.0	108.0
2 hours	27.0	39.0	46.0	57.0	68.0	73.0
3 hours	17.0	21.0	25.0	28.0	33.0	38.0

Table 2-2 Collected maximum rainfall（mm）in 24 hours during return period at Cameroon main meteorological station

Duration of rainfall	Maximum rainfall during return period					
	2 years	5 years	10 years	**20 years**	50 years	100 years
24 hours	130	160	180	**205**	223	242

Source : station pluviométrique de KRIBI

Méthode Rationnelle

Les caractéristiques des bassins versants concernés par cette méthode sont récapitulées dans le tableau 47 . Les caractéristiques géomorphologiques de ce dernier ont été déjà déterminées à partir du logiciel Global Mapper®.

Tableau 54 : caractéristiques des bassins versants concernés par la méthode rationnelle.

Designations	BV	surface (km2)	périmètre (km)	altitude min(m)	altitude max(m)	pente moy(%)
NKOEMVONE-AMBAM	BV3	3.003	8.628	555	763	11.51
	BV6	1.794	5.623	556	625	8.19
	BV8	1.288	4.714	556	783	19.05
	BV13	1.761	6.298	571	686	9.258
	BV14	2.085	6.099	658	567	9.3
	BV18	1.394	5.701	566	675	9.55
	BV19	2.217	7.455	569	708	10.8
	BV21	1.035	5.011	560	616	7
	BV22	2.502	8.519	569	788	10.98

- Détermination de la concentration par la formule de KIRPICH

$$Tc = 0{,}01947 \times \frac{L^{1,15}}{I^{0,385}} \rightarrow Tc$$

Calcul de l'intensité de la pluie déterminée à partir de la méthode de Montana

Les coefficients a et b pour des averses de durée de retour 10 ans et pour la zone de Ebolowa sont : a = 694,5 et b = 0,54(source : station Météorologie de kribi)

$$i = a \times T_c^{-b}$$

- Calcul du débit ruisselé

$$Q = 0{,}278 \times C \times i \times A \rightarrow Q = 0{,}278 \times 0{,}45 \times 455{,}75 \times 0{,}0132$$

$$Q = 3{,}564\ m^3/s$$

Les résultats des calculs des débits des autres bassins versants ont résumés dans le point suivant.

Méthode ORSTOM

$$Q_{10} = \alpha_{10} \times A \times P_{10} \times Kr_{10} \times \frac{S}{T_{b10}} \quad avec \begin{cases} \alpha_{10} : Coefficient\ de\ point \\ A: Coefficient\ d'abattement \\ P_{10}: Hauteur\ de\ pluie\ journalière\ décennale\ (24h)(m) \\ K_{r10} = Coefficient\ de\ ruissellement\ décennal \\ S : Surface\ du\ bassin\ versant\ en\ km^2 \\ T_{b10}: Temps\ de\ base\ correspondant\ \text{à la crue décennale} \end{cases}$$

<u>La pluie moyenne sur le bassin :</u>

P_{m10} est calculée en appliquant à P_{10} le coefficient d'abattement A, déterminé à l'aide de l'équation de Vuillaume :

$$A = 1 - \left[\frac{161 - 0{,}042 \times \overline{P_{an}}}{1000}\right] \times log(S) = 0{,}97$$

$$P_{m10} = A \times P_{10} = 173{,}97\ mm$$

Avec :

S = Surface du bassin versant = 6,736 km^2

P_{an} = Précipitation annuelle = 2870 mm

P_{10} = Pluie décennal ponctuel = 180 mm

Le coefficient de ruissellement Kr :

$$K_{r10} = K_{r100} - \left[\frac{(100-10)\times(K_{r100} - K_{r70})}{100-70}\right]$$

Le calcul des valeurs KR_{70} et KR_{100} sont calculées par extrapolation entre Ig_{15} et Ig_7 à l'aide des courbes de la figure 13 et 14 pages 265 du FOA. Les résultats sont consignés dans le tableau si dessous.

Tableau 55:Determination du coefficient de ruissellement Kr

Désignation	Ig_{15}	**$Ig_{10.52}$**	Ig_7
Kr_{70}	30	**28,80**	24
Kr_{100}	35	**33,60**	28

$$\boldsymbol{K_{r10} = 19,20}$$

Le temps de base :

Il est calculé en fonction de zone, l'indice de pente corrigé et la surface du bassin versant. Ayant une surface < 7 km^2, ce temps est donné par la figure 17 page 48 du FAO :

$$T_{b10} = 220mn$$

Coefficient de pointe décennal :

$$\alpha_{10} = 2,6$$

Après consultation de la check-list, le bassin ne présente aucune particularité qui pourrait conduire ultérieurement à être modifier.

Les résultats des calculs sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau 56:calcul du débit par la méthode ORSTOM

Désignation	**Méthode ORSTOM**						
	A	**P10(m)**	**Kr10**	**α10**	**S(m²)**	**Tb10(min)**	**P50(mm)**
	0.97	0.18	0.19	2.6	6,736,000.00	17,400.00	0.22
Qr10	33.62						
Q10=m*Qr10	34.63						
$C_{50} = 1 + \frac{P_{50} - P_{10}}{P10} \times \frac{(\frac{Tb}{24})^{0,12}}{Kr10}$	1.02						
Q50=c*Q10	35.32						

Méthode CIEH

L'estimation du débit décennal par cette méthode est basée sur un schéma de régression multiple et tient compte des caractéristiques du bassin, de son emplacement et du régime climatique de la zone. Elle se présente sous la forme :

$$Q_{10} = a \times S^s \times P_{an}^p \times I_g^i \times K_{r10}^k \times D_d^d \ldots$$

Pour l'estimation du débit nous utiliserons les équations de régressions linéaires (28 ,29 et 30).

Tableau 57:calcul du débit par la méthode CIEH

METHODE CIEH								
N	**a**	**s**	**I**	**k**	**S (Km2)**	**Ig (mm)**	**Kr10**	**Q_{10} (m^3/s)**
28	0,521	0,625	-	0,876	6,736	10,52	18	22,73
29	893	0,773	0,567	0,923	6,736	10,52	18	27,93
30	0,109	0,771	0,419	0,887	6,736	10,52	18	46,38

$$Q_{10}(28) = a \times S^s \times K_{r10}^k = 22{,}73\ m^3/s$$

$$Q_{10}(28) = a \times S^s \times K_{r10}^k = 27{,}93\ m^3/s$$

$$Q_{10}(29) = a \times S^s \times I_g^i \times K_{r10}^k = 46{,}38\ m^3/s$$

$$Q_{10}(CIEH) = \frac{Q_{10}(28)+Q_{10}(29)+Q_{10}(30)}{3} = 32{,}33\ m^3/s$$

Le débit à retenir au final correspond à la valeur maximale entre le débit fournit par la méthode de ORSTOM et celle fournit par la méthode CIEH.

$$Q_{10} = max(\,34{,}63; 32{,}33) = 34{,}63\ m^3/s$$

Débit du bassin versant 20

L'obtention du débit s'obtient en appliquant un coefficient C au débit décennal pour extrapoler le débit à la période de retour de 50 ans qui correspond à notre débit de projet.

$Q_{50} = C \times Q_{10} = 35{,}33 m^3/s$

Dimensionnement hydraulique

Le dimensionnement hydraulique c'est effectué suivant les trois étapes sur citées. Les détails de calculs sont consignés dans les tableaux suivants :

Pour l'application de ses différentes formules certaines valeurs telles que Q*,H*,Icrit* et V* ont étés lues sur les figures suivantes:

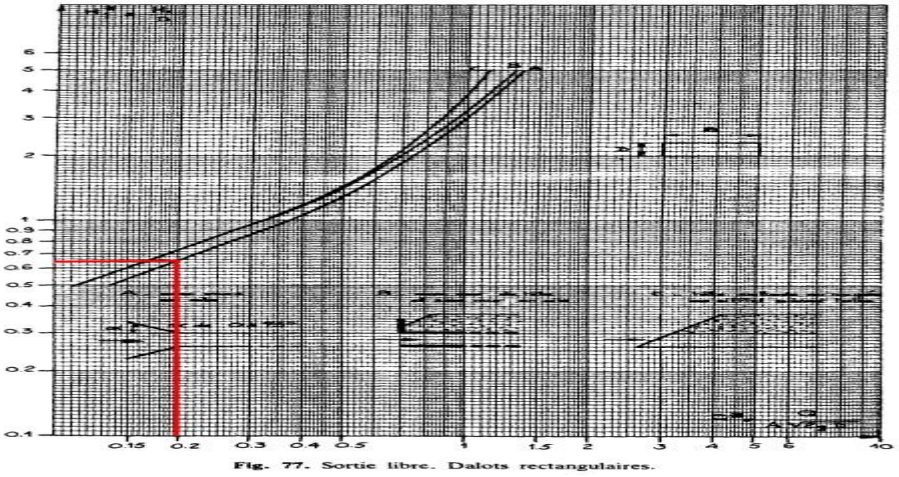


Figure 19:Dalots fonctionnant à sortie libre : Calcul de la profondeur d'eau

Source : « HYDRAULIQUE ROUTIERE », par Nguyen Van Tuu,1981

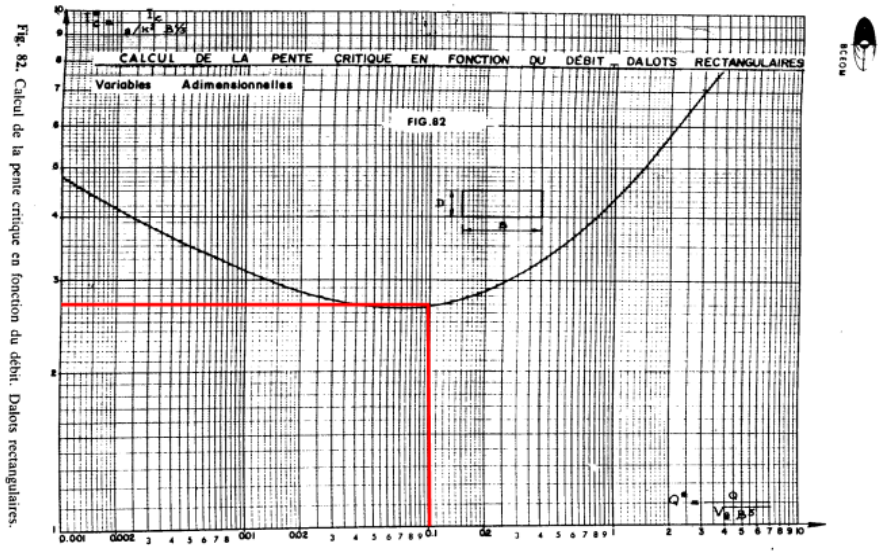


Figure 20:Dalots fonctionnant à sortie libre : Calcul de la pente critique

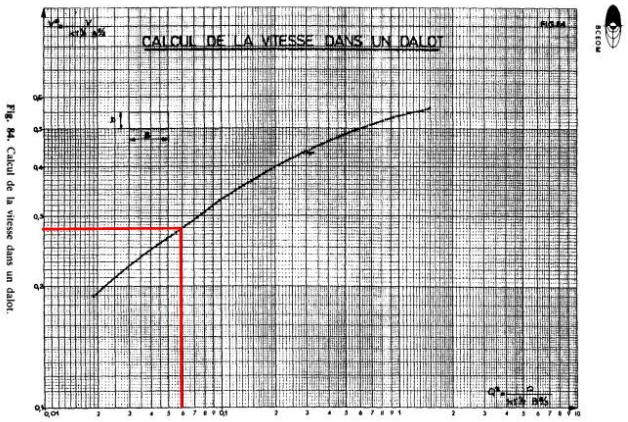


Figure 21:Dalots fonctionnant à sortie libre : Calcul de vitesse à la sortie

Source : « HYDRAULIQUE ROUTIERE », par Nguyen Van Tuu,1981

Tableau 58:verification entre Vr et Vp et détermination de la section du dalot sur le BV 20

BV20 ETAPE 1: CALCUL DE LA HAUTEUR AMONT H1		
Q(m3/s)	35.32	
Vmax (m/s)	3	
Ks (béton)	67	
n (nombre de cellule)	2	
q: débit par cellule	17.66	
A: section muoillée d'une cellule	12.00	
B: Largeur de la cellule	4.0	BV 21
D: hauteur de la cellule	3.0	
Q*	0.19	
H*(abaque hydraulique routière Fig 77)	0.56	**Vérifiée**
H1=DxH*(hateur amont)	1.68	
ETAPE 2:CALCUL DE LA PENTE CRITIQUE		
Q*	0.18	
Ic* (abaque hydraulique routière Fig 82)	2.90	
Ic(pente critique de l'ouvrage)	0.003	
ETAPE3: CALCUL DE LA VITESSE et vérification		
Q*	0.12	
V*(abaque hydraulique routière Fig 84)	0.32	
V (vitesse de l'ouvrage)	2.98	**Condition de vitesse vérifiée**

ETAPE 1: CALCUL DE LA HAUTEUR AMONT H1		
Q(m3/s)	22.48	
Vmax (m/s)	3	
Ks (béton)	67	
n (nombre de cellule)	2	
q: débit par cellule	11.24	
A: section muoillée d'une cellule	9.00	
B: Largeur de la cellule	3.0	BV 15 et 19
D: hauteur de la cellule	3.0	
Q*	0.16	
H*(abaque hydralique routière Fig 77)	0.57	**vérifiée**
H1=DxH*(hateur amont)	1.71	
ETAPE 2:CALCUL DE LA PENTE CRITIQUE		
Q*	0.23	
Ic* (abaque hydraulique routière Fig 82)	3.00	
Ic(pente critique de l'ouvrage)	0.003	
ETAPE3: CALCUL DE LA VITESSE et vérification		
Q*	0.16	
V*(abaque hydraulique routière Fig 84)	0.38	
V(vitesse de l'ouvrage)	2.97	**Condition de vitesse vérifiée**
		on retiendra un dalot de 2x3x3

Tableau 60:Tableau récapitulatif des résultats du calcul des ouvertures des différents dalots

Bassin	Débit de dimensionnement m^3/s	Nombre de cellule	Hauteur de cellule D	Largeur de la cellule B (m)	Vitesse de reference Vr	Vitesse réelle Vp	Conclusion Vp < Vr
BV3	11,41	**2**	**2**	**2**	**3**	2,78	**Vérifiée**
BV6	19,14	**2**	**3**	**3**	**3**	2,69	**Vérifiée**
BV8	6,48	**1**	**1**	**1**	**3**	1,8	**Vérifiée**
BV14	20,99	**2**	**3**	**3,0**	**3**	2,69	**Vérifiée**
BV14	22,48	**2**	**3**	**3**	**3**	2,97	**Vérifiée**
BV18	17,68	**2**	**3**	**3**	**3**	2,97	**Vérifiée**
BV19	8,53	**1**	**1**	**1**	**3**	2,3	**Vérifiée**
BV21	12,56	**2**	**2**	**2**	**3**	2,78	**Vérifiée**
BV22	10,17	**2**	**2**	**2**	**3**	2,78	**Vérifiée**
BV20	**35,32**	**2**	**3**	**4**	**3**	**2,98**	**Vérifiée**

ANNEXE V : ETUDE STRUCTURAL D'UN DALOT 2×4×3 (BASSIN VERSANT 20)

EVALUATION DES CHARGES PERMANENTES

Au niveau de la traverse

Poids propre de la traverse : $P_{tr} = e \times B \times \gamma_b = 0{,}3 \times 1{,}00 \times 25 = 7{,}5kN/ml$

Poids propre des guides roues : $P_{gr} = \frac{e_{gr} \times h_{gr} \times L_T \times \gamma_b}{L_c + 2e_{gr}} = \frac{0{,}25 \times 0{,}85 \times 8{,}9 \times 25}{9 + 2 * 0{,}25} = 4{,}98kN/ml$

Poids du remblai et du revêtement : $P_{rr} = (H_r \times \gamma_d + e_r \times \gamma_r) \times B = (0.9 \times 18 + 0.05 \times 22) \times 1.00 = 19{,}1N/ml$

La charge permanente totale sur la traverse vaut : $\boldsymbol{G_1 = 31.58\ kN/ml}$

Au niveau du radier

Poids propre du radier : $P_{ra} = e \times B \times \gamma_b = 0{,}3 \times 1{,}00 \times 25 = 7{,}5kN/ml$

Poids propre des piédroits : $P_{ra} = \frac{(n+1) \times H \times e \times \gamma_b}{n \times L + (n+1) \times e} = \frac{3 \times 3 \times 0{,}3 \times 25}{2 \times 4 + (3) \times 0{,}3} = 7{,}59kN/ml$

Poids propre de la traverse : $P_{tr} = e \times B \times \gamma_b = 0{,}3 \times 1{,}00 \times 25 = 7{,}5kN/ml$

Poids propre des guides roues : $P_{gr} = \frac{e_{gr} \times h_{gr} \times L_T \times \gamma_b}{L_c + 2e_{gr}} = \frac{0{,}25 \times 0{,}85 \times 8{,}9 \times 25}{9 + 2 \times 0{,}25} = 4{,}98kN/ml$

Poids du remblai et du revêtement : $P_{rr} = (H_r \times \gamma_d + e_r \times \gamma_r) \times B = (0{,}9 \times 18 + 0.55 \times 22) \times 1.00 = 19{,}10N/ml$

La charge permanente totale sur le radier vaut : $\boldsymbol{G_2 = 46,67\ kN/ml}$

Poussée latérale du remblai sur un piédroit : $\mathbf{P_l = K_a \times \gamma_d \times h}$

Avec h la hauteur du remblai par rapport au point considéré : h désigne h_1 ou h_2.

Le coefficient de poussée vaut Ka=0.333 et le poids volumique du remblai $\gamma_d = 18\ \boldsymbol{kN/m^3}$

Calcul de h_1 à partir de la traverse : $\mathbf{h_1 = H_r \times \frac{e}{2} = 0,90 \times \frac{0{,}3}{2} = 1,05m}$

Poussée latérale au niveau du tablier : $\mathbf{G_{lt} = 0,333 \times 18 \times 1,05 = 6,993kN/ml}$

Calcul de h_2 à partir du radier : $\mathbf{h_2 = H_i + H_r + \times \frac{e}{2} = 3,3 + 0,90 \times \frac{0.3}{2} = 4,35m}$

Poussée latérale au niveau du radier : $\mathbf{G_{lr} = 0,333 \times 18 \times 4,35 = 28,971kN/ml}$

Les charges permanentes sur l'ouvrage se résument suivant la figure ci-après :

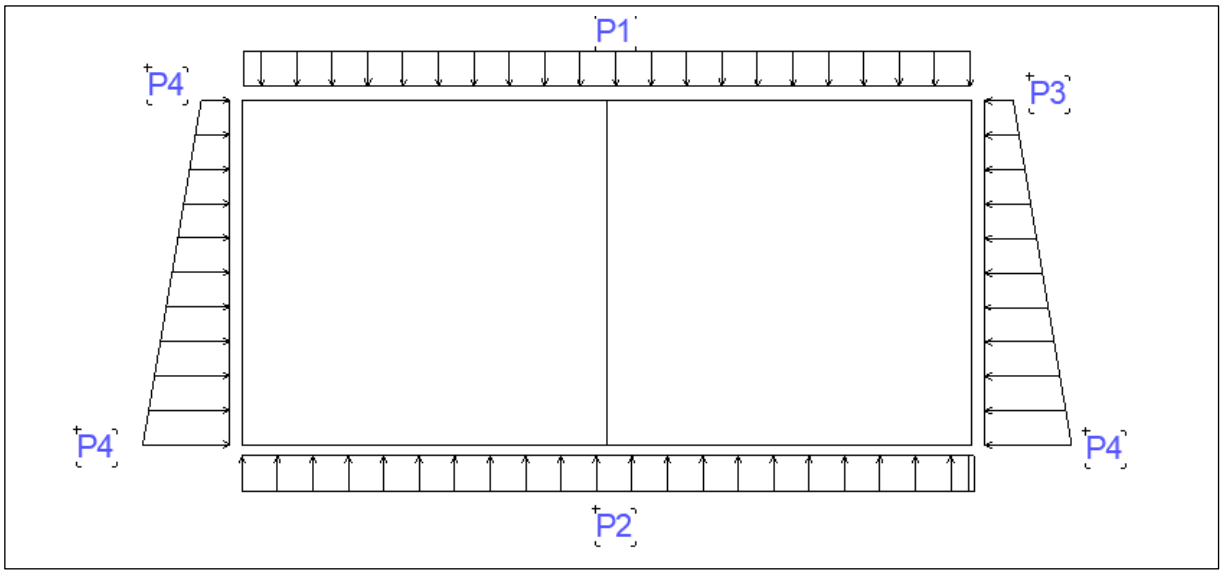


Figure 22:Chargement permanent appliqué à l'ouvrage

SOURCE : ARCHICAD 16

Evaluation des charges d'exploitation

Au niveau de la traverse

Au niveau de la traverse

- **Sous-système Bc**

Un camion type Bc a une masse totale de 30 t et comporte 3 essieux, tous les 3 à roues simples. L'essieu avant pèse 6t tandis que chaque essieu arrière pèse 12t Le rectangle d'encombrement mesure 10,50 m de long sur 2,5 m de large. Une distance de 1,5 m sépare les essieux arrière.

