ETUDE TECHNIQUE DETAILLEE DES TRAVAUX D'AMENAGEMENT ET DE BITUMAGE DE LA BRETELLE DU SITE MARAICHER DE KANGOU SUR UN LINEAIRE D'ENVIRON 7 KM DANS LA REGION DE TILLABERY AU NIGER

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

MASTER

SPECIALITE : GENIE CIVIL/BATIMENTS ET TRAVAUX PUBLICS

Présenté et soutenu publiquement le 15 juillet 2026 par :

DARDAOU OUSSEINI Ismaël (2023 0224)

Encadrant 2iE : M. Césaire HEMA, Enseignant-chercheur en Génie-Civil, Institut 2iE

Maître de stage : ISSOUFOU DOGO Boubacar, Ingénieur Génie Civil, SETRAC

Structure d'accueil du stage : SETRAC

Jury d'évaluation du mémoire :

Président : Pr ADAMAH MESSAN

Membres et correcteurs : Dr Marie-Thérèse GOMIS/MBENGUE

M. Ousseini MONE

Promotion [2025/2026]

DEDICACE

A mes très chers parents, je vous dédie ce travail en signe de gratitude pour tout ce que vous avez fait pour moi. Pour votre amour incommensurable, votre soutien indéfectible et vos sacrifices constants. Vous avez été ma source de force, d'inspiration et de persévérance tout au long de mon parcours.

REMERCIEMENT

À l'issue de ce stage crucial pour l'obtention du diplôme d'ingénieur, nous souhaitons exprimer notre profonde gratitude envers tous ceux qui ont contribué d'une quelconque manière à la réalisation de ce travail. Nous tenons particulièrement à remercier ceux qui ont fait preuve de disponibilité, qui nous ont soutenu par leurs précieux conseils et qui ont consenti des efforts inestimables à notre égard tout au long de cette période de stage. Ces remerciements sont principalement à l'intention de :

- Monsieur le Directeur Général de l'Institut 2iE, l'administration, les professeurs et toutes les personnes participant au fonctionnement de l'université, qui nous ont permis de recevoir une formation de qualité ;
- Docteur Césaire HEMA pour sa disponibilité, son soutien et l'engagement manifesté durant ce travail ;
- L'ensemble du personnel de SETRAC pour toutes les informations et aides qu'ils nous ont apportées durant ce travail ;
- M. Issoufou DOGO boubacar, Directeur Technique du cabinet SETRAC, mon encadreur pour le Temps, le soutien et les Moyens qu'il nous a accordés durant ce stage ;
- À nos camarades de classe, amis et frères que nous nous sommes faits au cours de notre formation ;
- A notre famille et nos amis pour leur soutien ;

RESUME

Ce projet s'inscrit dans le cadre de la politique de désenclavement des grands bassins agricole et de lutte contre la pauvreté du Niger. Notre objectif global est de proposer une étude technique détaillée des travaux d'aménagement et de bitumage de la bretelle du site maraicher de kangou sur un linéaire de 7km dans la région de Tillabery au Niger. Cela nous amène à nous poser la question suivante : quelles solutions techniques pouvons-nous proposer afin d'optimiser les couts de ce projet ?

Comme objectifs spécifiques, il s'agit de proposer une conception géométrique de la route selon la norme choisie, un dimensionnement de la chaussée, identifier et dimensionner les différents ouvrages hydrauliques réaliser une notice d'impact environnemental et social ainsi qu'une estimation du cout du projet.

Les données recueillies (topographiques, géotechniques, routières, hydrologiques et hydrauliques) nous ont permis de proposer une chaussée constituée de 20 cm de grave latéritique naturel en couche de fondation, 20 cm de grave latéritique naturel en couche de base, et 5 cm de béton bitumineux pour la couche de roulement.

La conception géométrique prévoit deux profils en travers distinct : une section de 2x2 voies entre le Pk 0+000 et le Pk 3+550 avec des chaussées de 7 m chacune et une section de 2x1 voie entre le Pk 3+550 et le Pk 8+312 avec des chaussées de 3,5 m.

Pour ce qui est de l'assainissement, nous avons dimensionnés 5 ouvrages hydrauliques, des caniveaux de sections 50×55, et des fossés latéraux triangulaires.

Les aspects environnementaux et sociaux, ainsi que la signalisation et la sécurité routière ont été pris en compte afin de maximiser les impacts positifs du projet et minimiser les effets négatifs.

Le cout global du projet est estimé à Cinq milliards trois cent soixante millions deux cent douze mille sept cent quatre (5360212704) FCFA toutes taxe comprise (TTC).

Mots clés :

1- Bretelle
2- Kangou
3- Géotechnique
4- Assainissement
5- Ouvrage hydraulique

ABSTRACT

This project is part of Niger's policy to open up major agricultural bassins and combat poverty. Our overall objective is to provide a detailed technical study for the upgrading and paving of the 7km access road to the Kangou market gardening site in the Tillabery region of Niger. This leads us to the following question: what technical solutions can we propose to optimize the costs of this project?

The specific objectives are to propose a geometric design for the road according to the chosen standard, design the pavement structure, identify and size the various hydraulic structures, conduct an environmental and social impact assessment, and estimate the project cost.

The data collected (topographic, geotechnical, traffic, hydrological, and hydraulic) enabled us to design a pavement structure consisting of a 20 cm sub-base layer of natural lateritic gravel, a 20 cm base course layer of natural lateritic gravel, and a 5 cm asphalt concrete wearing course.

The geometric design features two distinct cross-sections: a 2x2 lane section between PK 0+000 and PK 3+550 with 7 m wide carriageways each, and a 2x1 lane section between PK 3+550 and PK 8+312 with a 3.5 m wide carriageway.

Regarding drainage, we sized 5 hydraulic structures, 50×55 cm concrete gutters, and triangular side ditches.

Environmental and social aspects, as well as road signage and safety, were integrated to maximize the project's positive impacts and minimize its negative effects.

The overall cost of the project is estimated at five billion three hundred sixty million two hundred twelve thousand seven hundred four cfa (5360212704) CFA francs inclusive of all taxes.

Key words :

1- On-ramp
2- kangou
3- Geotechnics
4- Sanitation
5- Hydraulics structure

LISTE DES SIGLES ET ABREVIATIONS

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

A : Coefficient d'Abattement

Amin : Section d'Acier minimale

BAEL : Béton Armé aux Etats Limites

BAEL : Béton Armé aux Etats Limites ;

BCEOM : Bureau Central d'Etudes d'Outre-Mer

BV : Bassin Versant

CAM : Coefficient d'Agressivité Moyen

CBR : Californian Bearing Ratio

CEBTP : Centre Expérimental de Recherches et d'Etudes du Bâtiment et des Travaux Publics

CIEH : Comité Interafricain d'Etudes Hydrauliques

ELS : Etat Limite de Service

ELU : Etat Limite Ultime

Fc28 : Résistance caractéristique du béton à 28 jours

FCFA : Franc des Colonies Françaises d'Afrique

HA : Haute Adhérence

ICTAVRU : Instructions su les Caractéristiques Techniques d'Aménagement des Voies Rapides Urbaines

Ig : Indice Global de pente

MJA : Moyenne Journalière Annuelle

Mser : Moment Fléchissant à l'ELS

Mu : Moment Fléchissant à l'ELU

OPM : Optimum Proctor Modifié

ORSTOM : Office de la Recherche Scientifique et Technique d'Outre-Mer

P10 : Précipitation journalière décennale ponctuelle

PK : Point Kilométrique

SETRA : Service d'Etude Technique des Routes et Autoroutes

TDR : Termes De Référence

TTC : Toute Taxe Comprise

TVA : Taxe sur la Valeur Ajoutée

SOMMAIRE

DEDICACE i
REMERCIEMENT ii
RESUME iii
ABSTRACT iv
LISTE DES SIGLES ET ABREVIATIONS v
SOMMAIRE vi
LISTE DES TABLEAUX viii
LISTE DES FIGURES ix
INTRODUCTION 1
CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL ET DU PROJET 2
I. Présentation de la structure d'accueil 2
II. Présentation du projet 4
II.1 Localisation de la zone d'étude 4
II.2 Présentation du milieu biophysique de la zone d'étude 4
II.3 Contexte et justification du projet 5
II.4 Objectif de du projet 6
II.5 Données de base 6
CHAPITRE II : METHODOLOGIE DE LA CONCEPTION 7
I. Etude géométrique 7
I.1 Le tracé en plan 7
Il est important de noter que l'exploitation des lévés topographique a révéler que la longueur du tronçon étudié qui était évaluer a 7km mesure en réalité 8,312km. C'est donc sur cette distance que l'étude a été réalisée 7
I.2 Le profil en long 7
I.3 Profil en travers 8
II. Dimensionnement structural de la chaussée 8
II.1. Analyse des données géotechniques 8
II.1.1 Portance du sol support 9
II.1.2. Vérification des contrainte selon SETRA LCPC 9
II.2 Etude du trafic 10
III. Etude hydrologique et hydraulique 11
III.1 Etude hydrologique 11
III.2 Etude hydraulique 17
III.3 Dimensionnement hydraulique des caniveaux et des fossés latéraux 18
CHAPITRE III : RESULTATS ET DISCUSSION 22

I. Etude géométrique 22
I.1 Le tracé en plan 22
I.2 Le profil en long et le profil en travers 22
II. Dimensionnement structural de la chaussée 25
II.1 Caractéristiques géotechnique du sol support 25
II.2 Caractéristique géotechnique du site d'emprunt 25
II.3 Etude du trafic 26
II.4 Prédimensionnement et choix de la structure de chaussée 27
II.5 Vérification des contraintes sur ALIZE LCPC 28
III. Etude hydrologique et hydraulique 30
III.1 Etude hydrologique 30
III.2 Etude hydraulique 38
III.3 Dimensionnement structural du dalot 39
IV. Signalisation routière et sécurité routière 47
V. Notice d'impact environnemental et social 49
V.1 Cadre politique, juridique et institutionnel 49
V.2 Identification des impacts potentiels du projet 51
V.3 Mesures d'atténuations 52
VI. Evaluation financière du projet 53
CONCLUSION 54
BIBLIOGRAPHIE 55
ANNEXE 56

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1: Caractéristiques du tracé en plan 7
Tableau 2: Caractéristique minimale du profil en long[3] 7
Tableau 3: Classification selon le CEBTP[3] 9
Tableau 4: Classification des sols suivant SETRA-LCPC[4] 9
Tableau 5: Classification du trafic[3] 11
Tableau 6: valeur du coefficient de ruissellement 16
Tableau 7: Assemblage des bassins versants 19
Tableau 8: Vitesse admissible[6] 20
Tableau 9: Valeur des coefficients à l'ELS[10] 21
Tableau 10: Eléments constitutif du tracé en plan 22
Tableau 11: Caractéristiques des profils en travers 22
Tableau 12: Récapitulatif des essais effectués au laboratoire 25
Tableau 13: Sites d'emprunts exploitable pour notre structure de chaussée 25
Tableau 14: Résultat du comptage 26
Tableau 15: Valeurs du CAM[3] 26
Tableau 16: Variantes de structure de chaussée 27
Tableau 17: Analyse multicritère 27
Tableau 18: Structure de chaussée retenue 30
Tableau 19: Caractéristique des bassins versants 31
Tableau 20: Résultat du calcul des débits par la méthode rationnelle (kirpich) 32
Tableau 21 : Résultat du calcul des débits par la méthode rationnelle (richards) 32
Tableau 22: Résultat du calcul des débits par la méthode d'OSTORM 33
Tableau 23: Résultat du calcul des débits par la méthode du CIEH 33
Tableau 24: Récapitulatif du calcul des débits 34
Tableau 25: Résultat du calcul des débits du PK0 au PK3+550 35
Tableau 26: Résultat du calcul des débits du PK3+550 au PK6+000 36
Tableau 27:Résultat du calcul du débit du PK6+000 au PK 8+312 37
Tableau 28: Section des dalots 38
Tableau 29: Section des caniveaux 39
Tableau 30: Section des fossés 39
Tableau 31: Charges permanentes 40
Tableau 32: Charges d'exploitation 40
Tableau 33:resultat de la combinaison des charges 41
Tableau 34: Prédimensionnement du mur de soutènement 44
Tableau 35: Récapitulatif des sollicitations 45
Tableau 36: Vérification de la stabilité au renversement 45
Tableau 37: Récapitulatif du calcul de la section d'acier du dalot 46
Tableau 38: Récapitulatif du calcul de la section d'acier du mur en aile 46
Tableau 39: Récapitulatif du calcul de la section d'acier du caniveau 46
Tableau 40: Signalisation verticale 48
Tableau 41: Signalisation horizontale 49
Tableau 42: Récapitulatif de l'étude financière 53

LISTE DES FIGURES

Figure 1: Localisation de SETRAC 3
Figure 2: Organigramme de SETRAC 3
Figure 3: Localisation de la zone du projet 4
Figure 4: Organigramme prédimensionnement des dalots[6] 18
Figure 8: Profil en travers type 1 23
Figure 9: Profil en travers type 2 24
Figure 10:Vérifications des contraintes de la structure predimensionnée 29
Figure 11: Vérification de la structure optimisée 29
Figure 12: Délimitations des bassins versants 1,3 et 5 30
Figure 13: Délimitation des bassins versants 2 et 4 31
Figure 14: schéma statique sous combinaison à l'ELS 41
Figure 15: Diagramme des moments à l'ELS 42
Figure 16: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS 42
Figure 17: schéma statique sous combinaison à l'ELU 42
Figure 18: Digramme des moments à l'ELU 43
Figure 19: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU 43
Figure 20: schéma illustratif du mur de soutènement 44

INTRODUCTION

Le développement des infrastructures de transport est un levier important pour le progrès socio-économique des nations. Un réseau routier performant facilite non seulement le désenclavement des régions, mais aussi l'intensification des échanges commerciaux et culturels, renforçant ainsi la dynamique économique d'un pays. Pour un pays enclavé comme le Niger, où le transport terrestre joue un rôle prépondérant, les routes constituent une infrastructure vitale pour répondre aux besoins de mobilité de la population et pour stimuler les activités économiques.

En 2016, le réseau routier national comprend 21.219 km dont 4.522,3 km de routes bitumées, 8.569,4 km de routes en terre (route en terre moderne et route en terre sommaire) et 7.127 Km de pistes sommaires[1]. L'état général du réseau routier est satisfaisant sauf celui des routes en terre qui est assez dégradé par manque d'entretien, celles en bon état sont celles réhabilitées par le Projet d'Appui au Programme Sectoriel des Transports (PAPST) et son financement additionnel, sinon la presque totalité des routes en terre sont très dégradées, dépassant le seuil de l'entretien routier courant. Pour remédier à ces difficultés et accéléré le développement du pays, le gouvernement de la 7ième République du Niger a élaboré et adopté un Programme de développement Economique et Social (PDES 2016-2021) qui prend en compte les projets et programmes prévus par la Stratégie Nationale des Transports (SNT, 2014), en vue de renforcer et préserver son réseau routier national, une des pièces maitresses de l'appareil économique pour un développement durable. Cette stratégie va promouvoir les échanges économiques, faciliter la commercialisation de la production agricole, facilité l'accessibilité des populations aux services sociaux de bases, réduire les coûts de transport et les coûts d'exploitation des véhicules, améliorer le linéaire du réseau et la qualité des infrastructures routières ainsi que leurs interconnexions. C'est pour répondre à l'exigence des instruments de sa politique de développement que le Niger a sollicité de l'Agence Internationale pour le Développement (IDA) un crédit pour le financement du Projet de Mobilité Rurale et de Connectivité.

Ainsi pour contribuer à la réduction de la vulnérabilité des populations à l'insécurité alimentaire et améliorer leurs revenus, le Gouvernement du Niger accorde une importance particulière au développement rural et considère le développement des infrastructures routières comme une priorité. C'est dans ce contexte que s'inscrit ce mémoire intitulé :**« Etude technique détaillée des travaux d'aménagement et de bitumage de la bretelle du site maraicher de kangou sur un linéaire d'environ 7 km dans le region de Tillabery au Niger »**.

La question qui ressort de ce thème est : Quelle proposition technique pouvons-nous faire pour optimiser les couts des travaux ?

A l'issu de ce projet, est essentiellement attendu un rapport de synthèse qui traitera cette problématique à travers une étude technique détaillée dans le but de proposer des solutions favorables.

Nous commencerons par la présentation de la structure d'accueil et du projet, puis évoquerons la méthodologie de conception utilisée par la suite avant de passer aux résultats et discussions.

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL ET DU PROJET

I. Présentation de la structure d'accueil

La Société d'Études Techniques de Réalisations et d'Assistance en Construction civile (SETRAC) est animée par une équipe de professionnels de grande expérience dans les domaines : bâtiment, travaux publics, l'expertise immobilière, l'hydraulique et l'assistance conseils. En effet SETRAC est le fruit de la volonté des professionnels génies civils et architectes ayant de très grandes expériences, ce qui lui confère une réelle capacité d'aborder et de traiter les questions de Construction. Le personnel est doté d'une grande compétence dans différents domaines d'intervention et dispose d'une grande maitrise du terrain Nigérien car ayant eu à travailler dans toutes les régions du Niger.

SETRAC offre à ses clients et partenaires des prestations dans les domaines suivants :

- Expertise immobilière et rentabilisation des investissements en matière immobilière ;
- Études, supervision et contrôle de tous travaux publics et privés de bâtiments, routes, génie civil ;
- Opérations d'aménagement spatial, de rénovation, de réhabilitation des espaces ;
- Contrôle et supervision des opérations d'acquisition d'infrastructures et d'équipements ;
- La formation des acteurs ou des intervenants dans le secteur des BTP ;
- Formation en passation de marchés, et sur les règles de procédures d'acquisition ;
- Hydraulique, barrage et puits ;
- La gestion immobilière ;
- Réalisation d'opérations immobilières et d'acquisition d'infrastructures et d'équipements ;
- L'obtention de toutes autorisations ou concessions pour la construction, l'acquisition d'immeubles leur vente et leur mise en location ;
- Assistance à la maîtrise d'ouvrage ;
- La représentation ;

La société SETRAC est situé au quartier bobiel, sa localisation est indiquée sur la figure 1 ci-dessous :

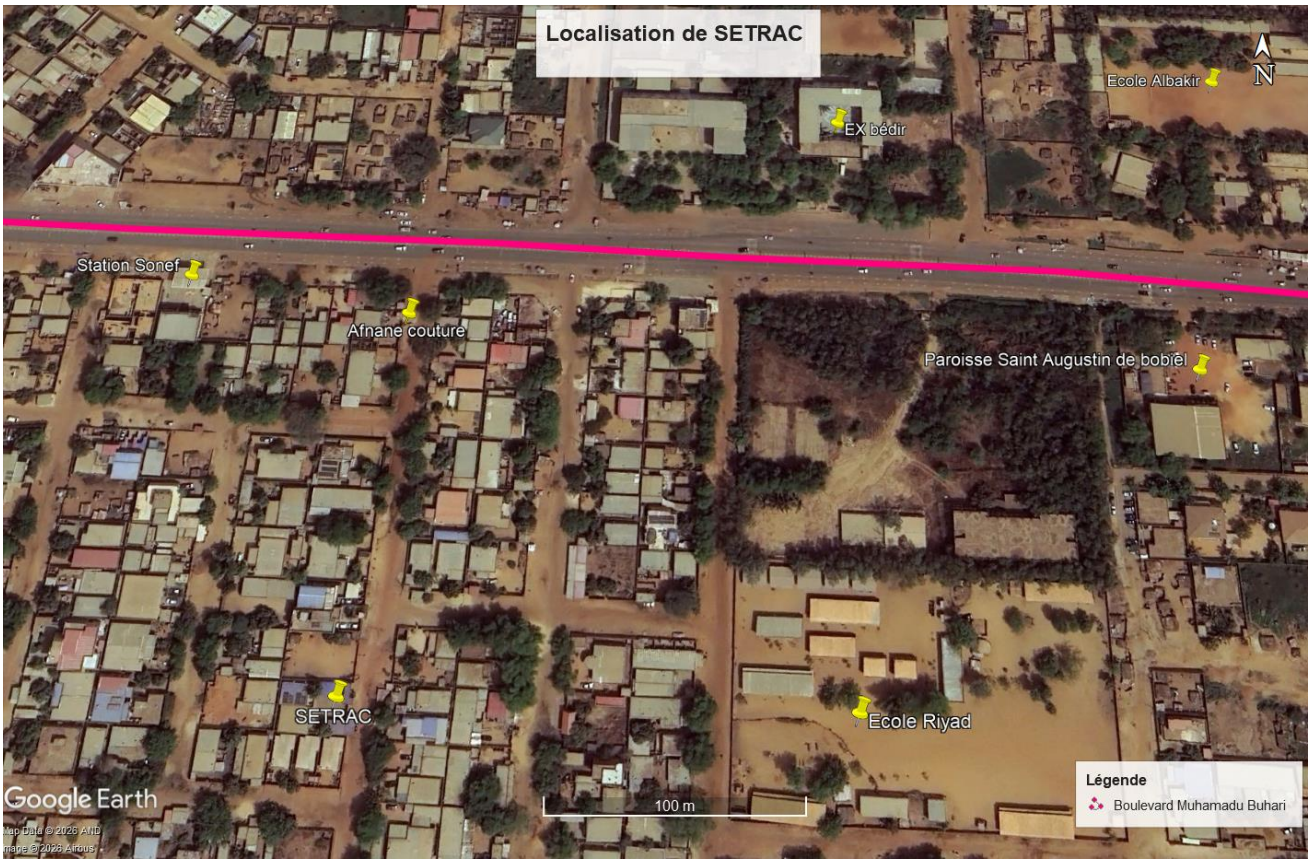


Figure 1: Localisation de SETRAC

La société SETRAC est organisée comme suit 2:

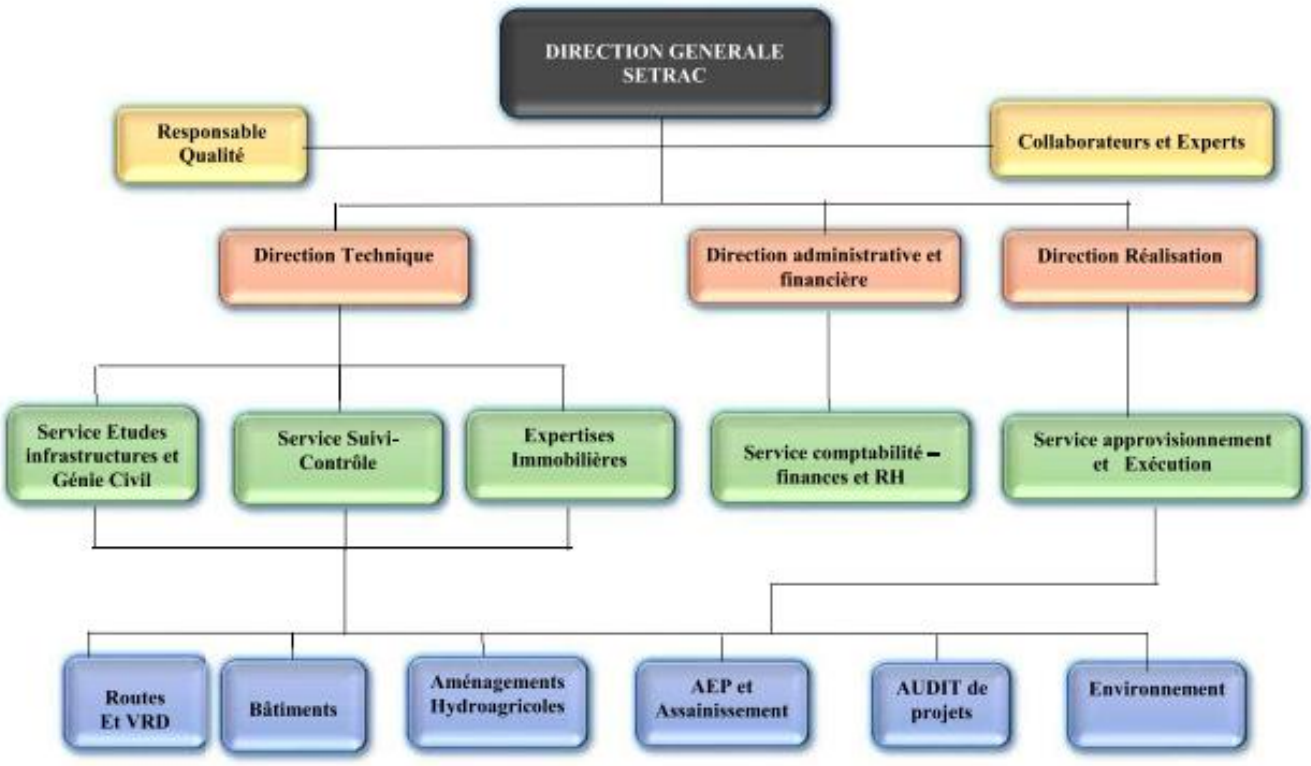


Figure 2: Organigramme de SETRAC

II. Présentation du projet

II.1 Localisation de la zone d'étude

Le projet actuel est localisé dans la région de Tillabery, située dans la partie sud-ouest du Niger. Le chef-lieu de la région, la ville de Tillabery est localisée à une altitude de 14°12'Nord et une longitude de 1°27' Est, avec une altitude moyenne de 210m. La région de Tillabery couvre une superficie totale de 97 251 Km^2, encerclant entièrement la communauté urbaine de Niamey.

La zone du projet est profondément marquée par la présence du fleuve Niger, qui la traverse sur un linéaire de plus de 300Km du Nord-Ouest vers le Sud-Est. Les aménagements hydro-agricoles et les infrastructures routières de la région suivent majoritairement cet axe fluvial structurant. La figure 3 donne un aperçu de la zone du projet :

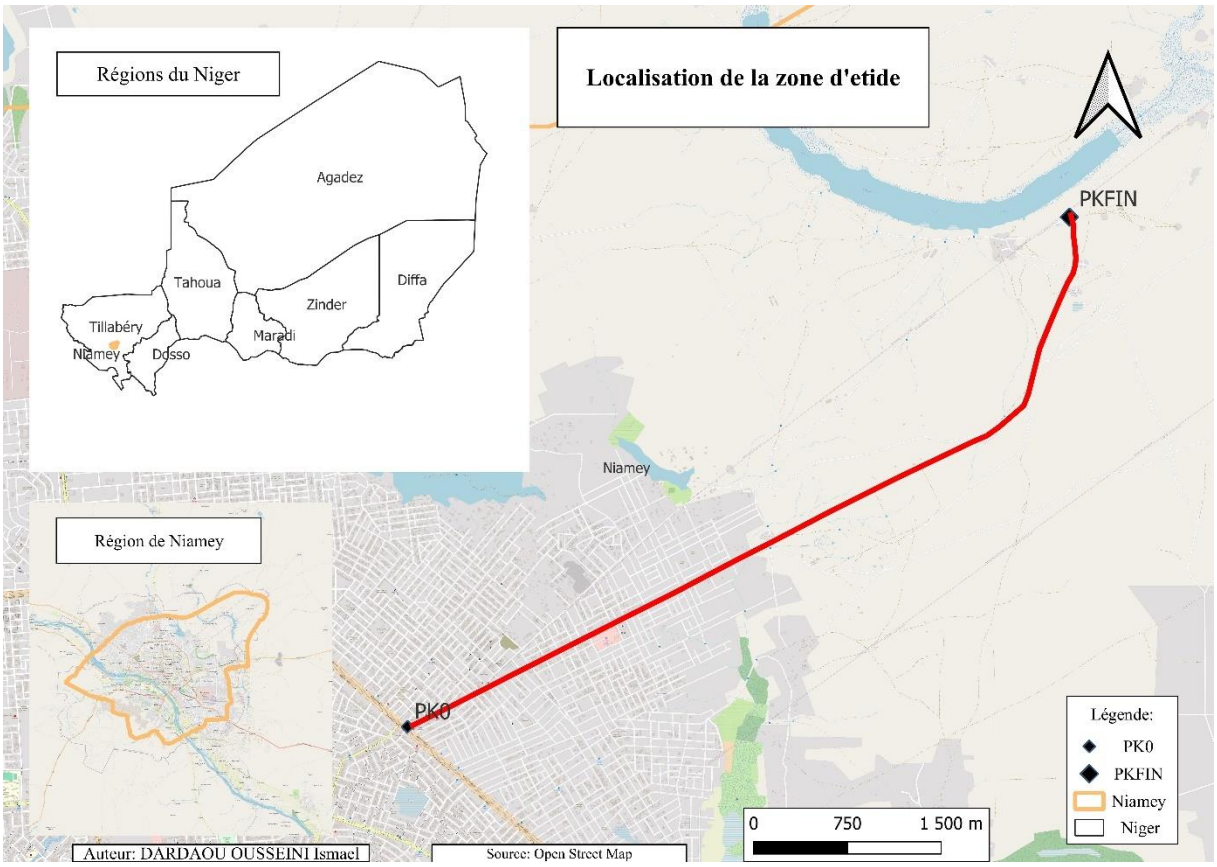


Figure 3: Localisation de la zone du projet

II.2 Présentation du milieu biophysique de la zone d'étude

II.2.1 Le climat

Le climat de la région de Niamey est de type sahélo-soudanien et caractérisé par deux saisons principales, une saison sèche d'octobre à mai durant laquelle souffle l'harmattan, vent sec de secteur Nord-Est à Est. De novembre à février, le climat est relativement sec et froid, les températures moyennes n'excédant pas 20°C. Au cours de cette période l'harmattan soufflant du nord est au sud-ouest, associé au phénomène de convection thermique provoque la mise en suspension des particules de poussière. Les plus fortes températures sont enregistrées pendant les mois de mars-avril et mai, les températures maximales moyennes sont de l'ordre de 45°C.

Une courte saison des pluies de juin à septembre, caractérisée par un vent humide et régulier de secteur Sud-Ouest, à Sud-Sud-Ouest. La pluviométrie de Niamey est faible, la ville, recevant en moyenne 592 mm de pluie par an selon des régimes parfois violents provoquant des inondations et une forte érosion. La sécheresse du climat est renforcée par un important phénomène d'évapotranspiration annuel qui atteint près de 2 800 mm.

II.2.2 Le relief

Le plateau de la rive gauche et la plaine de la rive droite constituent les deux éléments fondamentaux du relief de la région de Niamey. L'altitude moyenne du plateau de la rive gauche est de 250 m environ. Surplombant une dénivellation de 20 à 25 m, ce plateau occupe le plus grand espace urbanisé. La plaine de la rive droite est la zone par excellence du maraîchage urbain et périurbain.

Avec une altitude moyenne de 125 m, cette plaine s'étend sur plusieurs kilomètres. On note également la présence des dunes fossiles issues des périodes arides du quaternaire. Les dunement au niveau des plateaux des couvertures sableuses ou des cordons dunaires longitudinaux de direction Est-Ouest. Ce sont des sols peu évolués, pauvres et faciles à travailler. Ils conviennent surtout aux cultures céréalières.

II.2.3 Le sol

On distingue trois types de sols :

- Les sols des plateaux cuirassés, qui sont très dégradés et n'offrent aucune possibilité agricole du fait de leur profondeur et de leur perméabilité et surtout de leur extrême aridité.
- Les sols à texture sableuse incluant les sols ferrugineux tropicaux des vallées sablonneuses. Ils sont utilisés à des fins agricoles pendant l'hivernage et exposés à une dégradation continue en raison du manque de jachère, du déboisement, du surpâturage et des effets néfastes de l'érosion.
- Les sols hydro morphes localisés dans la vallée du fleuve Niger. Ils sont réservés aux cultures de contre saison et abritent la plupart des vergers de la capitale en raison de leur fertilité et des possibilités d'irrigation qu'offre le fleuve (Monographie de Niamey 2016).

II.3 Contexte et justification du projet

Dans le cadre de sa politique de désenclavement des grands bassins agricole et de lutte contre la pauvreté, le gouvernement du Niger a sollicité auprès de l'Agence Internationale pour le Développement (IDA) un crédit pour le financement du Projet de Mobilité Rurale et de Connectivité. Ainsi pour contribuer à la réduction de la vulnérabilité des populations, à l'insécurité alimentaire et améliorer leurs revenus, le Gouvernement du Niger accorde une importance particulière au développement rural et considère le développement des infrastructures routières comme une priorité. Dans le cadre de notre mémoire de fin d'étude, il nous a été soumis l'étude d'une des voies comme l'annonce le thème suivant :

Etude technique détaillée des travaux d'aménagement de la bretelle du site maraicher de kangou sur un linéaire de 7 km dans la région de Tillabery au Niger.

II.4 Objectif de du projet

II.4.1 Objectif général

L'objectif général du projet est de faire une étude technique détaillée des travaux d'aménagement et de bitumage de la bretelle du site maraicher de kangou pour le désenclavement du bassin agricole.

II.4.2 Objectifs spécifique

Pour atteindre cet objectif général, les objectifs spécifiques suivants ont été définis :

- Proposer une conception géométrique et le dimensionnement de la chaussée, afin d'assurer sa conformité aux normes techniques et sa capacité à supporter le trafic prévu.
- Concevoir et dimensionner les ouvrages de drainage (dalots et fossés etc.) pour garantir une gestion efficace des eaux pluviales et réduire les risques d'inondation et d'érosion.
- Estimer le coût global du projet sur le tronçon concerné.
- Réaliser un résumé de la notice d'impact environnemental et social (NIES), afin d'identifier les effets positifs et négatifs du projet sur l'environnement et les populations, et de proposer des mesures d'atténuation.

II.5 Données de base

Les données qui nous ont permis de mener notre étude à bien sont les suivantes :

- Les lévés topographique pour l'étude géométrique ;
- Les données du trafic ;
- Les résultats des études de sols ;
- Les données pluviométriques ;

CHAPITRE II : METHODOLOGIE DE LA CONCEPTION

I. Etude géométrique

L'étude géométrique d'une route est un processus complexe et multidisciplinaire. Elle intègre des aspects techniques, environnementaux et sécuritaire pour assurer la viabilité du projet. Les caractéristiques géométriques d'une route sont :

- Le tracé en plan
- Le profil en long
- Le profil en travers

La réalisation de ces différents tracés obéit à des réglementations ou normes. Pour ce, la norme ICTAVRU U60 a été considéré car le tronçon projeté se trouve en zone urbaine, de plus c'est la norme de référence pour la conception géométrique des bretelles.

I.1 Le tracé en plan

Le tracé en plan est la projection horizontale de l'axe de la chaussée. Il est constitué de de segment de droite, d'arc de cercle et de raccordement à courbure variable (clothoïde). Pour définir notre tracé en plan, nous avons suivi les étapes suivantes :

1. Nous avons importé les points topographiques obtenues à travers le lévé topographique ;
2. Nous avons généré le MNT ;
3. Nous avons fait une proposition de plusieurs variantes de notre tracé ;
4. Nous avons fait le choix du tracé optimal ;

Les différents raccordements ont été réalisé en tenant compte des valeurs limites qui sont consignés dans le tableau 1[2] :

Tableau 1: Caractéristiques du tracé en plan

Catégorie	U60
Rayon non déversé	200
Rayon minimal	120

Il est important de noter que l'exploitation des lévés topographique a révéler que la longueur du tronçon étudié qui était évaluer a 7km mesure en réalité 8,312km. C'est donc sur cette distance que l'étude a été réalisée.

