

**ETUDE TECHNIQUE DETAILLEE DES TRAVAUX  
D'AMENAGEMENT ET DE BITUMAGE DE 5 KM  
DE VOIRIE URBAINE A POUYTENGA DANS LA  
REGION DU CENTRE – EST AU BURKINA FASO**

**MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU MASTER EN INGENIERIE DE L'EAU ET DE  
L'ENVIRONNEMENT**

**OPTION : GENIE CIVIL**

Présenté et soutenu publiquement le [Date] par

**NANDIGUIM NGARMADJI Ghislain**

**Travaux dirigés par : Dr Ismaïla GUEYE** Enseignant, Chercheur à 2iE

**M. Paul TOUGMA**, Ingénieur en Génie Civil à la DGOA

Jury d'évaluation du stage :

Président : **Dr Ismaïla GUEYE**

Membres et correcteurs : **Koffi Agbévidé KOKOLE**

**Arnaud OUEDRAOGO**

**Promotion [2014/2015]**

## Remerciements

Au terme de l'élaboration de ce mémoire, je tiens à remercier, le seigneur tout puissant qui a bien voulu, nous a donné la force et l'intelligence pour effectuer le présent travail.

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude et ma reconnaissance à tous, ceux qui de près ou de loin ont contribué à la réalisation de ce document.

Aussi mes remerciements vont

- A l'ensemble du corps professoral de l'Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement pour tous les efforts consentis pour faire de nous un produit utile pour la société d'aujourd'hui et de demain,
- A M. **Ismaila GUEYE** chef de département génie civil, Directeur de mémoire pour son entière disponibilité pour nous avoir guidé et orienté dans le souci d'aboutir à des résultats fiables,
- A M. **KASSOUM DEMAIN** Directeur Général des Ouvrages d'Art (DGOA) pour m'avoir accepté comme stagiaire dans sa structure,
- A M. **TOUGMA Paul**, Ingénieur en Génie Civil à la Direction Générale des Routes Ouvrages d'Art (DGOA), pour son orientation et ses remarques, merci de m'avoir encadré tout au long de ce mémoire,
- A nos amis et parents pour leur soutien continu,
- A toute la promotion master 2 GC/ ROA 2014 – 2015.

## Résumé

Ce projet intitulé « Etude détaillée des travaux d'aménagement et de bitumage de 5km de voirie urbaine à Pouytenga dans le Centre –Est au Burkina-Faso » s'inscrit dans le cadre des travaux de construction et de bitumage la commune de Pouytenga. Le projet concerne la route nationale N° 15 et la route régionale N° 05.

Les objectifs visés pour ce projet sont entre autres.

- Assurer une bonne structure du réseau national et régional
- Accroître la sécurité des usagers
- Promouvoir le développement des activités génératrices de revenu tel que le commerce.

Le dimensionnement géométrique de la route a permis de ressortir le tracé en plan, le profil en long et les différents profils en travers qui sont tabulés à chaque 25 m. Cette conception a été effectuée à l'aide des logiciels COVADIS, AUTOCAD.

L'étude hydrologique a permis de déterminer les bassins versants de la zone du projet et les différents débits à évacuer qui varient de  $1,48\text{m}^3/\text{s}$  à  $7,75\text{m}^3/\text{s}$ . L'étude hydraulique qui permet de déterminer les sections hydrauliques des ouvrages. Au totale dix (10) dalots qui sont repartis comme suit quatre (4) dalots dimensionnés sur la route régionale et six (6) dalots sur la route nationale et les caniveaux de sections variables  $100\times 80\text{cm}^2$  à  $140\times 120\text{cm}^2$ .

L'étude géotechnique et l'étude des trafics ont consisté au dimensionnement des structures de chaussées. Par rapport aux trafics de poids lourd 32 pour la RR5 et 178 pour la RN5. Sur les deux tronçons, il a été retenu un enduit superficiel tri-couche pour le revêtement, 15 cm de graveleux latéritique pour la couche de base et 30 cm de graveleux latéritique pour la fondation pour la route nationale et un enduit superficiel bicouche pour le revêtement, 15 cm de graveleux latéritique pour la couche de base et 25 cm de graveleux latéritique pour la fondation. Ces résultats ont été vérifiés avec le logiciel Alizé –LCPC.

Soucieux de la sécurité des usagers une étude sur la signalisation et l'aménagement routier a été permis de déterminer les différents dispositifs de sécurité. Pour avoir une idée le projet a fait EIES dans le milieu humain, social et biologique. La durée du projet est de huit (08) mois Le coût global de ce projet a été réalisé et est estimé à environ **2 301 964 848FCFA**

Mots clés

- **environnementale,**
- **bitumage,**
- **revêtement,**
- **aménagement**
- **géotechnique**

## **Abstract:**

This project titled « detailed study of arrangement works and 5 km of Pouytenga road tarring in the Eastern Centre of Burkina Faso » was listed within the context of Pouytenga road building and tarring. The project was about national and local road and sighted objectives are to:

- Ensure a relevant structure to the national and local network
- Improve users' safety
- Enable commercial activities

Specific studies appropriate to this document were carried out and presented by chapters. As a matter of fact, on the basis of topographical data, longitudinal, plane and crossed profiles were drawn by COVADIS and AUTOCAD software.

Hydrologic study helped determine thalwegs and flows of the project area. Sections were assessed by hydraulics analysis. 10 scupper-holes were dimensioned: 4 for national road and 6 for local one in addition to gutters with varied sections.

Geotechnical study consisted of roadway dimensioning. Relatively to traffic on our 2 roads, 4 cm of a triple layer were attributed to the covering, 15 cm of crushed to the basic layer and 30 cm of lateritic gravelly the foundation for the national road; 3 cm of a double layer to the covering, 15 cm to the crush and 25 cm to the lateritic gravelly for the local road. Results were checked by Alize-LCPC software.

Concerned with users' security, a study on traffic signs and road arrangement was conducted in order to determine different security systems. An environmental impact assessment was realized to analyze the project effects on the zone. An estimate cost of the project is about

**2 301 964 848 FCFA**

## **Key words:**

- **environmental impact**
- **tarring**
- **covering**
- **arrangement**
- **geotechnical**

## Liste des abréviations

<b>2IE</b> .....	Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement
<b>APD</b> .....	Avant-Projet Détaillé
<b>BAEL</b> .....	Béton armé aux Etats Limites
<b>BB</b> .....	Béton Bitumineux
<b>BV</b> ....	Bassin Versant
<b>CAM</b> .....	Coefficient d'Agressivité Moyenne
<b>CBR</b> .....	Californian Bearing Ratio
<b>CIEH</b> .....	Comité Inter États d'Etudes Hydrauliques
<b>DGOA</b> .....	Direction Générale des Ouvrages d'Art
<b>EIES</b> .....	Étude d'Impact Environnemental et Social
<b>ICTAVRU</b> .....	Instruction sur les conditions techniques d'Aménagement des Voies Rapides Urbaines
<b>GL</b> .....	Grave Latéritique
<b>LNBTP</b> .....	Laboratoire National du Bâtiment et des Travaux Publics
<b>NE</b> .....	Nombre des essieux Equivalent
<b>OPM</b> .....	Optimum Proctor Modifié
<b>ORSTOM</b> .....	Office de Recherche Scientifique et Technique d'Outre-Mer
<b>PHE</b> .....	Plus Hautes Eaux
<b>PK</b> .....	Point Kilométrique
<b>PL</b> .....	Poids Lourd
<b>RN</b> .....	Route Nationale
<b>RR</b> .....	Route Régionale
<b>RN</b> .....	Route Nationale
<b>SETRA</b> .....	Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes
<b>TDR</b> .....	Termes de Référence
<b>TN</b> .....	Terrain Naturel
<b>TJMA</b> .....	Total journalier Moyen Annuel
<b>TPC</b> .....	Terre-Plein Centrale

## Liste des tableaux

Tableau 1: Classe portance des sols en fonction du CBR .....	8
Tableau 2: Classe portance des sols en fonction du CBR par le guide de dimensionnement ....	8
Tableau 3: Trafic moyen journalier de 2008 à 2012 .....	11
Tableau 4 : Trafic moyen journalier de 2008 à 2014 .....	14
Tableau 5 : Classe de trafic en fonction du trafic moyen journalier annuel.....	14
Tableau 6 : Trafic cumulé équivalent pour RN15 .....	15
Tableau 7 :Classe du trafic en nombre cumulé de poids lourds.....	16
Tableau 8 : Trafic cumulé équivalent pour RR05 .....	16
Tableau 9 : Classe du trafic en nombre cumulé de poids lourd .....	17
Tableau 10 : Normes ICTAVRU de catégorie de la route .....	19
Tableau 11 : Normes ICTAVRU de paramètre cinématique .....	19
Tableau 12 : Normes ICTAVRU de paramètre cinématique .....	20
Tableau 13 : Normes ICTAVRU de paramètre cinématique .....	20
Tableau 14 : Normes ICTAVRU de tracé en plan .....	21
Tableau 15 : Normes ICTAVRU de tracé en travers .....	22
Tableau 16 : Normes ICTAVRU de tracé en long .....	23
Tableau 17 : Résultats de l'analyse fréquentielle.....	25
Tableau 18 : Identification des bassins versants .....	26
Tableau 19 : Caractéristiques physiques des bassins versants .....	28
Tableau 20 : Paramètres des bassins versants .....	30
Tableau 21 : Paramètres des bassins versants .....	31
Tableau 22 : Débits par bassins versant .....	34
Tableau 23 : Dimensionnement des dalots.....	39
Tableau 24 : Débits des caniveaux .....	40
Tableau 25 : Récapitulatif des sections des caniveaux de RN15 et RR05 .....	42
Tableau 26 : Récapitulatif des variantes de RN15 .....	45
Tableau 27 : Récapitulatif des variantes RR05 .....	46
Tableau 28 :Résultats de dimensionnement du corps de chaussée RN15 .....	47
Tableau 29 :Résultats de dimensionnement du corps de chaussée RR05 .....	48
Tableau 30 : Résultat d calcul des sollicitations pour une ouverture .....	52