La surface d'impact d'une roue arrière est un carré de 0,25 m de côté et celle d'une roue avant est un carré de 0,20 m de côté. Dans le cas des surcharges routières du système Bc, le cas le plus défavorable est celui où l'on se retrouve avec les huit (08) roues arrière de 6 tonnes chacune que forment deux files de camions disposés sur la même travée. Pour le calcul de nos différents moments, nous allons transformer ces charges les plus défavorables en charge de surface. Le schéma ci-dessous nous montre une disposition des roues des deux files de camions sur une travée.

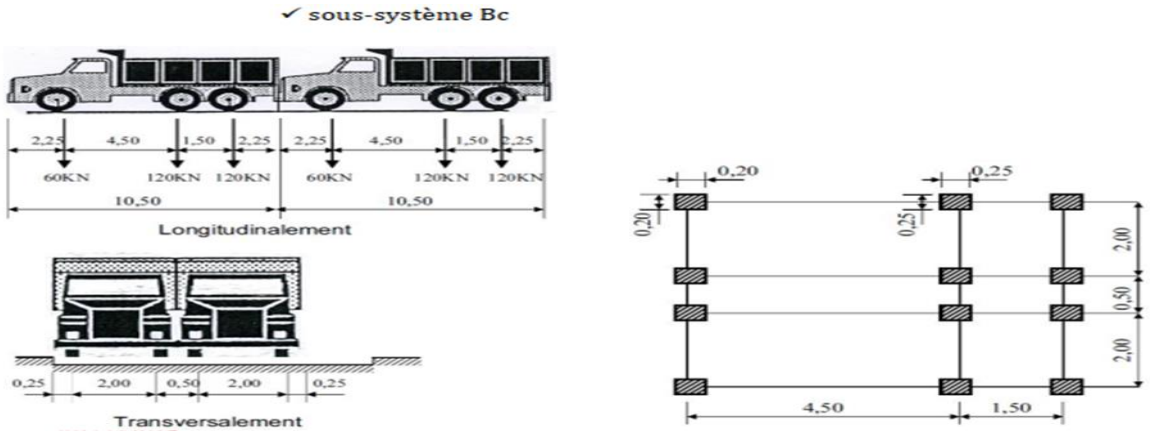


Figure 23:Disposition des roues des deux files de camions sur une travée sous Bc

La charge Qc est multipliée par un coefficient de dégressivité transversale bc qui est fonction de la classe de l'ouvrage et du nombre de voies de circulation sur l'ouvrage. L'ouvrage étant de classe I avec 2 voies de circulation, le coefficient vaut = 1,1.

On peut disposer sur la traverse (sur une travée) 2 x 2 essieux de 12 tonnes soit 8 roues de 6 t, la charge repartie linéairement correspondante s'évalue comme suit : Proues=8*6*10=480kN

La surface d'encombrement la plus contraignante de la surcharge à la surface de roulement est de 1,75 x 0,75 = a x b correspondant à 1 x 2 essieux de 12 tonnes, soit 240 kN.
La surface d'impact d'une roue arrière est un carré de 0.25 m de côté, donc $v_o = u_o$ = 0,25.
Cet impact sur l'ouvrage sera un carré de côté : $u = v$= 0,25 + 1,40 = 1.65
La surface d'impact due à la charge des 4 roues (cas défavorable) sera :

$$A = \left(a + \frac{u}{2}\right)\left(b + \frac{v}{2}\right) = \left(1{,}75 + \frac{1.65}{2}\right)\left(0{,}75 + \frac{1.65}{2}\right) = 4{,}06m^2$$

La surcharge repartie sur la traverse : $Q_c = \frac{240\times b_c}{A} = \frac{240\times 1.1}{4.06} = 65.02kN/m^2$

Le coefficient de majoration dynamique donne :$\boldsymbol{\delta} = 1 + \frac{0{,}4}{1+0{,}2xL} + \frac{0{,}6}{1+4*\frac{G}{Q}}$

Avec L = max (Largeur roulable ; portée de la travée) = (9 ; 3.00) = 9
G = Poids total d'une section de couverture de longueur L et toute la largeur relative à cette Couverture et aux éléments reposant sur elle.
G=charge permanente de l'élément considéré(travée)soit G= 31.58×4=126,32kN

Q=poids total maximum des essieux du système (Bc)qu'il est possible de placer sur la longueur L ; cette charge vaut : Q=240kN

Le coefficient de majoration dynamique donne : $\boldsymbol{\delta} = 1 + \frac{0,4}{1+0,2x9} + \frac{0,6}{1+4*\frac{126,32}{240}} = 1,33$

La surcharge majorée sous le système Bc : Q_{bc}= $65,02 \times 1,33 \times 1 = 86,48kN/ml$

- **Sous-système Bt**

L'essieu tandem du sous-système Bt comporte 2 essieux de 2 roues simples de 16t par essieu soit 8t par roue.

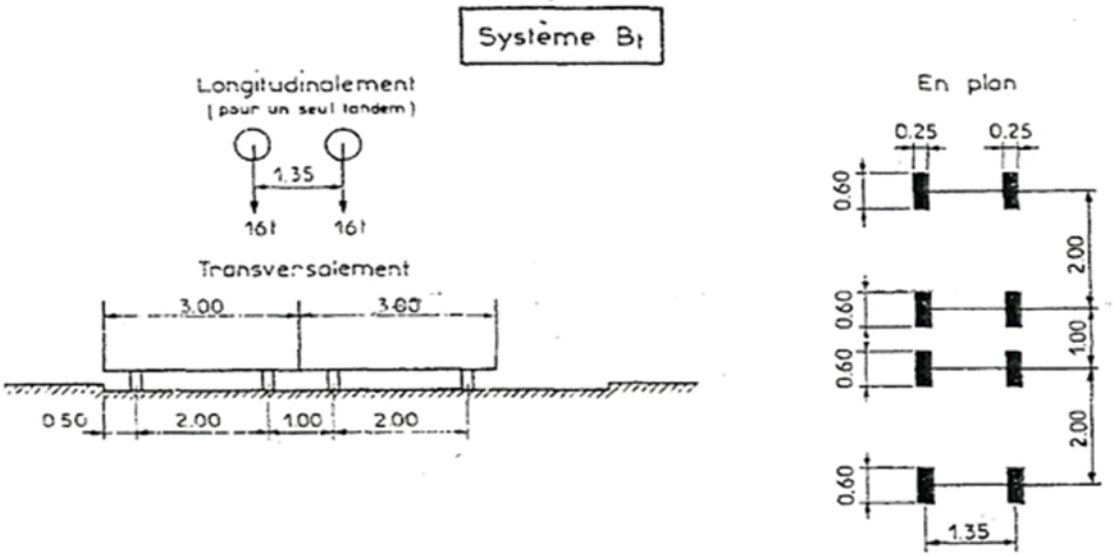


Figure 24:Disposition des roues des deux files de camions sur une travée sous Bt

SOURCE : « Fascicule 61 Titre II, conception, calcul et épreuves des ouvrages d'art » page28

La charge Bt est multipliée par un coefficient de dégressivité transversale bt qui est fonction de la classe de l'ouvrage ; ce coefficient pour un ouvrage de première classe est bt = 1.

Le poids des 8 roues est : Proues= 8*8*10 = 640

Le cas le plus contraignant est celui d'un tandem de 32 tonnes soit 320 kN disposés pour un

Impact de 1,60 x 1,60 m à la surface de la couche de roulement.

La surface d'impact d'une roue arrière est un rectangle de dimensions u_o= 0.60 et

v_o= 0.25

Cet impact sur l'ouvrage sera un rectangle tel que : u= 0,60 + 1,4= 2m et

V= 0,25 + 1,4 = 1,65m

La surface d'impact due à la charge des 4 roues (cas défavorable) sera :

$$A = \left(a + \frac{u}{2}\right)\left(b + \frac{v}{2}\right) = \left(1{,}6 + \frac{2}{2}\right)\left(1{,}6 + \frac{1.65}{2}\right) = 6{,}305\ m^{\,2}$$

La surcharge repartie sur le tablier : $Q_{Bt} = \frac{320\times b_t}{A} = \frac{320\times 1}{6{,}305} = 50{,}75 kN/m^{\,2}$

G = 31.58×4=126.32kN kN/ml et Q = 320 kN

Le coefficient de majoration : $\boldsymbol{\delta} = 1 + \frac{0{,}4}{1+0{,}2xL} + \frac{0{,}6}{1+4*\frac{G}{Q}} = 1 + \frac{0{,}4}{1+0{,}2x9} + \frac{0{,}6}{1+4*\frac{126.32}{320}} = 1{,}375$

La surcharge majorée sous le système Bt: $Q_{Bt} = 50.75 \times 1.375 = 69.78$ kN/ml

- **Sous système Br**

Il s'agit d'une roue isolée de 10 tonnes soit 100 kN pour un impact de 0,30 x 0,60 m à la Surface de la couche de roulement. La surface d'impact de la seule roue arrière est un rectangle de dimensions u_o = 0.60 m et v_o = 0,30 m

Cet impact sur l'ouvrage sera un rectangle tel que : u = 0.60 + 1.4 = 2.00 et

v= 0,30 + 1,4 = 1,70

La surface d'impact due à la charge des 4 roues (cas défavorable) sera :

$$A = \left(a + \frac{u}{2}\right)\left(b + \frac{v}{2}\right) = \left(0{,}6 + \frac{2}{2}\right)\left(0.3 + \frac{1{,}70}{2}\right) = 1{,}84\ m^{\,2}$$

La surcharge repartie sur la traverse :$Q_{br} = \frac{100}{A} = \frac{100}{1.84} = 54{,}34 kN/m^{\,2}$

G= 31.58×4=126.32kN et Q= 100kN

Le coefficientde majoration : $\boldsymbol{\delta} = 1 + \frac{0{,}4}{1+0{,}2xL} + \frac{0{,}6}{1+4*\frac{G}{Q}} = 1 + \frac{0{,}4}{1+0{,}2x9} + \frac{0{,}6}{1+4*\frac{126.32}{100}} = 1{,}24$

Pour 1 m de large, on aura une charge linéaire : $Q_{Br} = 54.34 \times 1.24 \times 1 = 67{,}38$kN/ml

- **Charge militaire du convoi Mc120**

Un véhicule type du système Mc 120 comporte deux chenilles de masse totale 110t avec une longueur de 6,10 m. et une largeur 1 m par chenille ; la distance d´axe en axe des deux chenilles est de 3,30 m. Le rectangle d´impact de chaque chenille est supposé uniformément chargé. La charge correspondante est alors : $Q_{Mc120} = \frac{1100}{6.10*4.30} = 41{,}94\ kN/m^{\ 2}$

G= 31.58×4=126.32kN et Q= 1100

Le coefficient de majoration :$\boldsymbol{\delta} = 1 + \frac{0{,}4}{1+0{,}2xL} + \frac{0{,}6}{1+4*\frac{G}{Q}} = 1 + \frac{0{,}4}{1+0{,}2x9} + \frac{0{,}6}{1+4*\frac{126.32}{1100}} = 1{,}55$

Pour 1 m de large, on aura une charge linéaire : Q_{Mc120}= 41,94 × 1,55×1 = 65,00kN/ml

Au niveau du radier et des pieddroits

Le cheminement est le même que précédemment, la seule variante ici est le poids propre de la Structure qui sera dans ce cas de : G= 46,67× 4,00 = 186,68

Au niveau du radier

- **Sous-système Bc**

Un camion type Bc a une masse totale de 30 t et comporte 3 essieux, tous les 3 à roues simples. L'essieu avant pèse 6t tandis que chaque essieu arrière pèse 12t. Le rectangle d'encombrement mesure 10,50 m de long sur 2,5 m de large. Une distance de 1,5 m sépare les essieux arrière.

La surface d'impact d'une roue arrière est un carré de 0,25 m de côté et celle d'une roue avant est un carré de 0,20 m de côté Dans le cas des surcharges routières du système Bc, le cas le plus défavorable est celui où l'on se retrouve avec les huit (08) roues arrière de 6 tonnes chacune que forment deux files de camions disposés sur la même travée. Pour le calcul de nos différents moments, nous allons transformer ces charges les plus défavorables en charge de surface. Le schéma ci-dessous nous montre une disposition des roues des deux files de camions sur une travée.

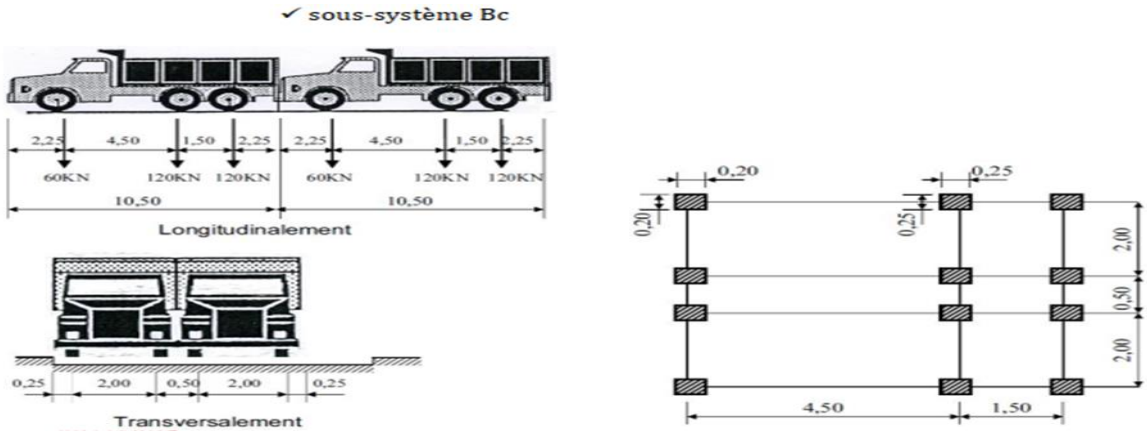


Figure 25:Disposition des roues des deux files de camions sur une travée sous Bc

La charge Qc est multipliée par un coefficient de dégressivité transversale bc qui est fonction de la classe de l'ouvrage et du nombre de voies de circulation sur l'ouvrage. L'ouvrage étant de classe I avec 2 voies de circulation, le coefficient vaut = 1,1 On peut disposer sur la traverse (une travée) 2 x 2 essieux de 12 tonnes soit 8 roues de 6 t, la charge repartie linéairement correspondante s'évalue comme suit : Poids roues=8*6*10=480Kn.

La surface d'encombrement la plus contraignante de la surcharge à la surface de roulement est de 1,75 x 0,75 = a x b correspondant à 1 x 2 essieux de 12 tonnes, soit 240 kN. La surface d'impact d'une roue arrière est un carré de 0.25 m de côté, donc $v_o = u_o$ = 0,25

Cet impact sur l'ouvrage sera un carré de côté : $u = v$= 0.25 + 1.40 = 1.65

La surface d'impact due à la charge des 4 roues (cas défavorable) sera :

$$A = \left(a + \frac{u}{2}\right)\left(b + \frac{v}{2}\right) = \left(1{,}75 + \frac{1.65}{2}\right)\left(0{,}75 + \frac{1.65}{2}\right) = 4{,}06m^2$$

La surcharge repartie sur la traverse : $Q_c = \frac{240\times b_c}{A} = \frac{240\times 1.1}{4.06} = 65{,}02kN/m^2$

Le coefficient de majoration dynamique donne :$\boldsymbol{\delta} = 1 + \frac{0{,}4}{1+0{,}2xL} + \frac{0{,}6}{1+4*\frac{G}{Q}}$

Avec L = max (Largeur roulable ; portée de la travée) = (9 ; 3.00) = 9

G = Poids total d'une section de couverture de longueur L et toute la largeur relative à cette couverture et aux éléments reposant sur elle.

G=charge permanente de l'élément considéré(travée)soit G= 46,67× 4,00 = 186,68kN/ml

Q=poids total maximum des essieux du système (Bc)qu'il est possible de placer sur la longueur L ; cette charge vaut : Q=240kN

Le coefficient de majoration dynamique donne : $\boldsymbol{\delta} = 1 + \frac{0,4}{1+0,2x9} + \frac{0,6}{1+4*\frac{186.68}{240}} = 1,29$

La surcharge majorée sous le système Bc : Q_{bc}= $65,02 \times 1,29 \times 1 = 83,87kN/ml$

Au niveau des piédroits

Sur les piédroits $p_{to} = 1,29 \times p_o \times b_c \times 1 = 1,29 \times 10 \times 1,10 \times 1 = 14,19kN/ml$

Au niveau du radier

Sur les piédroits $p_{to} = 1,29 \times p_o \times b_c \times 1 = 1,29 \times 10 \times 1 \times 1 = 14,19kN/ml$

- **Sous-système Bt**

L'essieu tandem du sous-système Bt comporte 2 essieux de 2 roues simples de 16t par essieu soit 8t par roue.