I.2 Le profil en long

Le profil en long est une coupe verticale effectué en suivant l'axe du tracé en plan. On distingue deux types de profil en long à savoir le profil en long du terrain naturel et celui du projet. Pour la réalisation de notre profil en long, nous avons suivi les étapes suivantes :

1. Nous avons généré notre profil en long TN ;
2. Nous avons tracé les successions de pente et de rampe (ligne rouge) ;
3. Nous avons effectué les raccordements verticaux en respectant les valeurs limites prescrit par la norme ICTAVRU U60, consignées dans le tableau 2.

Tableau 2: Caractéristique minimale du profil en long[3]

Catégorie	U60
Rayon normal en angle saillant	2500

Rayon minimal en angle saillant	1500
Rayon normal en angle rentrant	1500
Rayon minimal en angle rentrant	800
Déclivité moyenne	6%

I.3 Profil en travers

Le profil en travers est une coupe verticale effectué perpendiculairement à l'axe du tracé en plan. Il permet de visualiser :

- L'emprise de la route ;
- La largeur et les épaisseurs des différentes couches de la chaussée ;
- Les équipements (signalisation, éclairage…) ;

Une pente transversale de 2,5% sera adopté pour l'évacuation des eaux de pluies et prévenir leurs accumulations sur la chaussée. Pour la réalisation de nos profils en travers, nous avons suivi les étapes suivantes :

1. Nous avons défini nos profils types conformément aux prescriptions du TDR ;
2. Nous avons affecté nos différents profil types ;
3. Enfin nous avons fait le calcul des cubatures ;

Nous aurons deux profils en travers types :

- Un profil de 2×2 avec des voies de 3,5m + TPC de 60 cm allant du PK0 au PK 3 + 550 et des caniveaux de part et d'autre ;
- Un profil de 2×1 avec des voies de 3,5 et des fossés allant du PK3 + 550 au PK fin ;

II. Dimensionnement structural de la chaussée

Le dimensionnement de la structure de la chaussée revient à proposer une structure de chaussée capable de supporter les charges de trafic prévues tout en minimisant les couts et en maximisant sa durabilité et sa performance. Il nécessite une étude du trafic et des matériaux disponibles et tient compte des conditions environnementale. Pour se faire, nous allons dans un premier temps effectué un prédimensionnement sur la base des principes du manuel du guide de dimensionnement des chaussées des pays tropicaux du CEBTP et dans un second temps après analyse et une fois notre variante choisie, nous utiliserons le logiciel ALIZE-LCPC pour la vérification des contraintes et des déformations admissibles de nos différentes couches.

Pour cela nous allons d'abord analyser les données géotechniques qui nous renseignent sur la portance de notre plateforme et sur les caractéristiques des matériaux des sites d'emprunts identifié et ensuite étudié le trafic prévus sur notre chaussée pendant sa période de mise en service.

II.1. Analyse des données géotechniques

L'étude géotechnique nous fournit les informations nécessaires sur le sol et sur les matériaux qui constituerons la chaussée.

Dans le cadre de notre projet, cette étude a été effectué par le laboratoire d'analyse technique et expertise de sols (LATES). Cette étude s'est déroulée en trois phases à savoir :

- La phase de reconnaissance des sols sur le tracé devant constituer la plateforme a été faite par des sondages à l'axe du tracé espacé de 1500 m et des prélèvements d'échantillons pour les essais de Laboratoire.
- La phase de prospection des carrières potentielles le long du tracé. Pour chaque carrière potentielle des sondages nécessaire ont été fait avec un maillage de 50m par 50m. Des échantillons ont été constitué à partir des matériaux issus de chaque sondage afin d'obtenir un échantillon représentatif de chaque carrière d'environ 50 kg ;
- Enfin la dernière phase qui constitue les travaux de laboratoire. Elle consiste à la réalisation des essais d'identification et de portance ;

Les différents essais qui ont été réalisés sont les suivants :

- L'analyse granulométrique NF P 94 056
- Les limites d'Atterberg NF P 94 051
- Équivalent de sable NF EN 933-8
- Le Proctor modifié NF P 94 093
- Le CBR NF P 94 078

II.1.1 Portance du sol support

Les échantillons prélevés pendant la phase de reconnaissance des sols supports ont fait l'objet d'une série d'essais. A partir de ses résultats, nous allons utiliser les tableaux 3 et 4 pour faire la classification :

Tableau 3: Classification selon le CEBTP[3]

Valeur du CBR	Classe
CBR <15	S1
5 < CBR < 10	S2
10 < CBR < 15	S3
15 < CBR < 30	S4
CBR > 30	S5

.

Tableau 4: Classification des sols suivant SETRA-LCPC[4]

	20	50	120	200	
Module (MPa)					
Classe de plate-forme	PF1	PF2	PF3	PF4	

II.1.2. Vérification des contrainte selon SETRA LCPC

- Déformation admissible des matériaux bitumineux

Cette déformation est calculée par la formule suivante :

$$\varepsilon_{t,adm} = \varepsilon_6(10°C\,;25Hz) \times \sqrt{\frac{E(10°C;25Hz)}{E(\theta_{eq};25Hz)}} \times \left(\frac{NE}{10^6}\right)^b \times k_c \times k_r \times k_s$$

ε_6: Niveau de deformation correspondant à 106 cycles

k_s: coefficient de plateforme

k_r: coefficient de risque

b : la pente de la droite de fatigue

NE : nombre d'équivalent d'essieux

E (10°) : Module du matériau à 10°C

$E(\theta_{eq})$: module du materiau a θ_{eq}°C

Les coefficients K tiennent compte de la température, du risque et de la qualité de la plateforme support.

- Déformation admissible pour les matériaux granulaires non liés :

$\varepsilon_{adm} = 12000 \times (NE)^{-0,222}$ Pour trafic > T3

$\varepsilon_{adm} = 16000 \times (NE)^{-0,222}$ Pour trafic < T3

II.2 Etude du trafic

Le trafic est l'un des paramètres essentiels pour le dimensionnement d'une chaussée. Le trafic cumulé est défini comme le nombre cumulés de passage d'un essieu équivalent de 13 tonnes devant emprunter la chaussée au cours de sa durée de vie. Il est déterminé à partir du trafic moyen journalier annuel qui a été déterminer par sens de circulation à la suite d'une campagne de comptage qui s'est déroulé pendant 3 jours. Cette étude de trafic ayant eu lieu avant la date de mise en service, il convient d'actualiser les résultats à la date de mise en service. Cette actualisation est faite en utilisant la formule ci-après :

- Trafic cumulé

$T_n = T_1 \times (1+\tau)^n$	➢ Tn : Trafic moyen journalier de l'année n ➢ T1 : Trafic moyen journalier de la première année ➢ τ : le taux d'accroissement annuel du trafic ➢ n : Nombre d'années

$T_{2026} = T_{2023} \times (1+\tau)^n$

A partir du trafic actualisé, on détermine le nombre cumulé de poids lourd durant la période de service à travers la formule suivante :

- Nombre cumulé de poids lourd

$N = 365\Sigma\, tn = 365T1[(1+i)n-1]/i$	➢ Tn : Trafic moyen journalier de l'année n ➢ T1 : Trafic moyen journalier de la première année ➢ τ : le taux d'accroissement annuel du trafic ➢ n : Nombre d'années nombre d'année

$$N = 365 \times TMJA \times \left(\frac{(1+i)^n - 1}{i}\right)$$

Avec :

n : la durée de vie de la chaussée

i : le taux d'accroissement du trafic

$$N = 365 \times 120 \times \left(\frac{(1+0{,}06)^{15} - 1}{0{,}06}\right)$$

A partir du nombre cumulé de poids lourd, on calcule le nombre d'essieux équivalent a travers la formule suivante :

$$NE = N \times CAM$$

Avec N le nombre cumulé de poids lourd ;

CAM : le coefficient d'agressivité moyenne ;

Le tableau 5 nous permet de faire une classification du trafic :

Tableau 5: Classification du trafic[3]

Classe de trafic	Nombre équivalent de poids lourd
T1	$< 5.10^5$
T2	$5.10^5 < N < 1{,}5.10^6$
T3	$1{,}5.10^6 < N < 4.10^6$
T4	$4.10^6 < N < 10^7$
T5	$10^7 < N < 2.10^7$

III. Etude hydrologique et hydraulique

L'eau étant le principal ennemi de la route, cette étude a pour but de délimiter les bassins versants relatifs à notre tronçon d'étude, puis d'évaluer les débits provenant de ces bassins versants afin de dimensionner des ouvrages hydrauliques qui pourront drainer aisément ces eaux et ainsi protéger la chaussée.

III.1 Etude hydrologique

Elle a pour but d'estimer le débit de projet pour le dimensionnement hydraulique des ouvrages et le calage du profil en long projet.

III.1.1 Identification et caractérisation des bassins versants

L'objectif est de déterminer les paramètres physiques. Pour ce cela, nous avons dans un premier temps exporter notre tronçon d'étude du logiciel google earth vers le logiciel global mapper, puis nous avons extraits les caractéristiques suivantes :

- La superficie ;
- La pente ;
- Le périmètre ;
- L'altitude maximale et l'altitude minimale ;

III.1.2 Pluviométrie

Les données pluviométriques utilisées pour le calcul de nos différents débits nous ont été fournies proviennent de la station de l'aéroport de Niamey. Elles couvrent les périodes de 1991 à 2024. A partir de ces données nous allons déterminer la pluie journalière maximale P10 et la pluie moyenne annuelle Pan. Dans le cadre de cette étude, nous avons considéré 10 ans comme période de retour conformément aux prescriptions du TDR.

- Pluie maximale journalière

Nous avons effectué un ajustement statistique à l'aide du logiciel Hyfran-Plus en utilisant la loi de GUMBEL (loi double exponentielle). La formule utilisée pour cette loi est la suivante :

$$F(x) = e^{-e^{-u}}$$

Avec $u = \ln[-\ln(F(x))]$

- Pluie moyenne annuelle

Nous avons effectué un ajustement statistique à l'aide du logiciel Hyfran-Plus en utilisant la loi normale. La formule utilisée pour cette loi est la suivante :

$$F(x) = \frac{1}{s\sqrt{2\pi}} e^{\frac{u^2}{2}}$$

Avec u la variable centrée réduite : $u = \frac{x-\dot{x}}{S}$

$\dot{x}$: la moyenne ;

S : l'écart type

III.1.3 Estimation des débits

Dans le cadre de ce projet, la détermination des débits se fera par les méthodes suivantes :

- La méthode d'OSTROM ;
- La méthode rationnelle ;
- La méthode du CIEH ;

Pour ce projet, la période de retour est considérée égal à 10 ans.

III.1.2.1 Méthode d'ostorm

La méthode ORSTOM, développée par Auvray et Rodier en 1965 à partir de l'analyse de 65 bassins versants de moins de 120 km². Révisée entre 1986 et 1989, elle est désormais utilisable pour des bassins de plus de 10 km² en zone sahélienne (jusqu'à 2500 km²) et pour tous les

bassins de moins de 1500 km² en zone tropicale sèche[5]. Dans la méthode ORSTOM, le débit de pointe correspondant au ruissellement superficiel de la crue décennale.

Il est défini par la relation suivante :

$$Q_{10} = m \times A \times P_{10} \times Kr_{10} \times \alpha_{10} \times \frac{S}{Tb_{10}}$$

m : le coefficient de majoration = 1.03 à 1,06

A : le coefficient d'abattement (fonction de S)

P10 :la précipitation décennale ponctuelle journalière (mm)

Kr10 : le coefficient de ruissellement bi-décennale

α : le coefficient de pointe décennal (2.6)

S :la superficie du bassin versant (km^2)

Tb10 : le temps de base bi-décennale (s)

- Le coefficient d'abattement (A)

Il établit la distribution spatiale non homogène sur le bassin versant. Il est déterminé par l'équation simplifiée de VUILLAUME (1974) :

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

P_{an}= La précipitation moyenne annuelle (mm)

S : La superficie du bassin versant (Km^2)

- Le coefficient de ruissellement (K_{r10})

Les coefficients de ruissellement Kr70 et Kr100, correspondant à des hauteurs de précipitations décennales $P_{10\text{-}1}$= 70 mm $P_{10\text{-}2}$= 100 mm, peuvent être déterminer analytiquement ou graphiquement à l'aide des abaques en fonction de la superficie du bassin pour 5 classes d'infiltrabilité et pour différentes valeurs de l'indice global de pente[5]. Les 5 classes d'infiltrabilité sont définies comme suit :

- PI : bassin naturel particulièrement imperméable
- I : bassin imperméable
- RI : bassin relativement imperméable
- P : bassin perméable
- TP : bassin très perméable

Notre pluviométrie annuelle étant de 698 (entre 300 et 750 mm), la zone à considérer correspond au climat sahélien et nous avons une classe d'infiltrabilité RI.

- L'indice global de pente (Ig)

C'est l'indice caractérisant le relief d'un bassin versant. Il est déterminé à partir de la formule suivante :

$I_g = \frac{\Delta z}{L}$ Avec Δz la dénivelée entre Zmax et Zmin

- L'indice de compacité (I_{comp})

Appelé également coefficient de forme, il correspond au rapport du périmètre du bassin à celui d'un cercle de même superficie :

$$I_{comp} = 0{,}282 \times P \times S^{-0{,}5}$$

Avec :

-P le périmètre du bassin versant (Km)

-S la superficie du bassin (Km^2)

- Longueur du rectangle équivalent (L)

C'est un rectangle qui à la même superficie, le même indice de compacité et la même distribution hypsométrique que le bassin versant. Sa longueur est donnée par l'expression suivante :

$$L = S^{0,5} \times \left(\frac{I_{comp}}{1{,}128}\right) \times \left[1 + \left(1 - \left(\frac{1{,}128}{I_{comp}}\right)^2\right)^{0,5}\right]$$

Avec L en Km

- Temps de base décennale (T_b)

C'est le temps compris entre le début du ruissellement et la fin du ruissellement rapide. Il peut être déterminé analytiquement ou graphiquement par la formule suivante :

$$T_b = a \times S^s + b$$

Avec :

-S la superficie du bassin (Km2)

-a, s, b coefficients déterminé en fonction de l'indice global de pente et de la superficie

- Débit moyen de la crue et le débit de pointe décennale
  - Le débit moyen de la crue (Q_{m10})

Il est donné par l'expression suivante :

$Q_{m10} = \frac{P_{m10} \times K_{r10} \times S}{T_{b10}}$ en m^3/s

  - Le débit de pointe décennale (Q_{10})

En zone sahélienne, pour en tenir compte, on utilise l'expression suivante :

$$Q_{10} = 1{,}06 \times Q_{m10}$$

III.1.2.2 Méthode du CIEH

La méthode du Comité Interafricain d'Etude Hydraulique, élaborée par Puech er Chabi-Gonni en 1983 est une approche statistique permettant d'estimer les débits de crue décennale[5]. Le débit est déterminé par le formule suivante :

$$Q_{10} = a \times S^{S} \times Ig^{i} \times Kr^{10K} \times Dd^{d}$$

Avec :

a , s, p, i, k, d : exposants déterminés par régression en fonction des caractéristiques et de la région ;

S : ma surface du bassin (Km2) ;

Ig : l'indice global de pente (m/km) ;

Pan : la pluie annuelle moyenne (mm) ;

Kr10 : le coefficient de ruissellement décennal (%) ;

Dd : la densité de drainage (Km-1) avec Dd ;

La détermination de ces coefficients, est effectuée par une méthode de régression linéaire multiple.

Pour ce projet, nous retenons les équations suivantes :

$$Q_{10} = a \times S^{s} \times {P_{an}}^{p} \times {I_g}^{i} \times {Kr_{10}}^{k} \times Dd^{d}$$

a, s, p, i, k, d sont des coefficients à déterminer et S est la surface du bassin (km^2)

Ig est l'indice global de pente (m/km)

Pan est la pluie annuelle moyenne (mm)

Kr10 est le coefficient de ruissellement décennal (%)

Dd est la densité de drainage (km^{-l})

Nous avons considéré les équations suivantes[5] :

Equation 2 : $Q_{10} = 2{,}03 \times S^{0{,}59} \times {P_{an}}^{0} \times {I_g}^{0{,}588} \times {Kr_{10}}^{0} \times Dd^{0}$

Equation 10 : $Q_{10} = 0{,}0833 \times S^{0{,}696} \times {P_{an}}^{0} \times {I_g}^{0{,}953} \times {Kr_{10}}^{0{,}534} \times Dd^{0}$

Equation 12 : $Q_{10} = 0{,}095 \times S^{0{,}643} \times {P_{an}}^{0} \times {I_g}^{0{,}406} \times {Kr_{10}}^{1{,}038} \times Dd^{0}$

Equation 26 : $Q_{10} = 146 \times S^{0{,}479} \times {P_{an}}^{-0{,}969} \times {I_g}^{0} \times {Kr_{10}}^{0{,}457} \times Dd^{0}$

Equation 44 : $Q_{10} = 203 \times S^{0{,}459} \times {P_{an}}^{-1{,}301} \times {I_g}^{0} \times {Kr_{10}}^{0{,}813} \times Dd^{0}$

III.1.2.3 La méthode rationnelle

Cette méthode est appliquée au petit bassins versants dont la superficie ne dépasse pas 4 Km^2[6]. Le débit de crue décennale est calculé par la formule suivante :

$$Q = \frac{1}{3{,}6} \times C \times I \times A \quad [m3/s]$$

Avec :

C : le coefficient de de ruissellement ;

I : L'intensité de pluie [mm/h] ;

A : La superficie du bassin versant [Km2]

- Le coefficient de ruissellement

Il dépend essentiellement du type de sol, de sa couverture végétale et de la pente du bassin versant. Le tableau 6 donne quelques valeurs de ce coefficient.

Tableau 6: valeur du coefficient de ruissellement

Nature de la couverture végétale	Valeur de C							
	Petits bassins de 0 à 10 ha présentant une pente de				Bassins moyens de 10 à 400 ha présentant une pente de			
	moins de 5 %	de 5 à 10 %	de 10 à 30 %	plus de 30 %	moins de 5 %	de 5 à 10 %	de 10 à 30 %	plus de 30 %
Plates-formes et chaussées de routes ; cours	0,95	»	»	»	»	»	»	»
Terrains dénudés, ou à végétation non couvrante Terrains déjà attaqués par l'érosion Labours frais	0,80	0,85	0,90	0,95	0,70	0,75	0,80	0,85
Cultures couvrantes, céréales hautes Terrains de parcours, chiendent ras Petite brousse clairsemée	0,75	0,80	0,85	0,90	0,52	0,60	0,72	0,80
Prairies Brousse dense. Savane à sous-bois	0,70	0,75	0,80	0,85	0,30	0,36	0,12	0,50
Forêt ordinaire en futaie. Sous-bois touffus	0,30	0,50	0,60	0,70	0,13	0,20	0,25	0,30
Grande forêt primaire	0,20	0,25	0,30	0,40	0,15	0,18	0,22	0,25

- Le temps de concentration

Il correspond à la durée nécessaire pour qu'une goutte d'eau parvienne du point le plus éloigné d'un bassin versant jusqu'à son exutoire. Pour ce projet, il sera déterminé à l'aide de deux formules qui sont les suivantes :

- La formule de KIRPICH

$$T_c = \frac{1}{52} \times \frac{L^{1,15}}{H^{0,38}}$$

Avec :

-Tc : le temps de concentration [mn] ;

L : Plus long cheminement hydraulique [m] ;

H : La dénivelée entre l'exutoire et le point le plus éloigné du bassin [m] ;

- La formule de RICHARDS

$$\frac{T_c}{T_c + 1} = 9{,}8 \times \frac{K}{CR} \frac{L^2}{p}$$

Avec :

Tc : Le temps de concentration [h] ;

K : Le coefficient fonction du produit C*R ;

L : Le plus long cheminement hydraulique [Km] ;

$R = H + \frac{H}{T_c}$ (H= hauteur d'eau tombée en mm pendant Tc en heures) ;

C : le coefficient de ruissellement ;

p : la pente du bassin versant ;

- L'intensité de pluie

L'intensité de l'averse de crue de période de retour T peut être déterminer de plusieurs manières :

- A travers l'utilisation des courbes Intensité-Durée-Fréquence (IDF), relative à une station pluviométrique donnée ;
- A travers l'utilisation de formule empirique faisant intervenir des coefficients correcteurs dépendant de la zone d'étude.

Pour ce projet, nous allons utiliser la formule de MONTANA :

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

Avec :

a et b des coefficients de MONTANA définies pour différentes régions climatiques d'Afrique;

Tc : Temps de concentration du bassin ;

III.1.3 Choix du débit dimensionnant

Le débit de projet également appelé crue de projet correspond au débit décennal calculé précédemment, il nous permettra de faire le choix des infrastructures hydraulique et par la suite de les dimensionner. Le choix s'est porté sur le débits maximal obtenu à travers les 3 méthodes utilisées pour les bassins versants dont la superficie est inférieur à 4 Km^2 et sur le débit maximal issu de la méthode du CIEH et de la méthode d'ostorm pour les bassins versants de superficie supérieur à 4 Km^2.

III.2 Etude hydraulique

Pour assurer l'évacuation des eaux de notre chaussée des ouvrages transversaux (dalot, buse, pont) sont nécessaire pour les eaux de ruissellement traversant l'axe de la route et des ouvrages longitudinaux (fossé et caniveau) lorsque l'écoulement est parallèle à l'axe de la route. L'objectif de cette étude consiste à déterminer les sections approprier des ouvrages de franchissement et d'assainissement de la route.

III.2.1 Choix du fonctionnement hydraulique des ouvrages

On distingue deux types de fonctionnement pour ces petits ouvrages :

- La sortie noyée : c'est-à-dire que le niveau d'eau à l'exutoire immédiat de l'ouvrage dépasse le bord supérieur de l'ouvrage ;

- La sortie libre : c'est-à-dire que le niveau de l'eau à l'exutoire immédiat de l'ouvrage est en dessous du bord supérieur de l'ouvrage.

Le type d'écoulement dans le cas de la sortie aval libre dépend alors du niveau d'eau amont[6].

- Si le niveau d'eau est tel que $\frac{H_1}{D} < 1{,}25$ l'ecoulement se fait a surface libre ;
- Si le niveau d'eau est tel que $\frac{H_1}{D} > 1{,}25$ l'ecoulement se fait en charge ;

Pour ce projet nous allons faire l'hypothèse d'un fonctionnement en sortie libre avec un écoulement à surface libre.

III.2.2 Procédure de dimensionnement

En suivant les instructions du BCEOM, nous avons établis un organigramme permettant de faire le prédimensionnement hydraulique des dalots. La figure 4 représente l'organigramme suivis pour cette étude.

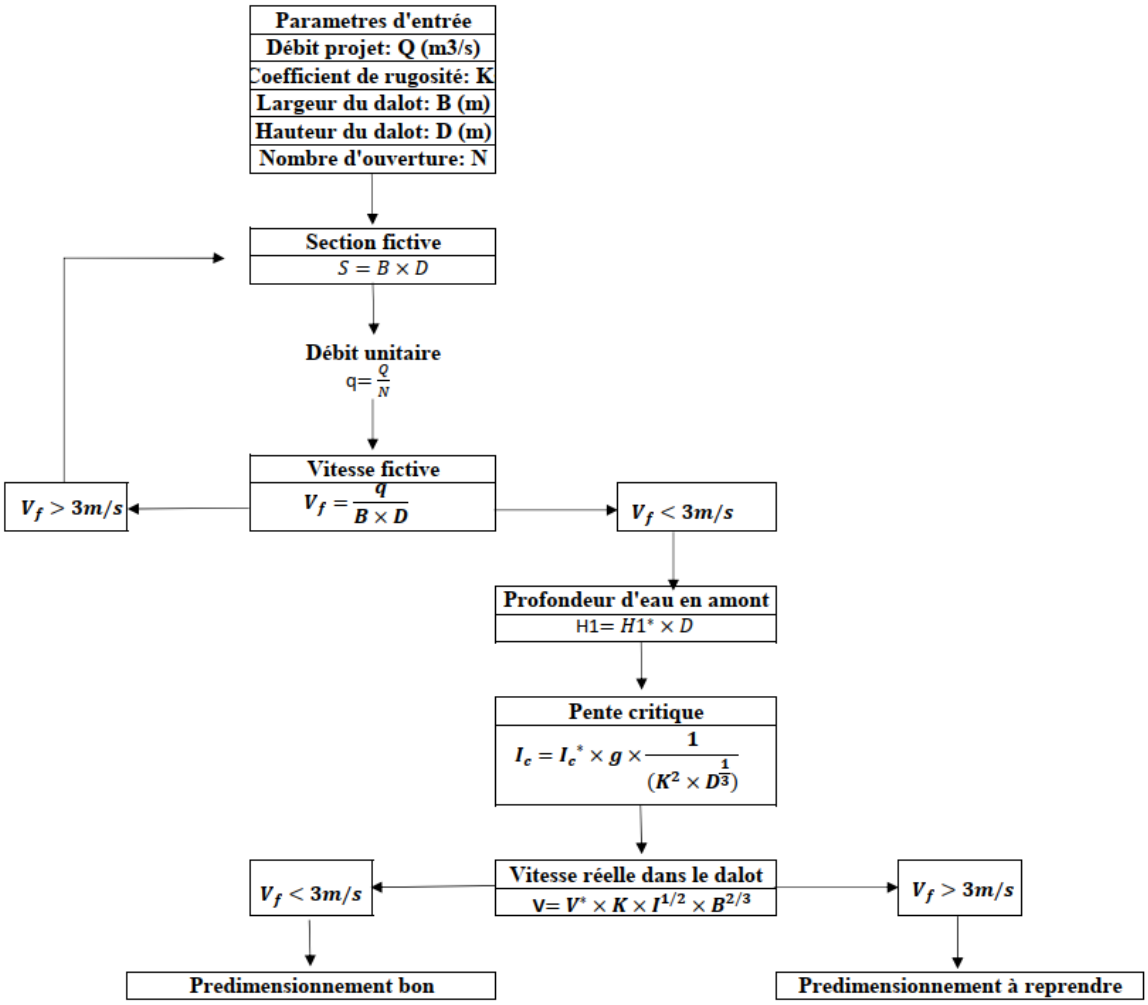


Figure 4: Organigramme prédimensionnement des dalots[6]

III.3 Dimensionnement hydraulique des caniveaux et des fossés latéraux

Pour le dimensionnement des caniveaux, le débit considéré est celui est celui engendré par la chaussée. Pour ce faire, nous allons d'abord calculer le débit du projet puis par la suite utiliser

la formule de Manning Strickler à travers la méthode de la débitance pour déterminer la section hydraulique de nos caniveaux :

- Débit du projet

Pour l'estimation des débits des ouvrages longitudinaux, nous avons utilisé la formule suivante :

$$Q = \frac{1}{3,6} \times C \times I \times A \quad [m^3/s]$$

Avec :

C : le coefficient de de ruissellement ;

I : L'intensité de pluie [mm/h] ;

A : La superficie du bassin versant [Km2] ;

Notre tronçon d'étude a été subdivisé en plusieurs sous-tronçon selon la position de nos exutoires et la morphologie de notre terrain naturel. Ses sous-tronçons constituent nos sous-bassins versants. Pour calculer les débits, nous avons tenu compte de l'association de nos sous-bassins versant telle que indiquée dans le tableau 7.

Tableau 7: Assemblage des bassins versants

ASSEMBLAGE DES BV EN SERIE: Découpage deux BV en série

Surface	Coefficient de ruissellement	Pente	Allongement	Débit maximum
$A_{eq} = \sum A_j$	$C_{eq} = \frac{\sum C_j \times A_j}{\sum A_j}$	$I_{eq} = \frac{(\sum L_j)^2}{\left(\sum \frac{L_j}{\sqrt{I_j}}\right)^2}$	$M_{eq} = \frac{\sum L_j}{\sqrt{\sum A_j}}$	Si Qeq. > ∑(Qj) Alors Qeq = ∑(Qj) Si Qeq. < Max(Qj) Alors Qeq = Max(Qj)

- Détermination des dimensions des caniveau et des fossés

$$Q = K \times R_h^{\frac{2}{3}} \times \sqrt{i} \times S$$

K : le coefficient de Manning pris égal à 67 pour les parois en béton

Rh : le rayon hydraulique en m

i : la pente longitudinale en m/m

Q : le débit en m^3/s

V : la vitesse en m/s

S : la surface mouillée

La revanche $r = 0,2 + 0,15 \times Q^{\frac{1}{3}}$ [7].

La section des caniveaux projetées sera de forme rectangulaire.

Les fossés étant non revêtu, la vitesse d'écoulement est limitée à 1,10 m/s.[6]

Tableau 8: Vitesse admissible[6]

Type de matériaux	V max
Sables fin argileux ou limons argileux	0,75
Limons ou argiles sableuse (sable < 50 %)	0,9
Argiles compactes	1,1
Mélanges de graviers, sables et limons	1,5
Graviers, cailloux moyens	1,8

Choix des pentes de talus des fossés : Nous allons considérer des talus de 2/1 et 1/2 respectivement à gauche et à droite.

Les calculs se trouvent à l'annexe 4.

III.4 Dimensionnement structural du dalot

III.4.1 Hypothèses de calcul et réglementation

Les calculs sont effectués conformément aux normes suivantes :

- BAEL 91 modifié 99 pour le béton armé[8] ;
- Fascicule 61 titre II pour les surcharges routières[9] ;
- Fascicule 62 titre V pour le calcul des fondations[10] ;

Les hypothèses suivantes ont été posées :

- Poids volumique du béton armé : 25 KN/m^3 ;
- Poids volumique du remblai : 20 KN/m^3 ;
- Poids volumique du béton bitumineux : 24 KN/m^3 ;
- Coefficient de poussé de terre : 0,33 ;
- Le béton utilisé à un fc28= 25 MPA ;
- La résistance du béton à la traction du béton ft28= 2,1 Mpa ;
- Le module de déformation instantanée Eij= 32164,2 Mpa ;
- Le module de déformation différé Eiv=10819 Mpa ;
- Contrainte limite de compression du béton ;
- Contrainte de traction de l'acier à l'ELU : σst= 348 Mpa ;
- Contrainte de traction de l'acier à l'ELS : σst= 201,63 Mpa ;
- Contrainte de calcul du béton à l'ELS fbser= 15 Mpa ;
- Contrainte de calcul du béton à l'ELU fbu= 14,16 Mpa ;
- L'acier utilisé est de type HAFE400 ;
- La fissuration est considérée très préjudiciable pour le radier ;
- La fissuration est considérée comme préjudiciable pour le reste de la structure ;
- L'enrobage est pris égal à 3cm (A.7.1 du BAEL) ;
- Le coefficient d'équivalence (n) est pris égal à 15 (A.4.5 du BAEL) ;
- Le module d'élasticité de l'acier : Es= 200000MPA ;
- Classe d'exposition XC4 ;

III.4.2 Pondération

Les coefficients appliqués aux charges pour le calcul des sollicitations sont résumés dans le tableau 9 :

Tableau 9: Valeur des coefficients à l'ELS[10]

Type de charge	Coefficient
	ELS
Charge permanente	1
Charge d'exploitation	1
Charge de type A	1,2
Charge de type Bc	1,2
Charge de type Bt	1,2
Charge militaire Mc120	1,2

III.4.3 Prédimensionnement

Pour la détermination de l'épaisseur de notre dalot, nous allons utiliser la formule suivante :

$$e = \max\left(\frac{L}{15}; \frac{L}{10}\right)$$

Avec :

L : la dimension de la plus grande cellule.

III.5 Dimensionnement structural du caniveau 50×55

III.5.1 Hypothèses de calcul et réglementation

Les calculs sont effectués conformément aux normes suivantes :

- BAEL 91 modifié 99 pour le béton armé ;
- Fascicule 61 titre II pour les surcharges routières ;

Les hypothèses formulées pour le dimensionnement structural du dalot relative au béton et à l'acier sont considérées pour le dimensionnement des dalots.

Une seule surcharge a été considérée pour le dimensionnement : il s'agit de la surcharge du système Br.

CHAPITRE III : RESULTATS ET DISCUSSION

I. Etude géométrique

I.1 Le tracé en plan

Le tracé en plan réalisé grâce au logiciel covadis est présenté en annexe 11. Les informations sur le tracé en plan sont présentées dans le tableau 10.

Tableau 10: Eléments constitutif du tracé en plan

	Valeur (m)	Pourcentage
Plus petit rayon (m)	140	-
Plus grand rayon (m)	10 000	-
Plus grand alignement droit (m)	1229,56	-
Total courbes (m)	1610,999	19,38
Total clothoïde	280,000	3,37
Total alignement droits (m)	6232,000	74,97
Longueur totale du projet	8312,165	100,00

I.2 Le profil en long et le profil en travers

Le profil en long réalisé se trouve en annexe 11. En ce qui concerne le profil en travers, pour ce projet, le TDR nous impose 2 types qui sont consignés dans le tableau 11.