Tableau 31 : Résultats des sections de dalot de type 1x1x1, 2.....	53
Tableau 32 : Récapitulatif des sections d'acier des caniveaux de RR05 .....	54
Tableau 33 : Récapitulatif des sections d'aciers des caniveaux de RN15 .....	55
Tableau 34 :Planning prévisionnel du projet.....	70
Tableau 35 : Récapitulatif du cout du projet .....	71
Tableau 36 : Récapitulatif des résultats d'Alizé de RN15 .....	81
Tableau 37 : Récapitulatif des résultats d'Alizé RR05 .....	84
Tableau 38 : Récapilatif des calculs de pluie annuelle.....	85
Tableau 39 : Résultats des calculs des pluies journalières .....	89
Tableau 40 : Récapitulatif des fréquences expérimentales .....	90
Tableau 41 :Hydraulique du dalot 7 .....	97
Tableau 42 : Hydraulique du caniveau 6.....	98
Tableau 43 :Résultats de dalot de type 3x1,2x2,5.....	120
Tableau 44 Résultat de dalot de type 2x1,2x2 .....	121
Tableau 45 Devis estimatif.....	135
Tableau 46 Avantages et inconvénients de différent type de chaussée.....	139

#### Liste des figures

Figure 1 : Identification de la route du projet.....	4
Figure 2 : Carte de la présentation de la Zone d'étude.....	4
Figure 3 : Courbe d'évolution du trafic RN15 dans le temps .....	12
Figure 4 : Courbe d'évolution du trafic dans le temps .....	12
Figure 5 : Délimitation des bassins versants .....	26
Figure 6 :La route existante avant le projet.....	75
Figure 7 : Ouvrage existante .....	75
Figure 8 : Histogramme des pluies annuelles.....	86
Figure 9 : Courbe expérimentale des pluies annuelles .....	87
Figure 10 : Courbe d'ajustement de Gauss .....	88
Figure 11 :Histogramme des pluies journalières.....	90
Figure 12 : Courbe expérimentale .....	92

## Introduction

La route a pour but de permettre la circulation en toute saison dans des conditions satisfaisantes et aussi durables que possible de confort et de sécurité. Elle constitue une des traces les plus significatives que laissent les sociétés. Elle participe de nos jours comme autrefois à la qualité de l'environnement social. Elle joue un rôle important dans le secteur des transports et communication dont elle fait partie de ses équipements collectifs appelés infrastructures. La conception et de la construction des routes de nos jours font partie de ces domaines dont l'optimisation du rapport qualité. Dans la plupart des pays africains, des investissements importants ont été réalisés pour la construction du réseau routier qui est le secteur clé de l'économie d'un pays. La politique du gouvernement Burkinabé a pour objectif les travaux d'aménagement et de bitumage de voirie urbaine. Dans les provinces Ce projet s'exécute dans la commune de Pouytenga.

Le présent projet intitulé «*Etude technique détaillée des travaux d'aménagement et de bitumage de 5 km de voirie urbaine à Pouytenga dans la région du Centre-Est au Burkina -Faso* » consiste à déterminer, concevoir et quantifier la nature des interventions et aménagements à appliquer sur cette route pour des travaux d'aménagement et de bitumage. Elle contribuera ainsi à la réalisation d'une étude technique détaillée qui aboutira à l'établissement des dossiers techniques des travaux et les dossiers de consultation des Entreprises.

### Objectifs du projet

De façon globale du projet consistera à :

- Assurer une bonne structuration du réseau national,
- Accroître la sécurité des usagers,
- Renforcer les activités génératrices de la région,
- Contribuer à l'amélioration du cadre de vie de la population,
- Renforcer l'économie en facilitant les échanges au niveau national, et régionale.

### Objectifs Générale de l'étude

Concevoir une voirie urbaine dans la commune de Pouytenga tant du point de vue structurale, assainissement et estimer les impacts du projet sur l'environnement.

## Objectifs spécifiques de l'étude

- dimensionner la structure et géométrie, conformément aux spécificités techniques et économiques requises, en vue de permettre sa durabilité
- effectuer l'assainissement longitudinal et transversal
- déterminer les impacts sur l'environnement et établir un plan de suivi environnemental pour compenser ou atténuer les impacts négatifs non négligeables,
- réaliser une évaluation technico- économique afin de faire ressortir l'intérêt et le coût économique du projet.

La méthodologie utilisée ici pour l'atteinte de ce projet dans la commune de Pouytenga est représentée dans la suite de ce document et est structuré sous forme de chapitres représentant les différentes hypothèses, les outils et les résultats issus de son application

Ainsi donc ce présent rapport s'articulera sur les points suivants :

- généralités et aperçus de la zone du projet,
- études géométriques,
- étude géotechnique, et l'étude des trafics,
- dimensionnement structurel de la chaussée,
- études hydrologique et hydraulique,
- études des ouvrages d'art et d'assainissement,
- signalisation, sécurité routière et éclairage public
- étude d'impact environnemental,
- estimation du coût du projet,
- planification des travaux.

## **CHAPITRE I : PRESENTATION GENERALE DU PROJET**

### **1.1. CONTEXTE DU PROJET**

Le projet s'inscrit dans le cadre de la politique nationale du gouvernement du Burkina Faso pour le développement des communes à travers les travaux d'aménagement et bitumage de voirie dans les communes de Pouytenga. Ainsi, ce projet d'étude entre dans le cadre du désenclavement de la région de Centre Est et pour ce projet c'est .la construction et le bitumage de la voirie urbaine dans la commune de Pouytenga. Les populations de ces régions éprouvent actuellement d'énormes difficultés dans leurs déplacements et échanges à l'intérieur.et extérieur Cette situation d'enclavement entrave le développement de la région. Pour relancer l'économie et le développement de cette zone, le gouvernement du Burkina Faso a,entre autres efforts, assuré le projet des travaux de construction et de bitumage de la Route Nationale N°15 (RN15) et la route régionale N°05 (RR05) dans la commune de Pouytenga.

La route étant destinée à offrir un service aux usagers, les infrastructures routières doivent satisfaire à un certain nombre d'exigences. Ainsi, les exigences fonctionnelles, qui sont l'ensemble des caractéristiques leurs permettant d'assurer leurs fonctions (données relatives aux nombres de voies de circulation, à la largeur d'une voie, textes normatifs.), et les exigences naturelles du site d'implantation (données géotechniques et hydrauliques) doivent être prises en compte et harmonisées.

Dans le souci d'offrir un cadre confortable à la population de la région, sont mises en place des ouvrages d'assainissement nécessaires à l'évacuation des eaux pluviales qui constituent une source de détérioration du cadre de vie. Les eaux de pluies qui stagnent constituent des risques pour la population et sont source de maladies.

Pour éviter les catastrophes terribles comme les inondations, un accent sera mis sur l'assainissement afin d'anticiper de telle situations et ainsi préserver les riverains de danger.

### **1.2. PRESENTATION DE LA ZONE DU PROJET**

La zone du projet se situe dans la province de Kourritenga plus précisément dans la commune de Pouytenga. Le site du projet s'étend entre RN15 et RR05. La région du Centre - Est s'étend sur une superficie de 14656 Km<sup>2</sup>soit 5,4% de la superficie du territoire national. Elle est divisée en 3 provinces et 6 communes urbaines.