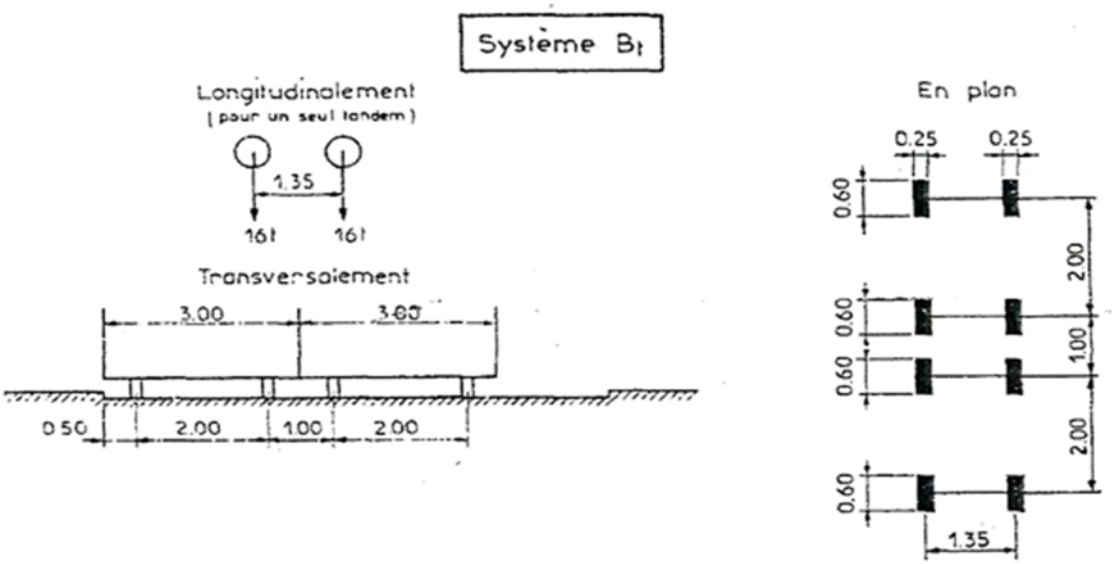


Figure 26:Disposition des roues des deux files de camions sur une travée sous Bt

La charge Bt est multipliée par un coefficient de dégressivité transversale bt qui est fonction de la classe de l'ouvrage ; ce coefficient pour un ouvrage de première classe est bt = 1. Le poids des 8 roues est : Proues = 8*8*10 = 640

Le cas le plus contraignant est celui d'un tandem de 32 tonnes soit 320 kN disposés pour un impact de 1,60 x 1,60 m à la surface de la couche de roulement. La surface d'impact d'une roue arrière est un rectangle de dimensions u_o= 0,60 et v_o= 0,25

Cet impact sur l'ouvrage sera un rectangle tel que : u= 0,60 + 1,4= 2m et

v= 0,25 + 1,4 = 1,65m

La surface d'impact due à la charge des 4 roues (cas défavorable) sera :

$$A = \left(a + \frac{u}{2}\right)\left(b + \frac{v}{2}\right) = \left(1{,}6 + \frac{2}{2}\right)\left(1{,}6 + \frac{1.65}{2}\right) = 6{,}305\ m^2$$

La surcharge repartie sur la traverse : $Q_{Bt} = \frac{320\times b_t}{A} = \frac{320\times 1}{6.305} = 50{,}75 kN/m^2$

G= 46.67× 4.00 = 186.68kN/ml et Q = 320 kN

Le coefficient de majoration : $\boldsymbol{\delta} = 1 + \frac{0{,}4}{1+0{,}2xL} + \frac{0{,}6}{1+4*\frac{G}{Q}} = 1 + \frac{0{,}4}{1+0{,}2x9} + \frac{0{,}6}{1+4*\frac{186.68}{320}} = 1{,}32$

La surcharge majorée sous le système Bt: $Q_{Bt} = 50.75 \times 1.32 = 66{,}99$ kN/ml

Au niveau des piédroits

Sur les piédroits $p_{to} = 1{,}32 \times p_o \times b_t \times 1 = 1{,}32 \times 10 \times 1{,}10 \times 1 = 14{,}52 kN/ml$

- **Sous système Br**

Au niveau du radier

Il s'agit d'une roue isolée de 10 tonnes soit 100 kN pour un impact de 0,30 x 0,60 m à la surface de la couche de roulement. La surface d'impact de la seule roue arrière est un rectangle de dimensions u_o = 0,60 m et v_o = 0,30 m.

Cet impact sur l'ouvrage sera un rectangle tel que : u = 0,60 + 1,4 = 2,00 et

v= 0,30 + 1,4 = 1,70

La surface d'impact due à la charge des 4 roues (cas défavorable) sera :

$$A = \left(a + \frac{u}{2}\right)\left(b + \frac{v}{2}\right) = \left(0{,}6 + \frac{2}{2}\right)\left(0{,}3 + \frac{1.70}{2}\right) = 1{,}84\ m^2$$

La surcharge repartie sur la traverse :$Q_{br} = \frac{100}{A} = \frac{100}{1{,}84} = 54{,}34 kN/m^2$

G= G= 46.67× 4.00 = 186.68kN/ml et Q= 100kN

Le coefficient de majoration : $\boldsymbol{\delta} = 1 + \frac{0{,}4}{1+0{,}2xL} + \frac{0{,}6}{1+4*\frac{G}{Q}} = 1 + \frac{0{,}4}{1+0{,}2x9} + \frac{0{,}6}{1+4*\frac{186{,}68}{100}} = 1{,}21$

Pour 1 m de large, on aura une charge linéaire : $Q_{Br} = 54{,}34 \times 1.21 \times 1 = 65{,}75$kN/ml

Au niveau des piédroits

Sur les piédroits $p_{to} = 1.21 \times p_o \times b_t \times 1 = 1{,}21 \times 10 \times 1.10 \times 1 = 13{,}31 kN/ml$

- **Charge militaire du convoi Mc120**

Au niveau du radier

Un véhicule type du système Mc 120 comporte deux chenilles de masse totale 110t avec une longueur de 6,10 m. et une largeur 1 m par chenille ; la distance d´axe en axe des deux chenilles est de 3,30 m. Le rectangle d´impact de chaque chenille est supposé uniformément chargé. La charge correspondante est alors : $Q_{Mc120} = \frac{1100}{6.10*4,30} = 41,94\ kN/m^{\ 2}$

G= 46.67× 4.00 = 186.68kN/ml et Q= 1100

Le coefficient de majoration :$\boldsymbol{\delta} = 1 + \frac{0,4}{1+0,2xL} + \frac{0,6}{1+4*\frac{G}{Q}} = 1 + \frac{0,4}{1+0,2x9} + \frac{0,6}{1+4*\frac{186.68}{1100}} = 1,50$

Pour 1 m de large, on aura une charge linéaire : Q_{Mc120}= 41,94 × 1.5×1 = 62,91kN/ml

<u>Au niveau des piédroits</u>

Sur les piédroits $p_{to} = 1,50 \times\ p_o \times\ b_t \times 1 = 1,50 \times 10 \times 1,10 \times 1 = 16,5kN/ml$

CALCUL DES MOMENTS ENGENDRÉS PAR LES CHARGES PERMANENTES

On sait que, $\mathbf{m_{1.2}} = \frac{-P_1L^2}{12}$, $\mathbf{m_{4.5}} = \frac{-P_2L^2}{12}$, $\mathbf{m_{6.1}} = \frac{-(P_4-P_3)H^2}{20} - \frac{P_3H^2}{12}$

$$\text{et } \mathbf{m_{1.6}} = \frac{(P_4 - P_3)H^2}{30} + \frac{P_3H^2}{12}$$

Les moments d'encastrement pour 1 m de largeur de dalot sont :

$$\mathbf{m_{1.2}} = \frac{-P_1L^2}{12} = \frac{-31,58*4^2}{12} = -42,11kN.m = \mathbf{m_{2.3}}$$

$$\mathbf{m_{2.1}} = 42.11kN.m = \mathbf{m_{3.2}}$$

$$\mathbf{m_{4.5}} = \frac{-P_2L^2}{12} = \frac{-46,67*4^2}{12} = -62,27kN.m = \mathbf{m_{5.6}}$$

$$\mathbf{m_{5.4}} = \boldsymbol{62.27kN.m} = \mathbf{m_{6.5}}$$

$$\mathbf{m_{6.1}} = \frac{-(P_4-P_3)H^2}{20} - \frac{P_3H^2}{12} = \frac{-(28,971-6,993)3^2}{20} - \frac{6.993*3^2}{12} = -15,16kN.m = \mathbf{m_{4.3}}$$

$$\mathbf{m_{1.6}} = \frac{(P_4-P_3)H^2}{30} + \frac{P_3H^2}{12} = \frac{(28,971-6,993)3^2}{30} + \frac{6.993*3^2}{12} = 11,84\text{kN.m} = \mathbf{m_{3.4}}$$

$$\mathbf{m_{2.5}} = \mathbf{m_{5.2}} = \mathbf{0}$$

Calcul de b1 a b5

$\mathbf{b_1} = -(m_{1.2} + m_{1.6}) = -(-42{,}11 + 11{,}84) = 30{,}27$

$\mathbf{b_2} = -(m_{2.1} + m_{2.3} + m_{2.5}) = -(42{,}11 - 42{,}11 + 0) = 0$

$\mathbf{b_3} = -(m_{3.2} + m_{3.4}) = -(42{,}11 + 11{,}84) = -53{,}95$

$\mathbf{b_4} = -(m_{4.5} + m_{4.3}) = -(-62{,}27 - 15{,}16) = 77{,}43$

$\mathbf{b_5} = -(m_{5.4} + m_{5.6} + m_{5.2}) = -(62{,}27 - 62{,}27 + 0) = 0$

$\mathbf{b_6} = -(m_{6.5} + m_{6.1}) = -(62{,}27 - 15{,}16) = -47{,}11$

La résolution du système

$\mathbf{a_1} = 9{,}8827$

$\mathbf{a_2} = 3{,}0967$

$\mathbf{a_3} = -19{,}62$

$\mathbf{a_4} = 24{,}00$

$\mathbf{a_5} = -2{,}649$

$\mathbf{a_6} = -13{,}79$

Nous déduisons alors les moments

$M_{i.j} = k \times (2 \times a_i + a_j) + m_{i.j}, \quad k = k_1 \; ou \; k_2$

$\mathbf{M_{1.2} = M_{2.3} = -18,15}$

$\mathbf{M_{2.1} = M_{3.2} = 58,99}$

$\mathbf{M_{4.5} = M_{5.6} = -14,65}$

$\mathbf{M_{5.4} = M_{6.5} = 81,91}$

$\mathbf{M_{6.1} = M_{4.3} = -33,74}$

$\mathbf{M_{1.6} = M_{3.4} = 18,11}$

Calcul des moments à mi-travée

$$M_{mi-travée} = \frac{M_{gauche} + M_{droite}}{2} + M_{isostatique}$$

De plus les réactions aux appuis sont déterminées par la relation :

$R_{agt} = \frac{M_{adt} - M_{agt}}{2} + \frac{P \times L}{2}$ et $R_{adt} = \frac{M_{agt} - M_{adt}}{2} + \frac{P \times L}{2}$

Les moments isostatiques au milieu des travées du tablier, du radier et piédroits sont :

Tablier : $M_{ot} = \frac{P_1 * L^2}{8} = \frac{31{,}58 * 4^2}{8} = 63{,}16 kN.m/ml$

Radier : $M_{ot} = \frac{P_1 * L^2}{8} = \frac{46{,}67 * 4^2}{8} = 93{,}34 kN.m/ml$

Piédroit : $\frac{(P_4 - P_3)H^2}{16} + \frac{P_3 H^2}{8} = \frac{(28{,}971 - 6{,}993)3^2}{16} + \frac{6{,}993 x 3^2}{8} = 20{,}23 kN.m/ml$

Les moments maximums en travées et sur appuis sont donc :

Tablier :

Travée 1 =travée 2

Au milieu de la travée :

$M_{tt} = \frac{M_{agt} + M_{adt}}{2} + M_{ot} = \frac{-18{,}15 + (-58{,}99)}{2} + 63{,}16 = 24{,}59 kN.m/ml$

Radier :

Au milieu de la travée :

$M_{tt} = \frac{M_{agt} + M_{adt}}{2} + M_{ot} = \frac{-81{,}91 + (-14{,}65)}{2} + 93{,}34 = 59{,}71 kN.m/ml$

Piédroit extrême

Appui inférieur : $M_{tt} = \mathbf{M_{3.4}} = \mathbf{-33,74}$

Appui supérieur : $M_{tt} = \mathbf{-M_{4.3}} = \mathbf{-18,11}$

Au milieu de la travée : $M_{tt} = \frac{-33,74-18,11}{2} + 20,23 = -5,695 kN.m/ml$

Les réactions à chaque appui sont :

Tablier :

Appui de gauche =appui de droite

Appui : $Rt = \frac{M_{agt}-M_{adt}}{L} + \frac{P_1 * L}{2} = \frac{-18,15+58,99}{4} + \frac{31,58*4}{2} = 73,27 kN/ml$

Radier :

$Rr = \frac{M_{agt}-M_{adt}}{L} - \frac{P_2 * L}{2} = \frac{-14,65+81.91}{4} - \frac{46,67*4}{2} = -76,525 kN/ml$

CALCUL DES MOMENTS ENGENDRES PAR LES CHARGES ROUTIERES

On sait que, $\mathbf{m_{1.2}} = \frac{-P_1 L^2}{12}$, $\mathbf{m_{4.5}} = \frac{-P_2 L^2}{12}$, $\mathbf{m_{6.1}} = \frac{-(P_4-P_3)H^2}{20} - \frac{P_3 H^2}{12}$

et $\mathbf{m_{1.6}} = \frac{(P_4 - P_3)H^2}{30} + \frac{P_3 H^2}{12}$

Les moments d'encastrement pour 1 m de largeur de dalot sont :

$\mathbf{m_{1.2}} = \frac{-P_1 L^2}{12} = \frac{-83.87*4^2}{12} = -111,83 kN.m = \mathbf{m_{2.3}}$

$\mathbf{m_{2.1}} = 115.31 kN.m = \mathbf{m_{3.2}}$

$\mathbf{m_{4.5}} = \frac{-P_2 L^2}{12} = \frac{-83,87*4^2}{12} = -111,83 kN.m = \mathbf{m_{5.6}}$

$\mathbf{m_{5.4}} = \mathbf{111.83 kN.m} = \mathbf{m_{6.5}}$

$\mathbf{m_{6.1}} = \frac{-(P_4-P_3)H^2}{20} - \frac{P_3 H^2}{12} = \frac{-(14.19-14.19)3^2}{20} - \frac{14.19*3^2}{12} = -10,64 kN.m = \mathbf{m_{4.3}}$

$\mathbf{m_{1.6}} = \frac{(P_4-P_3)H^2}{30} + \frac{P_3 H^2}{12} = \frac{(14.19-14.19)3^2}{20} + \frac{14.19*3^2}{12} = 10,64 \text{kN.m} = \mathbf{m_{3.4}}$

$\mathbf{m_{2.5}} = \mathbf{m_{5.2}} = \mathbf{0}$

Calcul de b1 a b5

$$\mathbf{b_1} = -(m_{1.2} + m_{1.6}) = -(-111{,}83 + 10{,}64) = 101{,}19$$

$$\mathbf{b_2} = -(m_{2.1} + m_{2.3} + m_{2.5}) = -(111{,}83.31 - 111{,}83 + 0) = 0$$

$$\mathbf{b_3} = -(m_{3.2} + m_{3.4}) = -(-111{,}83 + 10{,}64) = 101{,}19$$

$$\mathbf{b_4} = -(m_{4.5} + m_{4.3}) = -(-111{,}83 - 10{,}64) = 122{,}47$$

$$\mathbf{b_5} = -(m_{5.4} + m_{5.6} + m_{5.2}) = -(\mathbf{111{,}83} - 111{,}83 + 0) = 0$$

$$\mathbf{b_6} = -(m_{6.5} + m_{6.1}) = -(\mathbf{111{,}83} - 10{,}64) = -101{,}19$$

La résolution du système

$$\mathbf{a_1} = 35{,}132$$

$$\mathbf{a_2} = -14{,}59$$

$$\mathbf{a_3} = 21{,}904$$

$$\mathbf{a_4} = 23{,}347$$

$$\mathbf{a_5} = 1{,}34$$

$$\mathbf{a_6} = -29{,}56$$

Nous déduisons alors les moments

$$M_{i.j} = k \times (2 \times a_i + a_j) + m_{i.j}, \quad k = k_1 \; ou \; k_2$$

$$\mathbf{M_{1.2} = M_{2.3} = -56{,}85}$$

$$\mathbf{M_{2.1} = M_{3.2} = 121{,}55}$$

$$\mathbf{M_{4.5} = M_{5.6} = -61{,}39}$$

$$\mathbf{M_{5.4} = M_{6.5} = 139{,}15}$$

$$\mathbf{M_{6.1} = M_{4.3} = -35{,}82}$$

$$\mathbf{M_{1.6} = M_{3.4} = 54{,}58}$$

$$\mathbf{M_{5.2} = -12{,}51}$$

$\mathbf{M_{2.5} = 29,23}$

Calcul des moments à mi- travée

$$M_{\text{mi-travée}} = \frac{M_{gauche} + M_{droite}}{2} + M_{isostatique}$$

Les moments isostatiques au milieu des travées du tablier, du radier et piédroits sont :

Tablier : $M_{ot} = \frac{P_1 * L^2}{8} = \frac{83,87*4^2}{8} = 167,74 kN.m/ml$

Piédroit : $\frac{(P_4 - P_3)H^2}{16} + \frac{P_3 H^2}{8} = \frac{(14,19-14,19)3^2}{16} + \frac{14,19x3^2}{8} = 15,96 kN.m/ml$

Les moments maximums en travées et sur appuis sont donc :

Tablier :

Travée 1 =travée 2

Au milieu de la travée :

$M_{tt} = \frac{M_{agt}+M_{adt}}{2} + M_{ot} = \frac{\mathbf{-56,85} + (\mathbf{-121,55})}{2} + 167,74 = 78,54 kN.m/ml$

Radier :

Au milieu de la travée :

$M_{tt} = \frac{M_{agt}+M_{adt}}{2} + M_{ot} = \frac{-61,39+(-139,15)}{2} + \mathbf{167,74} = 67,47 kN.m/ml$

Piédroit extrême

Appui inférieur : $M_{tt} = \mathbf{M_{3.4} = 54,58}$

Appui supérieur : $M_{tt} = \mathbf{M_{4.3} = -35,82}$

Au milieu de la travée : $M_{tt} = \frac{\mathbf{54,58-35,82}}{2} + 15,96 = 25,34 kN.m/ml$

Piédroit intermédiaire :

Appui inférieur :$M_{aip} = M_{5.2} = -12{,}51$

Appui supérieur $M_{asp} = M_{5.2} = -29{,}23$

Au milieu de la travée : $M_{tp} = \frac{M_{aip}-M_{asp}}{2} = \frac{-12.51+29.23}{2} = 8{,}36kN.m/ml$

De plus les réactions aux appuis sont déterminées par la relation :

$R_{agt} = \frac{M_{adt}-M_{agt}}{2} + \frac{P\times L}{2}$ et $R_{adt} = \frac{M_{agt}-M_{adt}}{2} + \frac{P\times L}{2}$

Traverse :

Appui de gauche =appui de droite

$$Rt = \frac{M_{agt}-M_{adt}}{L} + \frac{P_1*L}{2} = \frac{-55.32-121.50}{4} + \frac{86.48*4}{2} = 128{,}755kN/ml$$

Radier :

$$Rr = \frac{M_{agt}-M_{adt}}{L} - \frac{P_2*L}{2} = \frac{139.09-61.88}{4} - \frac{86.48*4}{2} = -153{,}66kN/ml$$

Calcul des sections d'armatures du dalot

Les calculs sont menés à l'Etat Limite de Service car la fissuration est jugée préjudiciable.

- **Armature du tablier**

Données : H = 3 m, b = 1m, h = 0,3m, c = 3 cm, d = 0,9h = 27cm

Calcul de la section en flexion simple.

- **Sur appui**

Moment à l'ELS : M_{ser} = 192, 29KN.m

Paramètre de déformation : $\overline{\alpha_{ser}} = \frac{n\sigma_{bc}}{n\sigma_{bc}+\sigma_{st}} = \frac{15x15}{15x15+250} = 0{,}47$

Fibre neutre : $\overline{\gamma_{ser}} = d * \overline{\alpha_{ser}} = 0{,}27 * 0{,}47 = 0{,}13$

Bras de levier : $\overline{Z_{ser}} = d - \frac{\overline{\gamma_{ser}}}{3} = 0.27 - \frac{0{,}13}{3} = 0{,}233$

Moment résistant :

$$M_{rser} = \frac{1}{2} \times b_0 \times \overline{\gamma_{ser}} \times \overline{\sigma_{bc}} \times \overline{Z_{ser}} = \frac{1}{2} \times 1{,}00 \times 0{,}13 \times 15 \times 0{,}223$$

$$M_{rser} = 0{,}217\ KN.m$$

$\boldsymbol{M_{ser} = 192{,}29 < M_{rser} = 217{,}00} \longrightarrow \boldsymbol{A_{sc} = 0}$

Il n'y a pas nécessité d'utiliser les aciers comprimés car le béton seul suffit pour reprendre la sollicitation.