Tableau 11: Caractéristiques des profils en travers

Caractéristique	Dimensions
Profil en travers type 1	
Circulation	Chaussée bidirectionnelle
Chaussée	2×2×3,5
TPC	0,6
Pente transversale	2,5% (profil en toit)
Drainage longitudinal	Caniveau de 50×55
Profil en travers type 2	
Circulation	Chaussée bidirectionnelle
Chaussée	2×1×3,5
Pente transversale	2,5% (profil en toit)
Drainage longitudinal	Faussé triangulaire de 160 × 80

Les figures 8 et 9 illustrent nos deux profils en travers type :

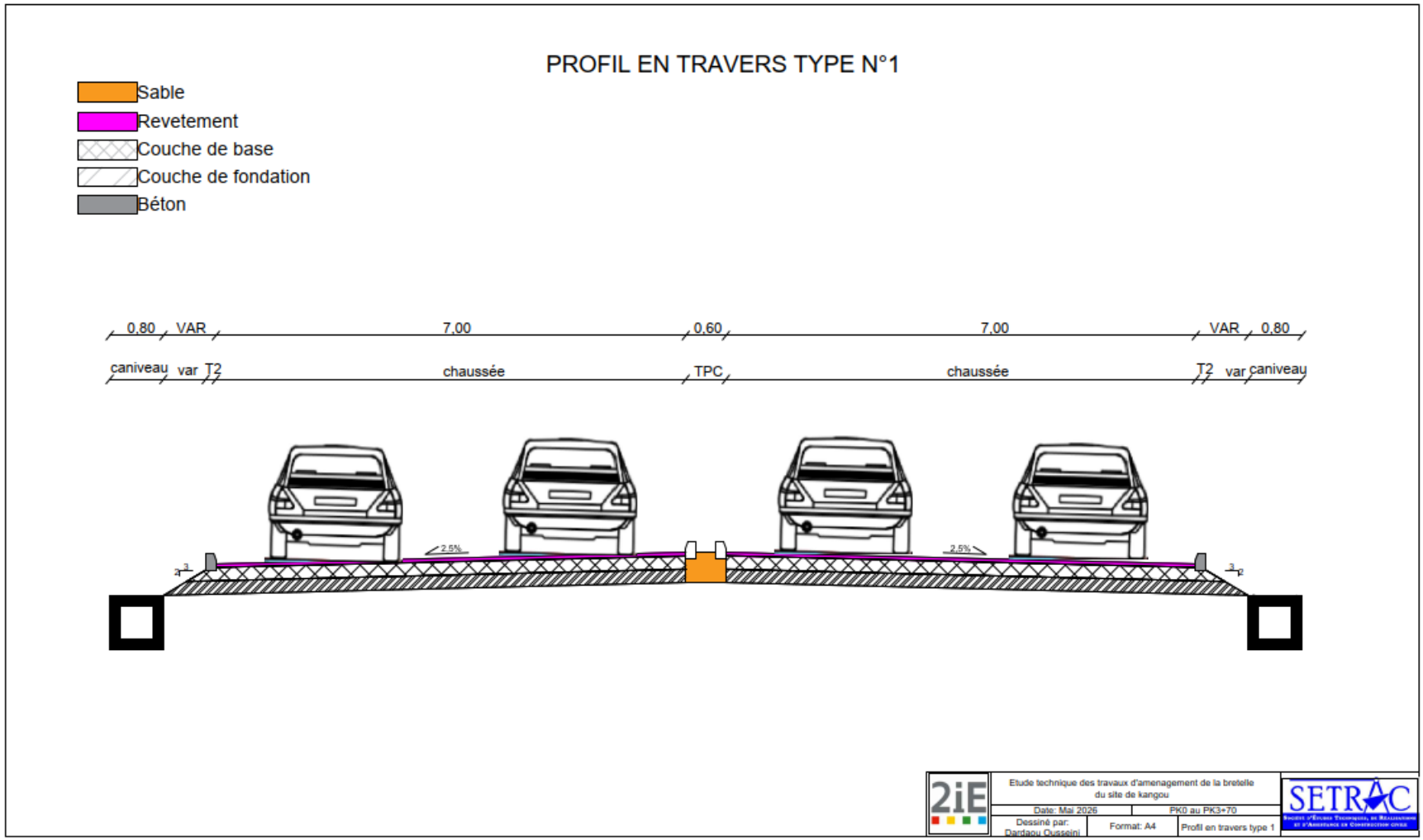


Figure 5: Profil en travers type 1

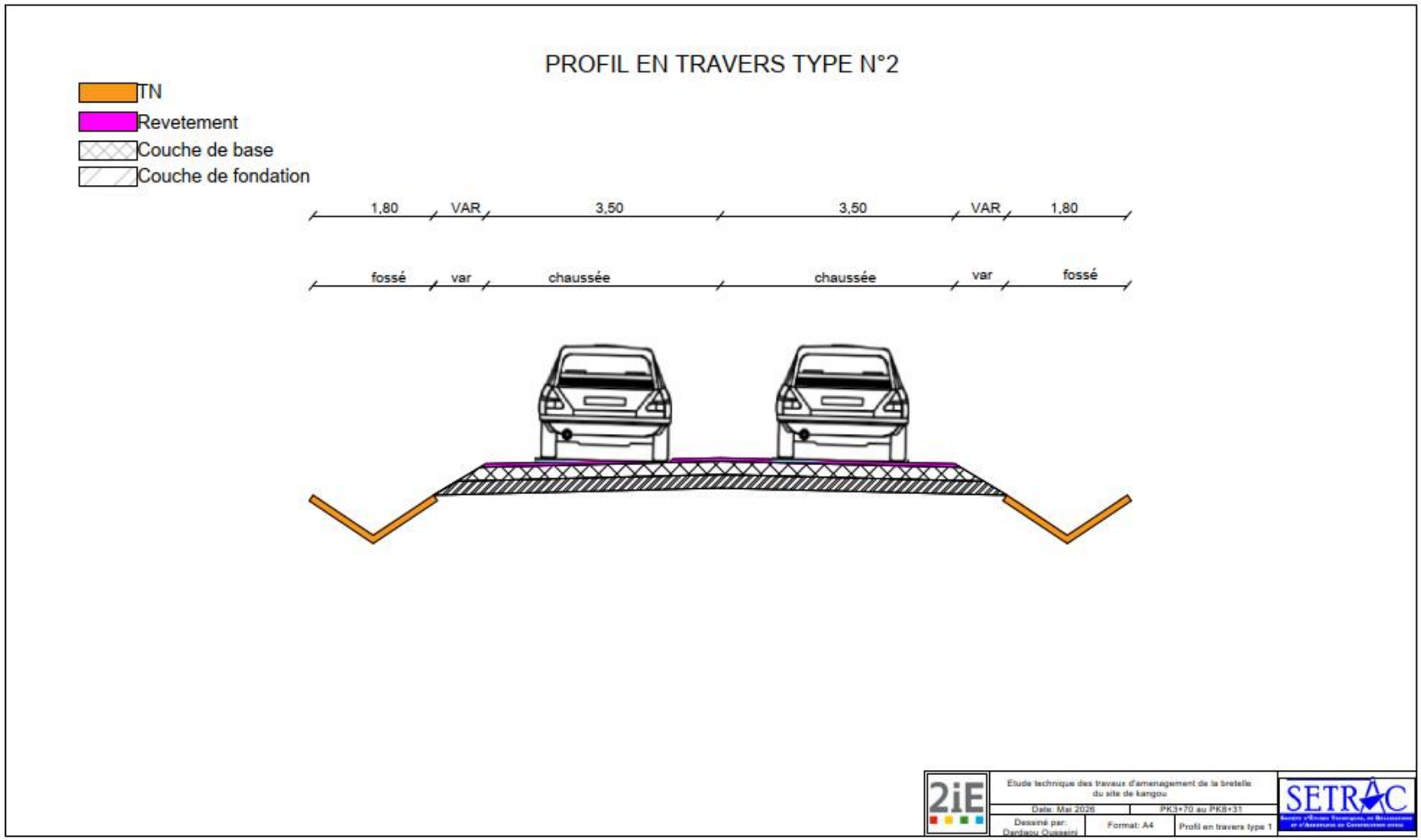


Figure 6: Profil en travers type 2

II. Dimensionnement structural de la chaussée

II.1 Caractéristiques géotechnique du sol support

Le résultat (moyenne) des essais effectués sur les matériaux issus des 6 sondages réalisés, se résume comme suit :

- Pourcentage passant au tamis de 0,08 mm variant de 11,95 à 31,54 % ;
- Pourcentage passant au tamis de 2 mm : 55,59 à 100 % ;
- Pourcentage passant au tamis de 5 mm : 60,65 à 100 % ;
- ES : 10 à 17% ;
- CBR à 98% de l'OPM variant de 28% à 96% ;
- CBR à 95% de l'OPM variant de 18% à 62%.

Tableau 12: Récapitulatif des essais effectués au laboratoire

Identification	Limite d'atterberg		OPM		CBR		Classe de portance
	WL	IP	Wopt (%)	γd (g/cm3)	95%	98%	
PK1+500	30,2	10,44	7,8	2,1	19	36	S4
PK3+000	-	-	8,2	2,04	18	34	S4
PK4+500	-	-	10,2	2,11	27	35	S4
PK6+00	-	-	6,6	2,06	27	31	S4
PK7+500	-	18	8	2,16	62	96	S5
PK8+31	-	-	7	2,02	23	28	S4

Ce tronçon présente une classe de portance oscillant entre S4 à S5 en prédominance de S4. Cette classe S4 correspond à la classe PF3[4]. Ainsi, le module sera calculé avec la valeur du CBR à 95% de l'OPM.

II.2 Caractéristique géotechnique du site d'emprunt

La recherche de site d'emprunt a permis de dénicher une carrière dont les caractéristiques sont présentées dans le tableau 13 :

Tableau 13: Sites d'emprunts exploitable pour notre structure de chaussée

TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS D'ESSAIS GEOTECHNIQUES DE LA CARRIERE LATERITIQUE TRONCON SITE MARAICHER DE KONGOU

Tronçons	NATURE ET PK DU MATERIAU		PROCTOR MODIFIE (NFP 94-093)		PORTANCE CBR (NFP 94 - 078)		LIMITES D'ATTERBERG (NFP 94 - 051)			ANALYSE GRANULOMETRIQUE (NF P 94-056)					CLASSIFICATION (HRB)
	Carrière	PK	Densité à l'OPM	Teneur en eau	CBR à 95% de la densité sèche	CBR à 98% de la densité sèche	WL	WP	IP	< 80µm	< 2 mm	< 5 mm	< 10 mm	< 20 mm	
BRETELLE SITE MARAICHER DE KONGOU	Carrière C1 (Route Ouallam)	PK 0+000 à 15300m côté droit (Mélange S1 à S5)	2,07	8,40	142,00	162,00	30,20	20,00	10,20	13,98	28,00	37,86	54,02	80,68	A-2-4

L'analyse des résultats des essais géotechniques de la carrières prospectées indique que le matériau présent dans cet emprunt répond à l'ensemble des spécifications requises pour l'utilisation des graveleux latéritiques naturel en couche de base et en couche de fondation.

II.3 Etude du trafic

Dans le cadre de ce projet, un comptage manuel a été effectué en 2023 par le bureau d'etude setrac. A l'issu de ce comptage, le nombre de poids lourd est de 101 comme indiqué dans le tableau 14.

Tableau 14: Résultat du comptage

Véhicule particulier	Véhicule tout terrain4 × 4	Camionnettes	Camions 2 essieux	Camions 3 essieux	Moto, Vélo, tricycle	Charrette, piéton, âne
5	105	71	21	15	423	93

Nous avons considéré les hypothèses suivantes :

- Durée de vie de la chaussée : 15 ans ;
- Année de mise en service : 2026 ;
- Année de comptage : 2023 ;
- Taux d'accroissement géométrique : 6% (TDR).

Ces informations proviennent du TDR du projet.

Le trafic obtenu doit faire l'objet d'une actualisation pour la nouvelle date de mise en service. Le résultat obtenu après actualisation est :

$$\mathbf{T_{2026} = 120\ PL}$$

II.3.1 Le coefficient d'agressivité moyen (CAM)

L'agressivité du trafic est qualifiée par le coefficient CAM, correspondant à l'agressivité moyenne du poids lourd composant ce trafic par rapport à l'essieu pris pour référence.

Le tableau 13 nous donne les valeurs de CAM.

Tableau 15: Valeurs du CAM[3]

CAM	Type de structure
0,8	Renforcement bitumeux de chaussée souple
1	Chaussée granulaire (GNT, sol)
1,3	Chaussée neuve semi-rigide
1,3	Chaussée rigide
1	Chaussée neuve bitumineuse épaisse
0,8	Chaussée souple neuve

Pour ce projet, la valeur du CAM choisie est 0,8 parce qu'il s'agit d'une chaussée souple neuve.

II.3.2 Estimation du trafic

Le calcul sera effectué par la méthode du guide CEBTP.

- Calcul du trafic cumulé

Le trafic cumulé obtenu est :

$$\mathbf{N = 1,02.10^6 PL}$$

- Calcul du nombre équivalent d'essieux

$$\mathbf{NE = 816\ 000\ PL}$$

Nous avons donc un trafic de classe T2[3].

II.4 Prédimensionnement et choix de la structure de chaussée

Le prédimensionnement de notre chaussée consiste à la détermination des épaisseurs des matériaux des couches de fondations, de base, et de roulement. Il se fera à l'aide des abaques du guide CEBTP.

Pour ce projet, le TDR impose la réalisation d'une chaussée souple parce que le tronçon projeté se trouve en agglomération.

La structure de chaussée ainsi pré dimensionner fera l'objet d'une vérification sur ALIZE-LCPC.

II.4.1 Hypothèse de dimensionnement

- Trafic : T2
- Classe de plateforme : S4
- Couche de roulement en Béton bitumineux (TDR)
- Le module pour le matériau de chaque couche est déterminer par la relation :$E = 5 \times CBR$;

Ses deux paramètres (trafic et classe de la plateforme) nous ont permis de faire la proposition des variantes suivantes[3] :

Tableau 16: Variantes de structure de chaussée

Couche	Variante 1	Variante 2	Variante 3
Roulement	5 cm Béton bitumineux	5 cm Béton bitumineux	5 cm Béton bitumineux
Base	15 cm Graveleux latéritique naturel	15 cm Concassé O/D	20 cm Graveleux latéritique naturel
Fondation	20 cm Graveleux latéritique naturel	20 cm Graveleux latéritique naturel	20 cm Sable argileux

Justification du choix de la variante : Pour faire un choix d'une variante parmi celles proposées, nous allons faire une analyse multicritère.

Tableau 17: Analyse multicritère

Variante	Avantage	Inconvénients
Variante 1	• Bonne résistance mécanique et climatique de la couche de roulement • Disponibilité du graveleux en quantité	• Cout du revêtement élevé ; • Besoins d'amélioration ou de stabilisation pour les trafics élevés ;

	• Très bon confort pour les usagers • Rapidité d'exécution ;	
Variante 2	• Bonne résistance mécanique grâce au concassé ; • Sensibilité à l'eau fortement réduite ;	• Cout financier plus élevé ; • Mise en œuvre très exigeante ;
Variante 3	• Disponibilité du sable argileux en quantité et à moindre cout ; • Disponibilité du graveleux latéritique en quantité • Cout de la structure de chaussée relativement faible ;	• Une faible résistance mécanique du sable argileux ; • Risque de remontée de fissure ; • Une grande sensibilité à l'eau ;

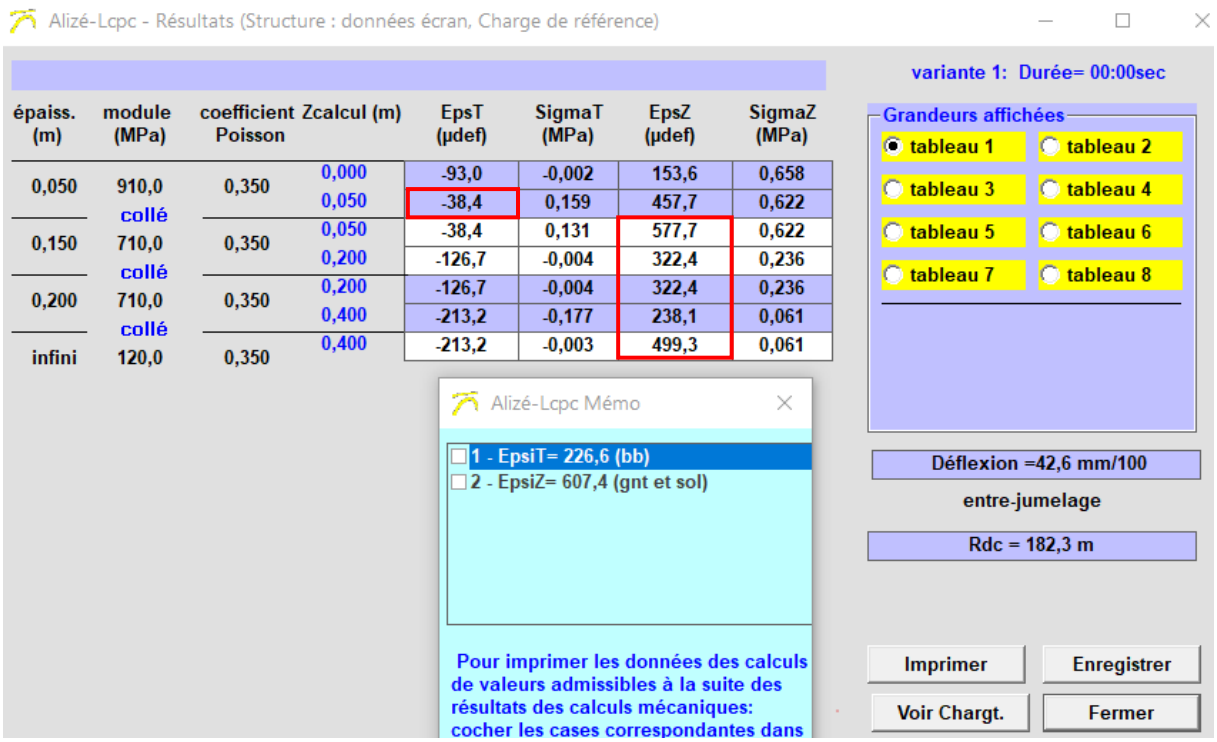
A l'issu de cette analyse, la variante 1 a été retenu parce qu'elle présente plus d'avantage que d'inconvénients.

II.5 Vérification des contraintes sur ALIZE LCPC

La vérification des contraintes consiste à une comparaison des valeurs admissibles de déformation des matériaux sous l'action du trafic aux valeurs réelles de déformation obtenues. Elle nécessite la connaissance des critères dimensionnant. Ainsi, pour les matériaux non liés comme la GNT, le critère est la déformation verticale (EpsiZ) à la tête de la couche et pour les matériaux bitumineux, le critère dimensionnant est la déformation horizontale (EpsiT) a la base de la couche.

Notre vérification tient compte des hypothèses suivante :

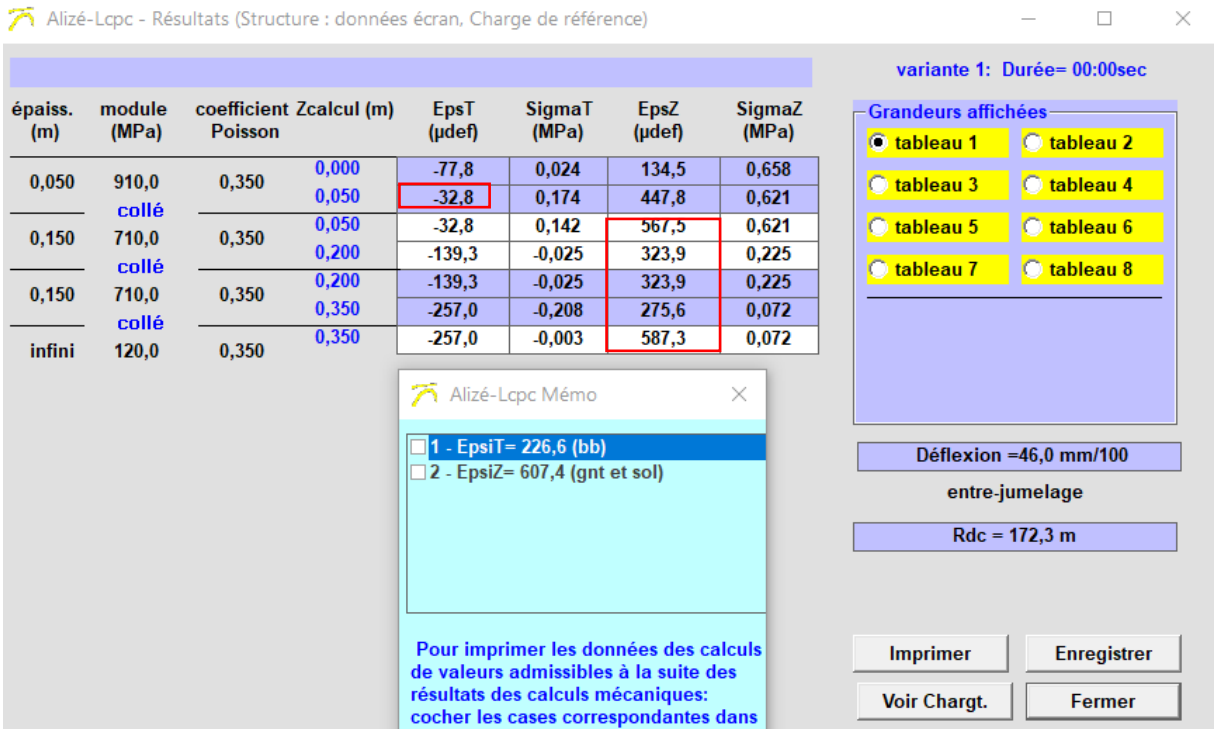
- Toutes les interfaces sont collés [11];
- La plateforme est supposée infini ;
- Le coefficient de poisson est supposé egal 0,35 [11];
- La temperature equivalente : 43°C[12]



épaiss. (m)	module (MPa)	coefficient Poisson	Zcalcul (m)	EpsT (µdef)	SigmaT (MPa)	EpsZ (µdef)	SigmaZ (MPa)
0,050	910,0 collé	0,350	0,000	-93,0	-0,002	153,6	0,658
			0,050	-38,4	0,159	457,7	0,622
0,150	710,0 collé	0,350	0,050	-38,4	0,131	577,7	0,622
			0,200	-126,7	-0,004	322,4	0,236
0,200	710,0 collé	0,350	0,200	-126,7	-0,004	322,4	0,236
			0,400	-213,2	-0,177	238,1	0,061
infini	120,0	0,350	0,400	-213,2	-0,003	499,3	0,061

Figure 7:Vérifications des contraintes de la structure predimensionnée

Avec la structure predimensionnée, les déformations obtenues sont inférieures aux déformations admissibles. Cependant dans un souci d'optimisation, des itérations seront réalisées afin de trouver une structure qui soit à la fois performante et économique.



épaiss. (m)	module (MPa)	coefficient Poisson	Zcalcul (m)	EpsT (µdef)	SigmaT (MPa)	EpsZ (µdef)	SigmaZ (MPa)
0,050	910,0 collé	0,350	0,000	-77,8	0,024	134,5	0,658
			0,050	-32,8	0,174	447,8	0,621
0,150	710,0 collé	0,350	0,050	-32,8	0,142	567,5	0,621
			0,200	-139,3	-0,025	323,9	0,225
0,150	710,0 collé	0,350	0,200	-139,3	-0,025	323,9	0,225
			0,350	-257,0	-0,208	275,6	0,072
infini	120,0	0,350	0,350	-257,0	-0,003	587,3	0,072

Figure 8: Vérification de la structure optimisée

Les contraintes des matériaux ainsi vérifiées, ce dimensionnement nous a permis d'avoir la structure de chaussée suivantes :

Tableau 18: Structure de chaussée retenue

Couche de roulement : 5 cm BB
Couche de base : 15 cm de graveleux latéritique naturel
Couche de fondation : 15 cm de graveleux latéritique naturel

III. Etude hydrologique et hydraulique

III.1 Etude hydrologique

III.1.1 Données pluviométrique

L'ajustement statistique effectué sur le logiciel hyfran-plus, nous a permis d'obtenir les résultats suivants :

- Pluie maximale journalière

Nous avons obtenu une pluie journalière maximale de 94,9 mm.

- Pluie moyenne annuelle

Nous avons obtenu une pluie annuelle : Pan = 698 mm.

III.1.2 Délimitation des bassins versants

L'observation de l'écoulement de l'eau nous a permis de délimiter les bassins versants présentés à la figure 11 et à la figure 12, ainsi que leurs caractéristiques afin de procéder au calcul des débits.

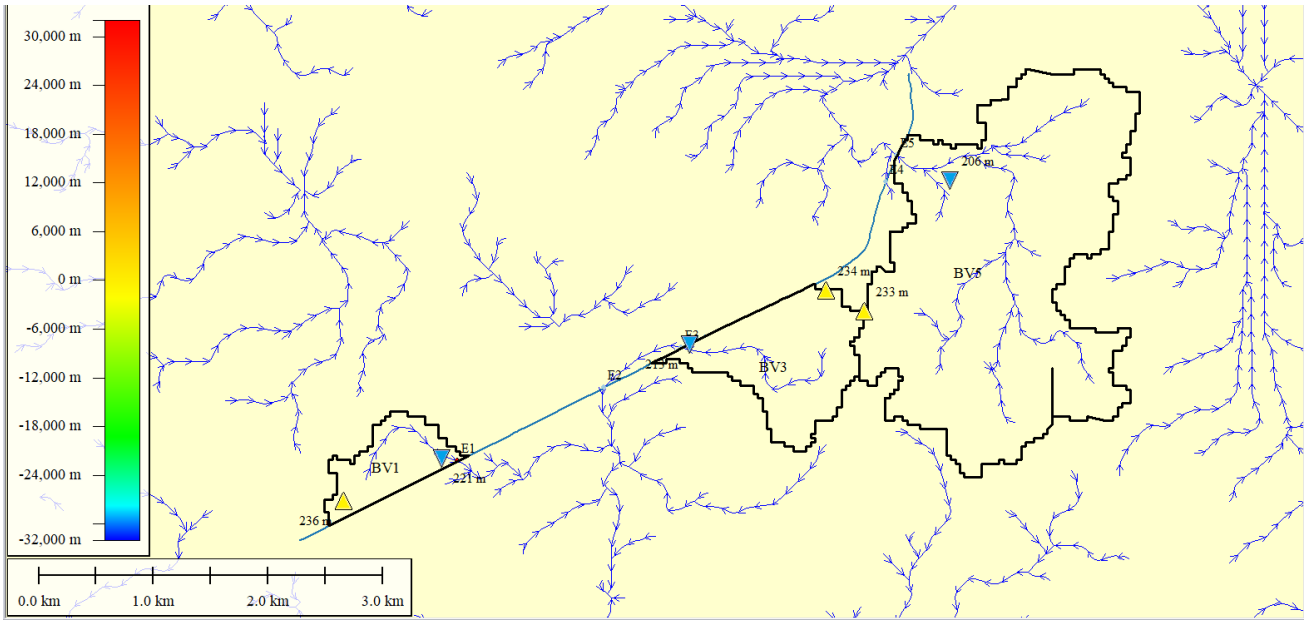


Figure 9: Délimitations des bassins versants 1,3 et 5

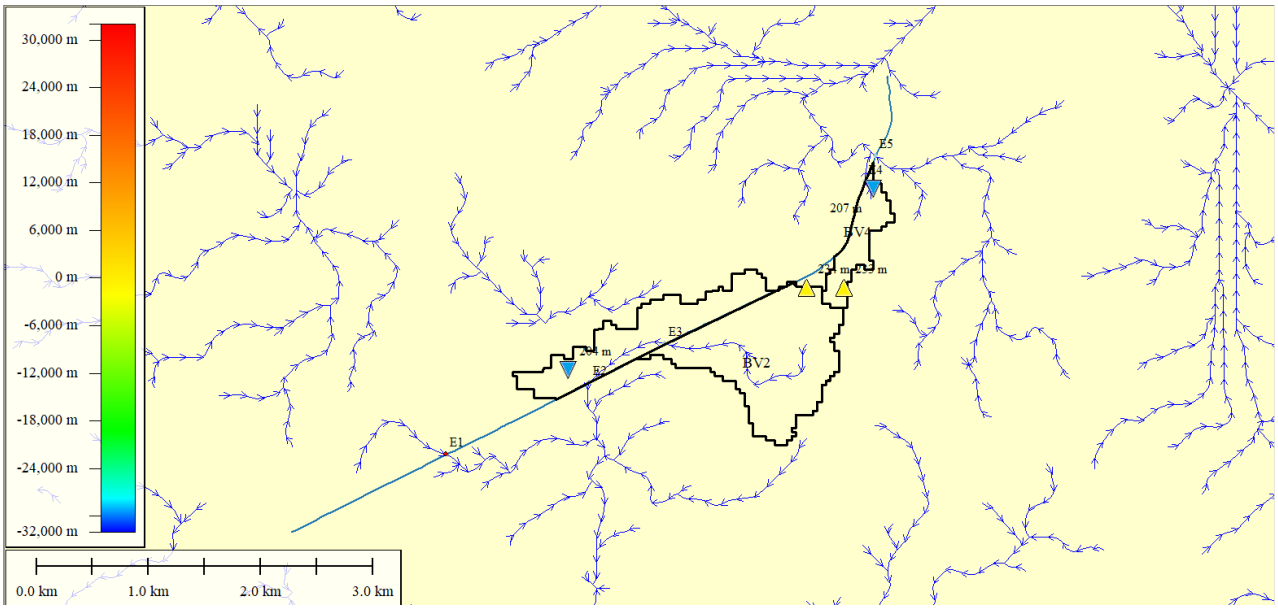


Figure 10: Délimitation des bassins versants 2 et 4

Tableau 19: Caractéristique des bassins versants

Désignation	Surface (Km^2)	Périmètre (Km)	Zmin	Zmax	Pente (%)	L'écoulement (m)
BV1	0,568	4,358	221	236	2.69	1171
BV2	1,957	10,451	204	234	3.03	3205
BV3	1,253	6,377	213	234	2.84	1767
BV4	0,2774	3,786	207	233	3.50	168
BV5	5,666	17,08	206	233	2.90	3540

III.1.3 Estimation des débits

III.1.3.1 Dalots

- Méthode rationnelle

Le résultat des calculs effectué par la méthode rationnelle en utilisant la formule de KIRPICH pour le calcul des temps de concentration sont présenté dans le tableau 20 :

Tableau 20: Résultat du calcul des débits par la méthode rationnelle (kirpich)

BV	Surface (Km^2)	i pente moyenne (%)	L ecoulement (m)	C	H (m)	t_c KIRPICH (mn)	t_c KIRPICH (h)	i (mm/h)	Q (m^3/s)
BV1	0,568	0,020	1171	0,5	15	23,22	0,39	93,37944968	7,37
BV2	1,957	0,021	3205		30	56,81	0,95	59,70574263	16,23
BV3	1,253	0,019	1767		21	32,80	0,55	78,57327144	13,67
BV4	0,2774	0,049	168		26	2,02	0,03	316,5966278	12,20

Le résultat des calculs effectué par la méthode rationnelle en utilisant la formule de RICHARDS pour le calcul des temps de concentration sont présenté dans le tableau 21.

Tableau 21 : Résultat du calcul des débits par la méthode rationnelle (richards)

BV	Surface (Km^2)	i pente moyenne (%)	L ecoulement (Km)	H (m)	tc (mn)	tc (h)	i (mm/h)	R (h)	C	C*R	K	D	B	Q (m3/s)
BV1	0,568	0,019902933	1,171	15	37	0,6167	73,97954	119,6	0,5	59,80	0,0137	0,15	0,145	5,84
BV2	1,957	0,02144499	3,205	30	83	1,3833	49,39392	117,72		58,86	0,0138	1,10	1,111	13,43
BV3	1,253	0,018760472	1,767	21	55	0,9167	60,67799	116,3		58,15	0,0139	0,39	0,402	10,56
BV4	0,2774	0,049365111	0,168	26	5	0,0833	201,2461	218,02		109,01	0,0089	0,00	0,001	7,75

- Méthode d'OSTORM

Le résultat des calculs effectué par la méthode de OSTORM sont présenté dans le tableau 22.

Tableau 22: Résultat du calcul des débits par la méthode d'OSTORM

BV	Surface (Km^2)	Pente (%)	Infiltrabilité	A	P10 (mm)	Kr10 (%)	α10	Tb10 (mn)	Pm10 (mm)	Q10 (m3/s)
BV1	0,568	2,69	RI	1,032	94,9	0,2965	2,6	223,82	97,97	3,39
BV2	1,957	3,03		0,962		0,2591		324,59	91,26	6,56
BV3	1,253	2,84		0,987		0,2907		240,76	93,68	6,52
BV4	0,2774	3,5		1,073		0,425		130,89	101,9	4,22
BV5	5,666	2,9		0,901		0,1975		702,53	85,49	6,27

- Méthode CIEH

Le résultat des calculs effectués par la méthode de CIEH est présenté dans le tableau 23.

Tableau 23: Résultat du calcul des débits par la méthode du CIEH

BV	Surface (Km^2)	Pan moyenne (mm)	A	P journalière max	Pm10 (mm)	Ig	Dd	Kr10 (%)	Q (m3/s)
BV1	0,568	698	1,032	94,9	97,97	7,9946	2,06	29,654	5,020
BV2	1,957		0,962		91,256	6,2248	1,64	25,911	8,875
BV3	1,253		0,987		93,676	7,6939	1,41	29,071	7,787
BV4	0,2774		1,073		101,86	15,0035	0,61	42,498	4,983
BV5	5,666		0,901		85,486	3,4549	0,62	19,745	11,992

- Choix des débits des projets :

Le débit de projet également appelé crue de projet correspond au débit décennal calculé précédemment, il nous permettra de faire le choix des infrastructures hydraulique et par la suite de les dimensionner. Le choix s'est porté sur la méthode rationnelle pour les bassins versants de superficie inférieur à 4 Km^2 et sur la méthode du CIEH pour le bassin versants de superficie supérieur à 4 Km^2. Les débits choisis sont consignés dans le tableau 24.

Tableau 24: Récapitulatif du calcul des débits

BV	Ostorm	Rationnelle (RICHARDS)	CIEH	Choix
BV1	3,39	5,84	5,020	5,84
BV2	6,56	13,43	8,875	13,43
BV3	6,52	10,56	7,787	10,56
BV4	4,22	7,75	4,983	7,75
BV5	6,27	-	11,992	11,99

III.3.1.2 Caniveaux et fossés

Le résultat du calcul du débit de projet des ouvrages longitudinaux est présenté dans le tableau 25.

Tableau 25: Résultat du calcul des débits du PK0 au PK3+550

PK0 à PK1+60									
Troncon	BV	Tceq (mn)	ieq (mm/h)	Aeq	Ceq	Qeq	SOMME Qj	Max Qj	Q projet
1	SBV1	9,7034111	144,460894	0,006935	0,85	0,2365448	0,1638065 8	0,1638065 8	0,1638065 8
2	SBV1+SBV2	14,647856	117,577843	0,0118406	0	0,3287120 5	0,3141912 8	0,1638065 8	0,1638065 8
PK1+60 à PK 3+0,5									
Troncon	BV	Tceq (mn)	ieq (mm/h)	Aeq	Ceq	Qeq	SOMME Qj	Max Qj	Q projet
1	SBV1	9,7034111	144,460894	0,003504	0,85	0,1195173 1	0,1195173 1	0,1195173 1	0,1195173 1
2									
3	SBV1+SBV2+SBV3	17,036744	109,023271	0,008322	0	0,2142216 4	0,3107343 9	0,1195173 1	0,1195173 1
4	SBV1+SBV2+SBV3+SBV4	18,814522	103,7447	0,00949	0	0,2324601 7	0,3715163 2	0,1195173 1	0,1195173 1
5	SBV1+SBV2+SBV3+SBV4+SBV5	20,258967	99,9778675	0,010439	0	0,2464218 4	0,4167393 3	0,1195173 1	0,1195173 1
PK 3+0,5 à PK 3+55									

Troncon	BV	Tceq (mn)	ieq (mm/h)	Aeq	Ceq	Qeq	SOMME Qj	Max Qj	Q projet
1	SBV1	5,4614621	192,556441	0,001752	0,85	0,0796541 8	0,0796541 8	0,0796541 8	0,0796541 8
2	SBV1+SBV2	7,0954288	168,936383	0,0028255 2	0	0,1127035	0,1427176 5	0,0796541 8	0,0796541 8
3	SBV1+SBV2+SBV3	8,350351	155,725648	0,00365	0	0,1342052 3	0,1926535 9	0,0796541 8	0,0796541 8

Tableau 26: Résultat du calcul des débits du PK3+550 au PK6+000

PK 3+55 à PK 3+70									
Constituants	A (km2)	C	Tcr (mn)	Tcs (mn)	Tc (mn)	i (mm/h)	Qj		
SBV1	0,000499548	0,95	1,58586667	1,80648174	3,39234841	244,321839	0,03220777		
PK3+70 à PK4+90									
Troncon	BV	Tceq (mn)	ieq (mm/h)	Aeq	Ceq	Qeq	SOMME Qj	Max Qj	Q projet
1	SBV1	4,5909422	210,020457	0,00093985	0,95	0,05208832	0,05208832	0,05208832	0,05208832
2	SBV1+SBV2	7,5745867	163,505755	0,00187976	0	0,08110662	0,09583959	0,05208832	0,05208832
3	SBV1+SBV2+SBV3	11,626487	131,973965	0,00315611	0	0,10991606	0,14671637	0,05208832	0,05208832
4	SBV1+SBV2+SBV3+SBV4	15,021831	116,105041	0,00422564	0	0,1294687	0,20038845	0,05367208	0,05367208
PK4+90 à PK6+00									

Sous-Troncon	BV	Tceq (mn)	ieq (mm/h)	Aeq	Ceq	Qeq	SOMME Qj	Max Qj	Q projet
1	SBV1	9,2622491	147,86122	0,001225	0,95	0,04779819	0,04779819	0,04779819	0,04779819
2	SBV1+SBV2	11,393582	133,316028	0,00189637	0	0,06671547	0,08686464	0,04779819	0,04779819
3	SBV1+SBV2+SBV3	14,898949	116,583	0,00300056	0	0,09231201	0,14188003	0,05501539	0,05501539
4	SBV1+SBV2+SBV3+SBV4	16,430505	111,01638	0,003483	0	0,10203795	0,17401538	0,05501539	0,05501539
5	SBV1+SBV2+SBV3+SBV4+SBV5	17,752727	106,802146	0,0038995	0	0,10990313	0,20024986	0,05501539	0,05501539

Tableau 27:Résultat du calcul du débit du PK6+000 au PK 8+312

PK6+000 au PK6+450						
Sous-Troncon	BV	Tceq (mn)	ieq (mm/h)	A	C	Q
1	SBV1	9,003208	149,973274	0,0015716	0,95	0,062198
PK6+45 à PK7+825						
Sous-Troncon	BV	Tceq (mn)	ieq (mm/h)	A	C	Q
1	SBV1	23,55043	92,7284706	0,00473955	0,95	0,11597692
PK7+825 à PK8+312						
Sous-Troncon	BV	Tceq (mn)	ieq (mm/h)	A	C	Q
1	SBV1	8,27	156,46	0,0017	0,95	0,071

III.2 Etude hydraulique

L'eau étant le principal ennemi de la route, l'étude hydraulique a pour but la détermination des sections des ouvrages afin de véhiculer les débits calculés. Pour ce projet, nous avons choisi des dalots comme ouvrage de franchissement transversaux, des caniveaux et des fossés comme ouvrages de franchissement longitudinaux.