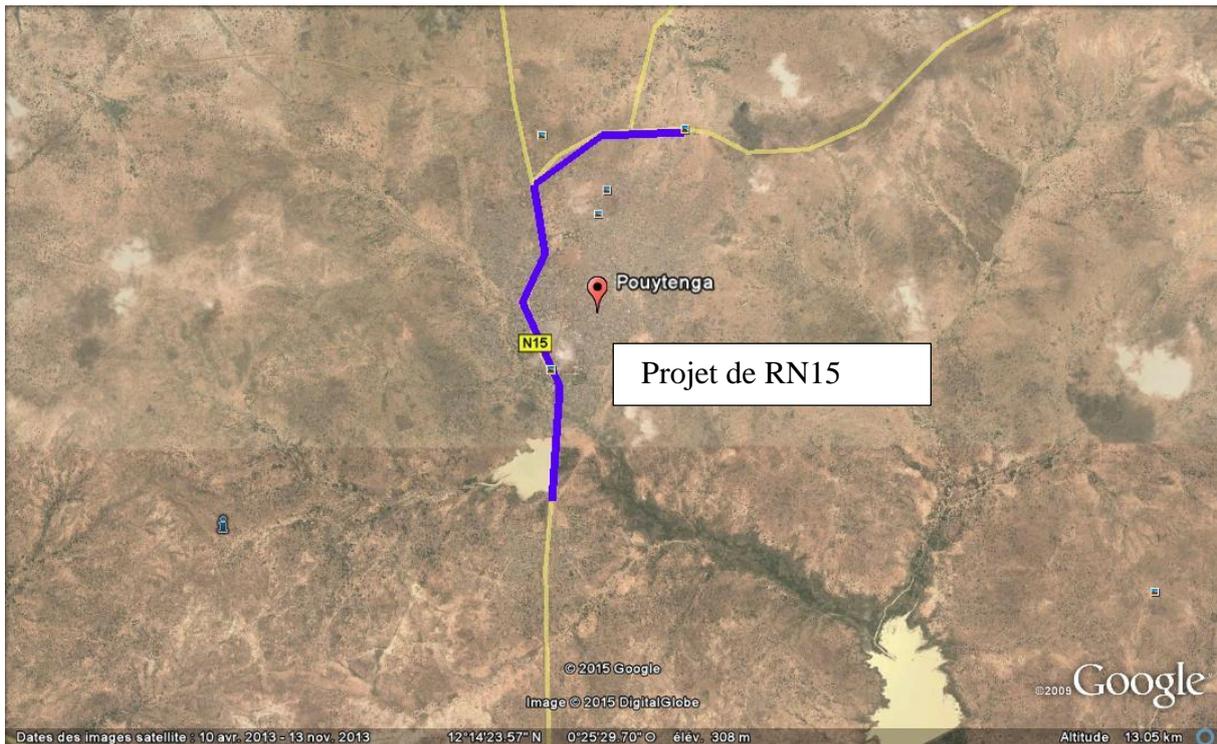


Figure 1 : Identification de la route du projet

## 1.2.1 Cadre physique du milieu

### Situation géographique

La ville de Pouytenga est située dans la région du Centre - Est du Burkina Faso, dans la province du Kourittenga. Elle est située à 140 km de Ouagadougou sur l'axe routier Ouagadougou - Fada N'Gourma. La ville de Pouytenga est répartie en 5 secteurs et plusieurs villages. Elle est située dans la zone dite soudanien entre 11° 16' 27 Nord et 0° 25' Ouest.

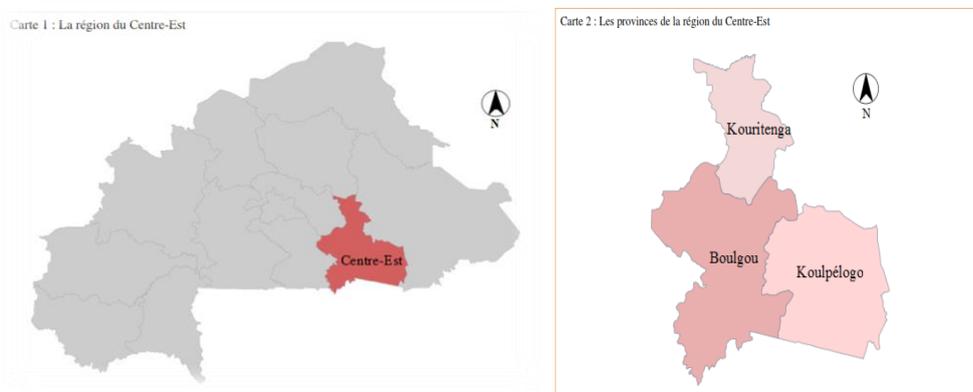


Figure 2 : Carte de la présentation de la Zone d'étude

## Le climat

Le climat de pouytenga se caractérise par deux saisons,

- Une longue saison sèche de novembre à mai,
- Une courte saison pluvieuse de Juin à Octobre avec une pluviométrie annuelle moyenne de 764 mm

Quant à la température, elle varie entre 24°C et 34°C pendant la période sèche et entre 38°C et 41°C pendant la saison humide.

## Les Sols

Pouytenga repose sur un sol granitique recouvert par un sol généralement érodé et peu fertile en raison de la présence par endroits de la cuirasse latéritique. Les sols sont essentiellement de trois types: des sols peu évolués hydro morphes sur matériau polyphasé graveleux et argilo -graveleux dérivé de granites. Des sols ferrugineux tropicaux remaniés à tache et concrétion sur matériau argileux-sableux parfois gravillonnaire et parfois calcaire en profondeur associé à des sols peu évolués hydro morphes sur matériau gravillonnaire.

## Végétation

La végétation est de type savane arborée et arbustive fortement modifiée par les activités agricoles évoluant vers une formation de type savane arborée. La majorité des arbres sont des espèces naturelles.

### 1.2.2 Milieu Humain

#### Données administratives et population

##### Peuplement

La ville de Pouytenga connaît une grande hétérogénéité socio-ethnique et une forte densité démographique. Non loin de la frontière entre, le Niger, le Togo et le Bénin, elle est d'une mosaïque de nationalité et demeure une importante plaque tournante du commerce avec ces pays limitrophes. La localité est donc un pôle d'attraction des hommes d'affaires. Sa population est pluriethnique et se compose essentiellement de Mossi (72%), de Gourmantchés (8 %), de Peulh (1,2 %), de Bissas (0,8 %), et d'autres (18 %)

Sur le plan religieux, la population de la ville de Pouytenga est majoritairement musulmane avec 89,3% et vient secondairement les chrétiens avec 9,7% et enfin les autres 1%.

### **Evolution démographique**

La ville de Pouytenga connaît une croissance démographique galopante. En 1996, sa population était de 35 516 habitants. Le dernier recensement *en 2006* nous informe que la population de la commune de Pouytenga est de 72 217 habitants dont 55767 urbains avec un taux de croissance de 4,61%.

## CHAPITRE II : ETUDE GEOTECHNIQUE ET ETUDE DE TRAFIC

### 2.1 ETUDE GEOTECHNIQUE

#### 2.1.1 Définition

D'une manière générale, la géotechnique est définie comme une science permettant d'étudier les propriétés mécaniques, physiques et hydrauliques des sols en vue de leur utilisation dans la réalisation des ouvrages du génie civil. La tenue d'une route au temps pour lequel elle a été conçue dépend fortement de certains paramètres à considérer pour son dimensionnement.

Pour ce projet, l'étude géotechnique a été réalisée par le Laboratoire National de Bâtiment et des Travaux Publics (LNBTP). La consistance de cette étude est la suivante :

- La reconnaissance des sols de plate-forme,
- La prospection et l'étude de matériaux de viabilité pour corps de chaussée,
- La prospection et l'étude de sites de roche massive et de sable pour bétons hydrauliques et revêtement.

#### 2.1.2 Différents essais d'identification des matériaux

Dans tout projet routier, il est indispensable de réaliser des essais d'identification de sol. C'est dans cette optique qu'il a été réalisé des essais suivants :

- L'analyse granulométrique pour déterminer la texture du sol ;
- Les limites d'Atterberg pour déterminer la consistance du sol ;
- Le Proctor Modifié pour la détermination de la teneur en eau optimale du sol et la densité sèche  $\rho_{dmax}$
- La portance CBR pour le poinçonnement du sol
- Essais sur roche massive

#### 2.1.3 Synthèse des résultats

La reconnaissance géotechnique du tracé a consisté tout d'abord à réaliser des sondages, ensuite à prélever des échantillons pour les essais de laboratoire. Pour permettre de faire une analyse des résultats des CBR exécutées sur les matériaux prélevés dans les 14 sondages et d'avoir une vision globale de la portance de toute la route. Il a été commandé au LNTBP d'organiser une campagne d'essais pour obtenir les caractéristiques des sols en place. Les sondages menés sur la section allant de la RR05 et de RN15 et montre que le type de sol

rencontré dans la région est de la latérite à quelques endroits des sols argileux présents de manière superficielle.

Par conséquent la campagne de reconnaissance menée par le LNBTP le long du tracé montre une constitution du sol de matériaux essentiellement en graveleux latéritiques. Les valeurs du CBR mesurées donnent une portance à 95% pour l'OPM, de 13 pour la route nationale et 9 pour la route régionale RR05. De ce résultat et suivant la classification des sols support du tableau, le sol support de chaussée de CBR égal à 13 ( $13 < \text{CBR à 95\% OPM} < 15$ ) est de classe  $S_3$  pour la route nationale et pour la route régionale le sol support de chaussée de CBR à 9 ( $5 < \text{CBR à 95\% OPM} < 10$ ) est de classe  $S_2$  (voir le tableau 1).

**Tableau 1: Classe portance des sols en fonction du CBR**

Classes de portance	Valeur CBR
$S_1$	$\text{CBR} < 5$
$S_2$	$5 < \text{CBR} < 10$
$S_3$	$10 < \text{CBR} < 15$
$S_4$	$15 < \text{CBR} < 30$
$S_5$	$\text{CBR} > 30$

Notons en fonction de la classe de trafic et selon le guide pratique de dimensionnement des chaussées en pays tropicaux, une corrélation entre les couches et le CBR est résumé dans le tableau suivant

**Tableau 2: Classe portance des sols en fonction du CBR par le guide de dimensionnement**

Nombre d'emprunts	Portance CBR	Couche
1	13	Forme
2	$31 \leq \text{CBR} \leq 42$	Fondation
2	$\text{CBR} > 80$	Base

### Résultats des essais des deux tronçons

Quatorze sondages sont exécutés sur cette route, les sols rencontrés sont soit du grave argileux, du sable ou de l'argile. Les caractéristiques géométriques des sols en place figurent

dans le tableau suivant.