Section : $\boldsymbol{A_s = \frac{M_{ser}}{\overline{\sigma_{st}} * \overline{Z_{ser}}} = \frac{0{,}19229}{250 * 0{,}223} \times 10^4}$

$$\boldsymbol{A_s = 34{,}49\ cm^2\ /ml}$$

Condition de non fragilité de la section

$$\boldsymbol{A_{min} = 0.23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e}} = 0{,}23 * 1 * 0{,}27 * \frac{2{,}1}{500} 10^4$$

$\boldsymbol{A_{min} = 2{,}61\ cm^2}$**/ml**

Section retenue : A = max (Amin ; As) = 34,49 cm2 /ml

Choix 2x9HA16 $\longrightarrow$ **36.19 cm2/ml espacement st=100/9=11,11**

Choix : St = 10 cm

- **En travée**

Moment à l'ELS : M_{ser} = 108, 05KN.m

Paramètre de déformation : $\overline{\alpha_{ser}} = \frac{n\sigma_{bc}}{n\sigma_{bc} + \sigma_{st}} = \frac{15x15}{15x15+250} = 0{,}47$

Fibre neutre : $\overline{\gamma_{ser}} = d * \overline{\alpha_{ser}} = 0{,}27 * 0{,}47 = 0{,}13$

Bras de levier : $\overline{Z_{ser}} = d - \frac{\overline{\gamma_{ser}}}{3} = 0.27 - \frac{0{,}13}{3} = 0{,}233$

Moment résistant :

$$M_{rser} = \frac{1}{2} \times b_0 \times \overline{\gamma_{ser}} \times \overline{\sigma_{bc}} \times \overline{Z_{ser}} = \frac{1}{2} \times 1.00 \times 0{,}13 \times 15 \times 0{,}223$$

$$M_{rser} = 0{,}217\ KN.m$$

$\boldsymbol{M_{ser} = 108{,}05 < M_{rser} = 217{,}00} \longrightarrow \boldsymbol{A_{sc} = 0}$

Il n'y a pas nécessité d'utiliser les aciers comprimés car le béton seul suffit pour reprendre la sollicitation.

Section : $\boldsymbol{A_s = \frac{M_{ser}}{\overline{\sigma_{st}} * \overline{Z_{ser}}} = \frac{0{,}10805}{250 * 0{,}223} \times 10^4}$

$$\boldsymbol{A_s = 18{,}55\ cm^2\ /ml}$$

Condition de non fragilité de la section

$$\boldsymbol{A_{min} = 0{,}23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e}} = 0{,}23 * 1 * 0{,}27 * \frac{2.1}{500} 10^4$$

$\boldsymbol{A_{min} = 2{,}61\ cm^2}$**/ml**

Section retenue : A = max (Amin ; As) = 18.55 cm2 /ml

Choix 2x9HA12 ⟶ **20,40 cm2/ml espacement st=100/9=11,11**

Choix : St = 10 cm

Armature radier

De façon analogue, le calcul est mené en flexion simple.

Données : H = 3 m, b = 1m, h = 0,3m, c = 3 cm, d = 0,9h = 27cm

- **Sur appui**

Moment à l'ELS : M_{ser} = 173, 14KN.m

Paramètre de déformation : $\overline{\alpha_{ser}} = \frac{n\sigma_{bc}}{n\sigma_{bc} + \sigma_{st}} = \frac{15x15}{15x15+250} = 0{,}47$

Fibre neutre : $\overline{\gamma_{ser}} = d * \overline{\alpha_{ser}} = 0{,}27 * 0{,}47 = 0{,}13$

Bras de levier : $\overline{Z_{ser}} = d - \frac{\overline{\gamma_{ser}}}{3} = 0{,}27 - \frac{0.13}{3} = 0{,}233$

Moment résistant :

$$M_{rser} = \frac{1}{2} \times b_0 \times \overline{\gamma_{ser}} \times \overline{\sigma_{bc}} \times \overline{Z_{ser}} = \frac{1}{2} \times 1{,}00 \times 0{,}13 \times 15 \times 0{,}223$$

$$M_{rser} = 0{,}217\ KN.m$$

$\boldsymbol{M_{ser} = 173{,}14 < M_{rser} = 217{,}00}$ ⟶ $\boldsymbol{A_{sc} = 0}$

Il n'y a pas nécessité d'utiliser les aciers comprimés car le béton seul suffit pour reprendre la sollicitation.

Section : $\boldsymbol{A_s = \frac{M_{ser}}{\overline{\sigma_{st}} * \overline{Z_{ser}}} = \frac{0{,}17374}{250 * 0{,}223} \times 10^4}$

$$\boldsymbol{A_s = 31{,}16 cm^2\ /ml}$$

Condition de non fragilité de la section

$$\boldsymbol{A_{min} = 0{,}23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e}} = 0{,}23 * 1 * 0{,}27 * \frac{2.1}{500} 10^4$$

$\boldsymbol{A_{min} = 2{,}61\ cm^2}$**/ml**

Section retenue : A = max (Amin ; As) = 31,16 cm2 /ml

Choix 2x8HA16 ⟶ **32,2 cm2/ml espacement st=100/8=12,5**

Choix : St = 10 cm

- **En Travée**

Moment à l'ELS : M_{ser} = 174, 03KN.m

Paramètre de déformation : $\overline{\alpha_{ser}} = \frac{n\sigma_{bc}}{n\sigma_{bc} + \sigma_{st}} = \frac{15x15}{15x15+250} = 0{,}47$

Fibre neutre : $\overline{\gamma_{ser}} = d * \overline{\alpha_{ser}} = 0{,}27 * 0{,}47 = 0{,}13$

Bras de levier : $\overline{Z_{ser}} = d - \frac{\overline{\gamma_{ser}}}{3} = 0.27 - \frac{0.13}{3} = 0{,}233$

Moment résistant :

$$M_{rser} = \frac{1}{2} \times b_0 \times \overline{\gamma_{ser}} \times \overline{\sigma_{bc}} \times \overline{Z_{ser}} = \frac{1}{2} \times 1{,}00 \times 0{,}13 \times 15 \times 0{,}223$$

$$M_{rser} = 0{,}217\ KN.m$$

$\boldsymbol{M_{ser} = 17{,}03 < M_{rser} = 217{,}00}$ ⟶ $\boldsymbol{A_{sc} = 0}$

Il n'y a pas nécessité d'utiliser les aciers comprimés car le béton seul suffit pour reprendre la sollicitation.

Section : $\boldsymbol{A_s = \frac{M_{ser}}{\overline{\sigma_{st}} * \overline{Z_{ser}}} = \frac{0{,}174}{250 * 0.223} \times 10^4}$

$$\boldsymbol{A_s = 29{,}87 cm^2\ /ml}$$

Condition de non fragilité de la section

$$\boldsymbol{A_{min} = 0,23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e}} = 0,23 * 1 * 0.27 * \frac{2.1}{500} 10^4$$

$\boldsymbol{A_{min} = 2,61\ cm^2}$**/ml**

Section retenue : A = max (Amin ; As) = 29,87 cm2 /ml

Choix 2x8HA16 ⟶ 32,2 cm2/ml espacement st=100/8=12,5

Choix : St = 15 cm

Moment à l'ELS : M_{ser} = 73,04 KN.m ⟶ $\boldsymbol{A_s = 13,10 cm^2\ /ml}$

Choix 2x9HA10 ⟶ 14,14 cm2/ml espacement st=100/9=11,11

Choix : St = 15 cm

- **Armatures piédroit centrale**

Les calculs sont effectués pour un piédroit considéré au mètre linéaire comme un poteau de section 1mx0.3m soumis à une compression simple centrée.

Données : H = 3 m, b = 1m, h = 0,3m, c = 3 cm, d = 0,9h = 27cm.

Efforts sollicitant le piédroit : Nu = 709.38 KN/ml, Nser = 473,17 KN/ml.

Section réduite : Br = (h - 2c) (b - 2c) = (0,30-2x0,03) (1-2x0,03) = 0,2256 m^2.

Longueur de flambement (piédroit bi encastré) : $l_f = 0.5 * l_0$ = 0,5x3 = 1,5m.

Moment quadratique et rayon de giration :

$$I = \frac{b*h^3}{12}, i = \sqrt{\frac{I}{bh}} = \frac{h}{\sqrt{12}}$$

Elancement : $\lambda = \frac{l_f}{i} = \sqrt{12} * \frac{1.5}{0,3} = 17,32$

$$\lambda < 50 \rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,81$$

En considérant que plus de la moitié des charges sont appliquée avant 90 jours (k= 1.1), on a :$\alpha' = \frac{\alpha}{1,1} = 0,736$

$$A_{sc} = \left(\frac{Nser}{\alpha'} - \frac{Br * f_{c28}}{0.9\gamma_b}\right)\left(\frac{\gamma_s}{f_e}\right) = \left(\frac{0,709}{0,736} - \frac{0,2256 * 25}{0.9 * 1,5}\right)\left(\frac{1,15}{500}\right) * 10^4 = -73,93 < 0$$

Section minimale : $A_{min} = max\ \left(4u\ ;\ \frac{0,2B}{100}\right)$

4u = 4 *2(1+0,3) = 10,4 cm^2

0.2B/100 = 6cm^2

$$A_{min} = 10,4\ cm^2$$

Calcul de la section maximale **:** $A_{max} = \frac{5B}{100} = 150\ cm^2$

$$\boldsymbol{A_{min} < A_{max}}$$

Donc $\boldsymbol{A_{sc} = A_{min} = 10.4\ cm^2}$ **soit 5.2 cm^2** sur chaque face.

Choix :2× 5HA12 ⟶ **11.3 cm2/ml/face.**

Espacement **:** $\boldsymbol{s_t \leq min\ (h + 10cm\ ; 40cm) \leq 40cm}$

On prendra: $\boldsymbol{s_t = 15\ cm.}$

Armatures transversales

$$\boldsymbol{\frac{1}{3}\emptyset l \leq \emptyset t \leq \emptyset l \leftrightarrow \frac{1}{3} * 12 \leq \emptyset t \leq 12}$$

$$4 \leq \emptyset t \leq 12$$

On prend $\emptyset t = 10mm$

Choix : 5HA10 ⟶ **3,93 cm^2/ml**

Espacement $\boldsymbol{s_t \leq min\ (15\emptyset t\ ; h + 10\ cm;\ 40cm)}$

$$s_t \leq 40\ cm$$

On prendra : $\boldsymbol{s_t = 15\ cm.}$

- **Armature piédroit de rive**

Les calculs sont effectués pour un piédroit considéré au mètre lineaire comme un poteau 100cmx30cm en flexion composée

DESIGNATON	M (KN.m/ml)	N (KN/ml)
ELU	32,86	246,32
ELS	24,71	185,21

- Calcul à l'ELU

M = 32,86 KN.m/ml et N = 246,32KN/ml

Excentricité additionnelle : $e_a = \max\begin{cases} 2cm \\ \frac{H}{250} \end{cases} \rightarrow \max\begin{cases} 2cm \\ \frac{330}{250} = 1{,}12cm \end{cases} \rightarrow e_a = 2cm$

$e_1 = \frac{32.86}{246.32} = 0{,}153\ m$

Sollicitations ultime corrigées pour le flambement

Elancement : $l_f = 0{,}7l_0 = 0{,}7x3 = 2{,}10m\ (poteau\ encasté)$

Type de calcul

Pièce chargée de calcul

$$\frac{l_f}{h} < \max\left(15; 20\frac{e_1}{h}\right) = \left(15; 20x\frac{0{,}153}{0{,}3}\right)$$

$$\frac{2.10}{0.3} < \max\left(15; 20\frac{e_1}{h}\right) = \left(15; 20x\frac{0{,}111}{0{,}3}\right)$$

$$7 < 15$$

Calcul en flexion composée en tenant compte, de façon forfaitaire, de l'excentricité de 2nd ordre.

$$\alpha = \frac{32{,}86}{32{,}86 + 24{,}71} = 0{,}57$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 h}(2 + \Phi\alpha) = \frac{3x2{,}10^2(2 + 2x0{,}57)}{10^4 x0{,}3} = 0{,}0138m = 1{,}38\ cm$$

Avec $\Phi = 2$ (cas courant)

Sollicitation corrigée pour le calcul en flexion composée

$$\begin{cases} N_u = N_i \\ M_{uG0} = N_u(e_1 + e_2) \\ e_0 = e_1 + e_2 \end{cases} \rightarrow \begin{matrix} N_u = 246.32KN/ml \\ M_{uG0} = 246{,}32(0{,}153 + 0{,}0138) = 41{,}09KN.m/ml \\ e_0 = e_1 + e_2 = 0{,}1668m = 16{,}68cm \end{matrix}$$

Sollicitation au centre de gravité des aciers tendus

$$\begin{cases} e_A = e_0 + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 16.68 + 27 - \frac{30}{2} = 28{,}68\ cm \\ M_{uA} = 246{,}32\ x\ 0{,}1668 = 41{,}086\ KN.m/ml \end{cases}$$

Moment de référence : $\mu_{BC} = \frac{0{,}8h}{d}\left(1 - \frac{0.4h}{d}\right) = \frac{0{,}8x0{,}3}{0{,}27}\left(1 - \frac{0{,}4x0{,}3}{0{,}27}\right) = 0{,}494$

Moment agissant $\mu_{uA} = \frac{M_{uA}}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{0.041086}{1x0.27^2x14{,}20} = 0{,}0396$

$$\mu_{uA} < \mu_{BC} \rightarrow section\ partiellement\ tendue$$

Calcul à l'ELS

$$\begin{cases} N_{ser} = 185{,}21\ KN/ml \\ M_{ser} = 24{,}71\ KN.m/ml \end{cases}$$

$e_{0ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0{,}134\ m$

Sollicitation au centre de gravité des aciers tendus.

$$e_A = e_{0ser} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0{,}134 + 0{,}27 - \frac{0.30}{2} = 0{,}254\ cm$$
$$M_{serA} = N_{ser}xe_A = 185{,}21\ x0{,}224 = 41{,}49\ KN.m/ml$$

Calcul des aciers en flexion simple

Moment réduit limite : $\gamma_M = \frac{M_{uA}}{M_{serA}} = \frac{41.086}{41{,}49} = 0{,}99$

$$10^4\mu_{lu} = 3440\theta\gamma_M + 49\frac{f_{c28}}{\theta} - 3000 = 3440x1x0{,}99 + 49\frac{17}{1}$$

$$\mu_{lu} = 0{,}1238$$

On a : $\mu_{uA} < \mu_{lu} \rightarrow pas\ d'aciers\ comprimés$

Paramètre de déformation :

$\alpha_{uA} = 1{,}25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{uA}}\right) = 1{,}25\left(1 - \sqrt{1 - 2x0{,}039}\right) = 0{,}050$

Bras de levier : $Z_u = d(1 - 0{,}4\alpha_{uA}) = 0{,}27(1 - 0.4x0.050) = 0{,}264m$

$$A = \frac{M_{uA}}{Z_u\sigma_s} = \frac{0{,}041086}{0{,}264x348} = 4{,}47\ cm^2$$

Section théorique d'acier :

$$A_u = A - \frac{N_u}{\sigma_s} = 4.47 - \frac{246,32}{348}$$

$$A_u = 3,76\ cm^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23\frac{f_{t28}}{f_e} b_0 d = 0,23\ x\ \frac{2.4}{400}\ x\ 1\ x0,27 = 3,73\ cm^2$$

Section d'acier retenue :

$\boldsymbol{A_u = 3,76\ cm^2}$ **Soit 1,9 cm² /ml/face**

Choix : 2x2HA12 soit 2.26 cm² / face espacement 15 cm.

Armatures transversales : $\frac{1}{3}\emptyset_l \leq \emptyset t\ \leq \emptyset l\ \rightarrow 4\ \leq\ \emptyset t\ \leq 12$

On prendra : $\emptyset t = 10mm$

Choix : 4HA12 espacement 15 cm

Calcul des sollicitations et ferraillage du mur en aile

Calcul des sollicitations du voile

h = 30 cm, d = 35 cm, b0 = 1.00 m

Contraintes à :

Pour z = H =3.60 : 0,333*3,60*20 =24,00 kN/m²

Pour z = H/3 = 1.20 m : 0,333*1,20*20 = 8,00 kN/m²

Pour z = H/2 = 1.80 m : 0,333*1,80*20 = 12,00 kN/m ²

Pour z = 2/ 3*H = 2.40 m : 0,333*2,40*20 = 16,00 kN/m²

Charge sur terre-plein : 0.333*10 =3,33 kN/m²

- **Ferraillage principal du voile**

Le moment dans la section critique S1 et déterminant pour le calcul des armatures verticales du voile du côté du remblai. Cette section sera donc utilisée afin d'harmoniser les armatures du voile.

Sur le côté du remblayé du mur, on a :

Désignations	
Moment à l'état de service	$M_{ser} = 73{,}44kN/ml$
Paramètres de déformation	$\overline{\alpha_{ser}} = \frac{n\sigma_{bc}}{n\sigma_{bc} + \sigma_{st}} = \frac{15x15}{15x15 + 250} = 0{,}474$
Fibre neutre	$\overline{\gamma_{ser}} = d * \overline{\alpha_{ser}} = 0{,}25 * 0{,}47 = 0{,}12m$
Bras de levier :	$\overline{Z_{ser}} = d - \frac{\overline{\gamma_{ser}}}{3} = 0.25 - \frac{0.12}{3} = 0{,}21m$
Moment résistant :	$M_{rser} = \frac{b_0 d^2}{2}\sigma_{bc}\overline{\alpha_{ser}}\left(1 - \frac{\overline{\alpha_{ser}}}{3}\right)$ $= \frac{1}{2} * 1{,}00 * 0{,}12 * 15 * 0{,}21 = 0{,}189MN/ml$

$\boldsymbol{M_{ser} < M_{rser}}$ $\qquad$ $\boldsymbol{A_{sc} = 0}$

Il n'y a pas nécessité d'utiliser les aciers comprimés car le béton seul suffit pour reprendre la sollicitation.

Section d'acier :$A_s = \frac{M_{ser}}{\sigma_{st} * Z_{ser}} = \frac{0.0734}{250*0{,}21} = 13{,}99$

Condition de non fragilité de la section :

$$A_{min} = 0{,}23 * b_o * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23 * 1 * 0{,}35 * \frac{2.1}{500} * 10^4 = 3{,}40cm^2/ml$$

Choix : 10 HA 14 / ml =15,39cm² avec un espacement st : 100/ (7+1) = 12,5 cm,

Choix : st = 20 cm.

- Armatures de répartition (aciers horizontaux) du voile (côté remblayé)

On adopte une disposition forfaitaire d'armatures de de répartition :

Armatures de répartition : $A_H \geq 0{,}10e_1 = 0{,}10 * 30 = 3cm^2/ml$; e_1 étant l'épaisseur du voile en cm. Choix : 5 HA 12 /ml = 5,65 cm² avec un espacement st = 20 cm

- Aciers complémentaires du voile pour le côté non remblayé

Il vient d'adopter sur ce côté une disposition forfaitaire d'armatures de peau dans le sens vertical AV et horizontal AH.

Armatures verticales :$A_H \geq 0{,}10e_1 = 0{,}10 * 30 = 3cm^2/ml$; e_1 étant l'épaisseur du voile en cm.

Choix : 5 HA 12 /ml = 5,65 cm² avec un espacement st = 20 cm

Armature horizontale :$A_H \geq 0{,}075e_1 = 0{,}0075 * 30 = 2{,}25cm^2/ml$; e_1 étant l'épaisseur du voile en cm.

Choix : 5 HA 10 /ml = 3,93 cm² avec un espacement st = 20 cm

Nécessité d'armatures transversales

- Vérification à l'effort tranchant au niveau de la section S1

$V_u = 1{,}35 \times 19{,}20 + 1{,}5 \times 8 = 37{,}92kN/ml$

Condition à vérifier : $\frac{V_u}{b_o * d} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} \times d \times f_{c28}$ (1)

$\frac{37.92}{1*0.25} = 151{,}68kN/ml < \frac{0.07}{1.5} \times 0{,}35 \times 25 = 408kN/ml$

La condition (1) est bien vérifiée et il n'est donc pas nécessaire d'utiliser des armatures à l'effort tranchant.