III.2.1 Critères et hypothèses de calcul

III.2.1.1 Dalots

Les critères et hypothèses de calcul des sections des ouvrages hydraulique sont :

- La vitesse maximale de l'écoulement est fixée à 3m/s ;
- Les dalots fonctionnent de manière autonome (sortie libre) ;
- Ecoulement à surface libre ;

Les sections obtenues sont présentées dans le 26 :

Tableau 28: Section des dalots

BV	Débits	Nbr cellule	Largeur (m)	Hauteur (m)	Position
BV1	5,84	1	2,5	2	PK1+625
BV2	13,43	3	1,5	1,5	PK3+025
BV3	10,56	2	3	2	PK3+700
BV4	7,75	2	2	2	PK6+000
BV5	11,99	1	2,5	2	PK6+475

Les détails des calculs sont présentés en annexe 2.

III.2.1.2 Caniveaux et fossés

Les hypothèses suivantes sont considérées :

- Ecoulement uniforme
- Les parois des caniveaux sont en béton et ont pour rugosité ks=67 ;
- Les parois des fossés ont pour rugosité ks=33 ;
- La vitesse d'écoulement maximale est prise égale 2,5 m/s pour les caniveaux et 1,5 m/s pour les fossés ;

La profondeur d'eau normale est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{Q}{\sqrt{i}} = Ks \times S \times Rh^{2/3} = D$$

La revanche est déterminée par la formule de Lacey [7]:

$$r = 0{,}2 + 0{,}15 \times Q^{1/3}$$

Les sections obtenues sont consignées dans les tableaux 29 et 30 :

Tableau 29: Section des caniveaux

Caniveau		
Sous-tronçon	B (m)	H (m)
PK0 à PK1+600	0,5	0,55
PK1+600 à PK 3+0,50	0,3	0,55
PK 3+0,50 à PK 3+550	0,3	0,40

Tableau 30: Section des fossés

Fossé			
Sous-tronçon	Fruit de berge	H (m)	B (m)
PK 3+550 à PK3+700	1,5	0,45	1,35
PK3+700 à PK4+900	1,5	0,5	1,5
PK4+900 à PK6+000	1,5	0,5	1,5
PK6+000 à PK6+450	1,5	0,5	1,5
PK6+450 à PK7+825	1,5	0,6	1,8
PK7+825 à PK8+312	1,5	0,45	1,35

Pour ce projet, nous allons retenir pour les caniveaux, la section de 50×55 pour le tronçon allant du PK0 au PK3+550 et la section de 180×60 pour les fossés, du tronçon allant du PK3+550 au PK 8+312.

III.3 Dimensionnement structural du dalot

Le dalot qui fera l'objet de notre étude est le dalot de section $2 \times 3 \times 2$ qui véhicule un débit de 13,43 m^3. Le dimensionnement consiste à proposer les épaisseurs pour les différentes parties de l'ouvrage ainsi que leurs ferraillages afin qu'il puisse résister avec marge approprier non seulement aux efforts engendrés par son poids propre, mais aussi aux efforts dus à l'ensemble des actions d'origine naturelle et fonctionnelle qui lui seront appliquées. Pour cela, nous allons d'abord faire le prédimensionnent afin de déterminer les épaisseurs des différentes parties du dalot, puis nous férons une vérification des contraintes afin de confirmer ou d'infirmer les épaisseurs considérées.

III.3.1 Prédimensionnement

Pour la détermination de l'épaisseur de notre dalot, nous allons utiliser la formule suivante :

$$e = \max\left(\frac{L}{15}; \frac{L}{10}\right)$$

Avec :

L : la dimension de la plus grande cellule

$$e = \max\left(\frac{1,5}{15}; \frac{1,5}{10}\right) = 0,15m$$

On retiendra comme épaisseur : 0,2m

III. 3.2 Evaluation des charges appliquées

Pour le dimensionnement de notre dalot, nous allons considérer deux types de charges qui sont : Les charges permanentes et les charges d'exploitations.

- Charges permanente

Le tableau ci-dessous représente le récapitulatif des calculs effectués. Les détails se trouvent en annexe 6.

Tableau 31: Charges permanentes

Elément		Résultat	Unité
Tablier	Poids propre	5	KN/m
	Poids du revêtement	1,2	KN/m
	Poids du guide roue	3,75	KN/m
	P1	9,95	KN/m
Piédroit	Poussé de terre sur la partie sup	1,665	KN/m
	Poussé de terre sur la partie inf	12,987	KN/m
	P3	1,665	KN/m
	P4	12,987	KN/m
Radier	Poids des piédroit	6,66	KN/m
	Poids du tablier	9,95	KN/m
	Poids propre du radier	5	KN/m
	P2	21,61	KN/m

- Charge d'exploitations

Pour le dimensionnement de notre dalot, nous avons considéré les surcharges routières suivante : Bc, Bc-Niger, A(L), Bt, Mc120. Le tableau 10 représente le récapitulatif des calculs effectués. Les détails se trouvent en annexe 6.

Tableau 32: Charges d'exploitation

Désignation	Tablier		Radier	
	ELS	ELU	ELS	ELU
A (L)	13,66	18,33	13,66	18,33
Bc	73,19	98,2	67,77	90,92
Bc-Niger	89,3	104,2	71,55	96
Bt	116,08	155,74	108,22	145,2
Mc120	71	95,21	65,43	87,8

Surcharge de remblai

La surcharge verticale de chaussée derrière les piédroits de plate-forme routière sera prise égale à 1 t/m²[13].

$$q_{ELS} = \gamma_s \times ka \times p = 1{,}2 \times 0{,}33 \times 10 = 3{,}96\ KN/m^2$$

III.3.4 Combinaison des charges

Le tableau ci-dessous représente la combinaison des différentes charges calculées. La combinaison se fera en considérant les deux états limite de service suivant : ELU, ELS.

Tableau 33:resultat de la combinaison des charges

Elément	G	Q (ELS)	Q (ELU)	Combinaison ELS	Combinaison ELU
Tablier	9,95	116,08	155,74	126	196,84
Piédroit de rive sup	1,665	3,96		5,625	6,42
Piédroit de rive inf	12,987			16,94	17,74
Radier	21,61	108,22	145,2	130	195,85

III.3.5 Détermination des sollicitations

Afin de déterminer les sollicitations, nous avons effectué une modélisation suivant les deux combinaisons effectuées dans le tableau ci-dessus. Nous avons obtenu les résultats suivants :

- Etat limite de service :

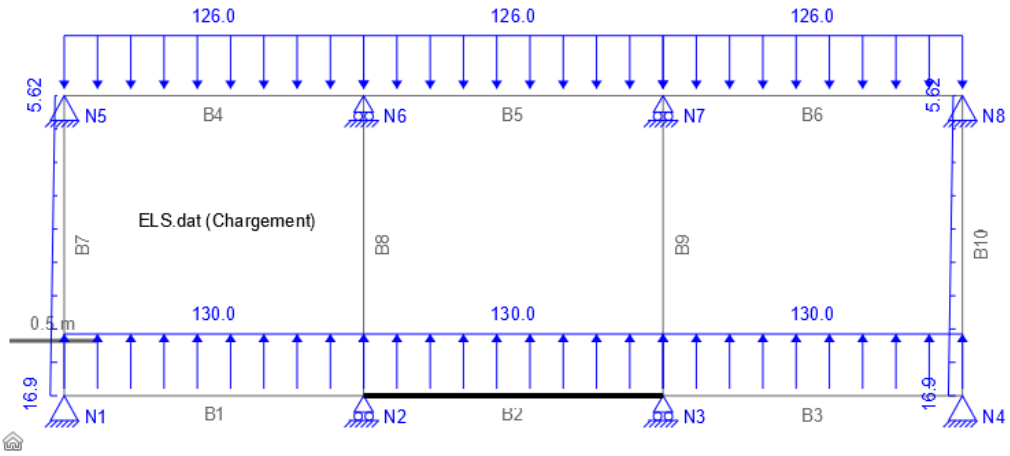


Figure 11: schéma statique sous combinaison à l'ELS

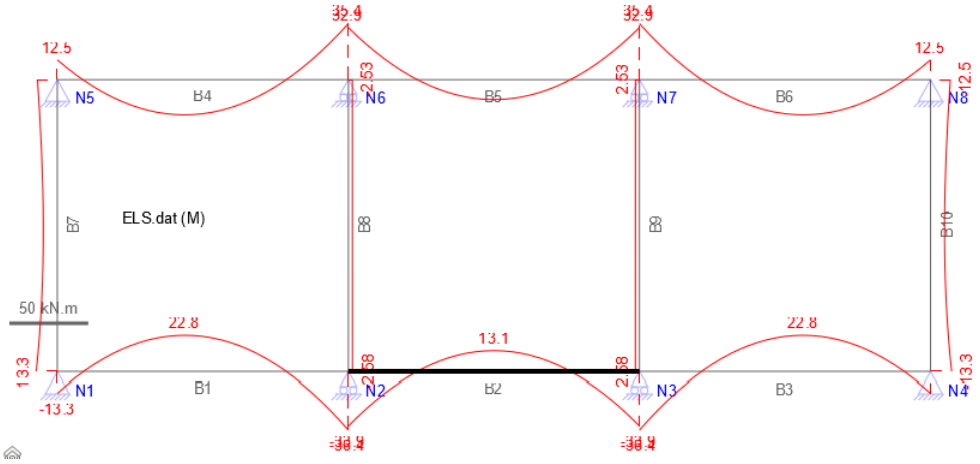


Figure 12: Diagramme des moments à l'ELS

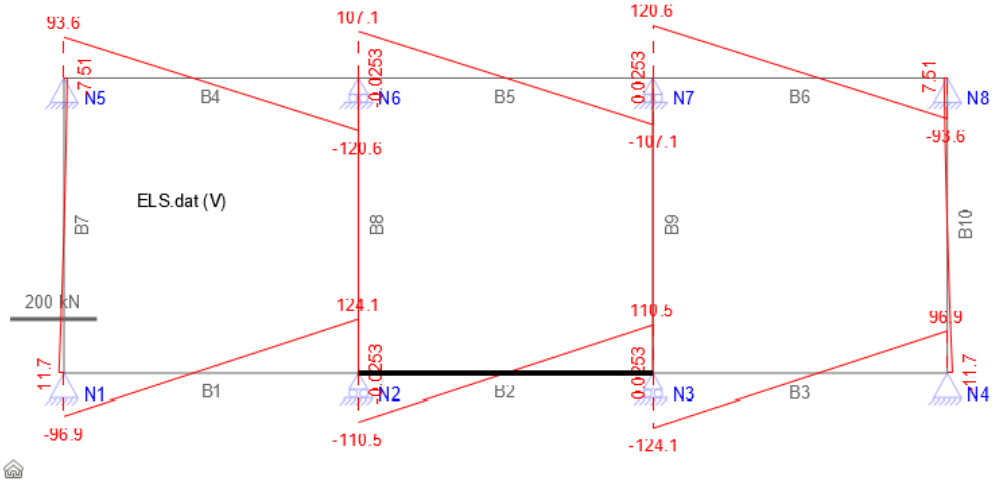


Figure 13: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

- Etat limite ultime :

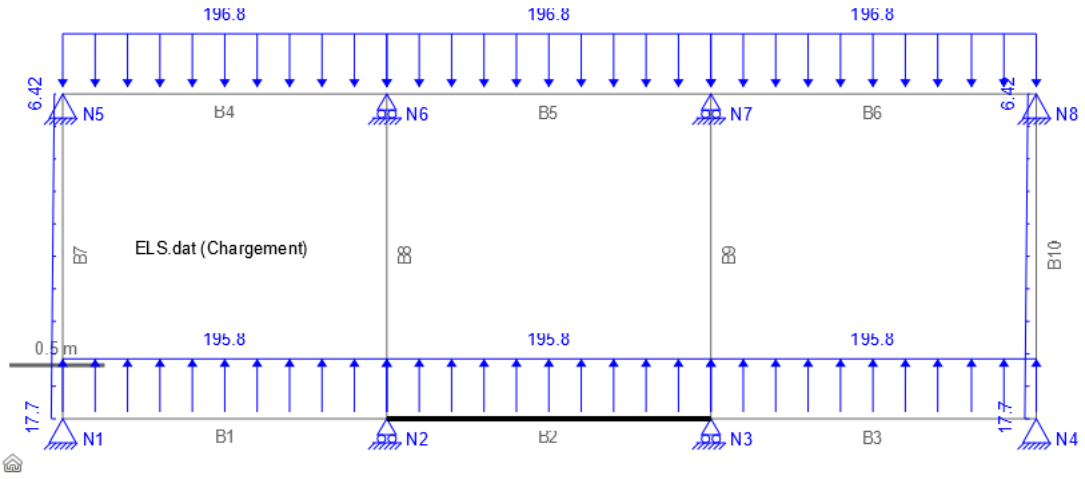


Figure 14: schéma statique sous combinaison à l'ELU

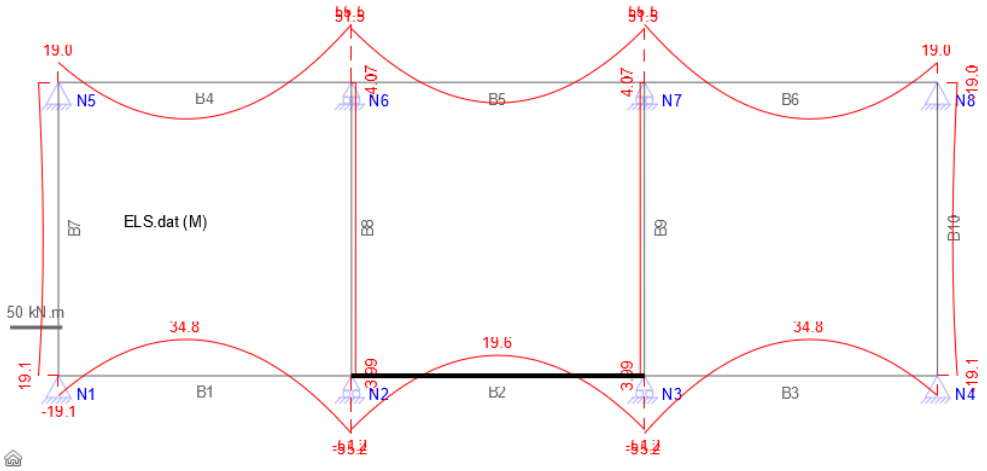


Figure 15: Digramme des moments à l'ELU

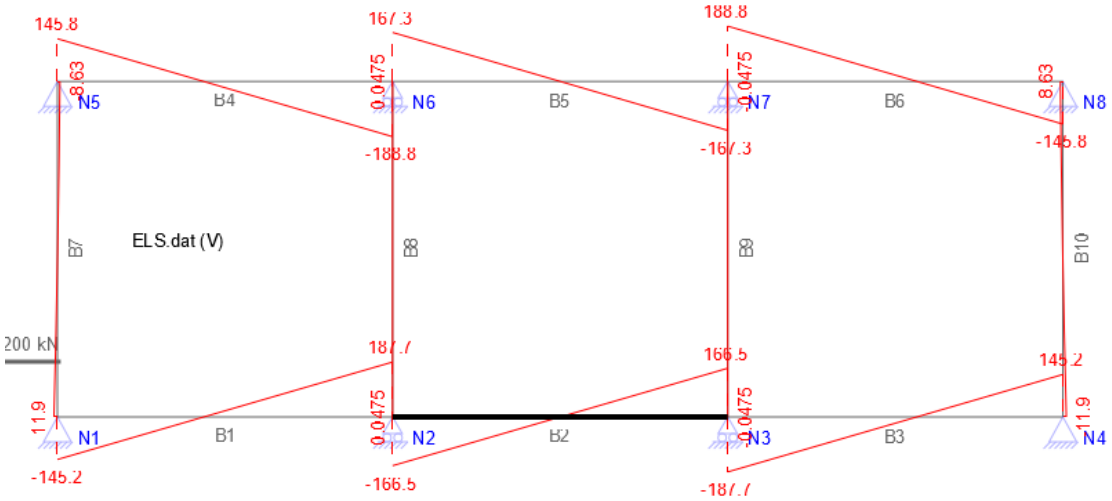


Figure 16: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

III.6 Dimensionnement du mur en aile

Le mur en aile est un mur vertical permettant de contenir les terres. Il est dimensionné comme un mur de soutènement.

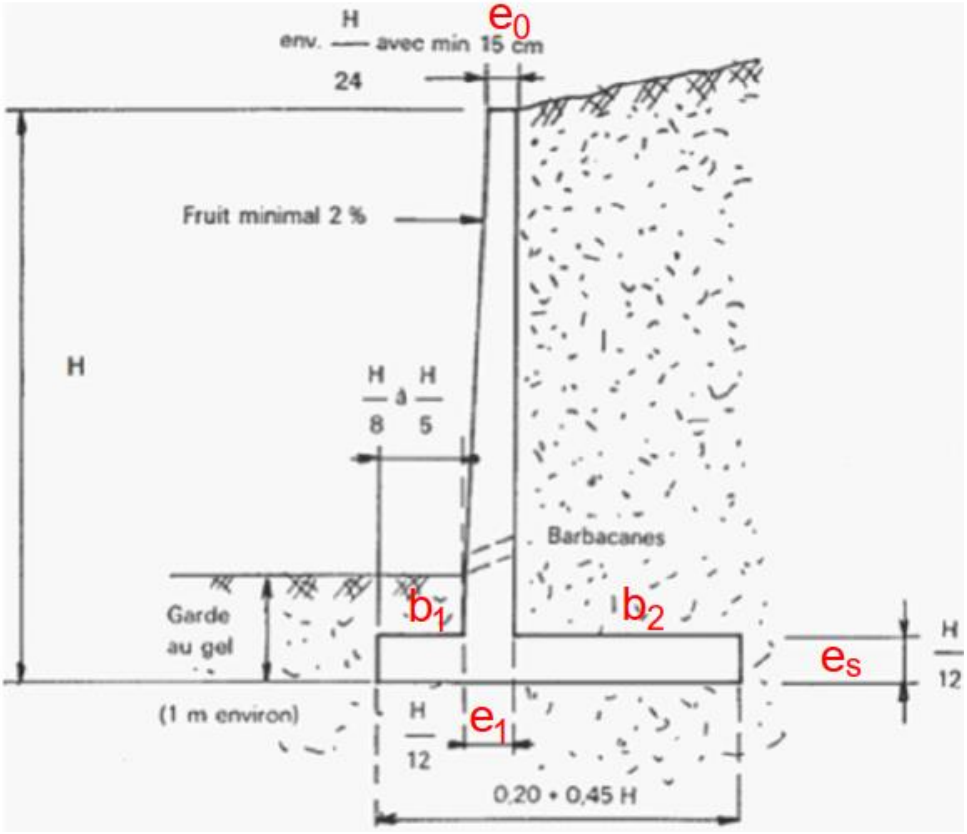


Figure 17: schéma illustratif du mur de soutènement

III.6.1 Prédimensionnement

Le dimensionnement d'un mur de soutènement et ses vérifications demandant une succession de calcul longs et itératif, la façon la plus rapide d'arriver aux bons résultats de pré-dimensionner de la manière la plus juste possible les caractéristiques géométriques du mur.

Tableau 34: Prédimensionnement du mur de soutènement

Désignation	Formule	Resultat (m)
Hauteur du mur	H	1,7
epaisseur en tete du mur e0	$e_0 = \frac{H}{24}$	0,2
epaisseur au pied du mur e1	$e_1 = \frac{H}{12}$	0,2
epaisseur de la semelle	$e_s = \frac{H}{12}$	0,2
largeur du patin	$\frac{H}{8} < b_1 < \frac{H}{5}$	0,35
largeur du talon	$b_2 = 0{,}2 - 0{,}45H - e_1 - b_1$	0,5
Largeur de la semelle	$(es+b_1+b_2)$	1,05

Nous avons considéré une épaisseur constante pour le voile de notre mur en aile.

III.6.2 Calcul des sollicitations

Les sollicitations dues aux différentes charges appliquées à notre ouvrage sont résumées dans le tableau 33 :

Tableau 35: Récapitulatif des sollicitations

Désignation	R_h	R_v	$M_{/A}$
	-	8,5	-3,83
Voile	-	5,25	-2,76
Semelle	-	18,2	-3,19
Pterre_patin	-	17	-13,60
Pterre_talon	9,537	-	7,31
Poussée de terre	-	7	-5,60
Surcharge q	5,61	-	5,89
Pousse due à q	0	0	-15,76

III.6.3 Justification de la stabilité externe

- Stabilité au renversement

La stabilité au renversement est vérifiée si et seulement si le rapport des moments stabilisant Ms par les moments renversants Mr est supérieur ou égale à 1,5.

Tableau 36: Vérification de la stabilité au renversement

Désignation	Symbol	valeur
Moment des force stabilisante	Ms	44,73
Moment des force renversante	Mr	13,20
Facteur de sécurité	FS	3,388
Vérification	Vérifiée	

- Stabilité au glissement

La stabilité au glissement est vérifiée lorsque :

$$F_g = \frac{R_v \times \tan\theta}{R_h} > 1{,}5$$

$$F_g = \frac{55{,}950 \times \tan 30}{15{,}147} = 2{,}13$$

La stabilité au glissement est vérifiée.

III.7 Calcul de la section d'acier du dalot 3 × 1,5 × 1,5

Pour la détermination des sections d'aciers de notre dalot, le tablier et le radier sont calculé en flexion simple, le piédroit intermédiaire en compression et les piédroits de rive en flexion

composée. En ce qui concerne le mur en aile, nous avons déterminé la section d'acier à mettre pour le voile et pour la semelle.

Pour le voile, nous avons déterminé la section d'acier correspondant à la section N°1 que nous avons uniformisé suivant la hauteur de notre mur. Les détails des calculs se trouvent en annexe 7.

- Sections d'acier du dalot

Tableau 37: Récapitulatif du calcul de la section d'acier du dalot

Eléments considéré		Acier principaux			Acier de répartition		
		Athéorique/nappe (cm2)	Choix	St	Athéorique/nappe (cm2)	Choix	St
Tablier	Travée	3,93	5HA10	20	3,93	5HA10	20
	Appuis de rive	3,93	5HA10	20	3,93	5HA10	20
	Appuis intermédiaire	5,65	5HA12	20	3,93	5HA10	20
Radier	Travée	3,93	5HA10	20	3,93	5HA10	20
	Appuis de rive	3,93	5HA10	20	3,93	5HA10	20
	Appuis intermédiaire	5,65	5HA12	20	3,93	5HA10	20
Piédroit	Piédroit de rive	3,93	5HA10	20	3,93	5HA10	20
	Piédroit intermédiaire	5,65	5HA12	20	5,65	5HA12	20

- Section d'acier du mur en aile

Tableau 38: Récapitulatif du calcul de la section d'acier du mur en aile

Désignations	Section	Coté remblai				Coté non remblayé					
		Asp	St (cm)	A_H	Esp (cm)	A_H	St (cm) (cm)	Av	esp (cm)	Ar	St (cm)
Voile	S1	5HA10	20	5HA8	20	5HA 8	20	5HA8	20	-	-
Patin	S2	5HA10	20	-	-	-	-	-	-	5HA8	20
Talon	S3	5HA10	20	-	-	-	-	-	-	5HA8	20

III.8 Calcul de la section d'acier du caniveau 50×55

Le tableau ci-dessous est un récapitulatif du calcul du caniveau 50×55. Les détails se trouvent en annexe 8.

Tableau 39: Récapitulatif du calcul de la section d'acier du caniveau

Partie de l'ouvrage	Aciers principaux	Aciers de répartition

	Choix par nappe	Espacement	Choix par nappe	Espacement
Dalette	5HA10	20 cm	5HA8	20 cm
Radier	6HA10	15 cm	5HA8	20 cm
Piédroit	6HA10	15 cm	5HA8	20 cm

IV. Signalisation routière et sécurité routière

La signalisation routière désigne l'ensemble des signaux conventionnels implantés sur le domaine routier et destinés à assurer la sécurité des usagers de la route, soit en les informant des dangers et des prescriptions relatifs à la circulation ainsi que des éléments utiles à la prise de décisions, soit en leur indiquant les repères et équipements utiles à leurs déplacements[14].

La signalisation routière a pour objets :

- D'améliorer les conditions de sécurité ;

- De faciliter l'écoulement du trafic ;

- D'indiquer ou de rappeler les prescriptions particulières de police ;

- De donner des informations pratiques à l'usager de la route.

Deux types de signalisation sont utilisés pour les travaux routiers : la signalisation temporaire et la signalisation permanente.

IV.1 Signalisation temporaire

Pour garantir la sécurité des travailleurs du chantier et des usagers de la voie, ainsi que pour maintenir la circulation fluide pendant les travaux, des systèmes de signalisation temporaire sont mis en place. Les usagers de la route sont tenus au courant des modifications temporaires de la chaussée et des règles de circulation.

Les types de signalisation temporaires utilisés lors des travaux de cette route sont :

- Les panneaux de signalisation temporaire :

Panneaux de travaux : ils sont disposés à chaque entrée et sortie du chantier et indiquent les précautions à prendre (limitation de vitesse, travaux, fin des travaux…). Ces panneaux ont toujours un fond de couleur jaune.

Panneaux de déviation : ces panneaux indiquent les itinéraires à suivre en cas de fermeture de route ou de déviation.

- Les barrières :

Ce sont des blocs de béton façonnés et sont utilisées pour sécuriser les zones de travaux et empêcher l'accès aux zones non autorisées (chaussée nouvellement imprégnée ou enrobée fraichement mis en œuvre).

- Les balises et cône :

Les cônes sont utilisés pour délimiter les zones de travaux, guider les véhicules et les piétons et surtout pour signaler les obstacles. En ce concerne les balises, elles sont utilisées pour offrir une meilleure visibilité nocturne.



Panneaux travaux



Cônes



Panneau de déviation

IV.2 Signalisation permanente

La signalisation permanente routière représente l'ensemble des éléments permanents placés sur les routes afin de donner une direction, informer et contrôler la circulation de manière constante. Ils jouent un rôle crucial dans la préservation de la sécurité et de la fluidité des du trafic. Cette signalisation est deux types à savoir la signalisation verticale (panneaux) et la signalisation horizontale (marquage au sol).

- Signalisation verticale :

Cela regroupe tous les panneaux verticaux qui aident les usagers à circuler en toute sécurité, en leur fournissant des informations essentielles sur les passages, les arrêts et les limites de vitesse.

On distingue :

- Les panneaux de type A : De forme triangulaire, ils signalent les dangers éventuels ;
- Les panneaux d'intersection et de priorité de type AB : De forme circulaire, ils indiquent les arrêts obligatoires, les passages piétons, et les priorités de passage.
- Les panneaux de type EB : rectangulaires, ils signalent les entrées ou sorties d'agglomération.

Cette signalisation a pour but de garantir une lecture claire et une compréhension simple pour les usagers, tout en respectant le code de la route et les normes techniques de conception des routes ;

Tableau 40: Signalisation verticale

Panneau	**Nbr**	**Position**
	8	PK5+550; PK5+475; PK5+775; PK6+300; PK6+561;PK 6+931; PK7+275; PK9+0,25
	8	PK8+225; PK7+825; PK7+150; PK6+750; PK6+450; PK5+975; PK5+625; PK5+300;
	1	PK3+550
	2 2 2 2	PK1+625 PK6+600 PK6+800 PK7+000

	16	PK5+550; PK5+475; PK5+775; PK6+300; PK6+561; PK6+931; PK7+275; PK9+0,25
	18	-
	8	PK1+000; PK2+000; PK3+000; PK4+000; PK5+000; PK6+000; PK7+000; PK8+000

- Signalisation horizontale :

La signalisation horizontale englobe toutes les indications peintes et dessinées sur le sol. Elle est composée de lignes (continues et discontinues, lignes d'axes), de flèches et d'indications de voies spécialisées. Toutes les indications au sol de la route permettent d'identifier les zones de circulation appropriée de la route.

Tableau 41: Signalisation horizontale

Type de ligne	Position	Prescriptions
Ligne continue	Bord droit, côté TPC	Continue 3u
Ligne discontinue	Axe	Type T1 et de largeur 2u
	Bordure gauche	Type T2 et de largeur 3u

V. Notice d'impact environnemental et social

La présente notice d'impact environnemental social a pour but d'identifier et d'évaluer les impacts environnementaux et sociaux liés aux travaux d'aménagement de la bretelle du site maraicher de kangou (7 km), de proposer des mesures d'atténuation, de compensation, et d'accompagnement afin de faciliter une intégration harmonieuse du projet dans son environnement et de contribuer à sa viabilité à long terme sur les plans écologique, économique et social.

V.1 Cadre politique, juridique et institutionnel

La protection de l'environnement ainsi que la dimension sociale du développement sont des priorités pour le gouvernement de la République du Niger qui a inscrit ces thèmes au cœur de ses politiques nationales. Elle repose sur un cadre politique, juridique et institutionnel solide, destiné à prévenir et à limiter les impacts négatifs des activités de développement sur les populations et leurs biens.

V.1.1 Cadre politique

Le Niger a fait le choix stratégique de concilier les impératifs à court terme de croissance et d'accès aux services, avec la nécessité d'une vision à long terme garantissant un développement économique et social durable via l'optimisation des ressources naturelles et humaines. On peut citer :

- La politique nationale en matière de l'environnement et du développement durable adoptée par le décret n°2016-522/PRN/ME/DD du 28 septembre 2016 ;
- Le plan national de l'environnement pour un développement durable (PNEDD) ;
- La stratégie nationale des transports (SNT 2016-2025) visant à moderniser le secteur des transports ;

V.1.2 Cadre juridique

Les travaux d'aménagement de la bretelle du site maraicher de kangou sont soumis au respect de plusieurs normes nationales et internationales adoptés par le Niger qui visent la protection de l'environnement, la santé et la sécurité au travail, ainsi que la préservation du cadre de vie. On peut citer parmi les conventions internationales :

- La Convention sur la Diversité Biologique, adoptée le 11 juin 1992 à Rio. Son article 14 stipule que chaque pays doit mettre en place des procédures d'évaluation des impacts environnementaux des projets susceptibles de nuire à la biodiversité, tout en impliquant le public si nécessaire. Cette convention a été ratifiée par le Niger le 25 juillet 1995 ;
- La Convention n°161 de l'OIT, qui encadre les services de santé au travail, en particulier sur les dispositions des articles 12 et 1 ;
- La Convention n°148 de l'OIT, qui vise à prévenir les risques liés à la pollution de l'air, au bruit et aux vibrations sur les lieux de travail ;
- La Convention n°155 de l'OIT, qui stipule que l'employeur doit garantir la sécurité et la santé des travailleur et prévoir des mesures d'urgence et de premiers soins ;
- La convention-cadre des Nations Unies sur le changement climatique (CCNUCC) adopté le 11 juin 1992 qui stipule que les considérations climatiques doivent être intégré dans les politiques et projets de développement (article 4) ;

Le Niger s'est doté d'un ensemble de lois, ordonnances, décrets et arrêtés constituant le cadre légal de la gestion environnementale et sociale. On peut citer :

- La loi n°61-37, modifiée par la loi n°2008-037 (10 juillet 2008), qui encadre l'expropriation pour utilité publique et l'occupation temporaire ;
- La loi n°2018-28 (14 mai 2018) : elle rend obligatoire les EIES/NIES pour les projets à impact significatif ;
- La loi n°2004-040 (8 juin 2004) portant régime forestier qui stipule que les ressources forestières font partie du patrimoine commun de la nation ;
- La loi n°2015-01 sur la santé et sécurité au travail qui fixe les principes fondamentaux de la sécurité au travail ;
- L'Ordonnance n°93-013 instituant un code d'hygiène publique au Niger précise en son article 14 qu'il est interdit à toute personne physique ou morale de produire ou de détenir des déchets dans des conditions susceptible de créer des dommages sur le sol, la flore, la faune, le paysage, la qualité de l'air et des eaux ;
- L'arrêté n°0343/MSP/SG/DGSP/DHP/ES sur la gestion des déchets liquides

interdit tout rejet dans le milieu naturel ;

V.1.3 Cadre institutionnel

Plusieurs institutions jouent un rôle clé dans la protection et la préservation de l'environnement au Niger, notamment :

- Le Ministère de l'Équipement : Ce ministère veille à la bonne réalisation des travaux dans le respect des normes en vigueur. Il joue un rôle essentiel en intégrant les enjeux environnementaux dans la construction des infrastructures, à travers ses différentes directions ;
- Le Ministère de l'Environnement de l'hydraulique et de l'assainissement : Il est chargé de la conception, la mise en œuvre et le suivi de la politique nationale en matière d'environnement, d'hydraulique et d'assainissement et assure l'évaluation environnementale ;
- Le ministère de la santé et de l'hygiène publique : Ce ministère via la Direction générale de la santé publique (DGSP), contribue à la prévention et au suivi sanitaire sur le chantier ;
- Le ministère de la fonction publique, du travail et de l'emploi : ce ministère veille au respect des normes relatives au travail décent, à la sécurité et à la santé au travail ;
- Le ministère des mines : À travers ses directions centrales, régionales et départementales, il est chargé de délivrer les autorisations nécessaires pour l'ouverture et l'exploitation des carrières ;
- Les populations locales : elles constituent les bénéficiaires directs du projet ;
- Le conseil national de l'environnement pour un développement durable (CNEDD) : Il assure la coordination nationale des politiques environnementales et le suivi de la mise en œuvre des conventions internationales ;

V.2 Identification des impacts potentiels du projet

La construction du site maraicher de kangou aura des répercussions positives et négatives sur le milieu physique, biologique et humain.