Sondage	Analyse Granulométrique				limites d'Atterberg		Proctor Modifié		Portance CBR à 95% OPM
	< 0,080 mm	< 2 mm	< 10 mm	D (mm)	WL	IP	WOPM (%)	Y	
<b>00+350</b>	44	69	94	10	46	24	-	-	-
<b>350+700</b>	28	53	94	10	38	28	-	-	-
<b>700+1050</b>	50	87	100	4	34	18	-	-	-
<b>1050+1400</b>	19	65	98	8	17	9	-	-	-
<b>1400+1750</b>	15	81	98	7			-	-	-
<b>1750+2100</b>	25	40	97	8	34	17	-	-	-
<b>2100+2450</b>	42	83	100	4	26	12	9,6	2,09	13
<b>2450+2800</b>	52	89	100	3	22	15	-	-	-
<b>2800+3150</b>	30	48	97	8	40	20	-	-	-
<b>3150+3500</b>	56	89	100	3	38	19	-	-	-
<b>3500+3850</b>	25	46	95	10	31	16	-	-	-
<b>3850+4200</b>	79	93	100	0,63	30	15	-	-	-
<b>4200+4550</b>	66	98	100	0,63	18	9	-	-	-
<b>4550+5000</b>	60	88	93	10	31	16	-	-	-

Sondage	Analyse Granulométrique				limites d'Atterberg		Proctor Modifié		Portance CBR à 95% OPM
	< 0,080 mm	< 2 mm	< 10 mm	D (mm)	WL	IP	WOPM (%)	Y	
<b>00+350</b>	72	100	100	0,8	66	32	-	-	-
<b>350+700</b>	35	60	94	10	50	24	8	2,05	9
<b>700+1050</b>	30	53	96	10	36	18	-	-	-
<b>1050+1400</b>	35	70	97	8	20	10	-	-	-

<b>1400+1750</b>	21	38	95	10	21	10	-	-	-
<b>1750+2100</b>	20	45	90	12,35	23	11	-	-	-

Deux sites de graveleux latéritique ont été identifié hors de la ville .Des prélèvements d'échantillons y ont été effectués pour des essais au laboratoire et les caractéristiques géotechniques obtenues sont récapitulées dans le tableau ci – dessous .Les caractéristiques géométriques sont celle de couche de fondation. Et le deuxième tableau est pour la couche de base.

Emprunt	Analyse Granulométrique				limites d'Atterberg		Proctor Modifié		Portance CBR à 95% OPM	Portance CBR à 98 % OPM
	< 0,080 mm	< 2 mm	< 10 mm	D (mm)	WL	IP	WOPM (%)	Y		
<b>1</b>	15	32	77	31,5	21	11	6,7	2,22	30	48
<b>2</b>	28	35	89	18	22	11	6,5	2,24	44	58

### Recommandation

Un (01) emprunt dont la portance CBR à 95 % OPM est 13 ( $5 < \text{CBR à 95\% OPM} < 15$ ). Ce matériau pourra être utilisé pour la couche de forme.

Deux (02) emprunts dont les CBR à 95 % OPM sont compris entre 30 et 44 ( $30 < \text{CBR à 95\% OPM} < 50$ ) pourront être utilisés pour la couche de fondation

Deux (02) emprunts dont les CBR à 98 % OPM sont supérieurs à 80. Ces matériaux pourront directement être utilisés pour la couche de base

Le CBR de la nouvelle plateforme correspond à celui de la couche de forme. Vue les résultats LNBTP, les sols de mauvaises qualité de la route RR05 et RN15 après le décapage seront purgé et substituer par au moins 30cm de matériaux de portance CBR supérieur à 20 OPM de sorte de disposer d'une plate-forme de classe  $S_3$

## 2.2 ETUDE DE TRAFIC

### 2.2.1 Définition

Le trafic routier, définit comme le déplacement permanent des engins sur une route ou un réseau routier, sa connaissance permettra au projecteur d'évaluer l'intensité du trafic ainsi que son agressivité.

Du point de vue de la mécanique des structures de chaussées, la composante du trafic routier qui exerce une influence d'importance et qui doit être prise en compte est le nombre de poids lourds. En effet, ce sont eux qui transportent les charges les plus élevées et qui sont donc les plus agressifs pour les structures de chaussées. Alors les voitures particulières n'ont qu'une influence très négligeable et ne sont pas prises en compte.

Lors du dimensionnement des structures de chaussées ,on doit donc établir un comptage du trafic des poids lourds portant sur deux aspects, leur nombre et leur nature .En effet ,la classe du trafic poids lourds est très large ,elle va du camion simple à deux essieux au semi-remorque, en passant par les autobus ,les tracteurs ,les engins spéciaux .Il faut donc établir le nombre et la nature des essieux susceptibles d'emprunter la chaussée pendant toute sa durée de vie.

### 2.2.2 Trafic considéré

Les données sur le trafic de 2008 à 2012 obtenue de la Direction Générale de Route (DGR) de poids lourds de l'année 2008 à 2012. La RN15 est plus praticables et leur valeur croit par année .Pour ce projet les valeurs qui permettent de dimensionner la route sont données dans le tableau suivant :

**Tableau 3: Trafic moyen journalier de 2008 à 2012**

Numéro de Route	Origine	Fin	Standard	Trafic				
				2008	2009	2010	2011	2012
RN15	Pouytenga	Boulsa	PB	29	29	33	125	178
RR05	Andemtenga	Pouytenga		18	27	27	24	32

### 2.2.2.1 Analyse du Trafic de RN15

Pour mieux apprécier l'évolution du trafic de RN15 journalier moyen dans le temps, la courbe d'évolution du trafic est tracé dans le temps, et représentée sur la figure ci-dessous:

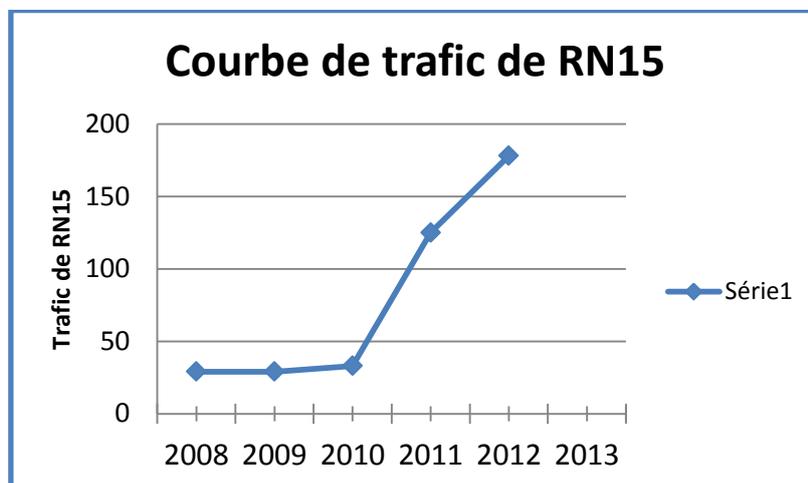


Figure 3 : Courbe d'évolution du trafic RN15 dans le temps

En observant cette courbe, que les années 2008 et 2009 ont même trafic. Une légère croissance dans l'année 2010, nous constatons que 2011 présente un trafic exceptionnel par rapport aux années précédentes. Les causes de cette augmentation du trafic en 2011 peuvent être multiples.

### 2.2.2.2 Analyse du Trafic de RR05

Pour mieux apprécier l'évolution du trafic de RR05 journalier moyen dans le temps, la courbe d'évolution du trafic est dans le temps, représentée sur la figure ci-dessous

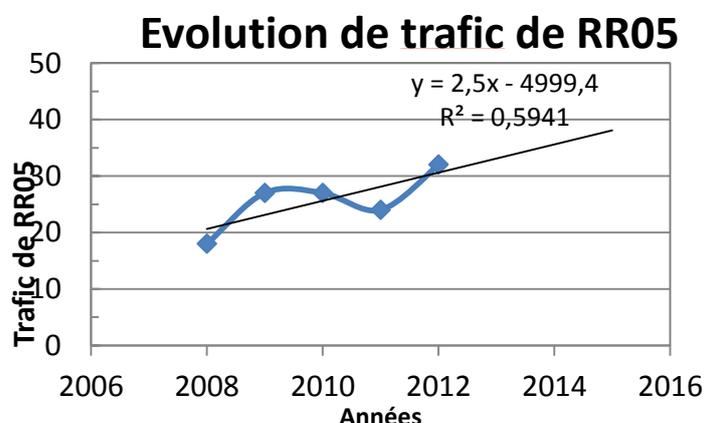


Figure 4 : Courbe d'évolution du trafic dans le temps

En observant la courbe de trafic de la RR05, nous remarquons une légère chute en 2011.

## 2.2.3 Paramètres de dimensionnement de RN15

### 2.2.3.1 Estimation du taux d'accroissement du trafic

Le taux de croissance est lié au développement économique du pays .Dans ce projet le taux considéré est déterminé par la relation, mais le taux calculé ou tracé par la courbe est inférieur 5% par défaut de comptage le taux considéré par la zone CEDEAO est égale à 5% . De l'analyse des données du tableau précédent, on a un taux d'accroissement de 17 % calculé par la formule :

$$\text{Taux d'accroissement}(\%) = 100 * \frac{(T_f - T_i)}{N * T_i}$$

$T_f$ : représente le trafic de la dernière année de comptage

$T_i$  : le trafic de la première année de comptage

N : le nombre d'années de comptage.

Le taux d'accroissement annuel du trafic poids lourds pris égale  $i = 5\%$ , préconisé pour les pays de la zone CEDEAO

### 2.2.3.2 Calcul du trafic en nombre total de véhicules par jour TJMA

En appliquant le taux d'accroissement à 2014 à l'année de mise en service, on aura un nombre de poids lourds résumé dans le tableau suivant.