Calcul des armatures de la semelle

d = 35 cm, h = 40 cm, b0 = 1,00 m

Nous considérons la combinaison C1 à l'ELS

La résultante des forces verticale RH (kN/m)	55,20
La résultante des forces verticale RV (kN/m)	236,60
Moment résultant en A : M/A (kN.m/m)	400,39
L'excentricité eA (m)	1,692
$\sigma = \frac{RV}{RH}$ **(KN/m²)**	69,90

- Patin (section S2)

Il est considéré comme une poutre (console) encastrée dans le voile et à la réaction du sol (le Poids des terres aval au-dessus du patin est considéré négligeable)

Le moment d'encastrement (section S2) vaut :

$$M_{ser} = \sigma \times \frac{l^2}{2} = 69{,}90 \times \frac{1{,}00^2}{2} = 34{,}95$$

Designation	
Moment à l'état de service	$M_{ser} = 34{,}90\ kN/ml$
Paramètres de deformation	$\overline{\alpha_{ser}} = \frac{n\sigma_{bc}}{n\sigma_{bc} + \sigma_{st}} = \frac{15 * 15}{15 * 15 + 250} = 0{,}47$
Fibre neutre	$\overline{\gamma_{ser}} = d * \overline{\alpha_{ser}} = 0{,}35 * 0.47 = 0{,}165m$
Bras de levier :	$\overline{Z_{ser}} = d - \frac{\overline{\gamma_{ser}}}{3} = 0{,}35 - \frac{0.165}{3} = 0{,}295m$
Moment résistant :	$M_{rser} = \frac{b_0 d^2}{2} \sigma_{bc} \overline{\alpha_{ser}} \left(1 - \frac{\overline{\alpha_{ser}}}{3}\right)$ $= \frac{1}{2} * 1.00 * 0{,}165 * 15 * 0{,}295 = 0{,}365 MN/ml$

$$\bar{M}_{rb} = \frac{1}{2} * b_0 * \bar{\gamma}_{ser} * \bar{\sigma}_{bc} * \bar{z}_{ser} = \frac{1}{2} * 1.00 * 0.165 * 15 * 0.295 = 0.365\ MN.m/ml$$

$M_{ser} = 34.95\ kN.m/ml\ < \bar{M}_{rb} = 365.06\ kN.\frac{m}{ml} \Longrightarrow A_{sc} = 0$; il n'y a donc de nécessité d'utiliser des aciers comprimés car Le béton « seul » suffit pour reprendre la sollicitation.

Section d'acier : $A_s = \frac{M_{ser}}{\overline{\sigma_{st}} * Z_{ser}} = \frac{0.03495}{250 * 0.295} = 4.74\ cm^2/ml$

Condition de non fragilité de la section :

$$A_{min} = 0.23 * b_o * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23 * 1 * 0{,}35 * \frac{2.1}{500} * 10^4 = 3{,}40cm^2/ml$$

La section d'acier retenu est : $A_s = \max(A_u, A_s, A_{min}) = 4{,}74cm^2/ml$

Choix : 5 HA 12 / ml = 5.65 cm²,

Espacement st = 20 cm

Il convient de disposer en armatures de répartition perpendiculaires aux armatures principales, une section Ar d'acier satisfaisant à : Ar (cm² /ml) > 0,10 e2 (cm) pour le patin, e2 = 40 cm étant l'épaisseur du patin.

$A_r\left(\frac{cm^2}{ml}\right) \geq 0{,}10 \times 40 = 4cm^2$

Choix : 5 HA 10 / ml = 3,93 cm²,

Espacement st = 20 cm

- Talon (section S3)

Il est considéré comme une poutre (console) encastrée dans le voile et est soumis :

- À la réaction du sol de fondation sous le talon : Rs= 69.90 *(2*1,69-1,30) = 145.39kN/m²
- Au poids propre des terres au-dessus du talon : Pp = 3,60*20 = 72kN/m²
- Aux charges d'exploitation au-dessus du talon. $Q_e = 10kN/m^2$

Moment d'encastrement (section S3) :

$$M_{ser} = -69{,}39 * 2{,}09 * \frac{2.09}{2} + (72 + 10 * (3{,}35 * 2{,}05) * \frac{(3.35-2.05)}{2} = -82{,}26$$

Moment à l'état de service : $M_{ser} = 82.26\text{kN/ml}$

Paramètres de déformation : $\bar{\alpha}_{ser} = \frac{n+\bar{\sigma}_{bc}}{n+\bar{\sigma}_{bc}+\bar{\sigma}_{st}} = \frac{15+15}{15*15+250} = 0{,}47$

Fibre neutre : $\bar{Y}_{ser} = \mathrm{d} * \bar{\alpha}_{ser} = 0{,}35 * 0{,}47 = 0{,}165$

Bras de levier : $\bar{Z}_{ser} = \mathrm{d} - \frac{\bar{Y}_{ser}}{3} = 0{,}35 - \frac{0{,}165}{3} = 0{,}295m$

Moment résistant :

$$\bar{M}_{rb} = \frac{1}{2} * \mathrm{h} * \bar{Y}_{ser} * \bar{\sigma}_{bc} * \bar{Y}_{ser} = \frac{1}{2} * 1{,}00 * 0{,}165 * 15 * 0{,}295 = 0{,}365\ \mathrm{MN.m/ml}$$

$M_{ser} = \frac{82,26kN}{ml} < \bar{M}_{rb} = 365,06kN.\frac{m}{ml} \rightarrow A_{sc} = 0$ N'y a donc de nécessité d'utiliser des aciers comprimés car Le béton « seul » suffit pour reprendre la sollicitation.

Section d'acier :$A_s = \frac{M_{ser}}{\overline{\sigma_{st}} * Z_{ser}} = \frac{0,08226}{250*0,295} = 11,15\ cm^2/ml$

Condition de non fragilité de la section :

$$A_{min} = 0,23 * b_o * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 * 1 * 0,35 * \frac{2.1}{500} * 10^4 = 3,40cm^2/ml$$

La section d'acier retenu est : $A_s = \max(A_u, A_s, A_{min}) = 11,15cm^2/ml$

Choix : 8 HA 14 / ml = 12,32 cm²,

Espacement st = 20 cm

Il convient de disposer en armatures de répartition perpendiculaires aux armatures principales, Une section Ar d'acier satisfaisant à : Ar (cm² /ml) > 0,10 e2 (cm) pour le patin, e2 = 40 cm étant l'épaisseur du patin.

$A_r\left(\frac{cm^2}{ml}\right) \geq 0.10 \times 40 = 4cm^2$

Choix : 5 HA 10 / ml = 6 ,79 cm²,

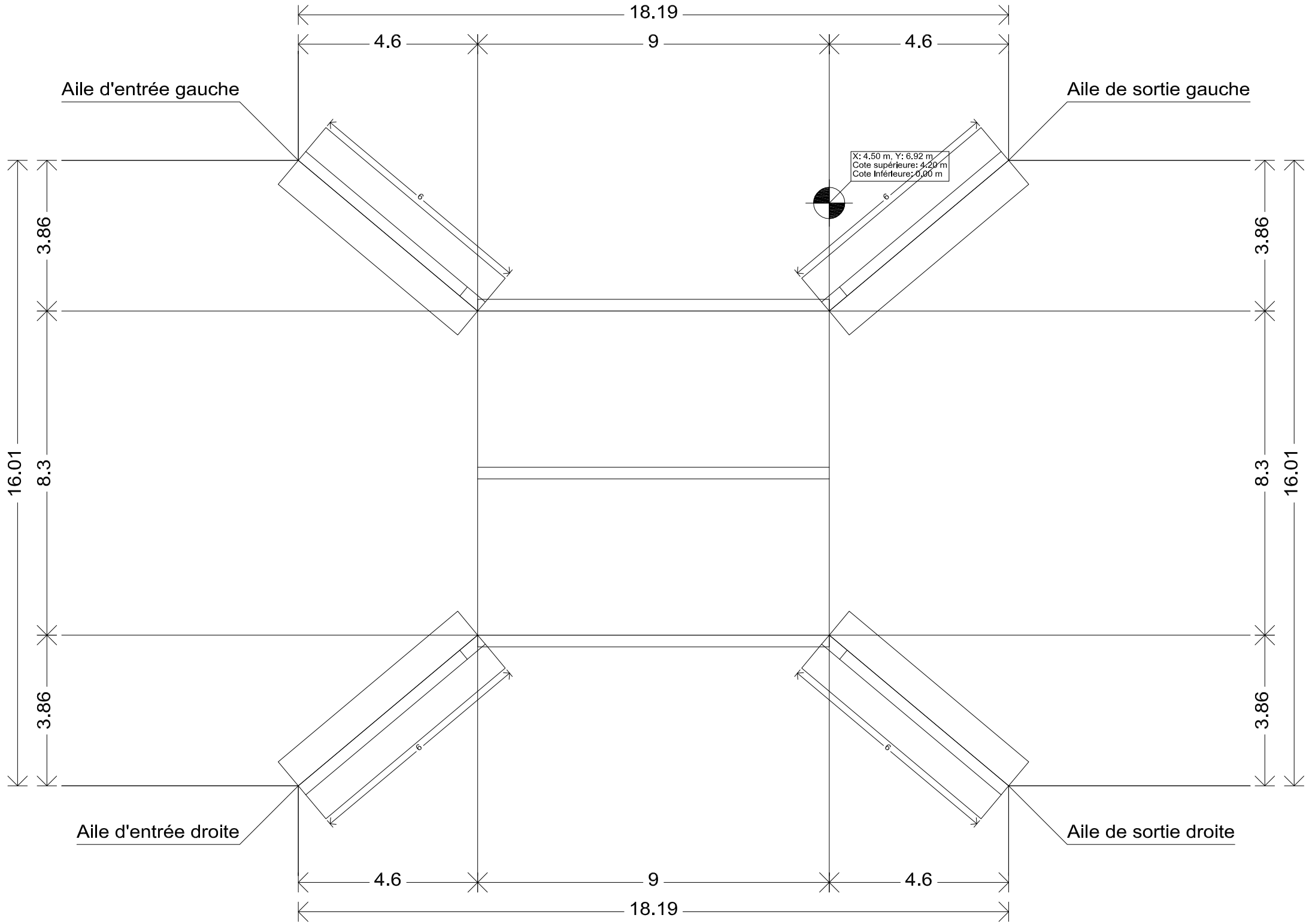
Espacement st = 20 cm

Il est nécessaire d'intercaler les armatures supérieures entre elles et le béton de propreté par un certain nombre de « chaises » dans la semelle.

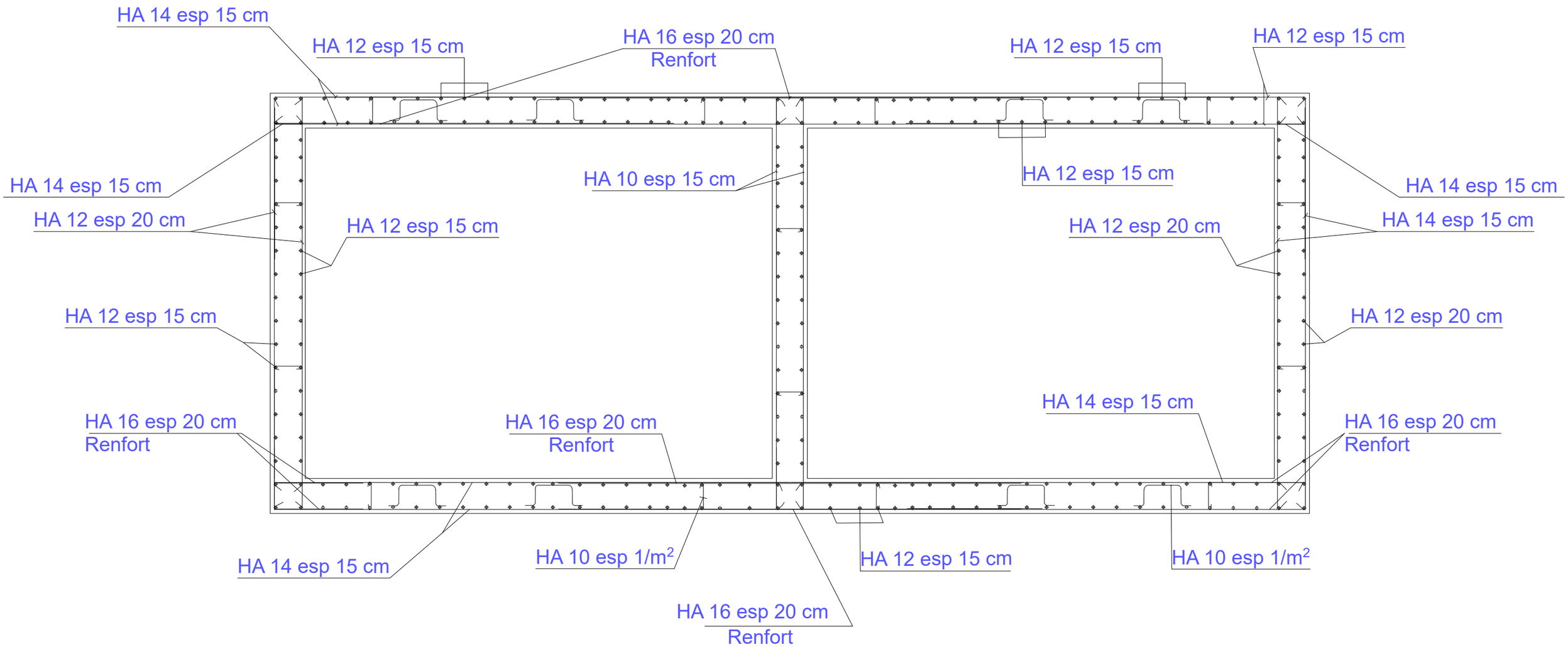
Le dimensionnement structural du dalot a abouti à l'établissement des plans d'exécution. Ces plans sont regroupés à la page suivante et comprend :

- Une vue en plan de l'ouvrage ;
- Une coupe transversale ;
- Une coupe longitudinale ;
- Le plan de ferraillage du cadre ;
- Le cahier d'armatures du cadre ;
- Le plan de ferraillage du mur en aile ;

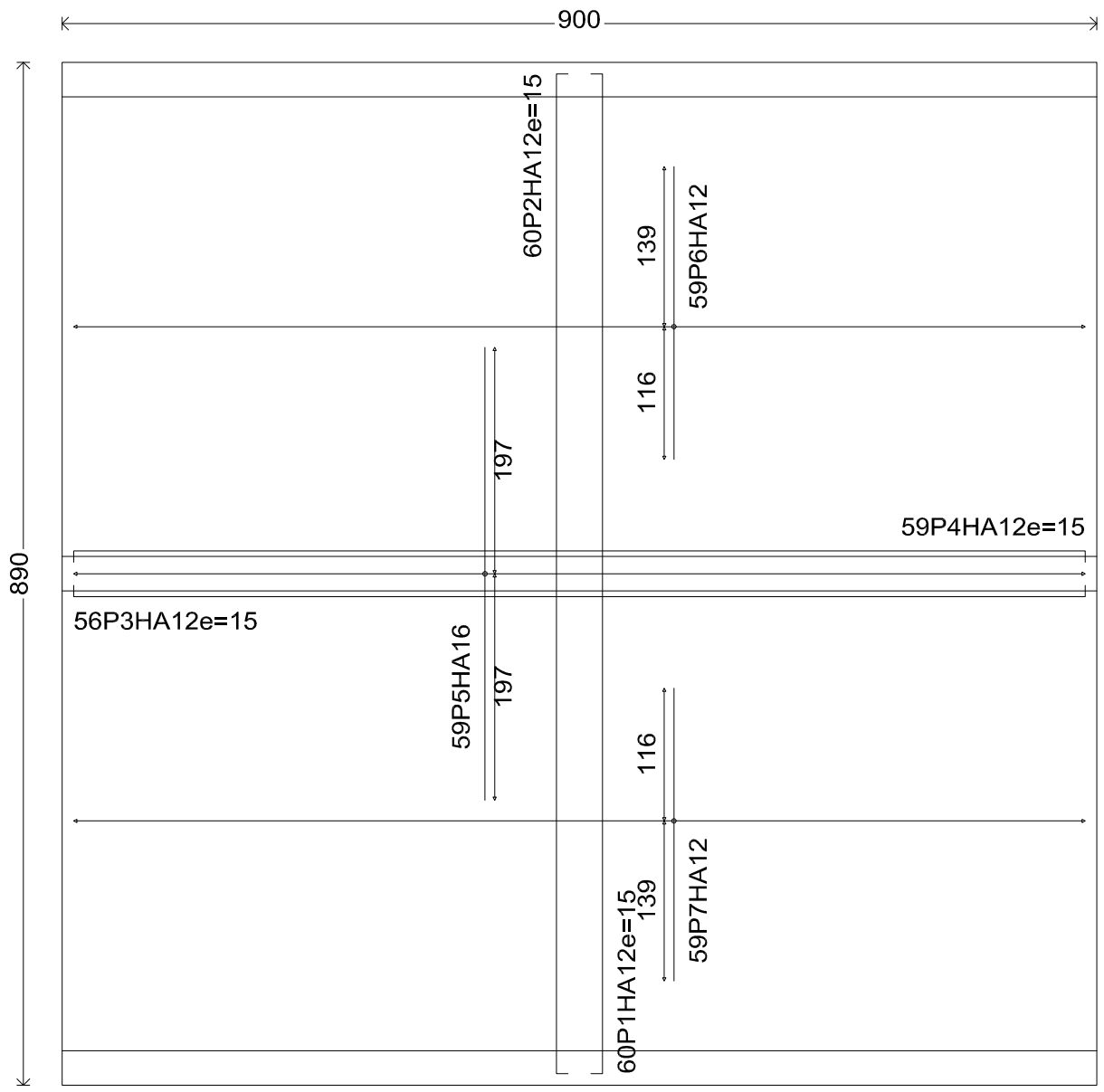
Vue de dessus



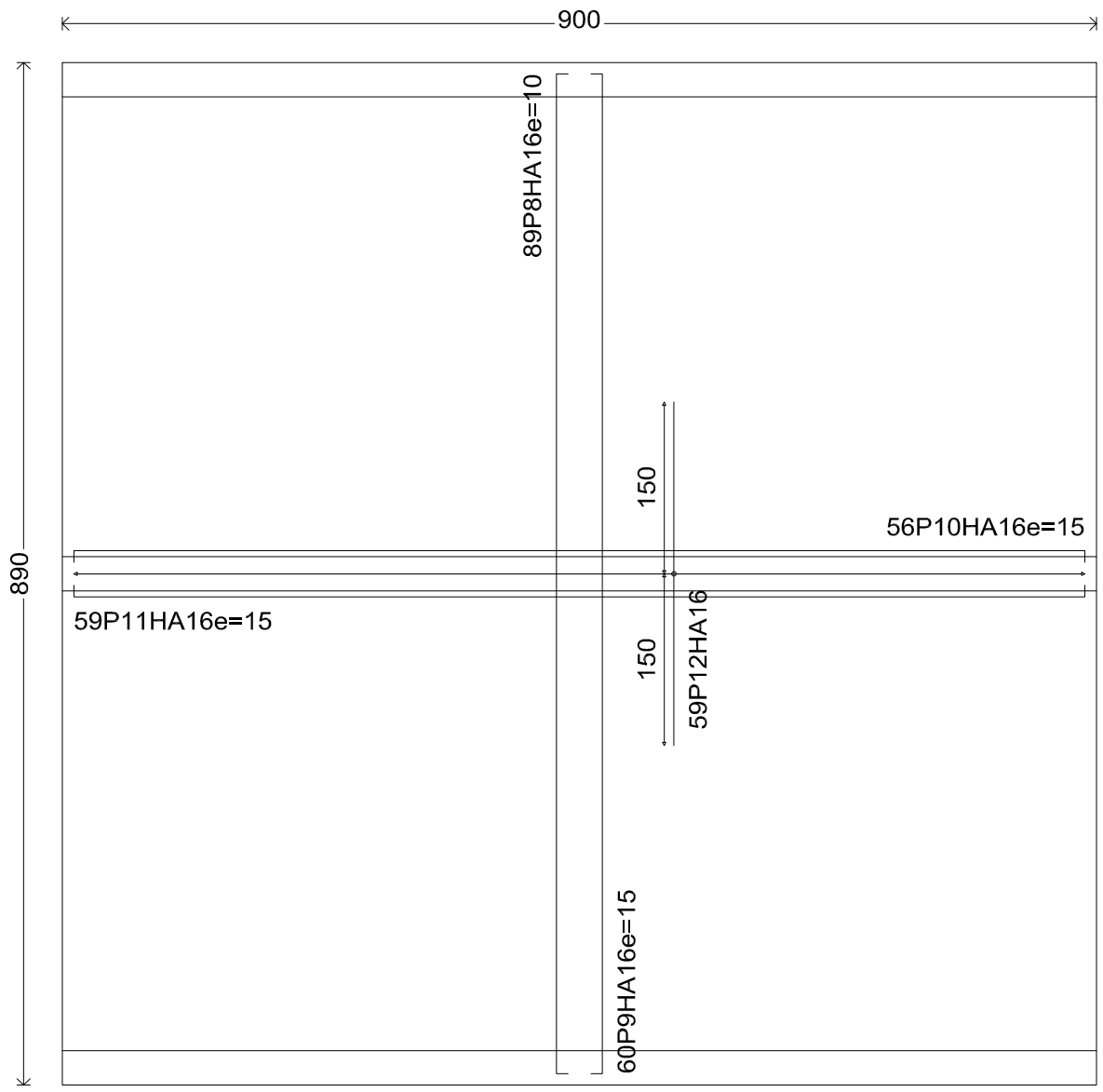
TSABDO LIONEL ETUDIANT EN MASTER II	Etudes techniques détaillées des travaux de Réhabilitation de la routes nationale N2:"cas du tronçon EBOLOWA-AMBAM	TITRE VUE EN PLAN DALOT		Date: 06/06/2019 Echelle: 1:100