V.2.1 Impacts positifs

Les effets positifs attendus de la construction de la bretelle du site maraicher de kangou sont importants tant sur le plan économique que social :

- Création d'emplois temporaires pour la main d'œuvre locale pendant la durée des travaux ;
- Désenclavement du site maraicher de kangou et des villages environnants, facilitant le transport des produits agricoles vers les marchés de Niamey ;
- Amélioration de l'accès des populations aux services de santé, d'éducation et aux infrastructures publiques ;
- Relance des activités économique locale grâce à l'augmentation de la demande en produits et services ;

V.2.2 Impact négatifs

Les impacts négatifs identifiés concernent à la fois les composantes biophysiques (eau, air, sol, faune, flore) et sociales (santé, sécurité, cadre de vie, relations communautaires).

- Risque de pollution des eaux de surface par les déchets solides, huiles usées ou carburants prévenants de la base vie ou des engins ;
- Utilisation excessive de l'eau pour les besoins du chantier pouvant réduire la disponible pour les ménages et les activités maraichers ;
- Emissions de poussières sur les pistes et zones d'emprunt, gênant la visibilité et la respiration des populations riveraines ;
- Pollution sonore perturbant la tranquillité des habitants et des écoliers à proximité ;
- Contamination des sols par les hydrocarbures et huile de vidange en cas de mauvaise gestion des déchets mécaniques ;
- Destruction localisée de la végétation herbacée et arbustive dans l'emprise du tracé et les zones de carrière ;
- Perturbation de la petite faune locale du fait du bruit et des mouvements des engins ;
- Augmentation des risques d'accidents liés aux engins de chantier, aux chutes ou aux manutentions nos sécurisée ;
- Exposition à la poussière, au bruit et a la chaleur pouvant provoquer des affections respiratoires ou des malaises ;
- Risque de propagation des IST, VIH/SIDA du au brassage des populations et au manque de sensibilisation ;
- Manque d'infrastructure sanitaires adaptée pour le personnel, notamment pour les femmes ;
- Prolifération d'insectes vecteur de maladies autour de la base vie ;
- Risque d'accidents pour les enfants, éleveurs à proximité des zones de passage des engins ;
- Détérioration des pistes rurales existantes utilisées comme voies d'accès secondaire ;
- Risque de conflit foncier ;
- Risque de dégradation du patrimoine culturel local ;

V.3 Mesures d'atténuations

- Arroser deux fois par jour les pistes empruntées par les camions et les zones poussiéreuses ;
- Mettre en place en dispositif de collecte et de stockage des déchets liquides et solide ;
- Réhabiliter les carrières et zones d'emprunt à la fin des travaux ;
- Collecter et stocker les huiles usées dans des futs étanches avant élimination réglementaire ;
- Payer les taxes d'abattages avant toute coupe d'arbres ;
- Limiter la coupe aux arbres indispensable au tracé ;
- Sensibiliser les ouvriers sur la protection de la faune et la flore ;
- Fournir et imposer le port des EPI ;
- Sensibiliser régulièrement les travailleurs et communautés sur les risques sanitaires et de sécurité ;
- Installer des panneaux de signalisation et rubans de sécurité aux points critique ;
- Délivrer des autorisations de circulation aux engins lourds ;
- Définir les itinéraires des camions pour éviter les zones scolaires et les zones d'habitation dense ;
- Recruter prioritairement la main d'œuvre locale ;
- Mettre en place un mécanisme de gestion des plaintes sensible au genre ;

- Arrêter immédiatement les travaux en cas de découverte fortuite ;

VI. Evaluation financière du projet

L'évaluation du coût du projet est une étape très importante du projet elle permet d'orienter le maitre d'ouvrage dans ses financements d'une part et d'autre part lui permet la recherche de financement du projet auprès des bailleurs de fonds. Cette évaluation est la phase qui vient après l'établissement des devis quantitatif.

Le tableau ci-dessous présente le coût global de notre projet et le détail se trouve en annexe 11.

Tableau 42: Récapitulatif de l'étude financière

CODE	DESIGNATION DES TRAVAUX	Montant FCFA
000	INSTALLATION ET REPLIEMENT DE CHANTIER	882889629,6
100	TRAVAUX PREPARATOIRES	44483892,5
200	TERASSEMENT	274796350
300	CHAUSSEE	301135739,7
400	REVETEMENT	1341648000
500	ASSAINISSEMENT	1274319180
600	SÉCURITE ET SIGNALISATION	185107632
700	Environnement	200000000
Total général hors taxe		4504380424
TVA (19%)		855832280,5
Montant total TTC		5360212704

CONCLUSION

Notre étude avait pour but principal de produire un rapport synthétique qui englobe les méthodes de conception et de calcul, les notes de calcul des ouvrages, ainsi que les plans de coffrage. Elle comprenait également une évaluation de l'impact environnemental et une estimation globale des coûts du projet.

Les différentes études dans le cadre de ce projet : « Etude technique détaillée des travaux d'aménagement et de bitumage de la bretelle du site maraicher de kangou sur un linéaire d'environ 7 km » nous ont permis de permis d'aboutir à un résultat répondant aux normes techniques. En effet nous avons fait des propositions concrètes en rapport avec la structure de chaussée composée de : 20 cm de couche de fondation en grave latéritique, 15 cm de couche de base en grave latéritique, 5 cm de béton bitumineux pour la couche de roulement.

De l'étude hydrologique, cinq bassins versants qui nous ont permis de dimensionner des ouvrages hydrauliques afin d'assainir la route. Nous avons proposé un dimensionnement structural pour le dalot de 3 × 1,5 × 1,5 et pour le caniveau de 50 ×55.

L'évaluation des impacts environnementaux et sociaux à travers notre notice a montré que le projet, dans son ensemble, présente des bénéfices considérables, surpassant les inconvénients identifiés. Des mesures d'atténuation appropriées ont été proposées pour limiter les impacts négatifs et garantir une mise en œuvre respectueuse de l'environnement et des populations locales.

Le coût total du projet, prenant en compte les différentes études techniques, les travaux de construction, ainsi que les mesures d'atténuation environnementales et sociales, est estimé à 5360212704 FCFA TTC. Ce montant couvre l'ensemble des aspects nécessaires à la réalisation de l'infrastructure routière et assure sa viabilité à long terme.

BIBLIOGRAPHIE

[1] Banque mondiale, « RAPPORT D'ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL ET SOCIAL (REIES) DES ROUTES FINANCEES DANS LE CADRE DU PROJET D'APPUI AU DESENCLAVEMENT DES ZONES AGRICOLES (PADEZA) DOSSO-TAHOUA-MARADI AU NIGER ». septembre 2018. [En ligne]. Disponible sur: https://documents1.worldbank.org/curated/en/389101541476828960/pdf/REIES-PHASE-I-PADEZA.pdf

[2] Centre d'études sur les réseaux, les transports, l'urbanisme et les constructions publiques, « I n s t r u c t i o n s u r l e s c o n d i t i o n s t e c h n i q u e s d ' a m é n a g e m e n t d e s v o i e s r a p i d e s u r b a i n e s ». mars 2009.

[3] Centre Expérimental de Recherches et d'Etudes du Batiment et des Travaux Publics, « Guide pratique du dimensionnement des chaussées pour les pays tropicaux ». 1984.

[4] LCPC et SETRA, « CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT DES STRUCTURES DES CHAUSSEES ». 1994.

[5] FAO, *Crues et Apports: Manuel pour l'estimation des crues décennales et des apports annuels pour les petits bassins versants non jaugés de l'Afrique sahéliene et tropicale sèche*. Paris, 1994.

[6] BCEOM, « Hydraulique Routiere ». 1981.

[7] Dr Lawani A. MOUNIROU, « Essentiel d'Hydraulique à Surface Libre ». 2021.

[8] Commission de révision des règles de calcul du béton armé, « Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites ». 1999.

[9] Ministère de l'Équipement, des Transports et du Logement (France)1972, « Conception, calcul et épreuves des ouvrages d'art - Titre II ». 14 décembre 1972.

[10] Ministère de l'Équipement, des Transports et du Tourisme, « Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil. »

[11] N. Kévin Daméga, « ÉTUDE TECHNIQUE DÉTAILLÉE DES TRAVAUX DE CONSTRUCTION ET DE BITUMAGE DE LA ROUTE NATIONALE N15 (RN15) PHASE 2 KALWARTENGA SANGHIN – BOULSA : TRONCON PK 15+900 AU PK 45+500 AU BURKINA FASO (29,6 KM). », 2024.

[12] C. D. Ismael, « ÉTUDE TECHNIQUE DES TRAVAUX DE RÉHABILITATION DE LA RN1_EST SECTION DOSSO -DOGONDOUTCHI (133,60 KM) : TRONÇON PK 20+000 AU PK 30+000 (10 KM) AU NIGER », 2025.

[13] A. Zare, « ETUDE TECHNIQUE DETAILLEE DE LA VOIE DE CONTOURNEMENT DE LA VILLE DE OUAGADOUGOU : CAS DU TRONÇON RN1-RN2 ET SES OUVRAGES DE FRANCHISSEMENT », 2024.

[14] S. BAKAYOKO, « SIGNALISATION ET SECURITE ROUTIERE.pdf ». s.d.

ANNEXE

Table des annexes

Annexe 1 : Données météorologique de la zone d'étude I
Annexe 2 : Etude hydrologique III
Annexe 3 : dimensionnement hydraulique des dalots VIII
Annexe 4 : Dimensionnement hydraulique des caniveaux et des fossés XII
Annexe 5 : hypothèse de calcul XVI
Annexe 6 : Dimensionnement structural du dalot 3 × 1,5 × 1,5 XVII
Annexe 7 : Dimensionnement du radier XXIX
Annexe 7 : Dimensionnement du mur en aile XXXVI
Annexe 8 : Dimensionnement structural des caniveaux XL
Annexe 9 : Etude structural de la chaussée XLIV
Annexe 10 : Etude financière XLV
Annexe 11 : Conception géométrique XLVIII

Annexe 1 : Données météorologique de la zone d'étude

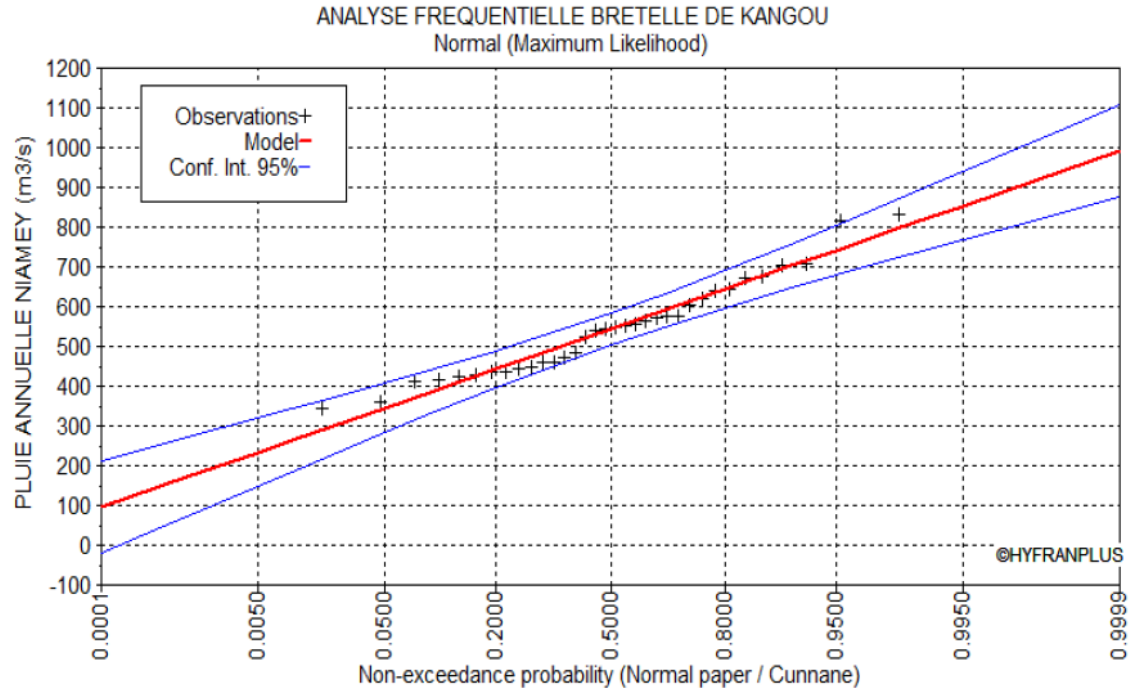
- Pluie maximale journalière annuelle

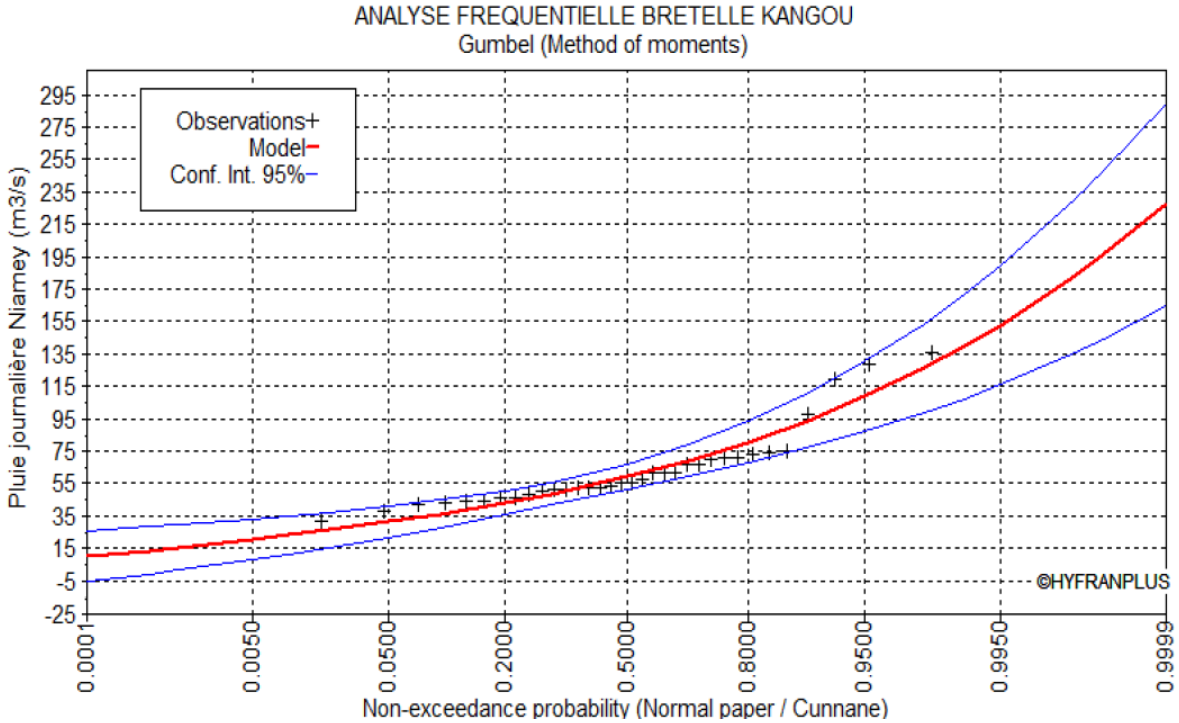
Le tableau ci-dessous représente les données que nous avons utilisé pour l'analyse fréquentielle

Pluie maximale journalière annuelle	Année
61.1	1991
50.3	1992
31.6	1993
129	1994
43.9	1995
43.1	1996
44.4	1997
97.7	1998
70.1	1999
51.6	2000
50.8	2001
52.1	2002
52.8	2003
70.7	2004
61.4	2005
42.4	2006
73.8	2007
72.5	2008
61.7	2009
70.5	2010
45.8	2011
119.2	2012
45.7	2013
66.6	2014
57.6	2015
38.1	2016
135.9	2017
53.5	2018
55	2019
66.5	2020
75.4	2021
55	2022
51.8	2023
48.5	2024

Source : Niamey-aéro de 1991 à 2024

Les graphes obtenus suite à l'analyse fréquentielle effectué avec le logiciel hyfran-Plus sont présentés ci-dessous :





Annexe 2 : Etude hydrologique

- Détermination du temps de base par interpolation linéaire :

Pour le BV1, on a Ig=7,99 m/km, S= 0,568 Km^2

- Ig= 7m/km

Avec une infiltrabilité I: $T_{b10.1} = 13{,}9 \times S + 255 = 262{,}9$

Avec une infiltrabilité P: $T_{b10.2} = 19{,}6 \times S + 218 = 229{,}13$

Pour RI: $T_{b10.3} = \left(\frac{T_{b10.1} + T_{b10.2}}{2}\right) = 246{,}015$

- Ig= 10m/km

Avec une infiltrabilité I: $T_{b10.1} = 8{,}9 \times S + 183 = 188{,}05$

Avec une infiltrabilité P: $T_{b10.2} = 8{,}9 \times S + 165 = 170{,}05$

Pour RI: $T_{b10.3} = \left(\frac{T_{b10.1} + T_{b10.2}}{2}\right) = 179{,}05$

Ainsi pour déterminer Tb10 pour Ig= 7,99 et RI :

$$T_{b10} = \left(179{,}05 + \frac{(7{,}99 - 10) \times (246{,}015 - 179{,}05)}{7 - 10}\right) = 223{,}91$$

$\mathbf{T_{b10} = 223,91}$

NB : La démarche est la même pour les autres bassins versants

- **Ig_{cor} = 7 m/km**
  - pour $S < 6$ km² : avec une infiltrabilité I : $Tb_{10} = 13{,}9 \,.\, S + 255$; avec une infiltrabilité P : $Tb_{10} = 19{,}6 \,.\, S + 218$
  - pour $S > 6$ km² : $Tb_{10} = 126 \,.\, S^{0{,}35} + 100$
- **Ig_{cor} = 10 m/km**
  - pour $S < 10$ km² : avec une infiltrabilité I : $Tb_{10} = 8{,}9 \,.\, S + 183$; avec une infiltrabilité P : $Tb_{10} = 8{,}9 \,.\, S + 165$
  - pour $S >$ 20-25 km² : $Tb_{10} = 81 \,.\, S^{0{,}35} + 80$
  - pour 10 km² $< S <$ 20-25 km² : une interpolation logarithmique sera faite sur les superficies, entre les valeurs de Tb_{10} correspondant à S = 10 km² et S = 20 - 25 km²
- **Ig_{cor} = 15 m/km**
  - pour $S < 10$ km² : avec une infiltrabilité I : $Tb_{10} = 5 \,.\, S + 139$; avec une infiltrabilité P : $Tb_{10} = 5 \,.\, S + 120$
  - pour $S >$ 45-50 km² : $Tb_{10} = 55 \,.\, S^{0{,}35} + 30$
  - pour 10 km² $< S <$ 45-50 km² : une interpolation logarithmique sera faite sur les superficies, entre les valeurs de Tb_{10} correspondant à S = 10 km² et S = 45 - 50 km²

➢ Détermination de Kr70 et de Kr100

BV	Surface (Km^2)	Perimetre (Km)	Zmin	Zmax	Pente (%)	L ecoulement (m)	Icomp	L rectangle equivalent (Km)	Ig	K_{r70}(%)	K_{r100}(%)
BV1	0,5680	4,358	221	236	2,69	1171	1,63	1,88	7,99	26,5	30,3
BV2	1,957	10,451	204	234	3,03	3205	2,11	4,82	6,22	24,5	26,2
BV3	1,253	6,377	213	234	2,84	1767	1,61	2,73	7,69	26	29,7
BV4	0,2774	3,786	207	233	3,5	168	2,03	1,73	15,00	33,7	44,3
BV5	5,666	17,08	206	233	2,9	3540	2,02	7,81	3,45	18,5	20

➢ Récapitulatif du calcul du temps de base de chaque bassin versant

BV	S (km^2)	Ig= 3m/km	Ig= 7m/km			Ig= 10 m/km			Ig= 15m/km			Tb10
		Tb10,1 (RI)	Tb10,1 (I)	Tb10,2 (P)	Tb10,3 (RI)	Tb10,1 (I)	Tb10,2 (P)	Tb10,3 (RI)	Tb10,1 (I)	Tb10,2 (P)	Tb10,3 (RI)	
BV1	0,568	-	262,90	229,13	**246,01**	188,06	170,06	**179,06**	-	-	-	402,3
BV2	1,957	**554,68**	282,20	256,36	**269,28**	200,42	182,42	**191,42**	-	-	-	768,73
BV3	1,253	-	272,42	242,56	**257,49**	194,15	176,15	**185,15**	-	-	-	426,27
BV4	0,2774	-	-	-	-	-	-	-	140,4	121,4	**130,9**	130,9
BV5	5,666	**750,15**	333,76	329,05	**331,41**	-	-	-	-	-	-	1064,21

➢ Calcul des débits par la méthode d'OSTORM

BV	Surface (Km^2)	Pente (%)	Infiltrabilité	A	P10 (mm)	K_{r10} (%)	α_{10}	T_{b10} (mn)	P_{m10} (mm)	Q_{10} (m3/s)
BV1	0,568	2,69	RI	1,03	94,9	0,30	2,6	223,8	97,97	3,4
BV2	1,957	3,03		0,96		0,26		324,6	91,26	6,6
BV3	1,253	2,84		0,99		0,29		240,8	93,68	6,5
BV4	0,277	3,5		1,07		0,42		130,9	101,86	4,2
BV5	5,666	2,9		0,90		0,20		702,5	85,49	6,3

- Calcul des débits par la méthode rationnelle

Le calcul effectué en utilisant le temps de concentration obtenu par la méthode de KIRPICH donne le résultat suivant :

BV	Surface (Km^2)	i pente moyenne (%)	L ecoulement (m)	C	H (m)	t_c KIRPICH (mn)	t_c KIRPICH (h)	i (mm/h)	Q (m^3/s)
BV1	0,568	0,020	1171	0,5	15	23,22	0,39	93,379	7,37
BV2	1,957	0,021	3205		30	56,81	0,95	59,706	16,23
BV3	1,253	0,019	1767		21	32,80	0,55	78,573	13,67
BV4	0,2774	0,049	168		26	2,02	0,03	316,597	12,20

Le calcul effectué en utilisant le temps de concentration obtenu par la méthode de RICHARDS donne le résultat suivant :

BV	Surface (Km2)	i pente moyenne (%)	L ecoulement (Km)	H (m)	tc KIRPICH (mn)	i (mm/h)	R (h)	C	C*R	K	D	B
BV1	0,568	0,020	1,171	15	23,22	93,38	129,52	0,5	64,76	0,01291	0,135	0,0418
BV2	1,957	0,021	3,205	30	56,81	59,71	116,23		58,12	0,01395	1,127	0,4359
BV3	1,253	0,019	1,767	21	32,80	78,57	121,53		60,76	0,01351	0,363	0,1056
BV4	0,2774	0,049	0,168	26	2,02	316,60	327,26		163,63	0,00662	0,0002	0,000037

Le coefficient K et R sont déterminés en utilisant les formules suivantes :

Lorsque 0<CR<55, on a $k = \frac{0.112}{(CR)^{0.51}}$

Lorsque 0<CR<55, on a $k = \frac{0.26}{(CR)^{0.72}}$

$R = i_c(1 + T_c)$

BV	Surface (Km2)	i pente moyenne (%)	L ecoulement (Km)	H (m)	tc (mn)	tc (h)	i (mm/h)	R (h)	C	C*R	K	D	B	Q (m3/s)
BV1	0,568	0,020	1,171	15	37	0,62	73,98	119,60	0,5	59,80	0,01367	0,15	0,15	5,84
BV2	1,957	0,021	3,205	30	83	1,38	49,39	117,72		58,86	0,01383	1,10	1,11	13,43
BV3	1,253	0,019	1,767	21	55	0,92	60,68	116,30		58,15	0,01395	0,39	0,40	10,56
BV4	0,277	0,049	0,168	26	5	0,08	201,25	218,02		109,01	0,00887	0,0005	0,0005	7,75

- Calcul des débits par la méthode du CIEH

Nous avons retenu 5 équations et pour chaque équation, nous avons obtenus déterminer le débit. Le débit retenu pour chaque bassin versant est la moyenne du débit de chaque équation. Les résultats calculés sont résumés dans le tableau suivant :

	N°	a	s	p	i	K	d	BV1	BV2	BV3	BV4	BV5
Equation	2	2,03	0,59		0,588	0		4,936	8,841	7,697	4,683	11,709
	10	0,0833	0,696		0,953	0,534		2,490	4,317	4,119	3,338	4,465
	12	0,095	0,643		0,406	1,038		5,180	9,012	8,309	6,129	10,602
	26	146	0,479	-0,969		0,457		6,167	11,233	9,323	4,966	17,587
	44	203	0,459	-1,301		0,813		6,326	10,970	9,488	5,799	15,598

BV	Surface (Km^2)	Pan moyenne (mm)	A	P journalière max	Pm10 (mm)	Ig	Dd	Kr10 (%)	Equation	Q (m3/s)
BV1	0,57	698	1,03	94,9	97,97	7,99	2,06	29,654	2	5,02
BV2	1,96		0,96		91,26	6,22	1,64	25,911	10	8,87
BV3	1,25		0,99		93,68	7,69	1,41	29,071	12	7,79
BV4	0,28		1,07		101,86	15,00	0,61	42,498	26	4,98
BV5	5,67		0,90		85,49	3,45	0,62	19,745	44	11,99

Le tableau ci-dessous nous a permis de faire le choix du coefficient de ruissellement :

TYPE DE SURFACE	COEFFICIENT C, FONCTION DE LA PENTE DU TERRAIN		
	Plat < 2%	Moyenne 2-10%	Raide >10%
Pavées, toitures	0,90	0,90	0,90
Centres urbains	0,80	0,85	0,85
Habitations très denses	0,60	0,65	0,70
Zones suburbaines	0,45	0,50	0,55
Terre naturelle	0,60	0,65	0,70
Zones engazonnées	0,25	0,30	0,30
Zones cultivées			
Terre argileuse	0,50	0,55	0,60
Terre sablonneuse	0,25	0,30	0,35
Prairies	0,25	0,30	0,35
Zones boisées	0,10	0,15	0,20

Le choix des coefficients de montana se fait dans le tableau suivant :

Période de retour	1 an	2 ans	5 ans	10 ans	20 ans
Zone sahélo-soudanienne ($b = 0,5$)	5,4	6,0	6,9	7,5	8,2
Sénégal ($b = 0,5$)	6	6,75	7,6	8,5	9,1
Zone côtière : Axim-Abidjan ($b = 0,4$)	5,6	6,7	8,9	10	12,6
Zone côtière : Accra ($b = 0,4$)	4,6	5,3	6,8	8,5	9,2
Zone forestière : Kumasi ($b = 0,5$)	7	8,9	11	12,7	14,3

Les équations utilisées pour le calcul du débit par la méthode du CIEH sont tirées du tableau ci-dessous :

N°	Description	Echantillon	Correlation		Constante	Exposants des paramètres de l'équation 4.1					
		n	r²	r	a	S	Ig	Pan	PM10	Kr10	Dd
	DECOUPAGE CLIMATIQUE SANS KR10										
	avec S et Ig										
1	0-400 mm	71	0.760	0.874	2.83	0.624	0.491				
2	400-800 mm	128	0.570	0.755	2.03	0.590	0.588				
3	1200-1600 mm	87	0.579	0.761	1.33	0.596	0.457				
	avec S, Ig et Dd										
4	0-400 mm	33	0.629	0.793	2.43	0.583	0.506				0.320
5	400-800 mm	69	0.598	0.773	1.83	0.620	0.618				0.121
6	800-1200 mm	87	0.591	0.769	2.01	0.649	0.066				0.824
	DECOUPAGE CLIMATIQUE AVEC KR10										
	avec S et Kr10										
7	0-400 mm	66	0.758	0.870	0.553	0.655				0.802	
8	400-800 mm	116	0.736	0.858	0.461	0.540				0.941	
	avec S, Ig et Kr10										
9	0-400 mm	65	0.847	0.920	0.167	0.745	0.731			0.475	
10	400-800 mm	116	0.806	0.898	0.0833	0.696	0.953			0.534	
	DECOUPAGE POUR LA ZONE Pan < 1000 mm										
	Tous les bassins										
11	S, Kr10	180	0.716	0.846	0.410	0.524				0.982	
12	S, Ig, Kr10	176	0.795	0.892	0.095	0.643	0.406			1.038	
	Longitude < 10° Ouest (seulement au Sénégal et en Mauritanie)										
13	S,Ig	21	0.569	0.754	1.78	0.557	0.805				
14	S, Ig, PM10	21	0.581	0.762	55.0	0.462	0.667		-0.652		
15	S, Ig, Kr10	20	0.722	0.850	0.224	0.540	0.622			0.767	
16	S, Kr10	20	0.645	0.803	0.661	0.375				0.910	
	Longitude comprise entre 10° Ouest et 10° Est										
17	S, Kr10, PM10	117	0.764	0.874	30.2	0.492			-0.972	0.948	
18	S, Ig, Kr10	117	0.788	0.888	0.0678	0.661	0.412			1.105	
	Longitude supérieure à 10° Est (seulement au Tchad et au nord Cameroun)										
19	S, PM10	46	0.646	0.804	0.00372	0.605			1.778		
20	S, Ig	45	0.645	0.803	2.72	0.626	0.360				
21	S, Ig, PM10	45	0.679	0.824	0.00638	0.694	0.305		1.411		
22	S, Kr10	39	0.77	0.877	0.610	0.523				0.908	
23	S, Ig, Kr10	39	0.821	0.906	0.134	0.678	0.374			0.940	
24	S, PM10, Kr10	39	0.805	0.897	0.00243	0.608			1.263	0.882	
	DECOUPAGE PAR PAYS OU GROUPES DE PAYS										
	Afrique de l'Ouest (de 10°E à 10°W)										
25	S,KR10	295	0.628	0.792	1.41	0.542				0.511	
26	S,Kr10,PM10	295	0.654	0.809	146	0.479			-0.969	0.457	
27	S,Kr10,Ig	288	0.650	0.806	0.560	0.619	0.279			0.510	
	Afrique centrale										
28	S,KR10	50	0.738	0.859	0.521	0.625				0.876	
29	S,Kr10,IG,PM10	49	0.815	0.903	893	0.773	0.567		-2.051	0.923	
30	S,Kr10,Ig	49	0.778	0.882	0.109	0.771	0.419			0.887	
	Sénégal + Mauritanie										
31	S, PM10	40	0.563	0.750	5450000	0.215			-2.830		
32	S Kr10	35	0.843	0.918	0.288	0.405				1.117	
33	S Kr10 Ig	35	0.851	0.922	0.195	0.471	0.239			1.046	
	Côte d'Ivoire										
34	S	37	0.713	0.844	4.83	0.562					
35	S Ig	34	0.729	0.854	2.29	0.651	0.216				
36	S, PM10	36	0.706	0.840	0.000174	0.645			2.149		
37	S Kr10	31	0.791	0.889	0.380	0.586				0.805	
38	S Kr10 Ig	28	0.787	0.887	0.275	0.618	0.099			0.798	
	Burkina Faso										
39	S Kr10	61	0.818	0.904	0.410	0.425				0.923	
40	S Kr10 Ig	60	0.824	0.908	0.254	0.462	0.101			0.976	
	Burkina Faso + Mali + Niger										
41	S Kr10	137	0.688	0.829	0.407	0.532				0.941	
42	S Kr10 Ig	133	0.755	0.869	0.0912	0.643	0.399			1.019	
43	S A*P10	133	0.589	0.767	35600	0.342			-1.808		
44	S, Kr10,PM10	133	0.757	0.870	203	0.459			-1.301	0.813	
45	S, Ig PM10	130	0.592	0.769	22400	0.363	0.059		-1.748		
	Tchad + Nord Cameroun (Pan <1000 mm)										
46	S Ig	55	0.638	0.799	1.28	0.412	0.739				
47	S Kr10	49	0.838	0.915	0.525	0.530				0.950	
48	S Kr10 Ig	48	0.884	0.940	0.105	0.709	0.432			0.949	

Annexe 3 : dimensionnement hydraulique des dalots

- Détermination de la hauteur en amont des dalots

BV	Q (m3/s)	Ks	Nbr cellule	B (m)	D (m)	S (m^2)	Debits unitair (m^3/s)	Vf (m/s)	Q* ((m3/s)	H1*	H1	1,25*D
BV1	5,84	67	1	2,5	2	5	5,836	1,17	0,19	0,619	1,238	2,5
BV2	13,43		2	3	2	6	6,713	1,12	0,18	0,6	1,2	2,5
BV3	10,56		2	3	2	6	5,280	0,88	0,14	0,51	1,02	2,5
BV4	7,75		2	2	2	4	3,877	0,97	0,15	0,53	1,06	2,5
BV5	6,27		1	2,5	2	5	6,266	1,25	0,20	0,66	1,32	2,5

Nous remarquons que la hauteur en amont est inférieure à 1,25*D.