**Tableau 4 : Trafic moyen journalier de 2008 à 2014**

Numéro de Route	Origine	Fin	Stan dard	Trafic						
				2008	2009	2010	2011	2012	2013	2014
RN15	Pouytenga	Boulsa	PB	29	29	33	125	178	187	197
RR05	Andemten ga	Pouyten ga		18	27	27	24	32	34	36

Ainsi nous avons dimensionné notre route par les poids lourds totalisés et le TMJA cumulé par voie de circulation est donné par la formule :

$$TMJA/voie = 178 \Rightarrow TMJA/voie = 178 \text{ véh/j}$$

Selon le tableau de classification du TMJA, ce trafic est de classe **T<sub>1</sub>** pour la RN15.

$$TMJA/voie = 32 \Rightarrow TMJA/voie = 32 \text{ véh/j}, \text{ le trafic est de classe } T_1 \text{ pour la RR05}$$

**Tableau 5 : Classe de trafic en fonction du trafic moyen journalier annuel**

Classe de trafic	TMJA
T <sub>1</sub>	< 300
T <sub>2</sub>	300 < Trafic < 1000
T <sub>3</sub>	1000 < Trafic < 3000
T <sub>4</sub>	3000 < Trafic < 61000
T <sub>5</sub>	6000 < Trafic < 12000

Selon les données du trafic, le nombre des PL en 2012 est de 178. En appliquant le taux d'accroissement annuel de 5 %, à l'année 2012, on aura un nombre de PL égal à 227 suivant les deux sens qui équivaut à: **T<sub>0</sub> = 135PL/J/voie.**

En considérant une progression linéaire, le trafic cumulé pendant la durée de vie de la chaussée est calculé par la formule :

$$N = 365 * n * T_0 \left[ 1 + \frac{i * (n - 1)}{2} \right] * r$$

Le trafic cumulé équivalent est donné par :

$$N_E = CAM * N$$

$$\text{Avec } CAM = K * \left( \frac{P_i}{P_0} \right)^a$$

CAM représente le Coefficient d'Agressivité Moyenne des poids lourds.

### Hypothèse de calcul

Les hypothèses suivantes seront faites avant tout calcul

- Année de mise en service : 2017,
- Pour les chaussées souples, a = 5 et K = 0.75,
- $P_0$  est la charge prise de l'essieu de référence et est pris égal 11.5 tonnes dans la zone UEMOA,
- Durée de vie de la route n = 15 ans,
- Charge à l'essieu 13 tonnes pour l'essieu simple,
- Taux d'accroissement du trafic 5%,
- Pour le calcul du coefficient d'agressivité moyenne CAM, on considérera un essieu tandem de 13 tonnes.

La classe du trafic sera obtenue en fonction du nombre cumulé de poids lourds. En effet la formule à appliquer pour le calcul sera la formule de croissance exponentielle du trafic caractéristique des pays en voie de développement.

En rappel les classes de trafic retenues par le guide de dimensionnement des chaussées dans les pays tropicaux sont répertoriées dans le tableau ci-dessous.

Les détails de calcul sont présentés à *l'annexe 1.1*. Les résultats sont présentés dans le tableau

**Tableau 6 : Trafic cumulé équivalent pour RN15**

a	$P_0$	$P_i$	K	n	I	R	$T_0$	N	CAM	$N_E$
5	11,5	13	0.75	15	5 %	1	135	$1,02 * 10^6$	1,4	$1,4 * 10^6$

Suivant la classification de trafic pour le dimensionnement des chaussées, notre trafic cumulé correspond également à un trafic de classe **T<sub>2</sub>**

**Tableau 7 : Classe du trafic en nombre cumulé de poids lourds**

Classe de trafic	Trafic en nombre cumulé de PL
T <sub>1</sub>	$< 0,5 * 10^6$
<b>T<sub>2</sub></b>	<b><math>0,5 * 10^6 \leq \text{Trafic} &lt; 1,5 * 10^6</math></b>
T <sub>3</sub>	$1,5 * 10^6 \leq \text{Trafic} < 4 * 10^6$
T <sub>4</sub>	$4 * 10^6 \leq \text{Trafic} < 10 * 10^6$
T <sub>5</sub>	$10 * 10^6 \leq \text{Trafic} < 20 * 10^6$

En résumé, le trafic considéré est de classe **T<sub>2</sub>** et le sol support de classe **S<sub>3</sub>** pour le dimensionnement de la structure de chaussée.

#### 2.2.4 Paramètres de dimensionnement de RR05

Les calculs se feront de la même manière pour RR05. Les résultats sont présentés dans le tableau suivant:

**Tableau 8 : Trafic cumulé équivalent pour RR05**

a	P <sub>0</sub>	P <sub>i</sub>	K	n	I	R	T <sub>0</sub>	N	CAM	N <sub>E</sub>
5	11,5	13	0.75	15	5 %	1	21	$0,1 * 10^6$	1,4	$0,14 * 10^6$

Suivant la classification de trafic pour le dimensionnement des chaussées, notre trafic cumulé correspond également à un trafic de classe **T<sub>1</sub>**.

**Tableau 9 : Classe du trafic en nombre cumulé de poids lourd**

Classe de trafic	Trafic en nombre cumulé de PL
<b>T<sub>1</sub></b>	<b><math>&lt; 0,5 * 10^6</math></b>
T <sub>2</sub>	<b><math>0,5 * 10^6 \leq \text{Trafic} &lt; 1,5 * 10^6</math></b>
T <sub>3</sub>	<b><math>1,5 * 10^6 \leq \text{Trafic} &lt; 4 * 10^6</math></b>
T <sub>4</sub>	<b><math>4 * 10^6 \leq \text{Trafic} &lt; 10 * 10^6</math></b>
T <sub>5</sub>	<b><math>10 * 10^6 \leq \text{Trafic} &lt; 20 * 10^6</math></b>

En résumé, le trafic considéré est de classe **T<sub>1</sub>** et le sol support de classe **S<sub>2</sub>** pour le dimensionnement de la structure de chaussée.

## CHAPITRE III : ETUDE GEOMETRIQUE

L'étude géométrique de la route a pour objectif d'adopter les caractéristiques techniques suffisantes pour assurer un trafic sécuritaire et confortable aux usagers.

### 3.1 Normes d'aménagement routier

Pour l'étude du tracé en plan et du profil en long de la route, les normes ICTAVRU (Instruction sur les Conditions Techniques d'Aménagement des Voies Rapides Urbaines) Pour la norme on a deux catégories de voies

- Les voies à caractéristiques autoroutières pour les VRU de type A,
- Les voies à caractéristiques non autoroutières pour les VRU de type U.

Les différents choix opérés tiennent compte de l'existant et d'une meilleure insertion de l'ouvrage dans l'environnement de façon à:

- Assurer les relations fonctionnelles avec un site très urbanisé (liaison entre le centre-ville et les zones d'habitation situées à la périphérie de la ville) ;
- Favoriser des points d'échanges assurant une bonne irrigation du tissu traversé ;

Au regard de toutes ces considérations, la catégorie choisie pour la voie est celle d'une voie principale de type U80 ; la vitesse de référence du projet est donc  **$V_R=80$  km/h.**

### 3.2 La vitesse de référence

On appelle vitesse de référence ( $V_R$ ) d'une section de route, la vitesse conventionnelle qui permet de définir les caractéristiques géométriques limites d'aménagement des points particuliers de cette section. Les différentes vitesses de référence ne correspondent pas à différents niveaux de sécurité, mais à différents niveaux de confort. La vitesse de référence n'est pas le seul paramètre associé à la catégorie de route, mais c'est celui qui est le plus commode pour le choix des caractéristiques géométriques limites en section courante. Il faut noter que les modalités d'utilisation de la vitesse de référence ne sont pas les mêmes pour le type A et pour le type U

Ce choix est opéré en tenant compte des critères suivants

- Caractéristique topographique,
- Importance de la route dans le réseau,

- Conditions économiques,
- Volume et structures du trafic,

Ces voies sont dimensionnées pour des vitesses de référence 80 Km/h .La voie répondant à ce projet est de type U, on assiera de retenir une vitesse de référence égale à **80km/h**

**Tableau 10 : Normes ICTAVRU de catégorie de la route**

Catégorie de la route	Vitesse de référence (Km/h)
Exceptionnelle	120
1 <sup>ère</sup>	100
2 <sup>ème</sup>	80
3 <sup>ème</sup>	60
4 <sup>ème</sup>	40

### 3.3 Paramètres cinématiques

#### 3.3.1 Distance d'arrêt et visibilité

La distance d'arrêt  $d$  est la somme de la distance par le véhicule pendant le temps de perception- réaction avant le début de freinage et de la longueur  $d_0$  parcourue pendant l'action de freinage qui s annule totalement sa vitesse initiale. Ces distances qui sont prises en compte suivant la norme ICTAVRU sont résumées dans le tableau 10.

$d_0$  est la distance d'arrêt du sol

**Tableau 11 : Normes ICTAVRU de paramètre cinématique**

Vitesse	80
$d_0$	60
$d$	105
$d_s$	75

#### 3.3.2 Visibilité en angle saillant

Ces distances permettent d'assurer la circulation en toute sécurité sur des routes à voies bidirectionnelles.