HA 14 esp 15 cm
HA 12 esp 15 cm
HA 16 esp 20 cm
Renfort
HA 12 esp 15 cm
HA 12 esp 15 cm
HA 14 esp 15 cm
HA 10 esp 15 cm
HA 12 esp 15 cm
HA 14 esp 15 cm
HA 12 esp 20 cm
HA 12 esp 15 cm
HA 12 esp 20 cm
HA 14 esp 15 cm
HA 12 esp 15 cm
HA 12 esp 20 cm
HA 14 esp 15 cm
HA 16 esp 20 cm
Renfort
HA 16 esp 20 cm
Renfort
HA 16 esp 20 cm
Renfort
HA 14 esp 15 cm
HA 10 esp 1/m2
HA 12 esp 15 cm
HA 10 esp 1/m2
HA 16 esp 20 cm
Renfort

Module
Tablier



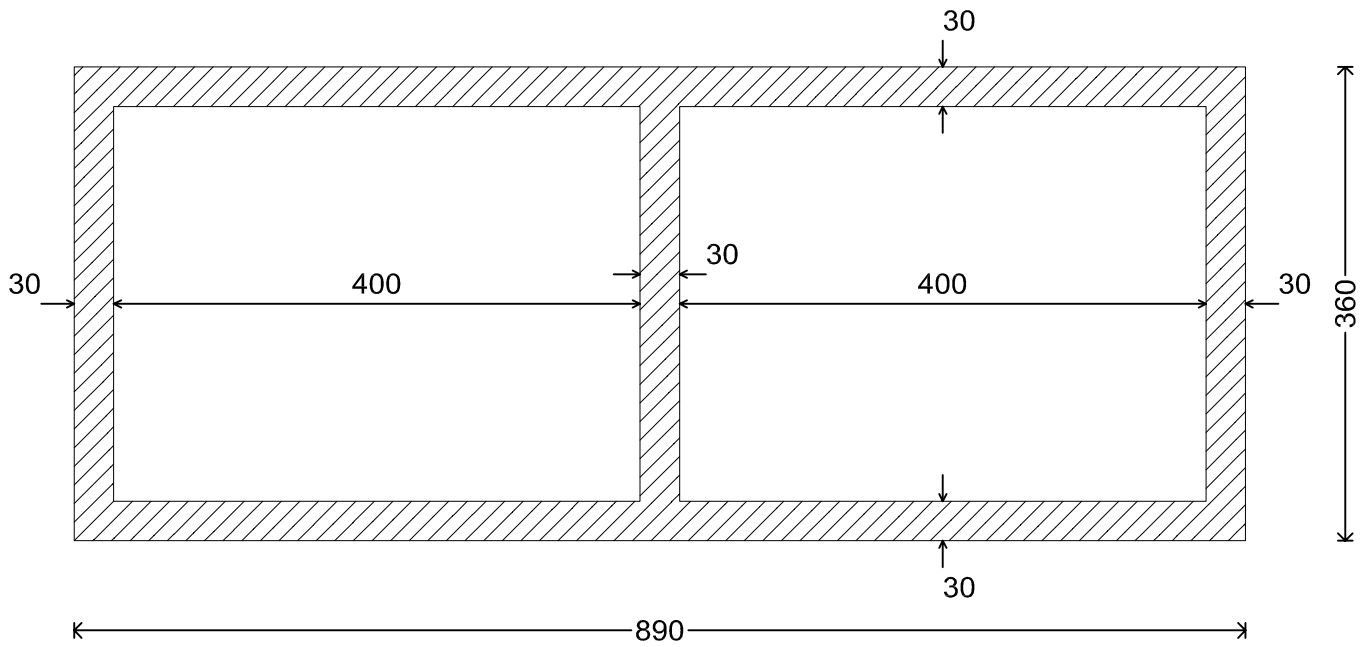
Module
Radier

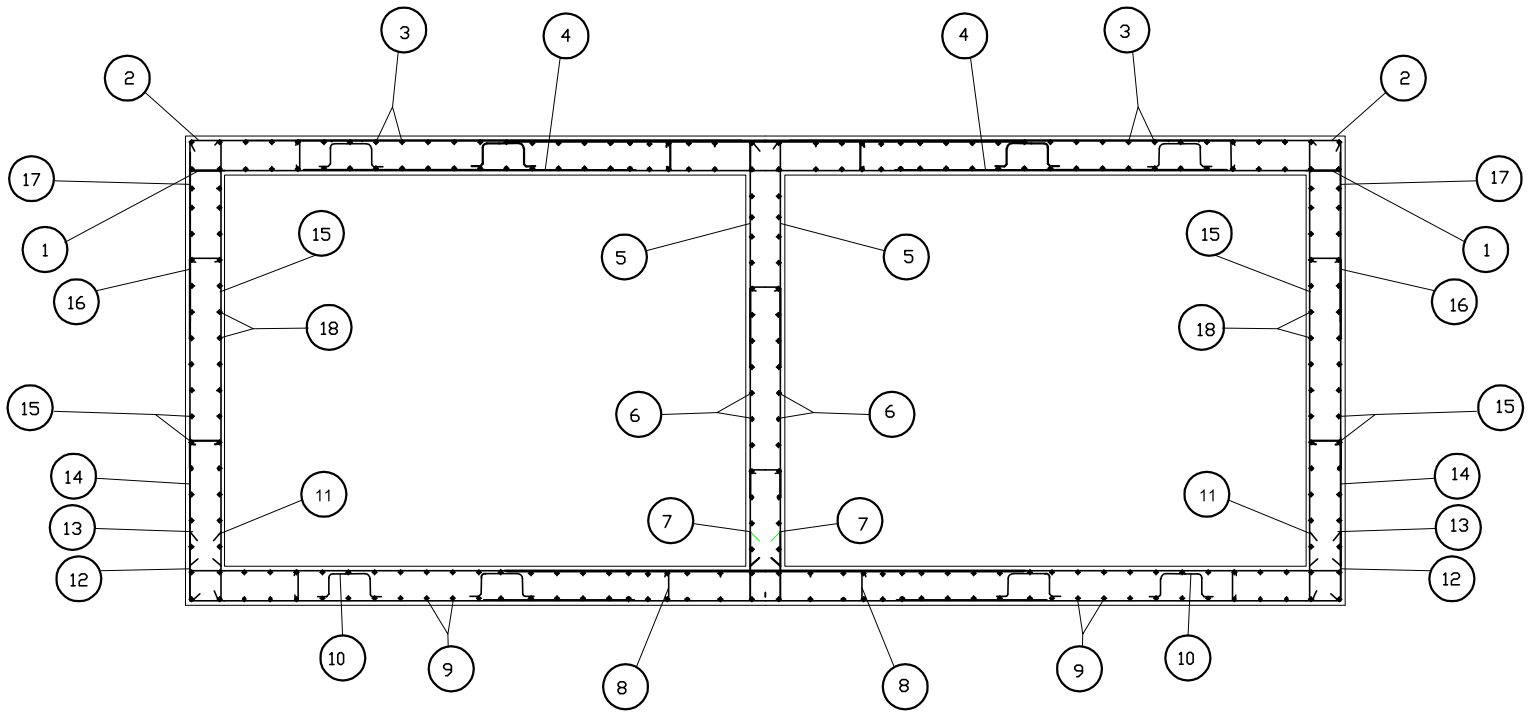


TSABDO LIONEL **Etudiant en Master 2**	**Etudes techniques détaillées et suivi d'execution des travaux d'entretien des routes de la nationale N2:"cas du troncon EBOLOWA-AMBAM"**	**TITRE** **Module de Ferraillage Radier et Tablier**		Date	Echelle
				06/06/2019	**1:100**

Module

POSITION	Ø mm	NBRE. PIÈCES	LONGUEUR m	FAÇONNAGE L=cm	LONGUEUR TOTAL m	POIDS kg/m	POIDS kgf
1	12	60	9.03	13 877 13	541.80	0.89	481.03
2	12	60	9.29	26 877 26	557.53	0.89	495.00
3	12	59	9.80	26 26 18 892 18	578.19	0.89	513.34
4	16	59	3.94	394	232.44	1.58	366.87
5	10	60	3.35	11 324	200.82	0.62	123.81
6	10	20	9.80	19 892 19	196.04	0.62	120.86
7	10	60	0.60	11 49	36.15	0.62	22.29
8	10	133	0.73	25 24 24	98	0.62	45.26
9	16	59	9.97	36 36 17 891 17	588.36	1.58	928.62
9	16	133	0.28	12 24 12	37.24	1.58	58.84
11	10	45	0.60	11 49	27.11	0.62	16.72
12	14	60	3.50	26 324	210.01	1.21	253.78
13	12	59	0.75	26 49	44.52	0.89	39.53
14	12	59	1.54	154	90.84	0.89	80.65
15	12	18	9.80	18 892 18	176.40	0.89	156.61
16	10	20	9.80	17 892 17	196.04	0.62	120.86
17	12	59	1.56	26 130	92.03	0.89	81.71
21	12	59	0.75	26 49	44.52	0.89	39.53
22	14	60	3.50	26 324	210.01	1.21	253.78
23	14	60	0.75	26 49	45.22	1.21	54.64
24	14	89	3.39	15 324	301.80	1.21	364.70
25	14	89	0.64	15 49	57.36	1.21	69.32
26	12	18	9.80	26 26 18 892 18 28 28	176.40	0.89	156.61





TSABDO LIONEL
ETUDIANT EN MASTER II

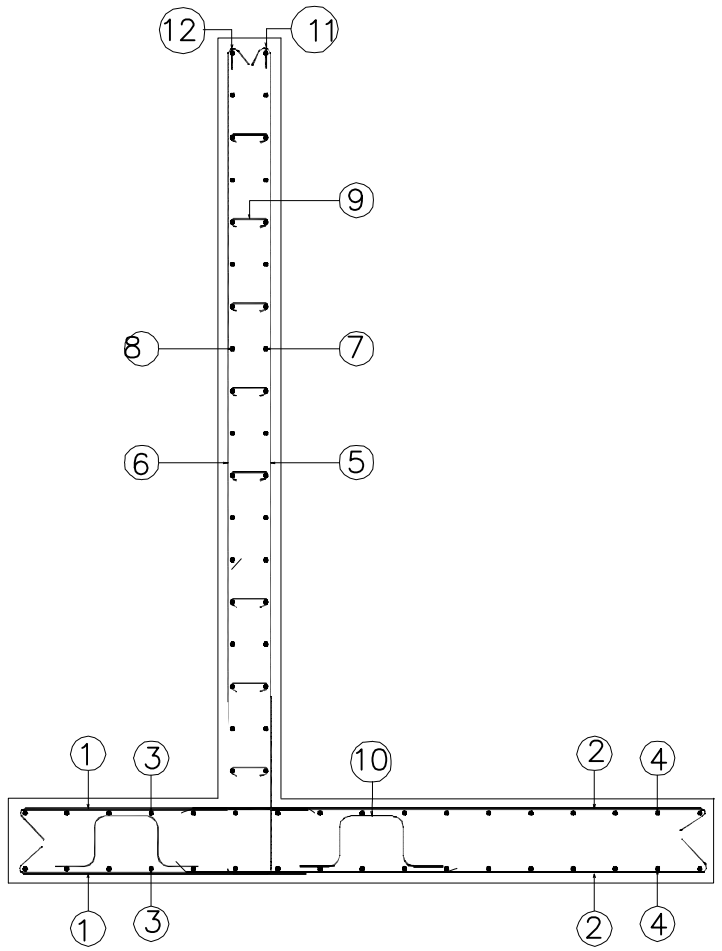
Etudes techniques détaillées des travaux de Réhabilitation de la routes nationale N2:"cas du tronçon EBOLOWA-AMBAM

Plan d'exécution des dalots

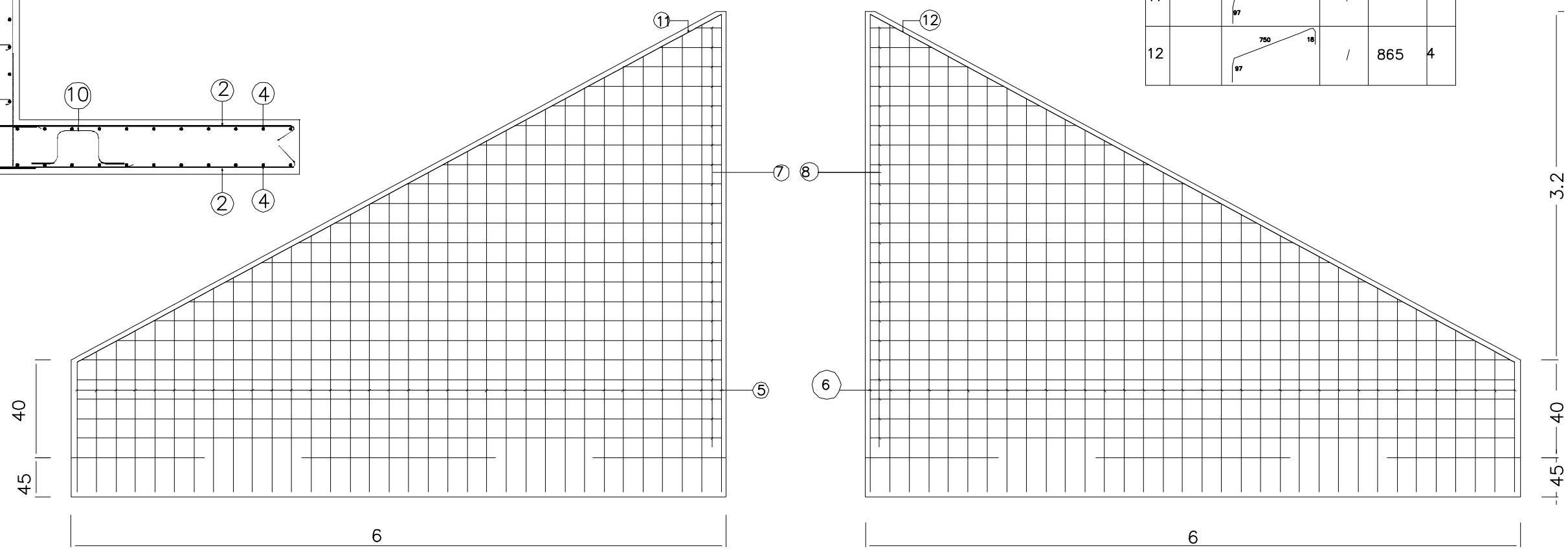
plan de ferraillage dalot
+carnet de ferraillage

Date	Echelle
06/06/2019	**1:100**

PLAN DE FERRAILLAGE DU D'UN MUR EN AILE



position	ø mm	Faconnage L en cm	espacement (cm)	Longueur développée cm	Nombre
1	HA12	147 / 16	20	163	68
2	HA14	253 / 16	20	271	68
3	HA10	16 / 665 / 16	20	697	34
4	HA12	16 / 665 / 16	20	697	34
5	HA14	18 / 491 / 20	20	529	34
6	HA12	18 / 491 / 20 (Côté vu)	20	529	34
7	HA12	1616 / 665	20	697	18
8	HA10	1616 / 665	20	697	18
9	HA10	24 / 10 / 10	2 /m²	44	28
10	HA12	25 / 18 / 18	1 /m²	61	28
11		750 / 18 / 97	/	865	4
12		750 / 18 / 97	/	865	4



TSABDO LIONEL ETUDIANT EN MASTER II	Etudes techniques détaillées et suivi d'execution des travaux d'entretien des routes de la nationale N2:"cas du trocon EBOLOWA-AMBAM	Plan d'exécution des dalots plan de ferraillage mur en aille +carnet		Date: 06/06/2019 Echelle: 1:100

ANNEXE VI : SÉCURITÉ ET SIGNALISATION ROUTIÈRE

I. Signalisation

La signalisation routière est l'ensemble des signaux conventionnels implantés sur le domaine routier et destinés à assurer la sécurité des usagers de la route. Elle est constituée de deux grands ensembles : la signalisation horizontale caractérisée par des marquages au sol et des plots et la signalisation verticale qui compte les panneaux, les balises, les bornes et les feux tricolores.

Compte tenu de l'importance du développement du trafic et de l'augmentation de la vitesse des véhicules, la circulation devra être guidée et disciplinée par des signaux simples susceptibles d'être compris par tous les intéressés.

La signalisation routière comprend la signalisation verticale et la signalisation horizontale. Elle a pour objet de :

- Rendre plus sûre la circulation routière.
- Faciliter cette circulation.
- Indiquer ou de rappeler diverses prescriptions particulières de police.
- Donner des informations relatives à l'usage de la route.

Il est nécessaire de concevoir une bonne signalisation en respectant les règles suivantes :

- Cohérence entre la géométrie de la route et la signalisation (homogénéité).
- Cohérence avec les règles de circulation.
- Cohérence entre la signalisation verticale et horizontale.
- Eviter la publicité irrégulière.
- Simplicité qui s'obtient en évitant une surabondance de signaux qui fatiguent
- L'attention de l'usager.

1. Signalisation horizontale

L'ensemble de la signalisation horizontale est issu de *l'Instruction Interministérielle sur la Signalisation Routière en France (IISR)*, Septième partie portant sur les marques de chaussées, édition de novembre 2008.

On distingue, dans le cadre de la signalisation horizontale, cinq grands groupes de marques répartis de la manière suivante :

a) Les lignes longitudinales

Parmi ces lignes, nous pouvons citer :

- Les lignes continues infranchissables ;
- Les lignes discontinues axiales ou de délimitation des voies (types T1 et T'1 à
- Forte prédominance des vides sur les pleins) ;
- Les lignes discontinues d'annonce d'une ligne continuent ou de dissuasion remplaçant une ligne continue ou de délimitation des voies dans certains cas en agglomération (type T3 à forte prédominance des pleins sur les vides) ;
- Les lignes discontinues de délimitation de la chaussée (T2 et T'2 à vides et pleins approximativement équilibrés) ;
- Les lignes mixtes (ligne discontinue du type T1 ou T3 accolée à une ligne continue) qui ne peuvent être franchies que si, au début de la manœuvre de dépassement la ligne discontinue se trouve la plus proche du véhicule ;
- Les lignes continues ou discontinues de délimitation de voies réservées à certaines catégories de véhicules ou de délimitation de bandes d'arrêt d'urgence (types T2, T3 et T4).

a) Les flèches

On distingue deux flèches à savoir :

- Les flèches de rabattement ;
- Les flèches directionnelles

a) Les lignes transversales

b) Les lignes continues « STOP »

c) Les lignes discontinues « CEDEZ LE PASSAGE », d'effet des feux de Signalisation, et de guidage en intersection.

d) Les autres marques

On distingue les marques pour :

- Piétons ;
- Cyclistes ;
- Le stationnement ;
- Les transports en commun ;

- Les ralentisseurs de type dos d'âne

Caractéristiques des lignes discontinues

On distingue quatre types de marquage dans cette catégorie répartis en sept modulations. Le tableau 61 présente les différentes modulations et les caractéristiques y afférentes.