- Vérification de la vitesse d'écoulement dans le dalot

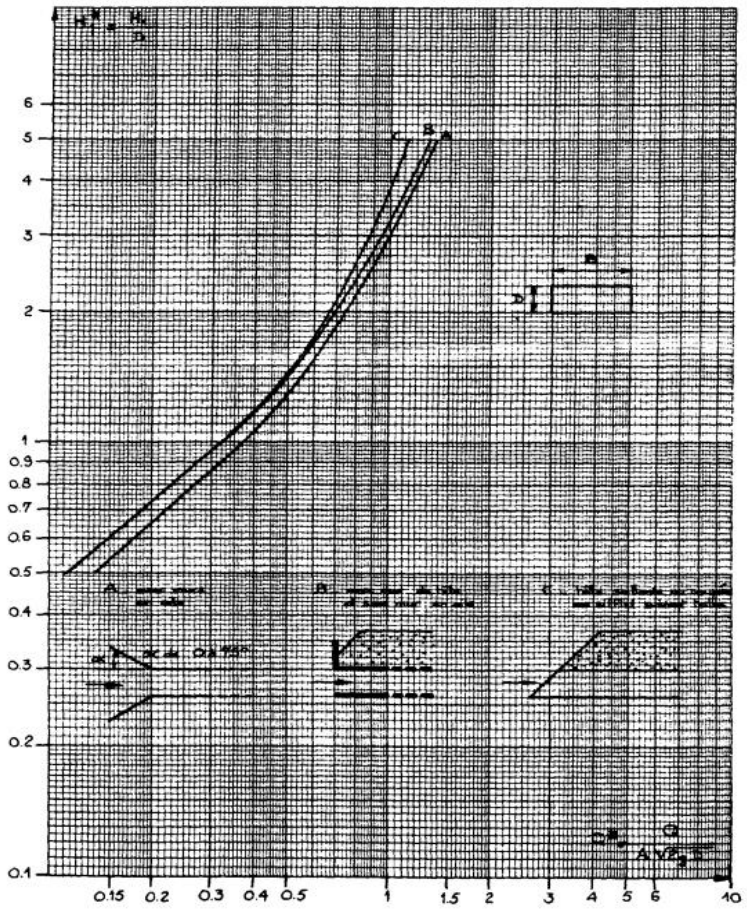
BV	Q (m3/s)	n	B (m)	D (m)	S (m^2)	Debits unitair (m^3/s)	Q**	Pente admissible Ic*	Ic	Debit reduit Q***	V*	V	V limite (m/s)
BV1	5,84	**1**	**2,5**	**2**	5	5,836	0,19	2,85	0,005	0,11	0,34	2,95	3
BV2	13,43	**2**	**3**	**2**	6	6,713	0,14	2,75	0,005	0,08	0,306	2,95	
BV3	10,56	**2**	**3**	**2**	6	5,280	0,11	2,7	0,005	0,06	0,28	2,67	
BV4	7,75	**2**	**2**	**2**	4	3,877	0,22	2,9	0,005	0,13	0,36	2,72	
BV5	6,27	**1**	**2,5**	**2**	5	6,266	0,20	2,7	0,005	0,12	0,35	2,96	

Nous remarquons que la vitesse d'écoulement dans les dalots est inférieure à la vitesse critique.

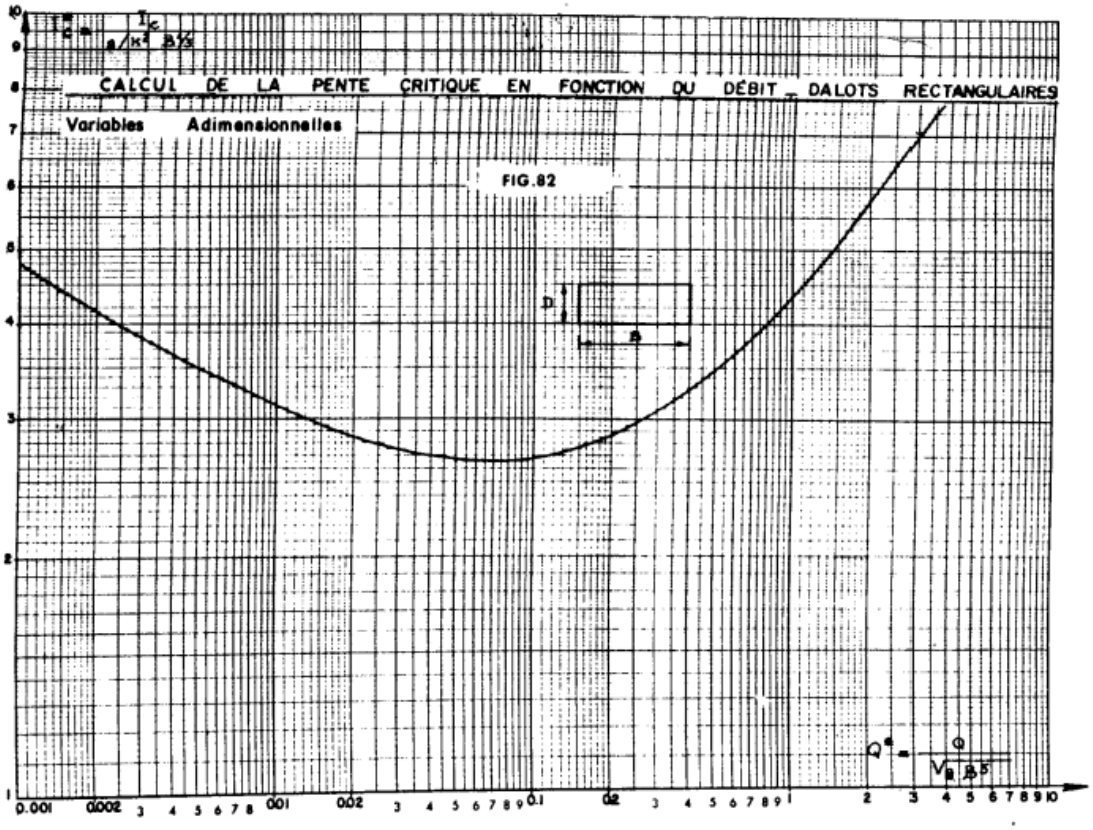
- Choix de la section de chaque dalot

OH	Débits	Nbr cellule	Largeur (m)	Hauteur (m)
Dalot 1	5,83	1	2,5	2
Dalot 2	13,4	2	3	2
Dalot 3	10,56	2	3	2
Dalot 4	7,76	2	2	2
Dalot 5	6,27	1	2,5	2

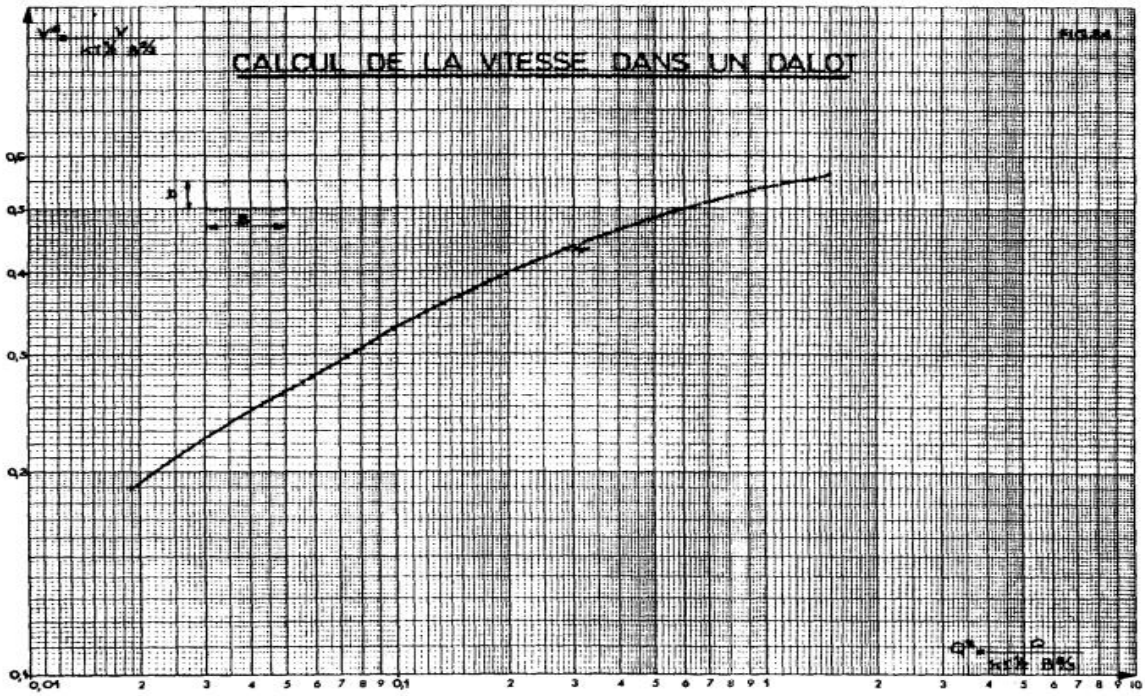
Nous avons déterminé à partir du graphique suivant la valeur de H1 que nous avons utilisé pour la vérification du fonctionnement de notre dalot.



Le graphique ci-dessous nous a permis de déterminer la pente critique de nos dalot



Enfin le graphique ci-dessous nous a permis de faire la détermination de la vitesse d'écoulement dans nos différents dalots.



Annexe 4 : Dimensionnement hydraulique des caniveaux et des fossés

➢ Détermination des temps de concentration

Le temps de concentration en réseau est exprimé par l'expression suivante :

$$T_{cr} = \frac{L}{60 \times V}$$

Avec :

Tcr en mn ;

V en m/s ;

L en m ;

Le temps de concentration en surface est calculé par la formule de KIRPICH :

$$T_{cs} = 0{,}01947 \frac{L^{0,77}}{I^{0,385}}$$

Avec :

Tcs en mn ;

L en m ;

I en m/m ;

Les temps de concentrations obtenus pour chaque sous-tronçon, en tenant compte de leurs associations sont consignés dans le tableau suivant :

PK0 au PK1+60					
Sous-tronçon	BV	Association	Tc1	Tc2	Tceq (mn)
1	SBV1	-	20,23	-	9,703411
2	SBV1+SBV2	serie	27,70	12,01	14,64786

PK1+60 à PK 3+0,5								
Sous-tronçon	BV	Association	Tc1	Tc2	Tc3	Tc4	Tc5	Tceq (mn)
1	SBV1	-	9,70	-	-	-	-	9,70
2	SBV1+SBV2	serie	14,65	9,15	-	-	-	14,65
3	SBV1+SBV2+SBV3	serie	17,04	11,53	4,68	-	-	17,04
4	SBV1+SBV2+SBV3+SBV4	serie	18,81	13,31	6,46	4,17	-	18,81
5	SBV1+SBV2+SBV3+SBV4 +SBV5	serie	20,26	14,76	7,90	5,61	4,97	20,26

PK 3+0,5 à PK 3+55						
Sous-tronçon	BV	Association	Tc1	Tc2	Tc3	Tceq (mn)
1	SBV1	-	5,461	-	-	5,461
2	SBV1+SBV2	serie	7,095	3,271	-	7,095
3	SBV1+SBV2+SBV3	serie	8,350	4,53	3,077	8,350

PK3+70 à PK4+90							
Sous-tronçon	BV	Association	Tc1	Tc2	Tc3	Tc4	Tceq (mn)
1	SBV1	-	4,591	-	-	-	4,59
2	SBV1+SBV2	serie	7,575	6,508	-	-	7,57
3	SBV1+SBV2+SBV3	serie	11,626	10,560	8,875	-	11,63
4	SBV1+SBV2+SBV3+SBV4	serie	15,022	13,955	12,270	5,600	15,02

PK4+90 à PK6+00								
Sous-tronçon	BV	Association	Tc1	Tc2	Tc3	Tc4	Tc5	Tceq (mn)
1	SBV1	-	9,262	-	-	-	-	9,262
2	SBV1+SBV2	serie	11,394	4,165	-	-	-	11,394
3	SBV1+SBV2+SBV3	serie	14,899	7,670	5,681	-	-	14,899
4	SBV1+SBV2+SBV3+SBV4	serie	16,431	9,202	7,212	3,178	-	16,431
5	SBV1+SBV2+SBV3+SBV4+SBV5	serie	17,753	10,524	8,534	4,500	3,554	17,753

PK6+00 à PK6+45				
Sous-tronçon	BV	Tcr (mn)	Tcs (mn)	Tceq (mn)
1	SBV1	5,0	4,0	9,00

PK6+45 à PK7+825				
Sous-tronçon	BV	Tcr (mn)	Tcs (mn)	Tceq (mn)
1	SBV1	15,05	8,5	23,55

PK7+825 à PK8+312				
Sous-tronçon	BV	Tcr (mn)	Tcs (mn)	Tceq (mn)
1	SBV1	5,50	2,8	8,27

- Dimensionnement des caniveaux

Tronçon	Pente moyenne	b (m)	yn (m)	S (m^2)	p (m)	RH (m)	Q/I^0,5	D	V (m/s)	r (m)	H (m)
PK0 à PK1+60	0,00275	0,5	0,33	0,165	1,16	0,1422	3,1237	3,1473	0,993	0,2	0,55
	0,01385	0,3	0,3	0,09	0,9	0,1	1,3919	1,3573	1,820	0,2	0,5

Tronçon	Pente moyenne I	b (m)	yn	S (m^2)	p (m)	RH (m)	Q/I^0,5	D	V (m/s)	r (m)	H (m)	B (m)	H (m)
PK 1+60 au PK 3+50	0,01096	0,3	0,26	0,078	0,82	0,0951	1,1416	1,138	1,5323	0,2	0,46	0,3	0,46
	0,01126	0,3	0,3	0,09	0,9	0,1	1,1263	1,357	1,328	0,2	0,5	0,3	0,5
	0,02626	0,3	0,3	0,09	0,9	0,1	0,7375	1,357	1,328	0,2	0,5	0,3	0,5
	0,01750	0,3	0,3	0,09	0,9	0,1	0,9035	1,357	1,328	0,2	0,5	0,3	0,5
	0,00518	0,3	0,35	0,105	1	0,105	1,6606	1,636	1,1383	0,2	0,55	0,3	0,55

Tronçon	Pente moyenne I	b (m)	yn	S (m^2)	p (m)	RH (m)	Q/I^0,5	D	V (m/s	r (m)	H (m)	B (m)	H (m)
PK 3+0,5 au PK 3+55	0,0175	0,3	0,16	0,048	0,62	0,08	0,60	0,61	1,66	0,2	0,36	0,3	0,36
	0,043	0,2	0,15	0,03	0,5	0,06	0,30	0,32	2,10	0,2	0,35	0,2	0,35
	0,025	0,2	0,15	0,03	0,5	0,06	0,32	0,32	1,66	0,2	0,35	0,2	0,35

Tronçon	Pente moyenne I	b (m)	yn (m)	S (m^2)	p (m)	RH (m)	Q/I^0,5	D	V (m/s)	r (m)	H (m)	B (m)	H (m)
PK 3+55 au PK 3+70	0,0155	0,3	0,1	0,02	0,46	0,0522	0,2587	0,235	1,342	0,2	0,28	0,3	0,3

- Dimensionnement des fossés

Tronçon	Pente moyenne I	yn (m)	m	S (m^2)	p (m)	RH (m)	Q/I^0,5	D	V (m/s)	r (m)	H (m)	B (m)	H (m)
PK3+70 au PK4+90	0,0395	0,18	1,5	0,05	0,65	0,0749	0,2621	0,285	1,0718	0,2	0,38	1,2	0,4
	0,00514	0,24	1,5	0,09	0,87	0,0998	0,7265	0,614	0,6029	0,2	0,44	1,35	0,45
	0,00309	0,28	1,5	0,12	1,01	0,1165	0,937	0,926	0,4429	0,2	0,48	1,5	0,5
	0,01979	0,2	1,5	0,06	0,72	0,0832	0,3815	0,377	0,8945	0,2	0,4	1,2	0,4

Tronçon	Pente moyenne I	yn (m)	m	S (m^2)	p (m)	RH (m)	Q/I^0,5	D	V (m/s)	r (m)	H (m)	B (m)	H (m)
PK4+90 au PK6+00	0,00224	0,29	1,5	0,13	1,0456	0,1206	1,0099	1,0164	0,38	0,2	0,49	1,5	0,5
	0,01532	0,2	1,5	0,06	0,7211	0,0832	0,3862	0,3774	0,80	0,2	0,4	1,2	0,4
	0,02115	0,2	1,5	0,06	0,7211	0,0832	0,3783	0,3774	0,92	0,2	0,4	1,2	0,4
	0,01904	0,2	1,5	0,06	0,7211	0,0832	0,3987	0,3774	0,92	0,2	0,4	1,2	0,4
	0,00746	0,25	1,5	0,09	0,8834	0,1019	0,6370	0,6483	0,61	0,2	0,45	1,35	0,45

Tronçon	Pente moyenne I	yn (m)	m	S (m^2)	p (m)	RH (m)	Q/I^0,5	D	V (m/s)	r (m)	H (m)	B (m)	H (m)
PK6+00 à PK6+45	0,00613	0,27	1,5	0,11	0,9555	0,1102	0,7944	0,799	0,5905	0,2	0,47	1,5	0,5

Tronçon	Pente moyenne I	yn (m)	m	S (m^2)	p (m)	RH (m)	Q/I^0,5	D	V (m/s)	r (m)	H (m)	B (m)	H (m)
1	0,00263	0,4	1,5	0,24	1,4422	0,1664	2,2615	2,396	0,4832	0,2	0,6	1,8	0,6

Tronçon	Pente moyenne I	yn (m)	m	S (m^2)	p (m)	RH (m)	Q/I^0,5	D	V (m/s)	r (m)	H (m)	B (m)	H (m)
1	0,01759	0,23	1,5	0,08	0,8221	0,0949	0,5389	0,535	0,9167	0,2	0,43	1,35	0,45

Annexe 5 : hypothèse de calcul

- Contrainte de calcul du béton à l'ELU

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{ MPA}$$

$$f_{bu} = 14,17 \text{ MPA}$$

Avec :

θ : coefficient lié a la durée d'application des charges ;

γ_b : Coefficient de sécurité du béton ;

- Contrainte de calcul du béton à l'ELS

$$f_{bser} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15\text{MPA}$$

$$f_{bser} = 15 \text{ MPA}$$

- Resistance caractéristique du béton à la traction

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPA}$$

- Module de déformation longitudinale
  - Module de déformation instantanée

$$E_{ij} = 11000 \times {f_{cj}}^{1/3} = 11000 \times 25^{1/3} = 32164,2 \text{ MPA}$$

$$E_{ij} = 32164,2 \text{ MPA}$$

  - Module de déformation différé

$$E_{ij} = 3700 \times {f_{cj}}^{1/3} = 3700 \times 25^{1/3} = 10819 \text{ MPA}$$

$$E_{ij} 10819 \text{ MPA}$$

- Contrainte de traction de l'acier
  - ELU

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{st} = 348 \text{ MPA}$$

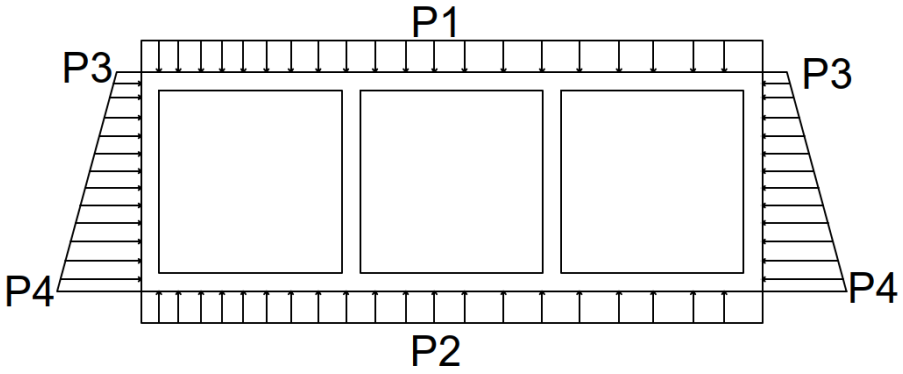
  - ELS fissuration préjudiciable

$$\sigma_{st} = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; max\left(0,5 f_e, 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right)\right] = \min[267; max(200,201,63)]$$

$$\sigma_{st} = 201,63 \text{ MPA}$$

Annexe 6 : Dimensionnement structural du dalot 3 × 1,5 × 1,5

- Calcul des charges et surcharges



Epaisseur du tablier	0,20 m
Epaisseur du radier	0,20 m
Epaisseur des piédroits	0,20 m
Hauteur des piédroits	1,5 m
Largeur roulable	14,6 m
Largeur chargeable	13,6 m
Nombre de voie	4
Classe du pont	I

- Charges permanentes
  - Sur le tablier (P1)
- Poids propre du tablier : $P_p = \gamma_b \times e_{tablier} = 25 \times 0{,}2 \times 1 = 5KN/m$
- Poids du revêtement : $P_r = \gamma_r \times e_{BB} = 24 \times 0{,}05 \times 1 = 1{,}2KN/m$
- Poids du guide roue : $P_{gr} = \gamma_b \times e_{guide\ roue} \times h_{guide\ roue} = 25 \times 0{,}2 \times 0{,}5 = 2{,}5KN/m$

Charge permanente totale sur le tablier :

$P_1 = 9{,}95KN/m$

- Sur les piédroits (P3 et P4)

$P_3 = Ka \times \gamma_{remblai} \times Z_1 = 0{,}33 \times 20 \times 0{,}2 = 1{,}665KN/m$

$P_3 = 1{,}665KN/m$

$P_4 = Ka \times \gamma_{remblai} \times (Z_1 + H) = 0{,}33 \times 20 \times (0{,}4 + 1{,}5 + 0{,}05) = 12{,}987\ KN/m$

$P_4 = 1{,}987\ KN/m$

- Sur le radier

Soit Ppp le poids propre des piédroits et Ppr le poids propre du radier ;

$$P_{pp} = n \times \frac{\gamma_{béton} \times e \times h}{(n-1)L_{hydro}} = \frac{4 \times 25 \times 0{,}2 \times 1{,}5}{3 \times 1{,}5} = 6{,}66$$

$$P_{pp} = 6{,}66 KN/m$$

$$P_{pr} = e \times \gamma_b = 0{,}2 \times 25 \times 1 = 5\ KN/m^2$$

$$P_{pr} = 5\ KN/m^2$$

Charge permanente totale sur le radier ;

$$P_2 = P_1 + P_{pp} + P_{pr} = 21{,}61$$

- Charge d'exploitation
  - Système A(L)

$$Q(L) = max\left(a_1 \times \left(2{,}3 + \frac{360}{L+12}\right); 4 - 0{,}002L\right)$$

Le coefficient a_1 est déterminé à l'aide du tableau suivant :

Nombre de voies chargées		1	2	3	4	⩾ 5
Classe du pont .	Première	1	1	0.9	0.75	0.7
	Deuxième	1	0.9	»	»	»
	Troisième	0.9	0.8	»	»	»

$a_1 = 0{,}75$

$$Q(L) = max\left(0{,}75 \times \left(2{,}3 + \frac{360}{14{,}6+12}\right); 4 - 0{,}002 \times 14{,}6\right)$$

$$Q(L) = 11{,}88 \frac{KN}{m^2}$$

Le coefficient a_2 est déterminé comme suit :

$$a_2 = \frac{V_0}{V}$$

Avec $V_0 \begin{cases} 3{,}5\ m\ pour\ les\ ponts\ de\ première\ classe \\ 3\ m\ pour\ les\ ponts\ de\ deuxieme\ classe \\ 2{,}75\ m\ pour\ les\ ponts\ de\ troisième\ classe \end{cases}$

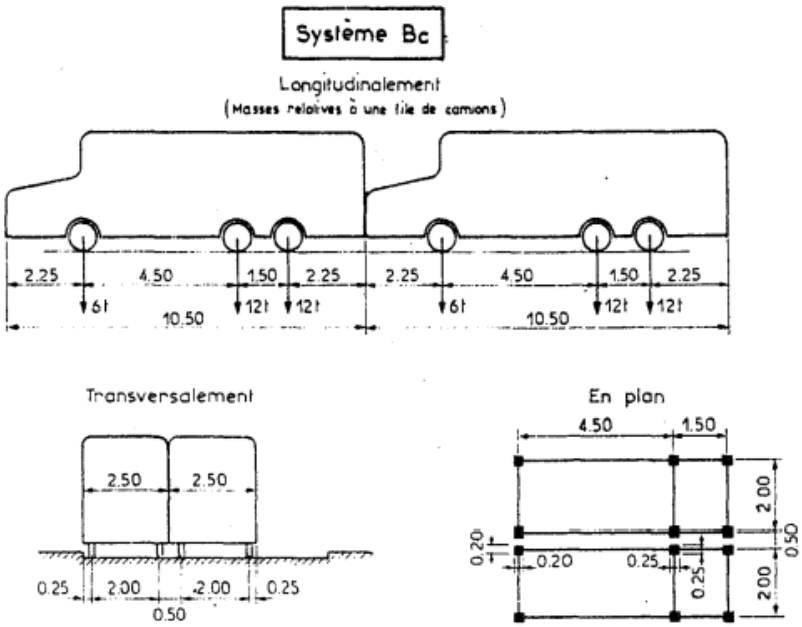
V : la largeur d'une voie

$$a_2 = \frac{3{,}5}{3{,}65} = 0{,}95$$

$$a_2 = 1$$

- A l'ELS : $Q(L) = 1{,}2 \times 0{,}95 \times 11{,}88 = 13{,}66 \frac{KN}{m^2}$

- A l'ELU : $Q(L) = 1{,}61 \times 0{,}95 \times 11{,}88 = 18{,}33 \frac{KN}{m^2}$
  - Système B
    - Sous système Bc



On dispose sur la chaussée au plus autant de files ou convois de camion que la chaussée comporte de voie de circulation et l'on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

Dans le sens transversal, chaque file est supposé circulant dans l'axe d'une bande longitudinale de 2,5m de largeur.

Dans le sens longitudinal, le nombre de camions par file est limité à deux. La distance des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable.

En fonction de la classe du pont et du nombre de file considéré, les valeurs des charges du système Bc prises en compte sont multipliées par les coefficients bc du tableau suivant :

Nombre de files considérées		1	2	3	4	⩾ 5
Classe du pont .	Première*** . . .	1,20	1,10	0,95	0,8	0,7
	Deuxième	1,00	1,00	–	–	–
	Troisième	1,00	0,8	–	–	–

Charge du sous-système Bc au niveau du tablier :

- Le coefficient de majoration dynamique

$S = 8 \times 120 = 960\ KN$

$G = 9{,}95 \times 14{,}6 \times 1{,}7 = 247\ KN$

$$\delta_{BC} = 1 + \frac{0{,}4}{1 + 0{,}2 \times 14{,}6} + \frac{0{,}6}{1 + \frac{4 \times 247}{960}} = 1{,}39$$

$$B_c = \frac{S \times b_c}{S_e}$$

$$B_c = \frac{8 \times 120 \times 0{,}8}{1{,}75 \times 10} = 43{,}88\ \frac{KN}{m^2}$$

ELU : $Q_{BC} = 1{,}61 \times 1{,}39 \times 43{,}88 = 98{,}2\ KN$

ELS : $Q_{BC} = 1{,}2 \times 1{,}39 \times 43{,}88 = 73{,}19\ KN$

Charge du sous-système Bc au niveau du radier :

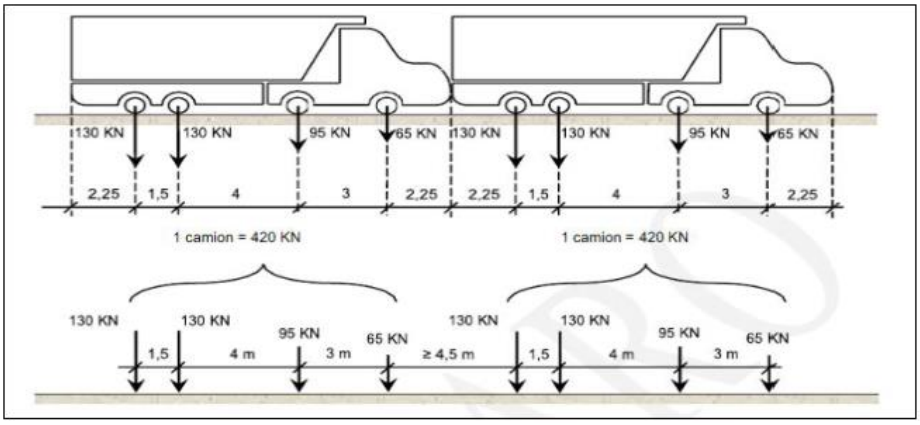
$G = 21{,}61 \times 14{,}6 \times 1{,}7 = 636{,}4\ KN$

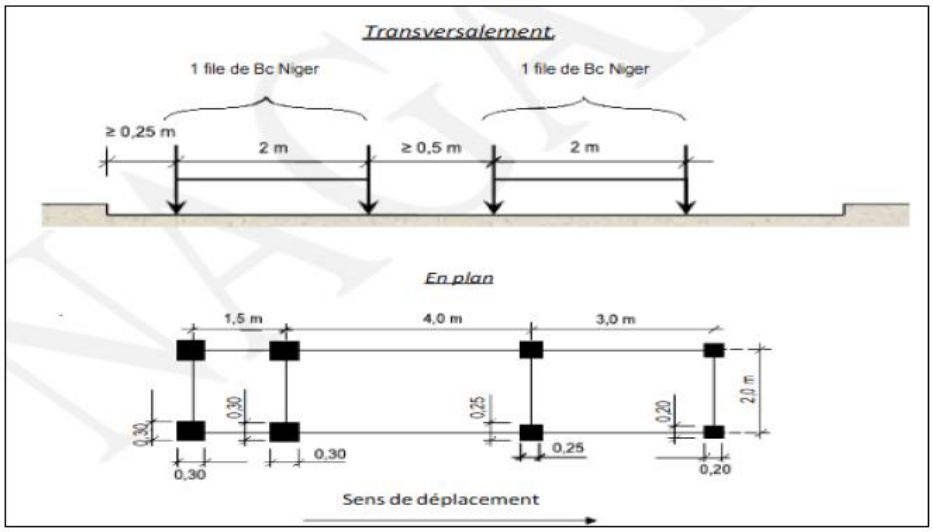
$$\delta_{BC} = 1 + \frac{0{,}4}{1 + 0{,}2 \times 14{,}6} + \frac{0{,}6}{1 + \frac{4 \times 536{,}4}{960}} = 1{,}287$$

ELU : $Q_{BC} = 1{,}61 \times 1{,}287 \times 43{,}88 = 90{,}92\ KN$

ELS : $Q_{BC} = 1{,}2 \times 1{,}287 \times 43{,}88 = 67{,}77 KN$

- Sous système Bc-Niger





Charge du sous-système Bc-Niger au niveau du tablier :

- Le coefficient de majoration dynamique

$S = 8 \times 130 = 1040\ KN$

$G = 9{,}95 \times 14{,}6 \times 1{,}7 = 247\ KN$

$$\delta_{Bc-Niger} = 1 + \frac{0{,}4}{1 + 0{,}2 \times 14{,}6} + \frac{0{,}6}{1 + \frac{4 \times 247}{1040}} = 1{,}4$$

$$B_c = \frac{S \times b_c}{S_e}$$

$$B_c = \frac{8 \times 130 \times 0{,}8}{1{,}8 \times 10} = 46{,}22\ \frac{KN}{m^2}$$

ELU : $Q_{Bc-Niger} = 1{,}61 \times 1{,}4 \times 46{,}22 = 104{,}2\ KN$

ELS : $Q_{Bc-Niger} = 1{,}2 \times 1{,}4 \times 46{,}22 = 89{,}3\ KN$

Charge du sous-système Bc-Niger au niveau du radier :

- Le coefficient de majoration dynamique

$G = 21{,}61 \times 14{,}6 \times 1{,}7 = 536{,}4\ KN$

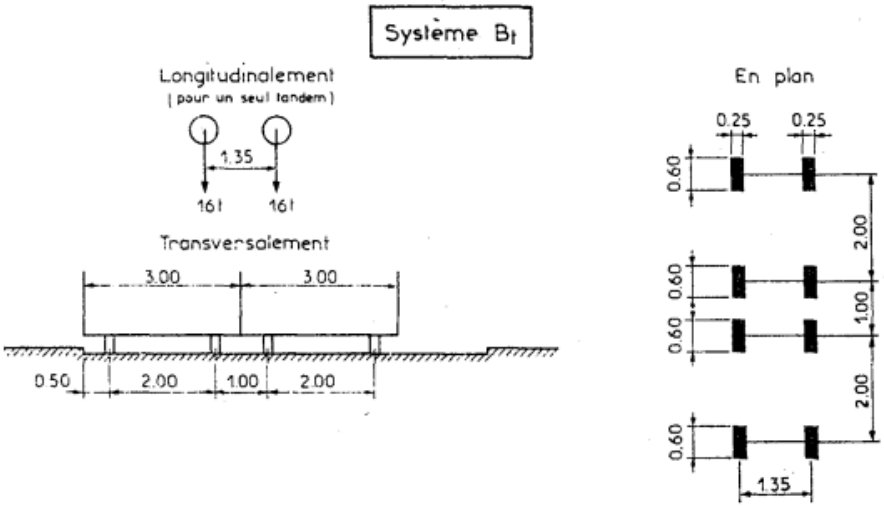
$$\delta_{Bc-Niger} = 1 + \frac{0{,}4}{1 + 0{,}2 \times 14{,}6} + \frac{0{,}6}{1 + \frac{4 \times 536{,}4}{1040}} = 1{,}29$$

ELU : $Q_{Bc-Niger} = 1{,}61 \times 1{,}29 \times 46{,}22 = 96\ KN$

ELS : $Q_{Bc-Niger} = 1{,}2 \times 1{,}29 \times 46{,}22 = 71{,}55\ KN$

- Sous système Bt

➢ Le coefficient de majoration dynamique



Charge du sous-système Bt au niveau du tablier :

$S = 4 \times 160 = 640\ KN$

$G = 9{,}95 \times 14{,}6 \times 1{,}7 = 247\ KN$

$$\delta_{Bt} = 1 + \frac{0{,}4}{1 + 0{,}2 \times 14{,}6} + \frac{0{,}6}{1 + \frac{4 \times 247}{640}} = 1{,}33$$

$$B_t = \frac{S \times b_t}{S_e}$$

$$B_t = \frac{4 \times 160 \times 1}{1{,}6 \times 5{,}5} = 72{,}73\ \frac{KN}{m^2}$$

ELU : $Q_{bt} = 1{,}61 \times 1{,}33 \times 72{,}73 = 155{,}74\ KN$

ELS : $Q_{bt} = 1{,}2 \times 1{,}33 \times 72{,}73 = 116{,}08\ KN$

Charge du sous-système Bt au niveau du radier :

$S = 4 \times 160 = 640\ KN$

$G = 21{,}61 \times 14{,}6 \times 1{,}7 = 536{,}36\ KN$

$$\delta_t = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 14,6} + \frac{0,6}{1 + \frac{4 \times 536,36}{640}} = 1,24$$

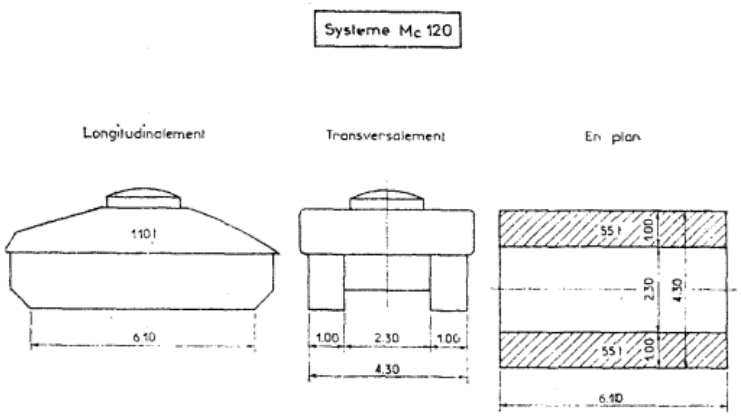
$$B_t = \frac{S \times b_t}{S_e}$$

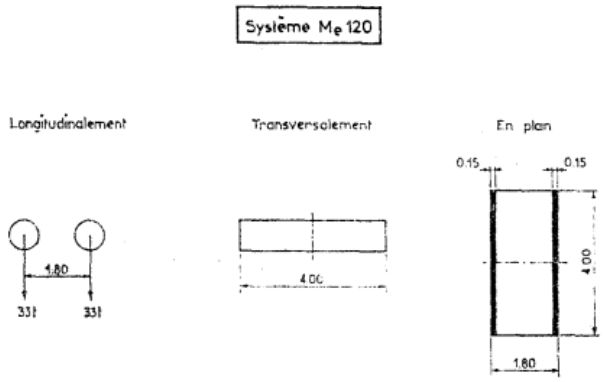
$$B_t = \frac{4 \times 160 \times 1}{1,6 \times 5,5} = 72,73 \ \frac{KN}{m^2}$$

ELU : $Q_{Bt} = 1,61 \times 1,24 \times 72,73 = 145,2 \ KN$

ELS : $Q_{Bt} = 1,2 \times 1,24 \times 72,73 = 108,22 \ KN$

- Système Mc 120





Charge du système Mc 120 au niveau du tablier :

$S = 2 \times 550 = 1100 \ KN$

$G = 9,95 \times 14,6 \times 1,7 = 246,96 \ KN$

$$\delta_{BC} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 14,6} + \frac{0,6}{1 + \frac{4 \times 246,96}{1100}} = 1,41$$

$$M_{c120} = \frac{S}{S_e}$$

$$M_{c120} = \frac{1100}{6{,}1 \times 4{,}3} = 41{,}94\ \frac{KN}{m^2}$$

ELU : $Q_{BC} = 1{,}61 \times 1{,}41 \times 41{,}94 = 95{,}21\ KN$

ELS : $Q_{BC} = 1{,}2 \times 1{,}41 \times 41{,}94 = 71\ KN$

Charge du système Mc 120 au niveau du radier :

$S = 2 \times 550 = 1100\ KN$

$G = 21{,}61 \times 14{,}6 \times 1{,}7 = 536{,}36\ KN$

$$\delta_{BC} = 1 + \frac{0{,}4}{1 + 0{,}2 \times 14{,}6} + \frac{0{,}6}{1 + \frac{4 \times 536{,}36}{1100}} = 1{,}3$$

$$M_{c120} = \frac{S}{S_e}$$

$$M_{c120} = \frac{1100}{6{,}1 \times 4{,}3} = 41{,}94\ \frac{KN}{m^2}$$

ELU : $Q_{Mc120} = 1{,}61 \times 1{,}3 \times 41{,}94 = 87{,}8\ KN$

ELS : $Q_{Mc120} = 1{,}2 \times 1{,}3 \times 41{,}94 = 65{,}43\ KN$

Le tableau ci-dessous est un récapitulatif des surcharges calculées :

Désignation	Tablier		Radier	
	ELS	ELU	ELS	ELU
A (L)	13,66	18,33	13,66	18,33
Bc	73,19	98,2	67,77	90,92
Bc-Niger	89,3	104,2	71,55	96
Bt	116,08	155,74	108,22	145,2
Mc120	71	95,21	65,43	87,8

Deux combinaisons ont été effectuées et le résultat est présentés dans le tableau ci-dessous :

Elément	G	Q (ELS)	Q (ELU)	Combinaison ELS	Combinaison ELU
Tablier	9,95	116,08	155,74	126	196,84
Piédroit de rive sup	1,665	3,96		5,625	6,42
Piédroit de rive inf	12,987			16,94	17,74
Radier	21,61	108,22	145,2	130	195,85

Les sollicitations sont déterminées grâce au logiciel pybar et ont été utilisé pour le calcul des sections d'acier des différentes parties de nos ouvrages.