**Tableau 12 : Normes ICTAVRU de paramètre cinématique**

Vitesse	80
$R_d$	3000
$R_{v1}$	2200
$R_{v2}$	1400
$R_{v3}$	5500

### 3.3.3 Visibilité de dépassement

Pour les routes bidirectionnelles à terme de type U, on doit maintenir la distance de visibilité de dépassement peut n'assurer que la visibilité de manœuvre de dépassement, ce qui implique des rayons en angle saillant  $R_{md}$  et  $d_{md}$  : distance de visibilité permettant

**Tableau 13 : Normes ICTAVRU de paramètre cinématique**

<b>Vitesse</b>	<b>80</b>
$d_{md}$	<b>200</b>
$R_{md}$	<b>4500</b>

### 3.4 Tracé en plan

Le tracé en plan est un tracé qui met en évidence les longueurs des sections rectilignes et les valeurs des rayons de courbures dans les virages. Le tracé en plan est une projection sur le plan horizontal de l'axe de la chaussée. C'est une succession d'alignement droit de cercles raccordés par les courbes. Le tracé en plan comme le profil en long est prévu pour donner à la circulation, la sécurité et la rapidité désirée tout en maintenant les dépenses du projet dans les limites raisonnables. Les valeurs limites du tracé en plan pour ce projet sont résumées dans le tableau suivant (*Voir les tracés en annexe 4 1*)

**Tableau 14 : Normes ICTAVRU de tracé en plan**

catégorie	80
Rayon non déversé	400
Rayon minimal	240

### 3.4.1 Les éléments constitutifs du tracé en plan

Pour la définition des éléments constitutifs de l'axe de notre tronçon, nous allons procéder de la manière suivante

- identification de tous les sous-tronçons en alignement droit
- déterminer les sommets de polygone de notre axe
- calculer les différentes valeurs de rayon de raccordements
- construction de l'axe en plan du projet

Nous avons identifié huit ( 8) zones d'alignement droit dont la plus courte mesure est 24,94 m et la plus longue est de 312,104 m.

### 3.5 Profil en travers

Un profil en travers est une section de l'ouvrage dans un plan vertical normal au tracé de l'axe en plan. Il est destiné à satisfaire les exigences suivantes :

- évacuer les eaux des précipitations hors de la plateforme par les chemins les plus courts
- éviter que cette eau s'accumule sur la plate-forme et y prenne de la vitesse
- mettre la chaussée à l'abri des imbibitions provoquées par les eaux stagnant à proximité de la plateforme.
- favoriser une bonne répartition du trafic sur toute la largeur de la chaussée utilisable

En effet ce sont des coupes verticales, perpendiculaires à l'axe du tracé en plan :([voir quelques profils travers types en annexe 4 .2](#)).

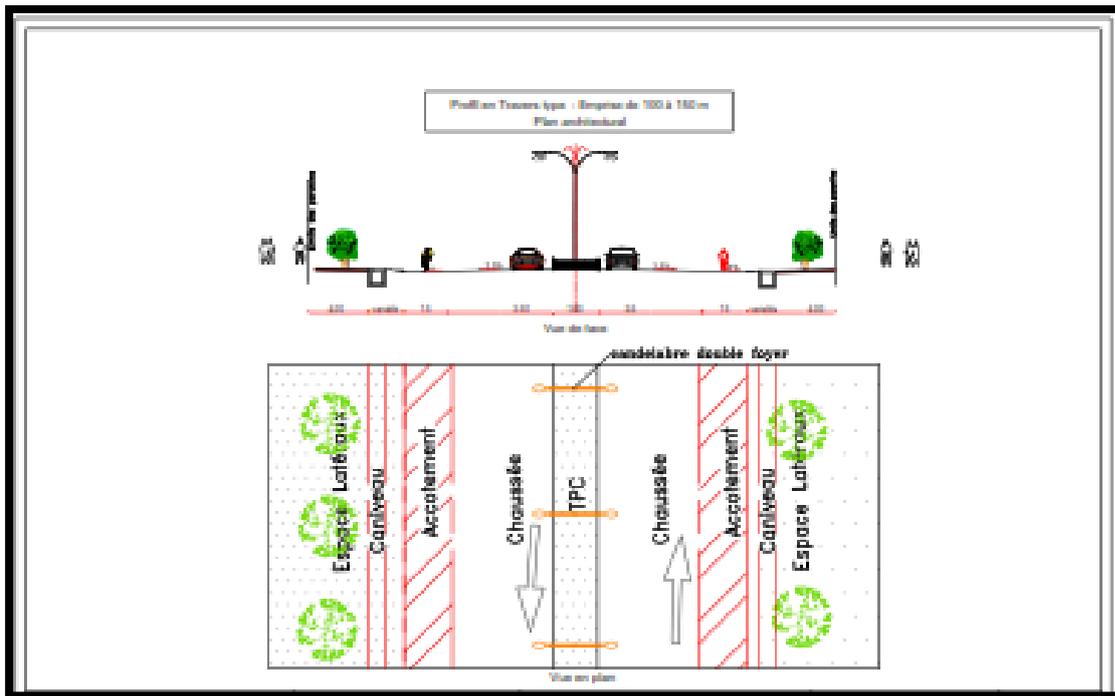


Tableau 15 : Normes ICTAVRU de tracé en travers

Désignation		Caractéristiques du profil en travers	
Largeur de la chaussée revêtue		7,00 m	
Largeur des accotements		1,50 m	Voirie urbaine
trottoir		0,75m	Voirie urbaine
Terre-plein centrale		0,60	Voirie urbaine
Bande d'arrêt d'urgence		2,25m	Voirie urbaine
Largeur de la plateforme		10,00 m	Voirie urbaine
		10,00 m	Voirie urbaine
Pente transversale en alignement droit	Chaussée	2,5%	Voirie urbaine
	accotements	4%	Voirie urbaine

### 3.6 Profil en long

Le profil en long est composé des éléments rectilignes caractérisés par leur déclivité (pente) et des raccordements circulaires caractérisés par leur rayon. Le profil en long est une ligne définie dans un plan vertical qui s'applique à l'axe en plan ayant pour abscisse, l'abscisse curviligne et l'ordonnée la côte du projet. Pour des raisons de confort dynamique et de confort visuel notamment les paramètres géométriques, le profil en long doit respecter les caractéristiques limites. Les contraintes géométriques à imposer pour caractériser notre profil en long afin de garantir à notre route une fonctionnalité optimale satisfaisante pour le confort et la sécurité des usagers, sont résumées dans le tableau ci-dessous. La vitesse de référence étant de 80km/les rayons en angle saillant interviennent sur la visibilité, le confort et les rayons rentrant sont fixés principalement par les conditions de confort (*Voir les tracés en annexe 4.3*)

**Tableau 16 : Normes ICTAVRU de tracé en long**

catégorie	80
Rayon normal en angle saillant	6000
Rayon minimal en angle saillant	3000
Rayon normal en angle rentrant	2000
Rayon minimal en angle saillant	1000

## CHAPITRE IV: ETUDE HYROLOGIQUE ET HYDRAULIQUE

### 4. 1 Etude hydrologique

#### 4. 1. 1 Références Météorologiques

L'analyse des pluies a été faite à partir des données pluviométriques de Koupéla dans la province de Kouritenga au Centre –Est du Burkina Faso. Cette station dispose d'un nombre d'échantillons avec une série de données de 1923 à 2002.

Il sera intéressant également d'étudier la distribution interannuelle de la pluviométrie. On cherchera l'année la plus humide et l'année la plus sèche afin de dégager les variations interannuelles possibles. On pourra s'interroger sur la répartition des hauteurs annuelles. Cette étude portera sur la distribution des caractéristiques des bassins versant et l'estimation des débits du projet d'une part, les données des pluies étant journalières et d'autre part une distribution annuelle. Dans le but de protéger les ouvrages d'assainissement, il est indispensable de choisir une période de retour en tenant compte des caractéristiques de la zone du projet. La période de retour pour les caniveaux est de 2 ans, celle des dalots est de 10 ans. La délimitation des bassins versant a été faite sur la base des logiciels Global Mapper mappés et Google earth

#### 4. 1. 2 Pluie moyenne annuelle

Les données pluviométriques annuelles de la station météorologique de Koupéla étant observées sur 80 valeurs pour une période de 1923 à 2002 seront ajustées par la loi de GAUSS afin d'estimer la pluie moyenne annuelle.

Après contrôle des données, l'ajustement par la loi normale nous a permis de déterminer les pluies moyennes annuelles. (*Voir le tableau l'annexe 3.1*)

#### 4.1. 3 Pluie moyenne journalière

Les données pluviométriques annuelles de la station météorologique de Koupéla étant observées sur 33 valeurs pour une période de 1972 à 2002 La pluie journalière décennale a été déterminée sur la base des données de pluies maximales journalières par la loi de Gumbel. Cette méthode consiste à calculer la moyenne, l'écart- type, le mode, la médiane et la variance. Pour utiliser cette méthode il faut et il suffit que  $\text{Mode} < \text{Médiane} < \text{Moyenne}$ .

#### Estimons le mode de l'échantillon

Le mode correspond au centre de la classe ayant la fréquence la plus élevée. Dans ce cas nous estimons le mode à **53**.

➤ Fréquence expérimentale F(x)

○ **Formule de WEIBULL**

○  $F = \frac{r}{n+1}$  n : taille de l'échantillon ; r : rang

➤ Tracé de la courbe expérimentale et détermination de la médiane

➤ La courbe expérimentale est le tracé des valeurs de pluviométrie classée en fonction des variables réduites de Gumbel. Les variables réduites de Gumbel sont déterminées par la formule suivante :

$$u_p = -\ln(-\ln F)$$

A partir de ce tableau, nous avons tracé la courbe expérimentale ci-dessous et ajuster graphiquement la courbe expérimentale par une droite

**Tableau 17 : Résultats de l'analyse fréquentielle**

Pluies périodiques	Valeurs (mm)
Pluies annuelle moyenne (Pan)	795,75
Pluies journalières humide de durée de retour 10 ans (P10)	85,30
Pluies journalière centennale humide de durée de retour 100 ans (P100)	117,74

#### 4. 1. 4 Délimitation des bassins versants

##### 4. 1. 4. 1 Définition et superficie du bassin versant

La délimitation des paramètres du bassin versant a été faite par Google Earth et Google Mapper fourni des cartes topographiques récentes et permis de délimiter le bassin versant environnant de la zone du projet. Ainsi la vérification de cette délimitation était aisée grâce au schéma directeur du drainage des eaux pluviales établi et l'état des lieux qui fait ressortir les passages d'eau et les ouvrages existants.