Tableau 61:Caractéristiques géométriques des lignes discontinues

TYPE	TY	LONGUEUR	INTERVALLE	RAPPORT
Axial longitudinal	T	3	10	1/3
	T	1,5	5	1/3
	T	3	1,33	3
Rive	T	3	3,5	1
	T	20	6	3
	T	39	13	3
Transversal	T	0,5	0,5	1

Dans le cadre de notre étude, nous utiliserons spécialement les types de modulation suivants : T1, T2, T3, T4 et T'3.

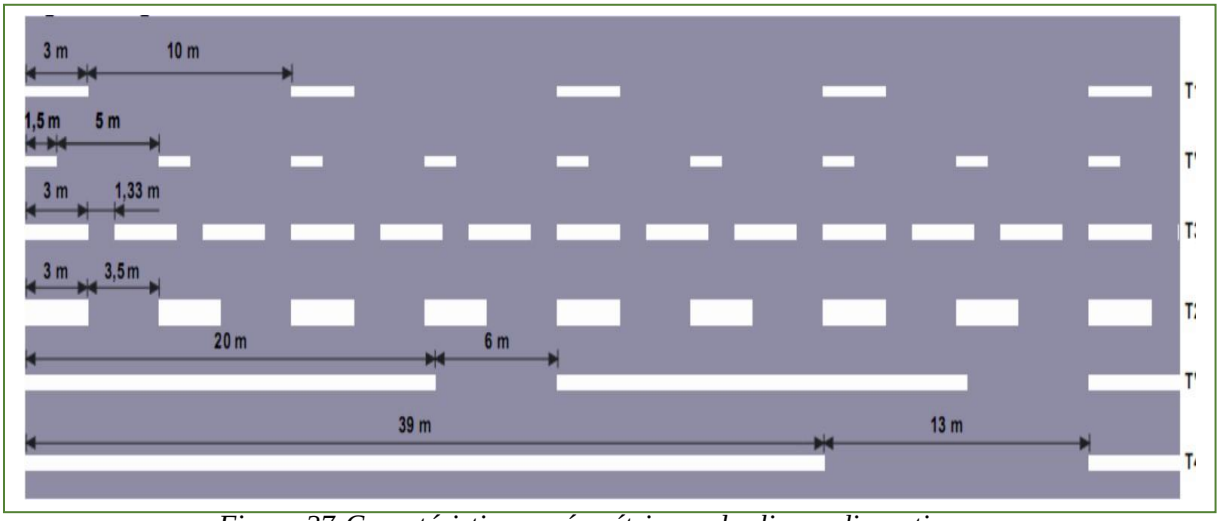


Figure 27:Caractéristiques géométriques des lignes discontinues

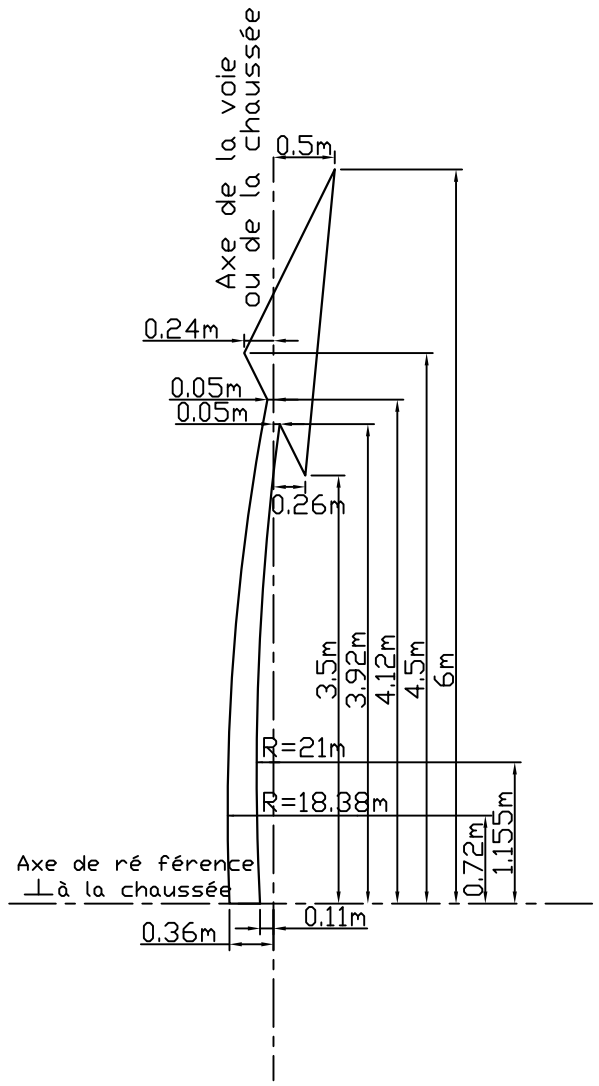
La durée de vie fonctionnelle est exprimée en nombre de roues passées sur le marquage. L'échelle de durabilité est exprimée par une classe P allant de 50 000 à 1million de passage de roues. Dans le cas d'espèce, avec une projection du trafic sur 15 ans, nous avons obtenu la classe P1 de durabilité.

Tableau 62:Classes de durabilité

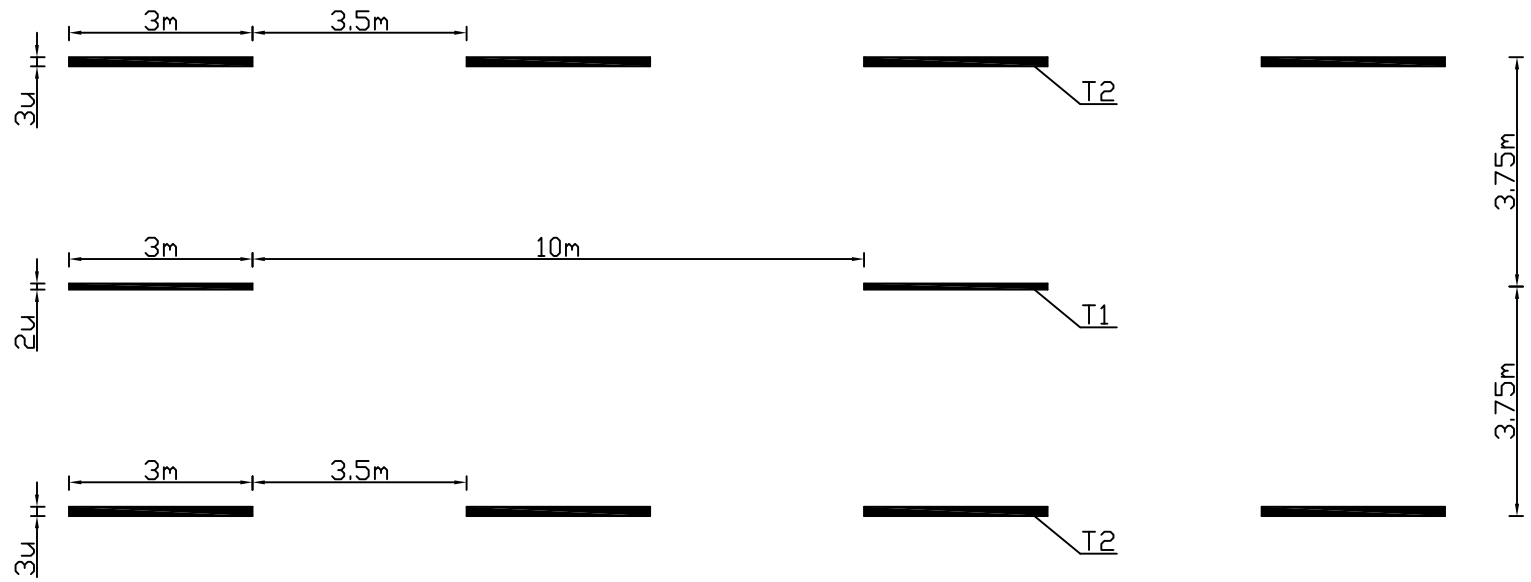
Classes de durabilité	Nombre de passage de roues
P1	50 000
P2	100 000
P3	200 000
P4	500 000
P5	1 000 000

2. Signalisation verticale

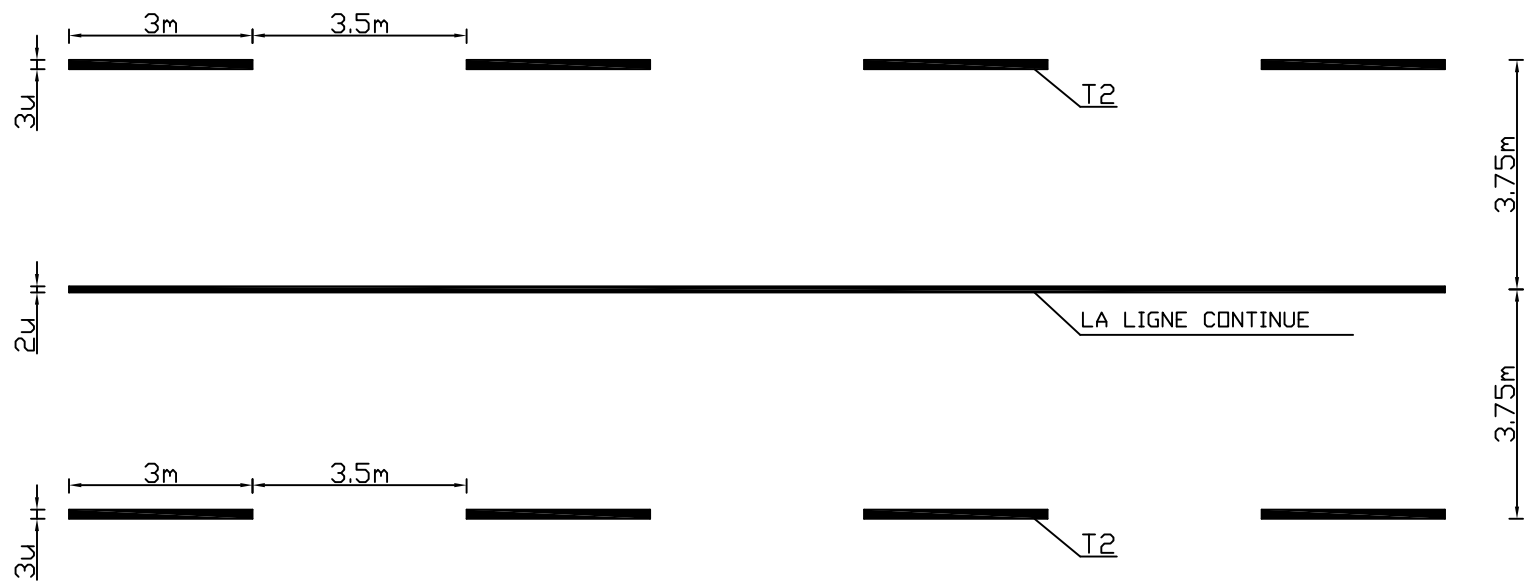
L'ensemble des panneaux de signalisation de ce projet a été prévu dans le but d'attirer de façon toute spéciale l'attention des usagers de la route aux endroits où leur vigilance doit redoubler en présence d'obstacles ou de points dangereux. La conception de cette signalisation a été faite suivant l'instruction interministérielle de la république Française sur la signalisation routière, relative à la signalisation de danger, les intersections et régimes de priorités, la signalisation de prescription, la signalisation d'indication et de service et enfin la signalisation temporaire (de chantier). Les figure en annexe V résume les différents panneaux permanents et marquages utilisés. Les plans de la signalisation routières sont répertoriés à la page suivante.



FLECHE DE RABATTEMENT



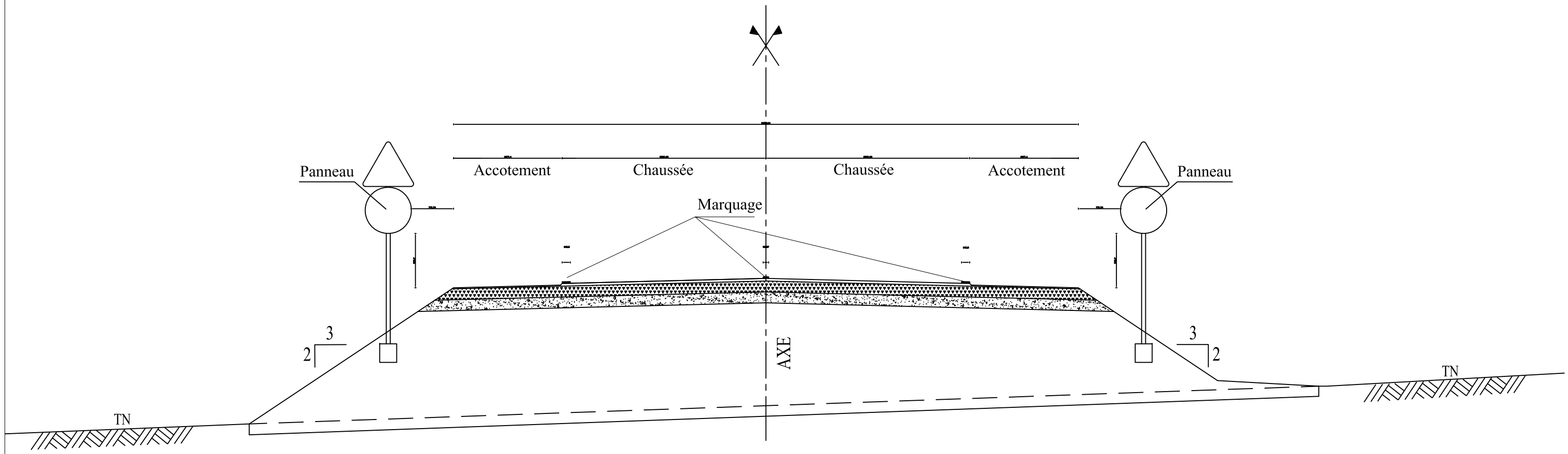
DESSIN SCHÉMATIQUE DES MARQUES SUR CHAUSSÉE DE LA SECTION
(LA LIGNE INTERMÉDIAIRE EST LA LIGNE DISCONTINUE T1)



DESSIN SCHÉMATIQUE DES MARQUES SUR CHAUSSÉE DE LA SECTION
(LA LIGNE INTERMÉDIAIRE EST LA LIGNE CONTINUE)

Nota:u=0.05m

TSABDO LIONEL ETUDIANT EN MASTER II	Etudes techniques détaillées et suivi d'execution des travaux d'entretien des routes de la nationale N2:"cas du trocon EBOLOWA-AMBAM	Plan d'exécution des dalots plan de ferraillage mur en aille +carnet		Date	Echelle
				06/06/2019	1:100



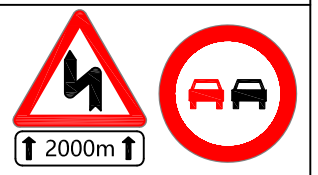
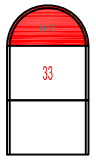
TSABDO LIONEL
ETUDIANT EN MASTER II

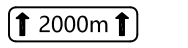
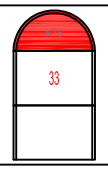
Etudes techniques détaillées et suivi d'execution des travaux d'entretien des routes de la nationale N2:"cas du trocon EBOLOWA-AMBAM

signalisations et equipements

Profil en Travers: Dispositif de sécurité

Date	Echelle
06/06/2019	**1:100**

TYPE DE PANNEAU	DIMENSIONS	INDICATIONS SUR PANNEAU
A1c+B3	1.0m+Φ-0.85m	
AB2	1.0m	
A1d+M2+B3	1.0m +0.94×0.25m +Φ-0.85m	
J4	1.2m×0.4m	
J4	1.2m×0.4m	
J4	1.2m×0.4m	
E52a	1.1m×0.6m×0.2m	

TYPE DE PANNEAU	Symbole	Nbre
A1c		2
AB2		1
B3		2
M2		1
J4		3
E52a		2
FLECHE DE RABATTEMENT		9.40m²
T1	— —	63.74m²
T2	— — —	409.80m²

TYPE DE PANNEAU	Symbole	Nbre
T3	— — — —	10.80m²
LA LIGNE CONTINUE	————	49.80m²

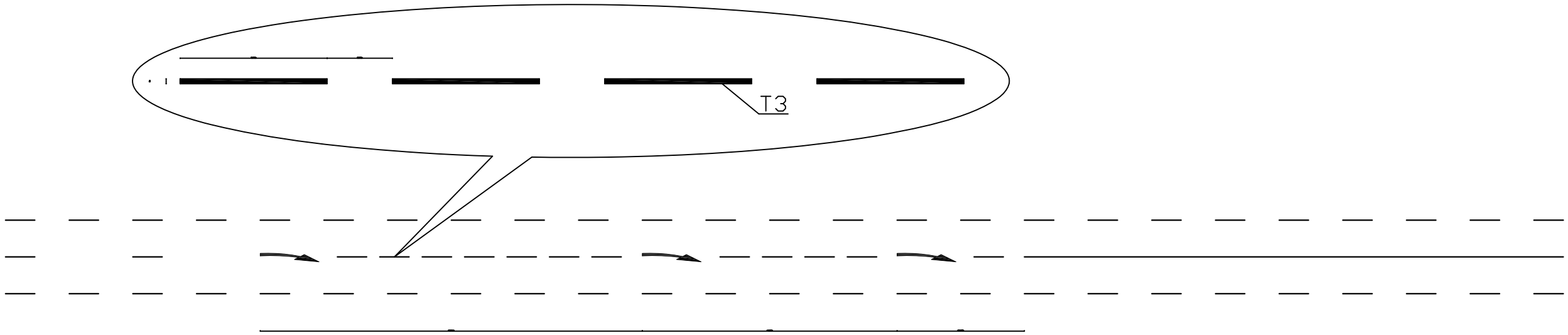
TSABDO LIONEL
ETUDIANT EN MASTER II

Etudes techniques détaillées et suivi d'execution des travaux d'entretien des routes de la nationale N2:"cas du trocon EBOLOWA-AMBAM

signalisations et equipements

Dessin des marques sur chaussée

Date	Echelle
06/06/2019	**1:100**

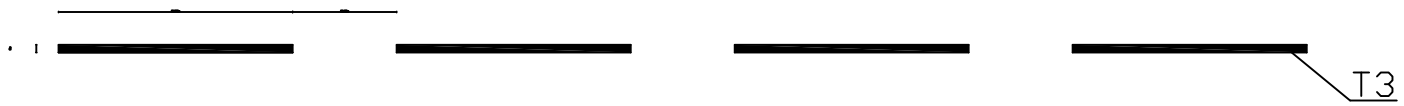


Nota:u=0.05m

DESSIN SCHÉMATIQUE D'IMPLANTATION DE LA LIGNE DISCONTINUE T3 AVANT LA LIGNE CONTINUE

PLAN DE DIMENSIONNEMENT TYPE DE LA LIGNE DISCONTINUE T2

PLAN DE DIMENSIONNEMENT TYPE DE LA LIGNE DISCONTINUE T1



TSABDO LIONEL ETUDIANT EN MASTER II	Etudes techniques détaillées et suivi d'execution des travaux d'entretien des routes de la nationale N2:"cas du trocon EBOLOWA-AMBAM	signalisations et equipements Dessin des marques sur chaussée		Date 06/06/2019	Echelle 1:100

ANNEXES VII PRESENTATION D'UNE MÉTHODOLOGIE D'EXÉCUTION DES TRAVAUX

I. INSTALLATION DE CHANTIER

L'installation de chantier va consister pour l'essentiel, à la construction des baraquements de chantier, à l'amené des matériels et engins de chantier nécessaires pour l'exécution des travaux, au montage de la centrale à béton hydraulique et à béton bitumineux, aux travaux préparatoires (étude d'exécution, libération des emprises des travaux).