- Détermination de la section d'acier au niveau de la travée du tablier

Dimensionnement du tablier en travée				
Données				
Désignation	Formule	Symbole	Résultat	Unité
Largeur du tablier		b	1	m
Hauteur du tablier		h	0,3	m
Hauteur utile du tablier		d	0,27	m
Nuance de l'acier		Fe	400	MPa
Contrainte de calcul du béton		fc28	25	Mpa
Moment fléchissant ELS		Mser	0,023	MN.m
Contrainte admissible				
Contrainte de compression du béton	$\sigma_{bc} = 0{,}6 \times f_{c28}$	σ_{bc}	15	MPa
Contrainte limite du béton à la traction	$f_{t28} = 0{,}6 + 0{,}06 \times f_{c28}$	f_{t28}	2,1	MPa
Contrainte limite de traction des aciers	$\sigma_{st} = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; max(0{,}5 f_e, 110\sqrt{\eta f_{t28}})\right]$	σ_{st}	201,63	MPa
Caracteristique géometrique de la section				
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha_{ser} = \frac{n \times \sigma_{bc}}{\sigma_{bc} + \sigma_{st}}$	α_{ser}	1,039	
Position de la fibre neutre	$y_{ser} = \alpha_{ser} \times d$	y_{ser}	0,280	m
Bras de lévier	$Z_{ser} = d - \frac{y_{ser}}{3}$	Z_{ser}	0,177	m
Moment résistant du béton	$M_{serb} = \frac{1}{2} \times \sigma_{bc} \times b_0 \times d^2 \times \alpha_{ser}\left(1 - \frac{\alpha_{ser}}{3}\right)$	M_{serb}	0,371	MN.m
Conclusion	Pas d'acier comprimées			
Calcul de la section théorique d'acier				
Section d'acier tendu	$A_{st} = \frac{M_{ser}}{Z_{ser} \times \sigma_{st}}$	A_{st}	6,46	cm^2
Ast/nappe	$A_{st} = \frac{A_{st}}{2}$	Ast/nappe	3,23	cm^2
Section d'acier minimale	$A_{st_min} = 0{,}23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$	Ast_min	3,260	cm^2
Acier principaux	Choix des aciers et calcul de l'espacement	5HA10; st=20 cm		
	Section réelle par nappe	3,93		cm^2
Acier de repartition	$A_{sr} = \frac{A_{st}}{2}$	Asr	1,97	cm^2
	Choix des aciers et calcul de l'espacement	5HA10; st=20 cm		

	Section réelle d'acier de repartition par nappe	3,93		cm^2

- Détermination de la section d'acier au niveau des appuis intermédiaires du tablier

Données				
Désignation	Formule	Symbole	Résultat	Unité
Largeur du tablier		b	1	m
Hauteur du tablier		h	0,3	m
Hauteur utile du tablier		d	0,27	m
Nuance de l'acier		Fe	400	MPa
Contrainte de calcul du béton		fc28	25	Mpa
Moment fléchissant ELS		Mser	0,035	MN.m
Contrainte admissible				
Contrainte de compression du béton	$\sigma_{bc} = 0{,}6 \times f_{c28}$	σ_{bc}	15	MPa
Contrainte limite du béton à la traction	$f_{t28} = 0{,}6 + 0{,}06 \times f_{c28}$	f_{t28}	2,1	MPa
Contrainte limite de traction des aciers	$\sigma_{st} = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; max(0{,}5 f_e, 110\sqrt{\eta f_{t28}})\right]$	σ_{st}	201,63	MPa
Caracteristique géometrique de la section				
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha_{ser} = \frac{n \times \sigma_{bc}}{\sigma_{bc} + \sigma_{st}}$	α_{ser}	1,039	
Position de la fibre neutre	$y_{ser} = \alpha_{ser} \times d$	y_{ser}	0,280	m
Bras de lévier	$Z_{ser} = d - \frac{y_{ser}}{3}$	Z_{ser}	0,177	m
Moment résistant du béton	$M_{serb} = \frac{1}{2} \times \sigma_{bc} \times b_0 \times d^2 \times \alpha_{ser}\left(1 - \frac{\alpha_{ser}}{3}\right)$	M_{serb}	0,371	MN.m
Conclusion	Pas d'acier comprimées			
Calcul de la section théorique d'acier				
Section d'acier tendu	$A_{st} = \frac{M_{ser}}{Z_{ser} \times \sigma_{st}}$	A_{st}	9,83	cm^2
Ast/nappe	$A_{st} = \frac{A_{st}}{2}$	Ast/nappe	4,92	cm^2
Section d'acier minimale	$A_{st_min} = 0{,}23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$	Ast_min	3,260	cm^2
Acier principaux	Choix des aciers et calcul de l'espacement	5HA12; st=20 cm		
	Section réelle par nappe	5,65		cm^2

Acier de repartition	$A_{sr} = \frac{A_{st}}{2}$	Asr	2,83	cm^2
	Choix des aciers et calcul de l'espacement	5HA10; st=20		
	Section réelle d'acier de repartition par nappe	3,93		cm^2

- Détermination de la section d'acier au niveau des appuis rives du tablier

Désignation	Formule	Symbole	Résultat	Unité
Largeur du tablier		b	1	m
Hauteur du tablier		h	0,3	m
Hauteur utile du tablier		d	0,27	m
Nuance de l'acier		Fe	400	MPa
Contrainte de calcul du béton		fc28	25	Mpa
Moment fléchissant ELS		Mser	0,0125	MN.m
Contrainte admissible				
Contrainte de compression du béton	$\sigma_{bc} = 0{,}6 \times f_{c28}$	σ_{bc}	15	MPa
Contrainte limite du béton à la traction	$f_{t28} = 0{,}6 + 0{,}06 \times f_{c28}$	f_{t28}	2,1	MPa
Contrainte limite de traction des aciers	$\sigma_{st} = \min\left[\frac{2}{3} f_e; max(0{,}5 f_e, 110\sqrt{\eta f_{t28}})\right]$	σ_{st}	201,63	MPa
Caracteristique géometrique de la section				
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha_{ser} = \frac{n \times \sigma_{bc}}{\sigma_{bc} + \sigma_{st}}$	α_{ser}	1,039	
Position de la fibre neutre	$y_{ser} = \alpha_{ser} \times d$	y_{ser}	0,280	m
Bras de lévier	$Z_{ser} = d - \frac{y_{ser}}{3}$	Z_{ser}	0,177	m
Moment résistant du béton	$M_{serb} = \frac{1}{2} \times \sigma_{bc} \times b_0 \times d^2 \times \alpha_{ser}\left(1 - \frac{\alpha_{ser}}{3}\right)$	M_{serb}	0,371	MN.m
Conclusion	Pas d'acier comprimées			

Calcul de la section théorique d'acier				
Section d'acier tendu	$A_{st} = \frac{M_{ser}}{Z_{ser} \times \sigma_{st}}$	A_{st}	3,51	cm^2
Ast/nappe	$A_{st} = \frac{A_{st}}{2}$	Ast/nappe	1,76	cm^2

$$A_{st_min} = 0{,}23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Section d'acier minimale		Ast_min	3,260	cm^2
Acier principaux	Choix des aciers et calcul de l'espacement	5H10; st=20 cm		
	Section réelle par nappe $A_{sr} = \frac{A_{st}}{2}$	3,93		cm^2
Acier de repartition		Asr	1,97	cm^2
	Choix des aciers et calcul de l'espacement	5HA10; st=20		
	Section réelle d'acier de repartition par nappe	3,93		cm^2

Annexe 7 : Dimensionnement du radier

- Détermination de la section d'acier au niveau des appuis intermédiaires du radier

Désignation	Formule	Symbole	Résultat	Unité
Largeur du tablier		b	1	m
Hauteur du tablier		h	0,3	m
Hauteur utile du tablier		d	0,27	m
Nuance de l'acier		Fe	400	MPa
Contrainte de calcul du béton		fc28	25	Mpa
Moment fléchissant ELS		Mser	0,0364	MN.m
Contrainte admissible				
Contrainte de compression du béton	$\sigma_{bc} = 0{,}6 \times f_{c28}$	σ_{bc}	15	MPa
Contrainte limite du béton à la traction	$f_{t28} = 0{,}6 + 0{,}06 \times f_{c28}$	f_{t28}	2,1	MPa
Contrainte limite de traction des aciers	$\sigma_{st} = \left[\frac{2}{3} f_e ; max\left(0{,}5 f_e ; 110\sqrt{n f_{t28}}\right)\right]$	σ_{st}	201,63	MPa
Caracteristique géometrique de la section				
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha_{ser} = \frac{n \times \sigma_{bc}}{\sigma_{bc} + \sigma_{st}}$	α_{ser}	1,039	
Position de la fibre neutre	$y_{ser} = \alpha_{ser} \times d$	y_{ser}	0,280	m
Bras de lévier	$Z_{ser} = d - \frac{y_{ser}}{3}$	Z_{ser}	0,177	m
Moment résistant du béton	$M_{serb} = \frac{1}{2} \times \sigma_{bc} \times b_0 \times d^2 \times \alpha_{ser}\left(1 - \frac{\alpha_{ser}}{3}\right)$	M_{serb}	0,371	MN.m
Conclusion	Pas d'acier comprimées			
Calcul de la section théorique d'acier				
Section d'acier tendu	$A_{st} = \frac{M_{ser}}{Z_{ser} \times \sigma_{st}}$	A_{st}	10,23	cm^2
Ast/nappe	$A_{st} = \frac{A_{st}}{2}$	Ast/nappe	5,11	cm^2
Section d'acier minimale	$A_{st_min} = 0{,}23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$	Ast_min	3,260	cm^2
Acier principaux	Choix des aciers et calcul de l'espacement	5HA12; st=20 cm		
	Section réelle par nappe	5,65		cm^2
Acier de repartition	$A_{sr} = \frac{A_{st}}{3}$	Asr	1,88	cm^2
	Choix des aciers et calcul de l'espacement	5HA10; st=20		
	Section réelle d'acier de repartition par nappe	3,93		cm^2

Détermination de la section de rive au niveau des appuis de rives du radier

Désignation	Formule	Symbole	Résultat	Unité
Largeur du tablier		b	1	m
Hauteur du tablier		h	0,3	m
Hauteur utile du tablier		d	0,27	m
Nuance de l'acier		Fe	400	MPa
Contrainte de calcul du béton		fc28	25	Mpa
Moment fléchissant ELS		Mser	0,013	MN.m
Contrainte admissible				
Contrainte de compression du béton	$\sigma_{bc} = 0{,}6 \times f_{c28}$	σ_{bc}	15	MPa
Contrainte limite du béton à la traction	$f_{t28} = 0{,}6 + 0{,}06 \times f_{c28}$	f_{t28}	2,1	MPa
Contrainte limite de traction des aciers	$\sigma_{st} = min\left[\frac{2}{3} f_e; max(0{,}5 f_e; 110\sqrt{n f_{t28}})\right]$	σ_{st}	201,63	MPa
Caracteristique géometrique de la section				
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha_{ser} = \frac{n \times \sigma_{bc}}{\sigma_{bc} + \sigma_{st}}$	α_{ser}	1,039	
Position de la fibre neutre	$y_{ser} = \alpha_{ser} \times d$	y_{ser}	0,280	m
Bras de lévier	$Z_{ser} = d - \frac{y_{ser}}{3}$	Z_{ser}	0,177	m
Moment résistant du béton	$M_{serb} = \frac{1}{2} \times \sigma_{bc} \times b_0 \times d^2 \times \alpha_{ser}\left(1 - \frac{\alpha_{ser}}{3}\right)$	M_{serb}	0,371	MN.m
Conclusion	Pas d'acier comprimées			
Calcul de la section théorique d'acier				
Section d'acier tendu	$A_{st} = \frac{M_{ser}}{Z_{ser} \times \sigma_{st}}$	A_{st}	3,65	cm^2
Ast/nappe	$A_{st} = \frac{A_{st}}{2}$	Ast/nappe	1,83	cm^2
Section d'acier minimale	$A_{st_min} = 0{,}23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$	Ast_min	3,260	cm^2
Acier principaux	Choix des aciers et calcul de l'espacement	5HA10; st=20 cm		
	Section réelle par nappe	3,93		cm^2
Acier de repartition	$A_{sr} = \frac{A_{st}}{2}$	Asr	1,97	cm^2
	Choix des aciers et calcul de l'espacement	5HA10; st=20 cm		
	Section réelle d'acier de repartition par nappe	3,93		cm^2

- Détermination de la section d'acier au niveau des travées du radier

Désignation	Formule	Symbole	Résultat	Unité
Largeur du tablier		b	1	m
Hauteur du tablier		h	0,3	m
Hauteur utile du tablier		d	0,27	m
Nuance de l'acier		Fe	400	MPa
Contrainte de calcul du béton		fc28	25	Mpa
Moment fléchissant ELS		Mser	0,0228	MN.m
Contrainte admissible				
Contrainte de compression du béton	$\sigma_{bc} = 0{,}6 \times f_{c28}$	σ_{bc}	15	MPa
Contrainte limite du béton à la traction	$f_{t28} = 0{,}6 + 0{,}06 \times f_{c28}$	f_{t28}	2,1	MPa
Contrainte limite de traction des aciers	$\sigma_{st} = min\left[\frac{2}{3}f_e; max\left(0{,}5f_e; 110\sqrt{nf_{t28}}\right)\right]$	σ_{st}	201,63	MPa
Caracteristique géometrique de la section				
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha_{ser} = \frac{n \times \sigma_{bc}}{\sigma_{bc} + \sigma_{st}}$	α_{ser}	1,039	
Position de la fibre neutre	$y_{ser} = \alpha_{ser} \times d$	y_{ser}	0,280	m
Bras de lévier	$Z_{ser} = d - \frac{y_{ser}}{3}$	Z_{ser}	0,177	m
Moment résistant du béton	$M_{serb} = \frac{1}{2} \times \sigma_{bc} \times b_0 \times d^2 \times \alpha_{ser}\left(1 - \frac{\alpha_{ser}}{3}\right)$	M_{serb}	0,371	MN.m
Conclusion	Pas d'acier comprimées			
Calcul de la section théorique d'acier				
Section d'acier tendu	$A_{st} = \frac{M_{ser}}{Z_{ser} \times \sigma_{st}}$	A_{st}	6,41	cm^2
Ast/nappe	$A_{st} = \frac{A_{st}}{2}$	Ast/nappe	3,20	cm^2
Section d'acier minimale	$A_{st_min} = 0{,}23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$	Ast_min	3,260	cm^2
Acier principaux	Choix des aciers et calcul de l'espacement	5HA10; st=20 cm		
	Section réelle par nappe	3,93		cm^2
Acier de repartition	$A_{sr} = \frac{A_{st}}{2}$	Asr	1,97	cm^2
	Choix des aciers et calcul de l'espacement	5HA10; st=20 cm		

	Section réelle d'acier de repartition par nappe	3,93	cm^2

- Détermination de la section d'acier au niveau des piédroits de rive

Désignation	Formule	Symbole	Résultat	Unité
Largeur du tablier		b	1	m
Hauteur du tablier		h	0,3	m
Hauteur utile du tablier		d	0,27	m
Nuance de l'acier		Fe	400	MPa
Contrainte de calcul du béton		fc28	25	Mpa
Hauteur du piédroit		hp	2	m
Effort normal		Nser	0,0936	MN
Moment fléchissant		Mser	0,0125	MN.m
Contrainte admissible				
Contrainte de compression du béton ELS	$\sigma_{bc} = 0{,}6 \times f_{c28}$		15,000	MPa
Contrainte limite du béton à la traction	$f_{t28} = 0{,}6 + 0{,}06 \times f_{c28}$		2,1	MPa
Contrainte limite de traction des aciers	$\sigma_{st} = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; max(0{,}5 f_e, 110\sqrt{\eta f_{t28}})\right]$		201,63	MPa
Contraintes limite du béton à l'ELS		fbser	15	MPa
Caractéristiques géometriques de la section				
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha_{ser} = \frac{n \times \sigma_{bc}}{\sigma_{bc} + \sigma_{st}}$		α_{ser} 1,04	
Position de la fibre neutre	$y_{ser} = \alpha_{ser} \times d$		y_{ser} 0,280	m
Bras de lévier	$Z_{ser} = d - \frac{y_{ser}}{3}$		Z_{ser} 0,18	m
Calcul des excentricité				
excentricité	$e_1 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}}$	e1=	0,134	m
excentricité additionnel	$e_a = max\left\{2cm; \frac{L}{250}\right\}$	ea=	0,02	m
excentricité totale	e=e1+ea	e=	0,154	m
Coefficient de remplissage	$\Psi = \frac{N_{ser}}{b \times h \times f_{bser}}$	Ψ=	0,021	

Si $\Psi < \frac{2}{3} : \frac{1+\sqrt{9-12\Psi}}{4+(3+\sqrt{9-12\Psi}}$

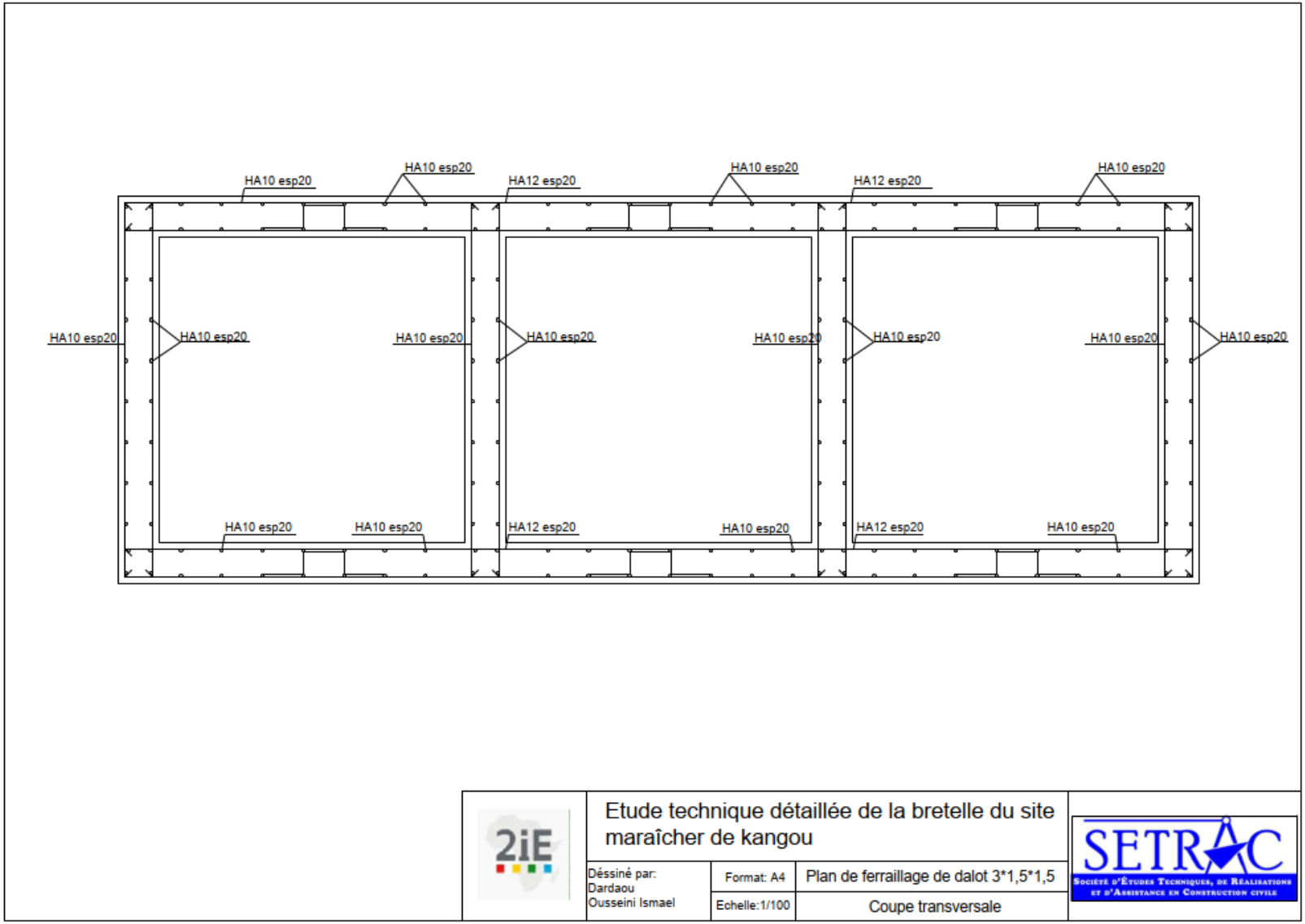
Si $\Psi > \frac{2}{3} : \frac{(3\Psi-1)(1-\Psi)}{4\times\Psi}$

excentricité critique relative		ζ=	0,166	
Calcul de e_{NC}	$e_{NC}=\zeta*h$	e_{NC}=	0,0498	m
Conclusion	La section est partiellement comprimée			
Calcul du moment fictif de flexion	$e_A= e+(d-0,5h)$	eA=	0,27	m
	$M_{serfictif}=Nu*e_A$	$M_{serfictif}$=	0,025604	MN.m
Calcul en flexion simple avec le moment calculé précédement				
Calcul du moment	$M_{serb} = \frac{1}{2} \times \sigma_{bc} \times b_0 \times d^2 \times \alpha_{ser} \left(1 - \frac{\alpha_{ser}}{3}\right)$	Mserb	0,371	MN.m
Verification	Pas d'acier comprimée			
Calcul de la section d'acier tendus	$A_{st} = A_{sfictif} - \frac{N_{ser}}{\sigma_s}$	Ast	2,55	cm2
Section d'acier minimale	$A_{min} = max\left\{\frac{bh}{1000} ; 0,23 \times b \times d \times f_{t28}\right\}$	Amin	3,26	cm2
Acier principaux par face	$A_{sp} = \frac{A_{st}}{2}$	Asp=	1,28	cm2
	Choix	5HA10; esp=20		
	section réelle par face	3,93		cm2
Calcul des aciers de repartition	$A_{sr} = \frac{A_{st}}{2}$	Asr	3,26	cm2
	Choix	5HA10; esp= 20		
	section réelle par face	3,93		cm2

- Détermination de la section d'acier au niveau des piédroits intermédiaire

Désignation	Formule	Symbole	Résultat	Unité
Largeur du tablier		b	1	m
Hauteur du tablier		h	0,3	m
Hauteur utile du tablier		d	0,27	m
Nuance de l'acier		Fe	400	MPa
Contrainte de calcul du béton		fc28	25	Mpa
Hauteur du piédroit		hp	2	m
	$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{1,5}$	fbu	14,167	Mpa
Effort normal		Nu	0,355	MN
Section réduite	Br=(h-0,02)(b-0,02)	Br	0,2744	m2

Calcul de l'elancement	$\lambda = 3{,}5 \times \frac{0{,}7 \times L_0}{a}$		λ 16,33	
Coefficient fonction de l'elancement	$\alpha = \frac{0{,}85}{1 + 0{,}2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$	α	0,815	
Section d'acier théorique	$A_{sc} = \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \times f_{c28}}{0{,}9 \times \gamma_b}\right)\frac{\gamma_s}{f_e}$	Asc	-0,013	cm2
Section d'acier minimale	$A_{min} = max\left(4U; \frac{0{,}2 \times B_r}{100}\right)$	Amin	10,4	cm2
Section d'acier par face	$A_{sf} = \frac{A_s}{2}$	Asf	5,2	cm2
Aciers principaux	Choix	5HA12 esp 20		
	Section réelle par nappe	5,65		cm2
Aciers de repartition	$A_{sr} = \frac{A_{st}}{2}$	Asr=Amin	5,2	
	Choix	5HA12 esp 20		
	Section réelle par nappe	5,65		cm2


HA10 esp20
HA10 esp20
HA12 esp20
HA10 esp20
HA12 esp20
HA10 esp20
HA10 esp20
HA10 esp20
HA10 esp20
HA10 esp20
HA10 esp20
HA10 esp20
HA10 esp20
HA10 esp20
HA10 esp20
HA10 esp20
HA12 esp20
HA10 esp20
HA12 esp20
HA10 esp20
Etude technique détaillée de la bretelle du site maraîcher de kangou
Déssiné par: Dardaou Ousseini Ismael
Format: A4
Plan de ferraillage de dalot 3*1,5*1,5
Echelle:1/100
Coupe transversale

Annexe 7 : Dimensionnement du mur en aile

- Calcul des sollicitations :

Désignation	Action horizontale RH (KN/m		Action verticale RV		Bras de levier		M/A (KN.m)
	Formule	resultat	Formule	resultat	formule	resultat	
Voile	-	-	γb×e×H	8,5	e/2+b1	0,45	-3,83
Semelle	-	-	B×e×γb	5,25	B/2	0,525	-2,76
Pterre_patin	-	-	γr×b1×H	18,2	b1/2	0,175	-3,19
Pterre_talon	-	-	γr×b2×H	17	B-b2/2	0,8	-13,60
Poussée de terre	Ka×γr×(H)^2/2	9,537	-	-	e+H/3	0,767	7,31
Surcharge q	-	-	q×b2	7	B-b2/2	0,8	-5,60
Pousse due à q	ka×H×q	5,61	-	-	e+(H/2)	1,05	5,89
Total	15,147		55,950				-15,764

- Calcul des armatures au niveau du voile

Désignation	Formule	Resultat	Unité
d	d=0,9×H	0,225	m
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha_{ser} = \frac{n \times \sigma_{bc}}{\sigma_{bc} + \sigma_{st}}$	1,04	-
Position de la fibre neutre	$y_{ser} = \alpha_{ser} \times d$	0,23	m
Bras de lévier	$Z_{ser} = d - \frac{y_{ser}}{3}$	0,15	m
Moment résistant du béton	$M_{serb} = \frac{1}{2} \times \sigma_{bc} \times b_0 \times d^2 \times \alpha_{ser}\left(1 - \frac{\alpha_{ser}}{3}\right)$	0,257824232	MN.m
Vérification	PAS D'ACIER COMPRIMEE		
Section d'acier	$A_{st} = \frac{M_{ser}}{Z_{ser} \times \sigma_{st}}$	3,44	cm^2
Amin	$A_{st_min} = 0{,}23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$	2,717	cm^2
Acier principaux	Choix des aciers et calcul de l'espacement	5HA10; esp= 20 cm	
	Section réelle par nappe	3,93	cm^2
Face coté terre	Ah≥ 0,10e	2,5	cm^2
	Choix des aciers et calcul de l'espacement	5HA 8; esp= 20 cm	
Face coté avant	Av≥ 0,10e	2,5	cm^2
	Ah≥ 0,0750e	1,875	cm^2

	Choix des aciers et calcul de l'espacement	5HA 8; esp= 20 cm

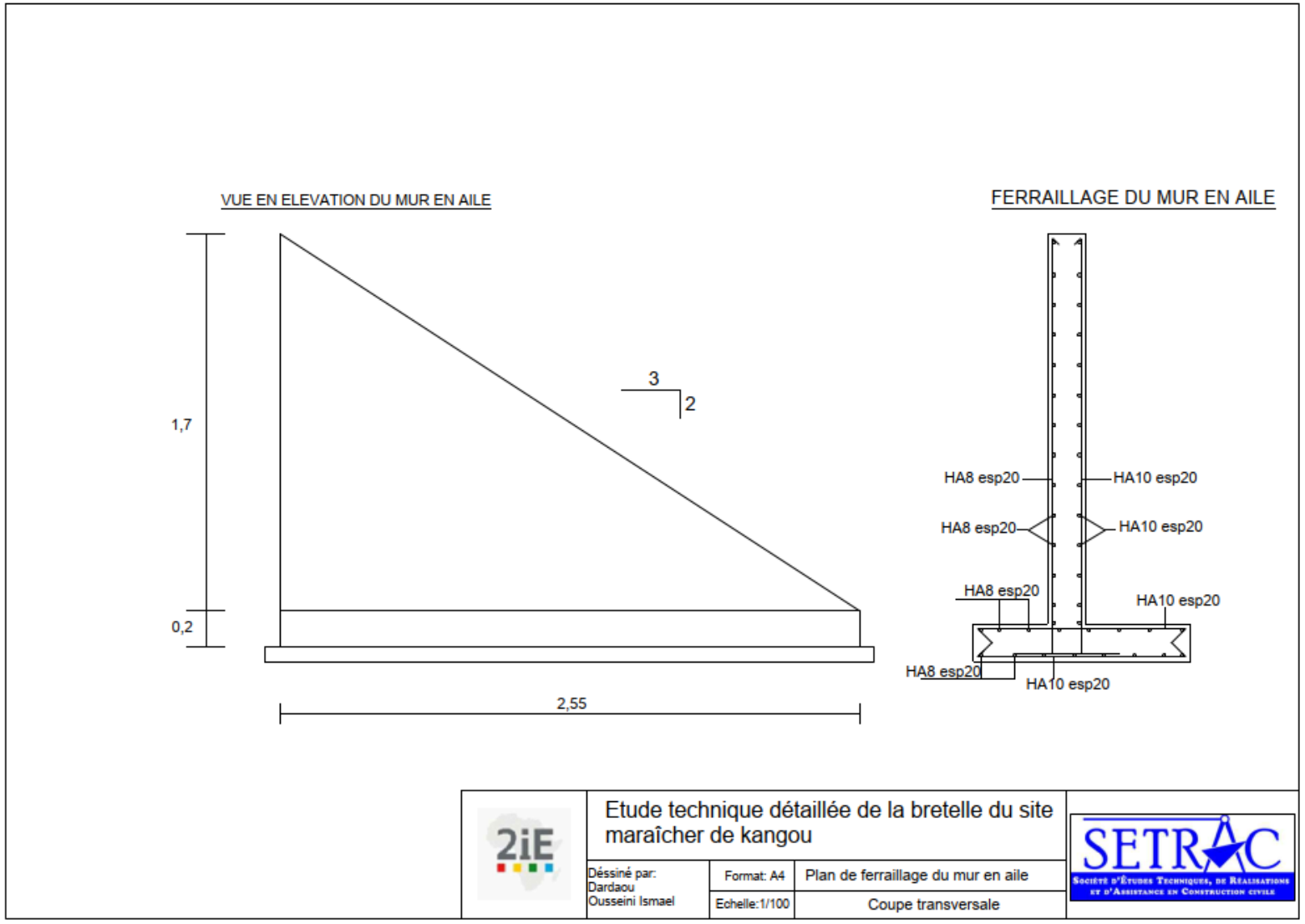
- Calcul des armatures au niveau de la semelle
  - Talon

Désignation	Formule	Resultat	Unité
Calcul de la charge sur la semelle	Q=q+γr×H	62	KN/m2
Calcul de Mser	$M_{ser} = Q \times \frac{b^2}{2} - \sigma_{ref}\left(\frac{2e_A - b_1 - e}{2}\right)^2$	7,74	KN.m
d	d=0,9×H	0,18	m
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha_{ser} = \frac{n \times \sigma_{bc}}{\sigma_{bc} + \sigma_{st}}$	1,04	-
Position de la fibre neutre	$y_{ser} = \alpha_{ser} \times d$	0,19	m
Bras de lévier	$Z_{ser} = d - \frac{y_{ser}}{3}$	0,118	m
Section d'acier	$A_{st} = \frac{M_{ser}}{Z_{ser} \times \sigma_{st}}$	3,273	cm^2
	$A_{st_min} = 0{,}23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$	2,174	cm^2
	Choix de la section d'acier	5HA10; esp=20cm	
Acier de repartition	Ar≥ 0,10e	2	
	Choix de la section d'acier	5HA 8; esp= 20 cm	

  - Patin

Calcul de Mser	$M_{ser} = \sigma_{ref} \times \frac{b_1^2}{2}$	6,081	KN.m
d	d=0,9×H	0,18	m
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha_{ser} = \frac{n \times \sigma_{bc}}{\sigma_{bc} + \sigma_{st}}$	1,04	
Position de la fibre neutre	$y_{ser} = \alpha_{ser} \times d$	0,187	m
Bras de lévier	$Z_{ser} = d - \frac{y_{ser}}{3}$	0,118	m
Section d'acier	$A_{st} = \frac{M_{ser}}{Z_{ser} \times \sigma_{st}}$	2,56	cm^2