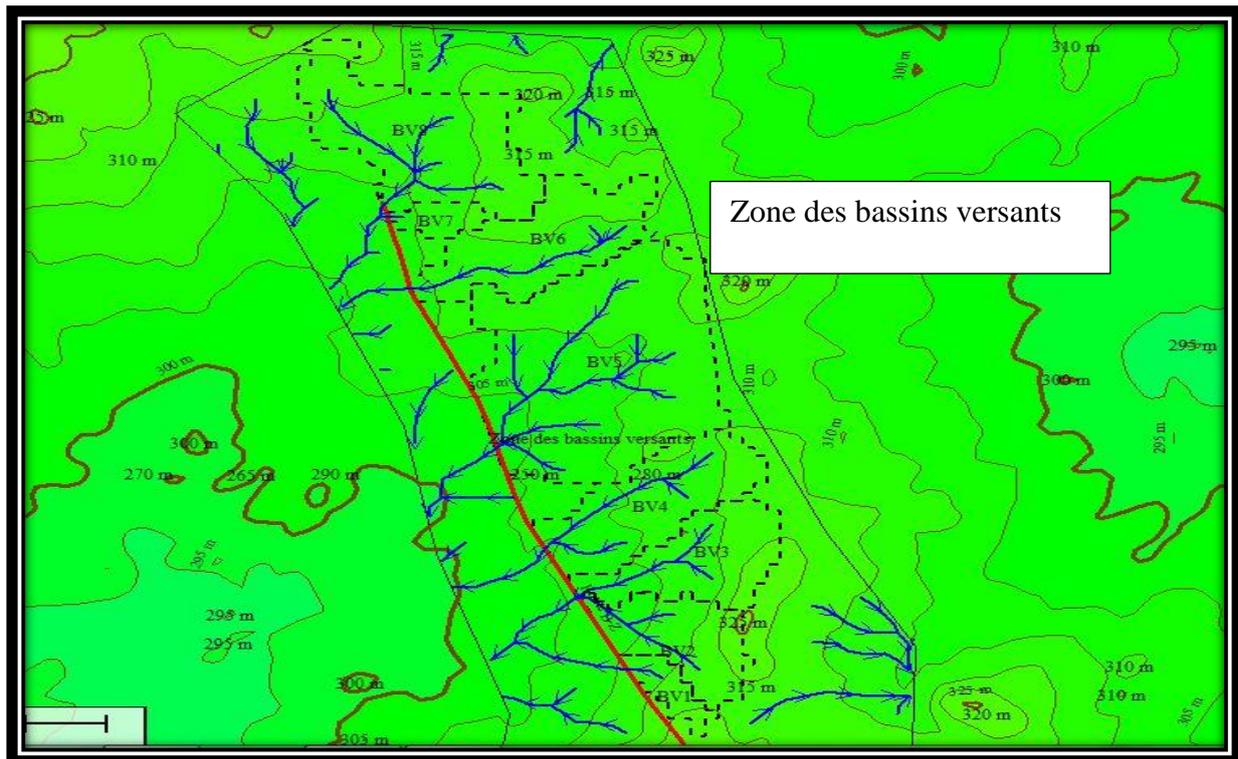


Figure 5 : Délimitation des bassins versants

Tableau 18 : Identification des bassins versants

Tronçon	Bassin versant	S (km <sup>2</sup> )	P ( km)	Zmax(m)	Zmin(m)	I(%)	L (km)
<b>RR05</b>	BV1	0,1	1,42	324	322	5	0,76
	BV2	0,08	1,51	319	316	11	0,81
	BV3	0,12	1,43	318	314	11	0,74
	BV4	0,07	1,09	321	319	6	0,67
<b>RN15</b>	BV1	0,081	2,16	310	308	6	1
	BV2	0,14	1,48	320	316	11	0,74
	BV3	0,15	1,13	320	310	9	0,53
	BV4	0,07	0,70	317	313	16	0,43
	BV5	0,4	4	319	313	9	1,3
	BV6	0,06	0,96	321	318	13	0,62

### Indice de forme ( $K_G$ )

La superficie de chaque bassin versant qui constitue l'impluvium drainé par le cours d'eau jusqu'à l'exutoire où sera implanté chaque ouvrage de franchissement ayant été déterminée ainsi que le périmètre, on calcule l'indice de forme ou indice de compacité  $K_G$  par la formule:

$$K_G = \frac{0.278 * P}{\sqrt{S}}$$

Où P est le périmètre en km et S la surface du bassin versant en km<sup>2</sup>. Cet indice de forme fournit des renseignements sur la pointe du débit de ruissellement.

#### 4. 1. 4. 2 Longueur de rectangle équivalent et longueur du plus long cheminement hydraulique

La longueur hydraulique qui intervient dans le calcul du débit de crue avec la méthode rationnelle représente le parcours d'une goutte d'eau entre le point le plus éloigné du bassin versant et l'exutoire. Elle s'exprime en mètre. A défaut de mesure sur carte, on peut estimer que celle-ci est égale à la longueur du rectangle équivalent.

Pour déterminer la longueur du rectangle équivalent L (km), le contour du bassin est assimilé à un rectangle de même périmètre (P) et de même surface (S).

### Pente moyenne

Elle se définit sur le profil en long du cours d'eau principal en éliminant 20% de sa longueur à l'amont et 20% à l'aval. Le rapport entre la différence des altitudes correspondantes et la longueur restante du cours d'eau donne sa pente moyenne. Soit  $i_{moy} = H/L$  avec H en m, L en km et  $i_{moy}$  en m/km.

### Indice global de pente

L'aptitude au ruissellement étant aussi liée au relief, on est amené à déterminer la classe de pente de chaque bassin versant, à partir de cet indice.

L'indice global de pente ( $I_g$ ) est calculé par la formule:  $I_g = AH/L$ , où AH (en mètres) est la dénivelée entre l'altitude telle que 5% de la superficie soit située au-dessus et l'altitude telle que 95% de la superficie soit en dessous

L est la longueur du rectangle équivalent exprimée en km.

L'indice global de pente intervient soit directement dans les formules d'estimation de crue, soit indirectement par la classe de relief,  $I_g$  est exprimé en m/km.

$$I_g = \frac{D}{L} = (H5\% - H95\%) / L$$

Cependant, pour obtenir de meilleurs résultats et pour tenir compte du réseau d'écoulement latéral, on corrige la valeur de l'indice global en prenant en compte la valeur moyenne des pentes transversales ( $I_t$ ) de la façon suivante

**Tableau 19 : Caractéristiques physiques des bassins versants**

Tronçon	Bassin versant	KG	$I_g$	Alt5%(m)	Alt95%(m)	D(m)
RR05	BV1	1,29	8	314	308	6
	BV2	1,50	7	316	310	6
	BV3	1,14	4	312	309	3
	BV4	1,19	6	312	308	4
RN15	BV1	2,13	5	315	310	5
	BV2	1,11	10	317,5	310	7,5
	BV3	0,82	8	320	316	4
	BV4	0,74	9	314	310	4
	BV5	1,77	3	312	308	4
	BV6	1,10	6	314	310	4

#### Coefficient de ruissellement

Le coefficient de ruissellement est déterminé soit à partir du tableau 30 à la page 150 par J.L. BONNENFANT et R. PELLETIER, dans l'ouvrage *La route et l'hydraulique* où il est noté C ; soit à partir des coefficients notés Kr70 et Kr100 (il s'agit respectivement de Kr10 pour une pluie de 70 mm et de 100 mm). Le coefficient de ruissellement Kr10 à déterminer se rapporte à la pluie journalière décennale de la zone.

## Temps de base

C'est l'intervalle de temps entre le début et la fin du ruissellement rapide. Elle est estimée à partir de l'abaque 17 page 20 ou du tableau de la page 21 de «Crues et apport Manuel FAO 54».

## Temps de concentration

Le temps de concentration est le temps que met une particule d'eau, provenant de la partie la plus éloignée de l'exutoire pour parvenir à celui-ci. On peut l'estimer en mesurant la durée comprise entre la fin de la pluie efficace et la fin du ruissellement. Mais cette méthode étant difficile dans la pratique, plusieurs auteurs ont proposé des formules empiriques pour sa détermination en fonction de certains paramètres du bassin.

Dans le cas de notre projet nous utiliserons les deux formules suivantes:

### *Formule de VENTURA*

Elle est donnée par :

$$T_c = 76.2 \frac{\sqrt{S}}{\sqrt{P}}$$

Avec :

T<sub>c</sub> : temps de concentration en minutes S : superficie du bassin versant en km<sup>2</sup>; P : pente moyenne du bassin versant en %

## Intensité de pluie

L'intensité de la pluie est la hauteur d'eau de pluie tombée sur un bassin homogène sur une durée égale au temps de concentration. Elle est exprimée par la relation :

$$I = a * T_c^{-b}$$

Avec :

I: intensité de la pluie exprimée en mm/h

a, b : coefficients de Montana ;

Tc : temps de concentration exprimé en mn

### Coefficient d'abattement

C'est un coefficient de réduction qui permet de passer pour une fréquence donnée (fréquence décennale par exemple) d'une hauteur de pluie ponctuelle à une hauteur moyenne calculée sur une certaine superficie situé dans une zone pluviométrique homogène.

$$A = 1 - \left[ \frac{161 * 0.042 * Pan}{1000} * \log S \right]$$

Avec

A coefficient d'abattement

Pan: hauteur moyenne de précipitation annuelle en mm ;

S superficie du bassin supposé homogène.