II. METHODOLOGIE D'EXECUTION DU CORPS DE CHAUSSEE ET MISE EN ŒUVRE DE LA COUCHE DE ROULEMENT

Une fois la couche de base réalisée, l'entreprise procédera à la mise en œuvre de la couche d'accrochage, suivie de l'exécution de la couche de roulement en béton bitumineux. Les aux accotements, ils seront en enduit superficiel bicouche

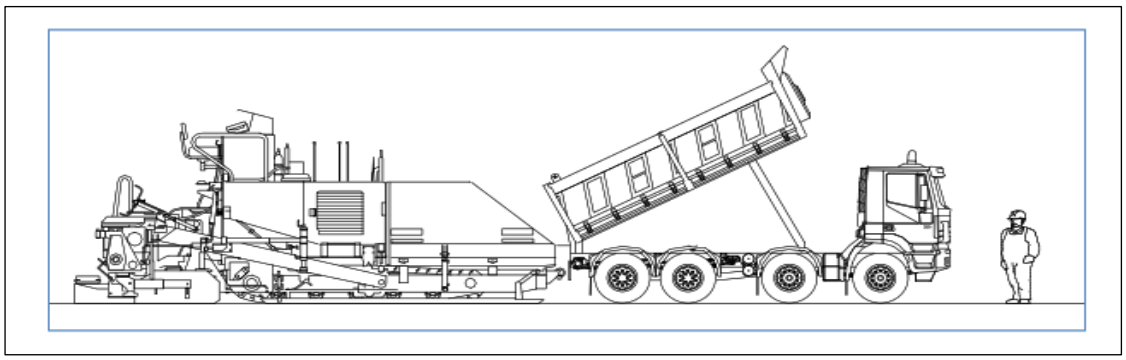


Figure 28:application de l'enrobé

III. METHODOLOGIE D'EXECUTION DU DALOT 2 x4 x3

Le dalot de franchissement sera construit suivant les étapes suivantes :

- Implantation du dalot par l'équipe de topographe ;
- Construction de déviation et terrassement généraux du site implanté ;
- Substitution du mauvais matériau en fondation ;
- Mise en place des coffrages, du ferraillage complet conformément à la note de calcul produite ;
- Aménagement du site en granulat et eau, puis coulage sur place du béton hydraulique à l'aide de bétonnière conformément à l'étude de formulation (utilisation d'adjuvants de prise rapide) ;

- Mise en place des remblais, stabilisation des talus avec péri-maçonnés, mise en place des équipements de sécurité.

IV. ENGINS ET OUTILLAGE DE CHANTIER

Afin de mener à bien l'exécution du projet, l'entreprise aura besoin au minimum des outillages et équipements essentiels suivants en propriété ou en location :

- 10 camions bennes ;
- Quatre pelles hydrauliques ;
- Quatre chargeurs (bulldozers) ;
- Quatre compacteurs à bille ;
- Quatre niveleuses ;
- Une centrale à béton hydraulique ;
- Une centrale de production d'enrobé ;
- Deux camions toupies ;
- Trois camions-citernes à eau ;
- Un finisher ;
- Deux mini compacteurs ;
- Deux dameuses manuelles.

ANNEXES VIII Avant Métré Et Estimation Des Coûts Du Projet.

Dans cette partie il sera question de mettre en lumière quelques sous détails des prix ayant conduit à la détermination du cout du projet à savoir

Tableau 63:sous détails de prix dalot 1,5×1m

			SOUS DETAIL DE PRIX				
	DESIGNATION :				Dalot 1,5x1		
N° PRIX		Rendement journalier :	Quantité totale		Unité	Durée activité	
001		10.00	120.0		Fft	12	JOURS
	CATEGORIE		salaire journalier		jours facturés		montant
M A N O E U V R E	Manoeuvre		7,000		240.00		1,680,000.00
	Ouvrier spécialisé		15,000		60.00		900,000.00
	Chef Equipe		25,000		24.00		600,000.00
	Conducteur des travaux		60,000		12.00		720,000.00
	TOTAL		A				3,900,000.00
	TYPE		Taux journ.		JOURS FACTURES		MONTANT
M A T E R I E L S	Bétonière		150,000		24.00		3,600,000.00
	camion grue		200,000		2.40		480,000.00
	citerne		200,000.0		2.40		480,000.00
	Compresseur et vibreur		200,000.0		24.00		4,800,000.00
	Pick up		100,000		12.00		1,200,000.00
	TOTAL		B				10,560,000.00
	TYPE		Prix unitaires		Consom.		MONTANT
	Sable 0/5		10,000	f/m3	42.00		420,000.00
	Gaviers 5/15		25,000.00	f/m3	24.15		603,750.00
	Graviers 15/25		20,000	f/m3	38.85		777,000.00
	Ciment		100,000.00	f/t	37.00		3,700,000.00
	Acier 10mm		425,000.00	f/t	13.13		5,578,125.00
	Acier 12mm		435,000.00	f/t	26.25		11,418,750.00
	Coffrage		10,000.00	f/m²	317.00		3,170,000.00
	Déblai à méttre en remblai		4,628.72	f/m3	360.00		1,666,339.49
	Remblai provenant d'emprunt		0.00	f/m3	180.00		0.00
	petit matériel						100,000.00
	Débroussaillage déviation		132.77	f/m2	105.00		13,941.03
	Mise en forme de plateforme de déviation		1,175.71	f/m2	105.00		123,449.20
	TOTAL		C				27,571,354.73
D	TOTAL COÛTS DIRECTS						42,031,354.73
E	Frais généraux de chantier				8.93%		3,754,109.75
F	Frais généraux de siège				5.19%		2,182,061.45
G	COÛT DE REVIENT						47,967,525.93
H	Risques + Bénéfices				15.00%		7,195,128.89
P	PRIX DE VENTE TOTAL HORS TAXES						55,162,654.82
V	PRIX DE VENTE UNITAIRE HORS TAXES						**459,688.79**

Page 6

Tableau 64:sous détails de prix recalibrage cour d'eau

SOUS DETAIL DE PRIX					
	DESIGNATION :	Recalibrage du cour d'eau			
N° PRIX	Rendement journalier :	Quantité totale	Unité	Durée activité	
001	50.00	1600.0	Fft	7.3	JOURS
	CATEGORIE	salaire journalier	jours facturés		montant
D'OEUVR	Manoeuvre	7,000	182.50		1,277,500.00
	Ouvrier spécialisé	15,000	51.10		766,500.00
	Chef Equipe	25,000	7.30		182,500.00
	Conducteur des travaux	60,000	7.30		438,000.00
	TOTAL	A			2,664,500.00
ENGINS	TYPE	Taux journ.	JOURS FACTURES		MONTANT
	camion 20 to	200,000	73.00		14,600,000.00
	Pelle hydraulique	200,000.0	29.20		5,840,000.00
	Pick up	100,000	73.00		7,300,000.00
	TOTAL	B			27,740,000.00
MATERI	TYPE	Prix unitaires	Consom.		MONTANT
	Petit matériel				500,000.00
TOTAL		C			500,000.00
D	TOTAL COÛTS DIRECTS				30,904,500.00
E	Frais généraux de chantier		7.47%		2,308,855.88
F	Frais généraux de siège		4.82%		1,489,210.59
G	COÛT DE REVIENT				34,702,566.47
H	Risques + Bénéfices		15.00%		5,205,384.97
P	PRIX DE VENTE TOTAL HORS TAXES				39,907,951.44
V	PRIX DE VENTE UNITAIRE HORS TAXES				**24,942.47**

Tableau 65:sous détails de prix couche de roulement

SOUS DETAIL DE PRIX					
	DESIGNATION :	Couche de roulement en BB			
N° PRIX	Rendement journalier :	Quantité totale	Unité	Durée activité	
001	2,000.00	51660.0	Fft	75	JOURS
	CATEGORIE	salaire journalier	jours facturés		montant
EV-	Manoeuvre	7,000	2,250.00		15,750,000.00
	Ouvrier spécialisé	15,000	2,175.00		32,625,000.00
	Chef Equipe	25,000	225.00		5,625,000.00
	Conducteur des travaux	60,000	75.00		4,500,000.00
	TOTAL	A			58,500,000.00
	TYPE	Taux journ.	JOURS FACTURES		MONTANT
	Citerne à liant	200,000	150.00		30,000,000.00
	Balai mécanisé	200,000	75.00		15,000,000.00
ENGINS	Centrale à enrobée	1,000,000	75.00		75,000,000.00
	Finisher	700,000	150.00		105,000,000.00
	Compacteur double rouleau	250,000	150.00		37,500,000.00
	Compacteur pneu lisse	300,000.0	75.00		22,500,000.00
	Camions 20t	200,000.0	450.00		90,000,000.00
	Citerne à eau	200,000	75.00		15,000,000.00
	Pick up	100,000	150.00		15,000,000.00
	TOTAL	B			405,000,000.00
	TYPE	Prix unitaires	Consom.		MONTANT
MATERI	Sable 0/6	8,000.00 f/m3	1,084.86		8,678,880.00
	Gravier 6/10	25,000.00 f/m3	1,498.14		37,453,500.00
	Bitume 60/70	1,500,000.00 f/t	170.48		255,717,000.00
	petit matériel				300,000.00
	Frais Divers				500,000.00
	TOTAL	C			302,649,380.00
D	TOTAL COÛTS DIRECTS				766,149,380.00
E	Frais généraux de chantier		8.93%		68,430,077.46
F	Frais généraux de siège		5.19%		39,774,712.01
G	COÛT DE REVIENT				874,354,169.47
H	Risques + Bénéfices		15.00%		131,153,125.42
P	PRIX DE VENTE TOTAL HORS TAXES				1,005,507,294.89
V	PRIX DE VENTE UNITAIRE HORS TAXES				**200,000.00**

Tableau 66:sous détails de prix caniveaux bétonnés

		SOUS DETAIL DE PRIX				
	DESIGNATION :	Caniveaux bétonnés				
N° PRIX	Rendement journalier :	Quantité totale		Unité	Durée activité	
001	40.00	2613.0		Fft	65.33	JOURS
	CATEGORIE	salaire journalier		jours facturés		montant
MAIN-D'OEUVRE	Manoeuvre	7,000		1,306.60		9,146,200.00
	Ouvrier spécialisé	15,000		1,306.60		19,599,000.00
	Chef Equipe	25,000		130.66		3,266,500.00
	Conducteur des travaux	60,000		65.33		3,919,800.00
	TOTAL		A			35,931,500.00
	TYPE	Taux journ.		JOURS FACTURES		MONTANT
ENGINS	Bétonière	150,000		130.66		19,599,000.00
	camion grue	200,000		13.07		2,613,200.00
	citerne	200,000.0		13.07		2,613,200.00
	Compresseur et vibreur	200,000.0		65.33		13,066,000.00
	Pick up	100,000		65.33		6,533,000.00
	TOTAL		B			44,424,400.00
	TYPE	Prix unitaires		Consom.		MONTANT
MATERIEL	Sable 0/5	10,000	f/m3	376.40		3,764,000.00
	Gaviers 5/15	25,000.00	f/m3	216.43		5,410,750.00
	Graviers 15/25	20,000	f/m3	348.17		6,963,400.00
	Ciment	100,000.00	f/t	330.00		33,000,000.00
	Acier 10mm	425,000.00	f/t	117.63		49,992,750.00
	Acier 12mm	435,000.00	f/t	235.25		102,333,750.00
	Coffrage	10,000.00	f/m²	1,102.69		11,026,860.00
	petit matériel					500,000.00
	TOTAL		C			212,991,510.00
D	TOTAL COUTS DIRECTS					293,347,410.00
E	Frais généraux de chantier			7.47%		21,915,801.66
F	Frais généraux de siège			4.82%		14,135,678.32
G	COUT DE REVIENT					329,398,889.98
H	Risques + Bénéfices			15.00%		49,409,833.50
P	PRIX DE VENTE TOTAL HORS TAXES					378,808,723.48
V	PRIX DE VENTE UNITAIRE HORS TAXES					**144,970.81**

Tableau 67:sous détails de prix fourniture et pose bordure T

		SOUS DETAIL DE PRIX				
	DESIGNATION :	Fourniture et pose bordure T				
N° PRIX	Rendement journalier :	Quantité totale		Unité	Durée activité	
001	100.00	8610.0		Fft	86.1	JOURS
	CATEGORIE	salaire journalier		jours facturés		montant
MAIN-D'OEUVRE	Manoeuvre	7,000		1,722.00		12,054,000.00
	Ouvrier spécialisé	15,000		344.40		5,166,000.00
	Chef Equipe	25,000		172.20		4,305,000.00
	Conducteur des travaux	60,000		86.10		5,166,000.00
	TOTAL		A			26,691,000.00
	TYPE	Taux journ.		JOURS FACTURES		MONTANT
ENGINS	Bétonière	150,000		172.20		25,830,000.00
	camion grue	200,000		86.10		17,220,000.00
	citerne	200,000.0		8.61		1,722,000.00
	Compresseur et vibreur	200,000.0		86.10		17,220,000.00
	Pick up	100,000		86.10		8,610,000.00
	TOTAL		B			70,602,000.00
	TYPE	Prix unitaires		Consom.		MONTANT
MATERIEL	Sable	10,000	f/m3	129.20		1,292,000.00
	Gaviers	20,000.00	f/m3	258.40		5,168,000.00
	Ciment	100,000	f/t	114.00		11,400,000.00
	Coffrage	7,000.00	f/m²	408.98		2,862,825.00
	petit matériel					100,000.00
	TOTAL		C			20,822,825.00
D	TOTAL COUTS DIRECTS					118,115,825.00
E	Frais généraux de chantier			8.93%		10,549,737.77
F	Frais généraux de siège			5.19%		6,131,993.38
G	COUT DE REVIENT					134,797,556.15
H	Risques + Bénéfices			15.00%		20,219,633.42
P	PRIX DE VENTE TOTAL HORS TAXES					155,017,189.57
V	PRIX DE VENTE UNITAIRE HORS TAXES					**25,000.00**

Tableau 68:sous détails de prix avaloir

		SOUS DETAIL DE PRIX				
	DESIGNATION :	Avaloir de liaison sous trottoir avec dallette				
N° PRIX	Rendement journalier :	Quantité totale		Unité	Durée activité	
001	50.00	30.0		Fft	0.6	JOURS
Main d'œuvre	CATEGORIE	salaire journalier		jours facturés		montant
	Manoeuvre	7,000		12.00		84,000.00
	Ouvrier spécialisé	15,000		3.00		45,000.00
	Chef Equipe	25,000		1.20		30,000.00
	Conducteur des travaux	60,000		0.60		36,000.00
	TOTAL		A			195,000.00
E G I N S	TYPE	Taux journ.		JOURS FACTURES		MONTANT
	Bétonière	150,000		1.20		180,000.00
	camion grue	200,000		0.12		24,000.00
	citerne	200,000.0		0.12		24,000.00
	Compresseur et vibreur	200,000.0		0.48		96,000.00
	Pick up	100,000		0.60		60,000.00
	TOTAL		B			384,000.00
M T E R I	TYPE	Prix unitaires		Consom.		MONTANT
	Sable 0/5	10,000	f/m3	72.00		720,000.00
	Gaviers 5/15	25,000.00	f/m3	41.40		1,035,000.00
	Graviers 15/25	20,000	f/m3	66.60		1,332,000.00
	Ciment	100,000.00	f/t	63.00		6,300,000.00
	Acier 12mm	435,000.00		67.50		29,362,500.00
	Coffrage	10,000.00	f/m²	3.60		36,000.00
	petit matériel					100,000.00
	TOTAL		C			38,885,500.00
D	TOTAL COÛTS DIRECTS					39,464,500.00
E	Frais généraux de chantier			7.47%		2,948,368.13
F	Frais généraux de siège			4.82%		1,901,695.59
G	COÛT DE REVIENT					44,314,563.72
H	Risques + Bénéfices			15.00%		6,647,184.56
P	PRIX DE VENTE TOTAL HORS TAXES					50,961,748.28
V	PRIX DE VENTE UNITAIRE HORS TAXES					**1,698,724.94**

ANNEXES VIII : ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTALE ET SOCIALE

Tableau 69:Synthèse des mesures d'atténuation ou de bonification des impacts pendant la phase de construction

Milieu Récepteur	Impacts potentiels	Nature et importance absolue	Mesures
Faune	Affectation de la quiétude de la faune et microfaune	Négative et moyenne	Baliser et respecter les emprises des aménagements ; Faire circuler les engins sur les voies existantes et sensibiliser les travailleurs à la préservation de la faune ;
	Risques d'accidents d'animaux	Négative et moyenne	Barricader le chantier dans les zones à risque (zone de passage du bétail, etc.)
	Destruction de la végétation et du couvert végétal	Négative et moyenne	Remise en état des sites de prélèvements d'emprunts et carrières ; Plantation des arbres le long des voies aménagées, sur les sites d'emprunts et carrières et aux endroits d'occupations temporaires.
	Emission de vibration et de nuisance sonore	Négative et moyenne	Utiliser des engins neufs ou en bon état et procéder à une maintenance régulière
Sol et air	Dégradation des terres, érosion et diminution du coefficient d'infiltration des sols	Négative et majeure	Faire circuler les engins et camions sur des voies existantes dans la mesure du possible lors des travaux, transport des matériaux et emprunts vers le chantier
	Emission de poussières et de CO_2 dans l'air	Négative et moyenne	Asperger d'eau les voies non bitumées où passent les camions et engins lors des travaux ;Couvrir les camions pendant le transport des matériaux et éviter le trop plein lors du transport
	Emission de gaz à effet de serre	Négative et moyenne	Utiliser des engins neufs ou en bon état avec du carburant de qualité lors des travaux ; Procéder à la maintenance régulière des engins

Tableau 70:Synthèse des mesures d'atténuation ou de bonification des impacts pendant la phase d'exploitation

Milieu récepteur	Impacts potentiels	Nature et Importance absolue	Mesures
Santé et sécurité	Perturbation du trafic et risques d'accidents des usagers de la route	Négative et moyenne	Implanter des panneaux de signalisation à des distances raisonnables des lieux de travaux Informer à travers les médias sur les lieux de travaux et sur les possibilités de déviation avant le démarrage des travaux
	Contamination aux IST, VIH/SIDA et contraction de maladies respiratoires	Négative et majeure	Asperger d'eau les voies non bitumées où passent les camions et engins lors des travaux ; Couvrir les camions pendant le transport des matériaux et éviter le trop plein lors du transport
	Contraction de maladies hydriques par les ouvriers lors des travaux	Négative et mineure	Porter des équipements de protection pendant les travaux
	Création d'emplois directs et indirects	Positive et moyenne	Prioriser l'emploi des affectés en cas de besoin d'ouvriers

Milieu Récepteur	Impacts potentiels	Nature et Importance	Mesures
Faune	Accidents des animaux	Négative et moyenne	Positionner des panneaux routiers aux endroits à risques (lieux fréquentés par les animaux) afin de permettre le ralentissement les véhicules
Sol et air	Réduction substantielle de poussières	Positive et majeure	Asperger d'eau avant chaque balayage (entretien)
	Réduction du nombre d'accidents	Positive et majeure	Réguler la circulation par la présence des agents de
Emploi et économie	Réduction du temps moyen de circulation et de la	Positive et majeure	Réguler la circulation par la présence des agents de sécurité
	Facilitation des échanges commerciaux	Positive et majeure	Réguler la circulation
Société et culture	Perturbation de certaines habitudes de voisinage	Négative et moyenne	Réguler la circulation