	$A_{st_min} = 0{,}23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$	2,17	cm^2
	Choix de la section d'acier	5HA 10; esp= 20 cm	
Acier de repartition	Ar≥ 0,10e	2	
	Choix de la section d'acier	5HA 8; esp= 20 cm	


VUE EN ELEVATION DU MUR EN AILE
FERRAILLAGE DU MUR EN AILE
1,7
0,2
3
2
2,55
HA8 esp20
HA10 esp20
HA8 esp20
HA10 esp20
HA8 esp20
HA10 esp20
HA8 esp20
HA10 esp20
Etude technique détaillée de la bretelle du site maraîcher de kangou
Déssiné par:
Dardaou
Ousseini Ismael
Format: A4
Echelle:1/100
Plan de ferraillage du mur en aile
Coupe transversale

Annexe 8 : Dimensionnement structural des caniveaux

Predimensionnement				
Désignation	Formule	Symbole	Résultat	Unité
Epaisseur	$e = \frac{b}{32} + 0{,}125$	e	0,15	m
Epaisseur de la lèvre de la feuillure	$a = \frac{e}{2}$	a	0,075	m
Rendent de la feuillure	h = e-a	h	0,075	m
Portée de la dalette	b = B+2×h	b	0,65	m
Evaluation des charges				
Poids propre de la dalette	$P_d = e_d \times \gamma_b \times b$	P_d	2,438	KN/m
Poids du piédroit	$P_p = \gamma_b \times (f \times e + a \times e) \times 1ml$	P_P	2,344	
Poids du radier	$P_r = \gamma_b \times e_d \times l_{radier}$	P_r	3	KN/m
Poussée de terre	$P_t = \frac{1}{2} \times k_a \times \gamma_{sol} \times (f + 2e)^2$	P_t	2,38	KN/m
Poids de la surcharge q	$q = Ka \times (f+e) \times \gamma_q$	q	2,31	KN/m
Poids de la roue Br	-	Br	100	KN/m
Calcul de sollicitation				
Moment du au poids propre de la dalette	$M_{Pd} = P_d \times \frac{(b - 2 \times h)\text{^}2}{8}$	M_{Pd}	0,076172	KN.m
Moment du a la surcharge Br	$M_{Br} = B_r \times \frac{(b - 2 \times h)}{4}$	M_{Br}	12,5	KN.m
Combinaison d'action	$M_u = 1{,}35 \times M_{Pd} + 1{,}5 \times M_{Br}$	M_u	18,85	KN.m
	$M_{ser} = M_{Pd} + M_{Br}$	M_{ser}	12,58	KN.m
Calcul de la dalle				
Calcul de d	d=0,9×h	d	0,135	m
Calcul de fbu	$f_{bu} = \frac{0{,}85 \times f_{c28}}{\theta \times 1{,}5}$	f_{bu}	14,17	MPa
Calcul de μ_u	$\mu_u = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}}$	μ_u	0,073	

$\mu_u < 0{,}186$; nous sommes dans le pivot A

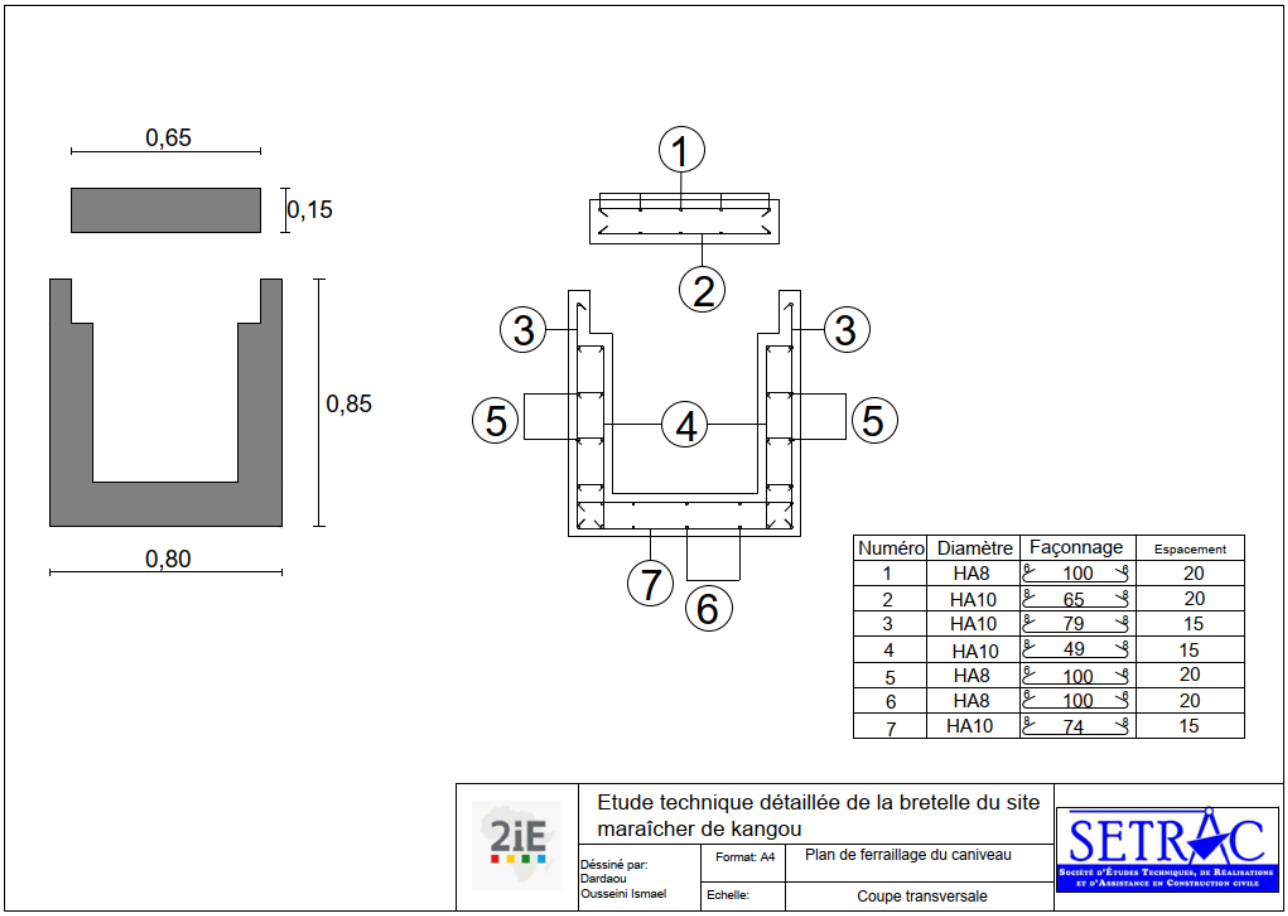
Calcul de α_u	$\alpha_u = 1{,}25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$	α_u	0,09	
Calcul de Zu	$Z_u = d(1 - 0{,}4\alpha_u$	Z_u	0,13	m
Calcul de fsu	$f_{su} = \frac{fe}{\gamma_s}$	fsu	348	
Calcul de Ast	$A_{st} = \frac{M_u}{Z_u \times f_{su}}$	Ast	4,17	cm^2

Asmin	$A_{smin} = 0{,}23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$	Asmin	1,63	cm^2
Vérification à l'ELS				
Mser	-	Mser	0,012576	MN.m
Contrainte de compression du béton ELS	$\sigma_{bc} = 0{,}6 \times f_{c28}$	σ_{bc}	15,000	MPa
Contrainte limite du béton à la traction	$f_{t28} = 0{,}6 + 0{,}06 \times f_{c28}$	f_{t28}	2,1	MPa
Contrainte limite de traction des aciers	$\sigma_{st} = \min\left[\frac{2}{3} f_e; max(0{,}5 f_e, 110\sqrt{\eta f_{t28}})\right]$	σ_{st}	201,63	MPa
Caractéristiques géométriques de la section				
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha_{ser} = \frac{n \times \sigma_{bc}}{\sigma_{bc} + \sigma_{st}}$	α_{ser}	1,04	
Position de la fibre neutre	$y_{ser} = \alpha_{ser} \times d$	y_{ser}	0,140	m
Bras de lévier	$Z_{ser} = d - \frac{y_{ser}}{3}$	Z_{ser}	0,09	m
Calcul de Mserb	$M_{serb} = \frac{1}{2} \times \sigma_{bc} \times b_0 \times d^2 \times \alpha_{ser}\left(1 - \frac{\alpha_{ser}}{3}\right)$	Mserb	0,093	KN.m

Pas d'acier comprimée				
Calcul de Ast	$A_{st} = \frac{M_{ser}}{z \times \sigma_{st}}$	Ast	7,067	cm^2
Aciers principaux par face		Asp	3,533	cm^2
Choix des aciers		5HA10; esp=20		
Acier de répartition		Ar	1,77	
Choix des aciers		5HA8; esp=20 cm		
Calcul du piédroit				
Calcul de Nser	$N_{ser} = \frac{B_r}{2} + P_p + \frac{P_d}{2}$	Nser	53,5625	KN
Calcul de Mser	$M_{ser} = P_t \times \frac{f+e}{3} + \frac{q \times (f+e)}{2}$	Mser	1,364825	KN.m
Coefficient de remplissage	$\Psi = \frac{N_{ser}}{b \times h \times f_{bser}}$	Ψ	0,028	
Excentricité critique relative	Si $\Psi < \frac{2}{3}$: $\frac{1+\sqrt{9-12\Psi}}{4+(3+\sqrt{9-12\Psi}}$ Si $\Psi > \frac{2}{3}$: $\frac{(3\Psi-1)(1-\Psi)}{4\times\Psi}$	ζ	0,166	

Calcul de e_{NC}	$e_{NC}=\zeta*h$	e_{NC}	0,1410	m
Calcul de l'excentricité	$e_{ser}=\frac{M_{ser}}{N_{ser}}$	e_{ser}	0,025	m
Calcul de l'excentricité additionnel	$e_a=e+(d-0{,}5h)$	e_a	0,085	m
Calcul du moment fictif de flexion	$M_{fictif}=Nser\times e_a$	M_{fictif}	0,0046	MN.m
La section est entièrement comprimée				
Section d'acier minimale	$A_{min}=max\left(4U;\frac{0{,}2\times B_r}{100}\right)$	Amin	8	cm2
Section d'acier par face		Asf	4	cm2
Acier principaux	Choix	6HA10; esp= 15		
	Section réelle	4,71		cm2
Aciers de répartition	$A_{sr}=\frac{A_{st}}{2}$	Asr	2,355	cm2
	Choix	5HA8; esp 20		
Calcul du radier				
Descente des charge	$G=P_d+2\times P_p+P_r$	G	10,125	KN/m
	$Q=\frac{B_r}{1\times B}$	Q	66,67	KN/m
Calcul du momen de service	$M_{ser}=\frac{G\times l^2}{8}+\frac{Q\times L}{4}$	Mser	0,0141	MN.m
Calcul de Ast	$A_{st}=\frac{M_{ser}}{z\times\sigma_{st}}$	Ast	7,947	cm^2
Aciers principaux par face		Asp	3,974	cm^2
Choix des aciers		6HA10; esp=15		
Acier de répartition		Ar	1,99	cm^2
Choix des aciers		5HA8; esp=20 cm		
Asmin	$A_{smin}=0{,}23\times b\times d\times\frac{f_{t28}}{f_e}$	Asmin	1,63	cm^2

Le graphique ci-dessous représente le plan de ferraillage de notre caniveau :



Numéro	Diamètre	Façonnage	Espacement
1	HA8	100	20
2	HA10	65	20
3	HA10	79	15
4	HA10	49	15
5	HA8	100	20
6	HA8	100	20
7	HA10	74	15

Etude technique détaillée de la bretelle du site maraîcher de kangou

Déssiné par: Dardaou Ousseini Ismael

Format: A4

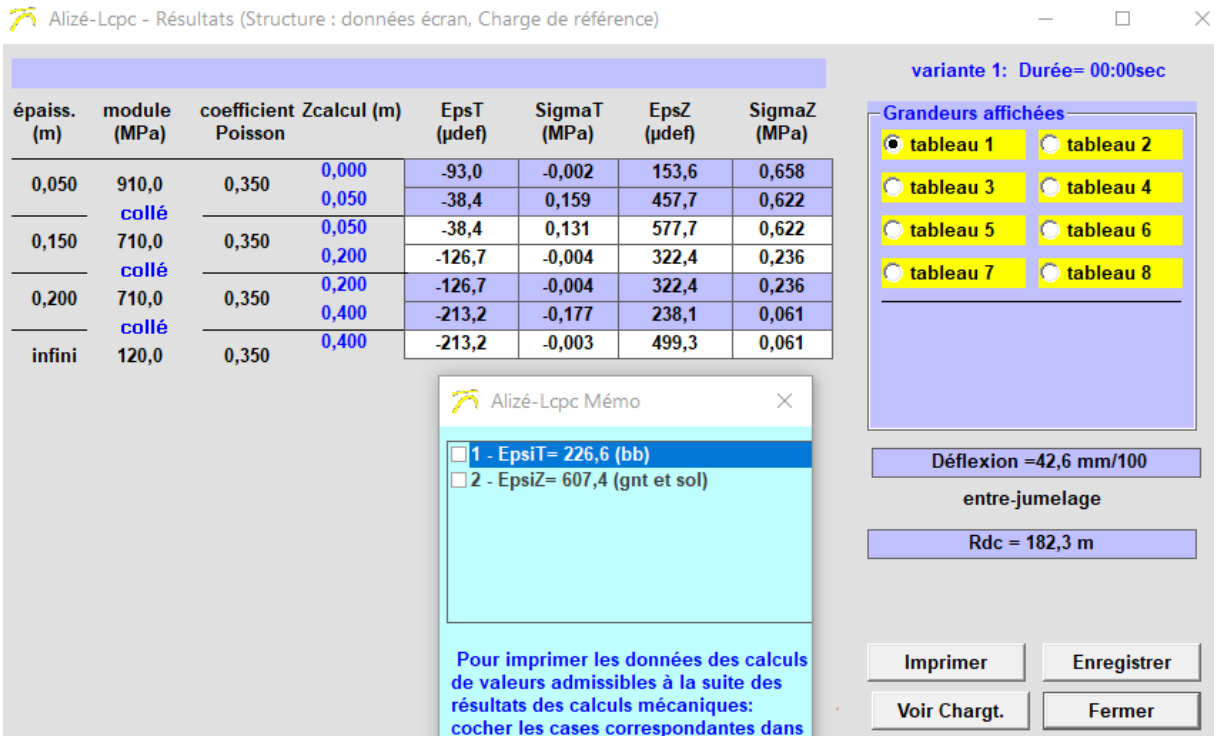
Plan de ferraillage du caniveau

Echelle:

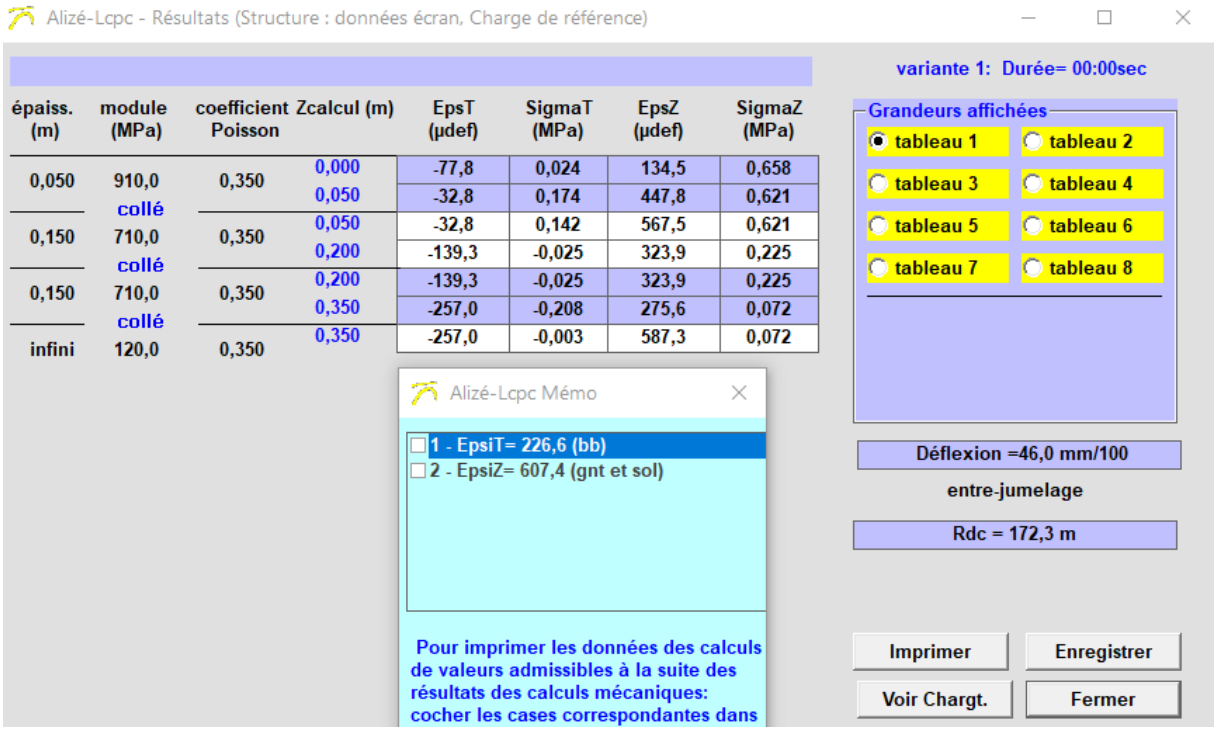
Coupe transversale

Annexe 9 : Etude structural de la chaussée

Le résultat de la vérification effectuée sur ALIZE-LCPC est le suivant :



épaiss. (m)	module (MPa)	coefficient Poisson	Zcalcul (m)	EpsT (µdef)	SigmaT (MPa)	EpsZ (µdef)	SigmaZ (MPa)
0,050	910,0	0,350	0,000	-93,0	-0,002	153,6	0,658
	collé		0,050	-38,4	0,159	457,7	0,622
0,150	710,0	0,350	0,050	-38,4	0,131	577,7	0,622
	collé		0,200	-126,7	-0,004	322,4	0,236
0,200	710,0	0,350	0,200	-126,7	-0,004	322,4	0,236
	collé		0,400	-213,2	-0,177	238,1	0,061
infini	120,0	0,350	0,400	-213,2	-0,003	499,3	0,061



épaiss. (m)	module (MPa)	coefficient Poisson	Zcalcul (m)	EpsT (µdef)	SigmaT (MPa)	EpsZ (µdef)	SigmaZ (MPa)
0,050	910,0	0,350	0,000	-77,8	0,024	134,5	0,658
	collé		0,050	-32,8	0,174	447,8	0,621
0,150	710,0	0,350	0,050	-32,8	0,142	567,5	0,621
	collé		0,200	-139,3	-0,025	323,9	0,225
0,150	710,0	0,350	0,200	-139,3	-0,025	323,9	0,225
	collé		0,350	-257,0	-0,208	275,6	0,072
infini	120,0	0,350	0,350	-257,0	-0,003	587,3	0,072

Annexe 10 : Etude financière

Serie 000	INSTALLATION ET REPLIEMENT DE CHANTIER				
1	Installations des bases de l'entreprise	ff	1	250000000	250000000
2	Amenée et repli du matériel	ff	1	227000000	227000000
3	Central de concassage	ff	1	50000000	50000000
4	Central d'enrobage	ff	1	40000000	40000000
5	Installation de la mission de control	ff	1	250000000	250000000
6	Preparation des plans d'execution	ff	1	50000000	50000000
7	Réalisation et entretien de la deviation	km	3,55	4475952	15889629,6
Sous total 000					882889630
Serie 100	TRAVAUX PREPARATOIRES				
101	Démolition ouvrages en béton armé ou non	m3	36,75	90510	3326242,5
102	Démolition des murettes existantes	m3	48	4500	216000
103	Abattage d'arbres	u	10	65000	650000
104	Dépose des panneaux de tout genre	u	19	15350	291650
105	Déplacement de réseau	prov	1	10000000	10000000
105.1	Réseau d'eau potable (NDE)	prov	1	10000000	10000000
105.2	Réseau éléctrique (NIGELEC)	prov	1	10000000	10000000
105.3	Réseau telecom (NIGERTELECOM)	prov	1	10000000	10000000
Sous total 100					44483892,5

Serie 200	TERASSEMENT				
201	Débroussaillage et nettoyage de l'emprise	m2	118280	880	104086400
202	Remblai provenant de déblai	m3	14514	3000	43542000
	Remblais provenant d'emprunt	m3	1325	3920	5194000
203	Exécution de fossés latéraux triangulaires	ml	4362	1600	6979200
204	Déblai pour mise dépôt définitif	m3	34170	2500	85425000
205	Réglage, mise en forme et compactage de la plate-forme	m2	118279	250	29569750
Sous total 200					274796350
Serie 300	CHAUSSEE				
301	Couche de fondation en graveleux latéritique naturel	m3	17428	7000	121996350
302	Couche de base en graveleux latéritique naturel	m3	16827	8600	144712974
303	Plus value de transport au déla de 5km	m3*Km	171276	201	34426415,7
Sous total 300					301135740
Serie 400	REVETEMENT				
401	Mise en œuvre impregnation	m2	86400	1300	112320000
402	Mise en œuvre de la couche d'accrochage	m2	86400	2700	233280000

403	Fourniture et mise en œuvre du béton bitumineux (BB) 0/10 d'épaisseur 5 cm sur chaussée	m3	4150,2	240000	996048000

Sous total 400					1341648000
Serie 500	ASSAINISSEMENT				
501	Fouille en terrain de toute nature	m3	530,4	2500	1326000
502	Remblai latéritique pour bloc technique	m3	247,5	8000	1980000
503	Béton de propreté dosé à 150 kg/m3	m3	120	70000	8400000
504	Béton dosé à 350 kg/m3	m3	546	185000	101010000
505	Dalot 2*3*2	u	2	31658275	63316550
506	Dalot 2*2*2	u	1	13569360	13569360
507	Dalot 1*2,5*2	u	2	27409935	54819870
508	Construction de caniveaux en béton armé avec rainure de pose de dallettes 0,80x0,85	ml	3770	228620	861897400
509	fourniture et mise en place des bordures T2	ml	8400	20000	168000000
510	Récalibrage et rectification du lit de cours d'eau	m2	10000	3500	35000000
Sous total 500					1274319180
Serie 600	SÉCURITE ET SIGNALISATION				
601	Bande de peinture blanche continue ou discontinue d'axe de module T1 de largeur 0,12 m (2U)	ml	8312	1736	14429632
602	Bande de peinture blanche discontinue de rive de module T2 de largeur 0,18 m (3U)	ml	16624	2000	33248000
603	Panneau				0
603.1	Panneaux type EB localisation	u	4	150000	600000
603.2	Panneaux triangulaires	u	32	80000	2560000

603.3	Panneaux circulaires	u	3	80000	240000
604	Panneaux type "stop" AB4	u	27	120000	3240000
605	Balises de signalisation pour virage	u	44	25000	1100000
606	Plots pour ouvrages	u	60	25000	1500000
607	Bornes kilométriques	u	7	20000	140000
608	Bornes pentakilométriques	u	1	50000	50000
609	Fourniture et pose de lampadaire d'éclairage	u	80	1600000	128000000
Sous total 600					185107632

Serie 700	Environneme nt				
701	PGES	ft	1	200000000	200000000
Sous total 700					200000000
Total général hors taxe					4504380424
TVA (19%)					855832281
Montant total TTC					5360212704

Annexe 11 : Conception géométrique

Les figures ci-dessous représentent quelques profils en travers réalisé sur Covadis :

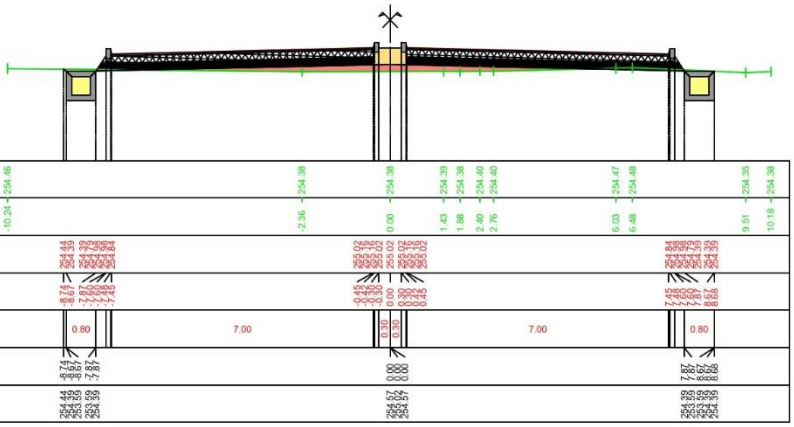
Profil dessiné par AutoPISTE

Remblai
Déblai
BB
BETON
COUCHE DE BASE
COUCHE DE FONDATION
SABLE

Profil n°: P08
Abscisse : 175.00 m
Echelle des longueurs : 1/100
Echelle des altitudes : 1/100

X= 406595.86
Y= 1498911.86
Gisement : 173.17 gr

PC : 252.00 m



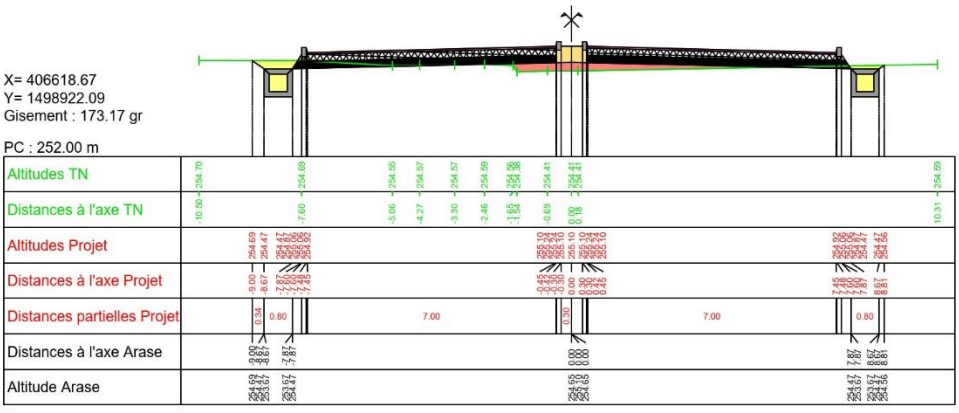
Profil dessiné par AutoPISTE

Remblai
Déblai
BB
BETON
COUCHE DE BASE
COUCHE DE FONDATION
SABLE

Profil n°: P09
Abscisse : 200.00 m
Echelle des longueurs : 1/100
Echelle des altitudes : 1/100

X= 406618.67
Y= 1498922.09
Gisement : 173.17 gr

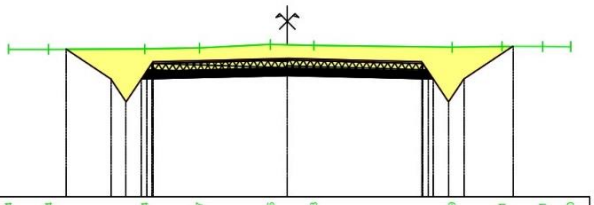
PC : 252.00 m



Profil dessiné par AutoPISTE

Déblai
BB
COUCHE DE BASE
COUCHE DE FONDATION

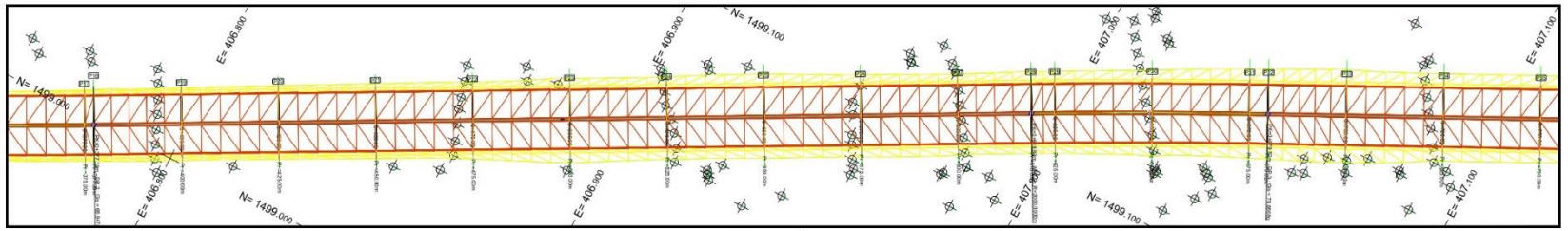
Profil n°: P176
Abscisse : 4075.00 m
Echelle des longueurs : 1/100
Echelle des altitudes : 1/100

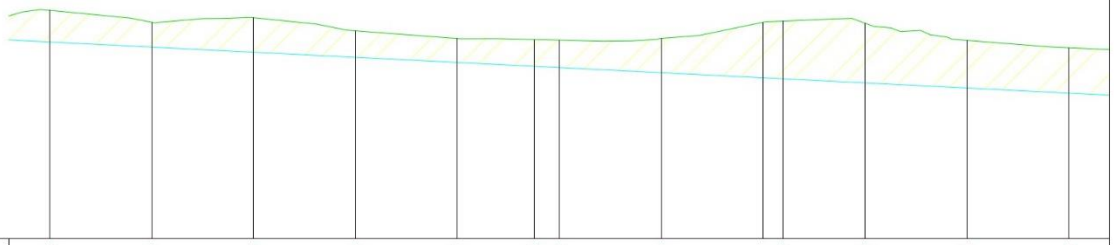


X= 410081.91
Y= 1500659.97
Gisement : 171.00 gr

PC : 242.00 m

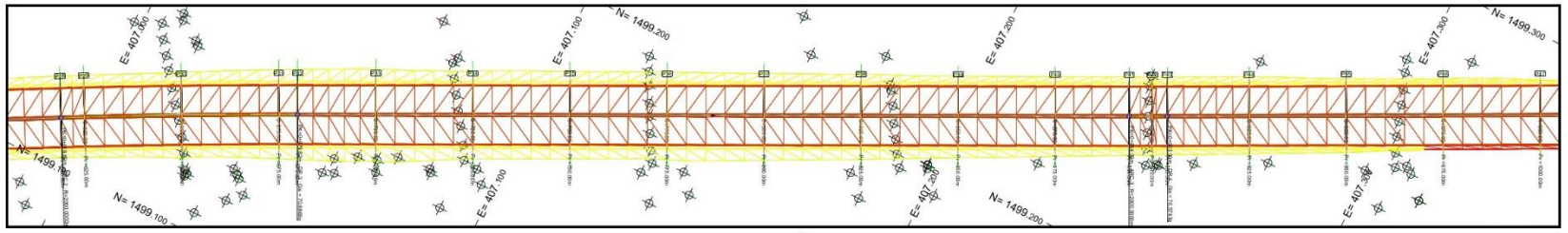
| | | |

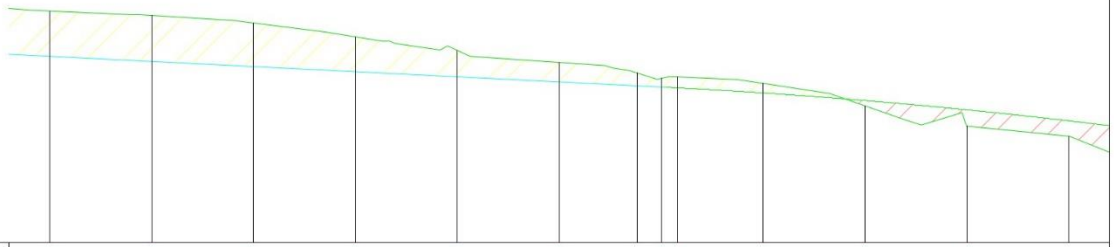




PC : 249.00 m

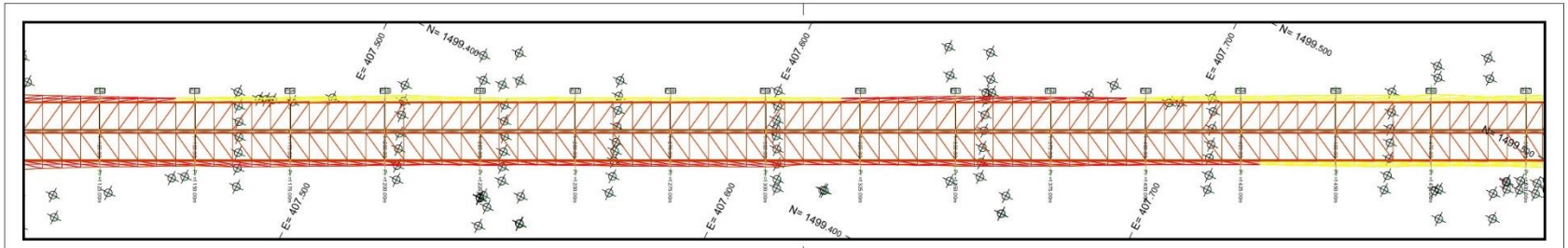
| | | |

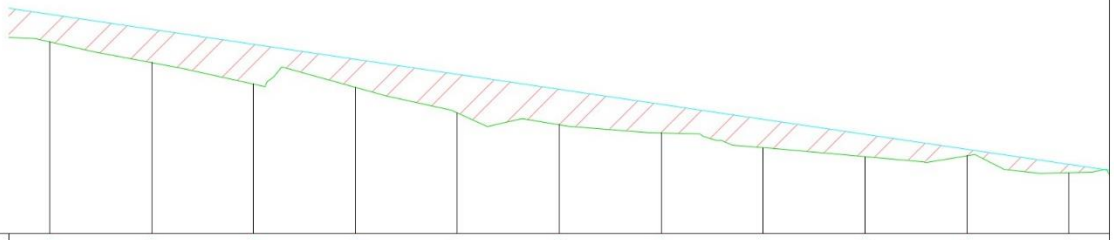

E= 407.000
E= 407.100
E= 407.200
E= 407.300
N= 1499.200
N= 1499.300
N= 1499.100
N= 1499.200



PC : 248.00 m

| | | |





PC : 242.00 m

Numéro de profils en travers	P57	P58	P59	P60	P61	P62	P63	P64	P65	P66	P67	
Altitudes TN	246.71	246.20	245.67	245.59	244.96	244.67	244.47	244.11	243.89	243.91	243.50	
Altitudes Projet	247.38	247.01	246.65	246.28	245.91	245.54	245.17	244.81	244.44	244.07	243.70	
Ecarts Projet - TN	0.68	0.82	0.98	0.69	0.95	0.87	0.70	0.69	0.55	0.16	0.21	
Abcisses	1250.00	1275.00	1300.00	1325.00	1350.00	1375.00	1400.00	1425.00	1450.00	1475.00	1500.00	
Distances partielles		25.00	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00	2
Pentes et rampes	PENTE L = 475.35 m P = -1.47 %											
Alignements droits et courbes												
Dévers Gauche												
Dévers Droit												
Graphique des dévers												