**Tableau 20 : Paramètres des bassins versants**

Tronçon	Bassin versant	$K_{r70}$	$K_{r100}$	$K_{r10}$	$T_b$	C	A
RR05	BV1	29,1	30,7	69	134,85	0,45	1,13
	BV2	28,8	30,3	66,9	135,22	0,45	1,14
	BV3	26,3	27,5	53,2	165,76	0,45	1,12
	BV4	27,7	29,1	60,9	141,92	0,45	1,15
RN15	BV1	27	28,3	56,9	151,53	0,45	1,14
	BV2	30,6	32,6	78,4	126,06	0,45	1,11
	BV3	28,8	30,4	67,8	145,21	0,45	1,11
	BV4	30,1	31,9	74,5	121,22	0,45	1,15
	BV5	25,5	26,6	50,4	202,83	0,45	1,05
	BV6	28,1	29,5	62,8	137,40	0,45	1,16

**Tableau 21 : Paramètres des bassins versants**

Tronçon	Bassin versant	I(2ans)	I(5ans)	I(10ans)	Tc
RR05	BV1	1,78	2,17	2,53	23,4
	BV2	1,96	2,39	3,12	18,41
	BV3	2,00	2,44	3,19	17,43
	BV4	1,88	2,30	3,00	20,32
RN15	BV1	1,67	2,04	2,66	27,44
	BV2	2,00	2,44	3,19	17,45
	BV3	2,17	2,66	3,47	14,11
	BV4	2,52	3,08	4,02	9,75
	BV5	1,62	1,98	2,58	29,51
	BV6	2,16	2,65	3,45	14,29

#### 4. 1. 5 Détermination des débits de crues décennales

Les estimations des débits de ruissellement sur les bassins versants sont entreprises sur les bases méthodologiques couramment utilisées : méthode ORSTOM, méthode CIEH et méthode rationnelle, en tenant compte du domaine de validité de chacune des méthodes tel que spécifié ci-dessous.

##### 4. 1. 5. 1 Présentation des méthodes de pré- détermination des débits de crues décennales

Les estimations des débits de ruissellement sur les bassins versant sont entreprises sur les bases méthodologiques couramment utilisées : nous avons la méthode de ORSTOM pour des bassins versants de superficie comprise entre 0.2 et 2000 km<sup>2</sup>, la méthode CIEH pour les bassins versants de superficie comprise entre 2 et 2000 km<sup>2</sup> et enfin la méthode Rationnelle pour des bassins versants de superficie inférieure ou égale à 4km<sup>2</sup>. Nous détaillerons les méthodes ORSTOM et RATIONNELLE car ces méthodes sont les mieux adaptées pour les superficies de nos bassins versants.

## Méthode ORSTOM (RODIER, 1996)

La méthode actualisée et révisée, publiée en 1996 s'applique aux bassins versants situés entre les isohyètes annuelles 150-200 et 2000mm ayant des superficies comprises entre 0.2 ou 1-2 km<sup>2</sup> à 1500 ou 2000 km<sup>2</sup>. Elle est donc applicable pour notre projet. Elle est utilisée pour les crues décennales de tous les bassins versants qui ont pu être délimités et dont la superficie est comprise ici en 0.2 et 1.3 km<sup>2</sup>.

L'estimation de la crue a nécessité la connaissance des données suivantes :

- la précipitation décennale ponctuelle journalière  $p_{10}$
- -les caractéristiques physiques et la couverture végétale du bassin.
- les caractéristiques physiques : superficie, indice de forme, indice de pente.
- les particularités diverses : forme du réseau hydrographique, dégradations hydrographiques, cultures.

Le débit de pointe correspondant au ruissellement superficiel de la crue décennale est défini par la relation :

$$Q_{\max 10} = m * A * K * P_{10} * K_{r10} * \frac{S}{T_b}$$

Avec

$Q_{10\max}$  : le débit maximum de pointe de la crue décennale en m<sup>3</sup>/s ;

$M$  : le coefficient majorateur d'écoulement prenant en compte le débit d'écoulement retardé ; estimé entre 1.03 et 1.15 au regard de la perméabilité des bassins.

$A$  : le coefficient d'abattement ;

$K$  : le coefficient de pointe ;

$P_{10}$  : la précipitation décennale ponctuelle ;

$K_{r10}$  : le coefficient de ruissellement décennal en %

$S$  : la superficie du bassin versant

$T_b$  : le temps de base en secondes

Nous avons énuméré ces différents paramètres plus hauts

## Méthode rationnelle

Cette méthode est appliquée aux petits bassins versants dont la superficie ne dépasse pas 4km<sup>2</sup>

### Principe :

Pour une averse donnée, homogène dans le temps et dans l'espace d'intensité I (mm /h), le débit à l'exutoire du bassin versant atteint sa valeur maximale lorsque la durée de l'averse est au moins égale au temps de concentration Tc du bassin. Le débit maximal à l'exutoire est donné par la formule :

$$Q = 0.278 * C * I * A$$

Avec

C coefficient de ruissellement ;

I intensités de l'averse en mm /h

A superficie du bassin versant en km<sup>2</sup>

Q débit de l'exutoire en m<sup>3</sup> /s

### 4. 5. 2 Débit de crue décennale

Le débit d'un écoulement est la base du dimensionnement des ouvrages hydraulique .L'erreur ou impression dans les calcul des débits peut avoir des comportements néfastes sur le comportement de la route .Ce calcul doit se faire en tenant compte des spécificités physiques et géomorphologique des bassins versants, des conditions climatiques et l'expérience vécue dans chaque région Le débit décennal de crue à considérer pour ce projet est le débit calculer par la méthode rationnelle.

En conclusion nous retenons un débit de projet de retour 10 ans pour le dimensionnement des dalots et une période de retour de 2 ans pour les caniveaux et la méthode rationnelle pour dimensionnement nos ouvrages

**Tableau 22 : Débits par bassins versant**

Bassins versants	BV1	BV2	BV3	BV4	BV5	BV6	BV7	BV8	BV9	BV10
Q= (Méthode ORSTOM)	12,7 9	10,3 8	10,3 4	7,58	8,07	22,4 8	18,0 3	11,6 8	24,3 4	7,38
Q (Méthode RATIONNELLE)	<b>2,02</b>	<b>1,85</b>	<b>2,96</b>	<b>1,48</b>	<b>1,6</b>	<b>3,35</b>	<b>3,90</b>	<b>2,14</b>	<b>7,75</b>	<b>1,55</b>

## 4. 2 Etude hydraulique

### 4. 2.1 Les ouvrages hydrauliques

#### 4. 2. 1.1 Introduction

Dans ce projet routier, l'assainissement est un élément essentiel qui conditionné le comportement de la route. La dégradation d'une route est en majeure partie due à l'insuffisance du drainage en période d'inondation. L'eau pénètre dans le corps de chaussée et réduit la capacité portante de l'ensemble, de la plate-forme, il y a des dégradations des talus, etc. et pour empêcher tous ces problèmes, on doit faire un bon drainage.

#### 4. 2. 1.2 Drainage de la route

Pour qu'un corps de chaussées puisse acquérir une longue durée de vie, et pour qu'il réponde à sa fonction, il faut que l'eau de ruissellement en surface et celle qui s'infiltré dans les couches inférieures de la chaussée soit évacuée avec soin.

De ce fait, il est donc justifié de considérer le rétablissement des écoulements et le drainage comme une partie essentielle dans une conception économique de la route, pouvant et devant même influencer le choix du tracé.

Pour assurer l'assainissement routier et permettre la circulation des eaux de ruissellement, on utilise les ouvrages hydrauliques suivants,

- les ouvrages parallèles à l'axe de la route,
- les ouvrages transversaux de Franchissement,

### **4.3. Types d'ouvrages hydrauliques**

#### **4.3.1 Les buses**

Les buses sont utilisées exclusivement dans des sections où l'on dispose d'une épaisseur suffisante de remblai (un minimum de 80 cm de remblai est nécessaire au-dessus de la buse) ou des hauteurs de remblais plus élevées.

Deux types de buses sont couramment utilisés: les buses circulaires et les buses en arches. Elles peuvent être en béton ou métallique.

#### **4.3.2 Les dalots**

Les ouvrages tels que les dalots servent au franchissement des cours d'eau ou à l'assainissement. Les méthodologies pour l'étude de ceux-ci sont totalement différentes des grands ouvrages tels que les ponts. Une circulation à même la dalle peut être envisagée moyennant des précautions lors de la construction. Ils ne peuvent en général admettre qu'une petite épaisseur de remblai de l'ordre de 1m ou 2m à moins d'être spécialement calculés pour les surcharges élevées de remblais. Il faut noter que ces remblais sont à proscrire si la chaussée doit être revêtue.

Trois types de dalots sont couramment utilisés

- Les dalots ordinaires constitués de piédroits verticaux fondés sur semelles ou radier général et sur lesquels repose une dalle en béton ;
- Les dalots cadres dans lesquels la dalle, les piédroits et le radier constituent une structure rigide en béton armé (cadre) ;
- Les dalots portiques analogues aux dalots cadres mais sans radier (piédroit verticaux fondés sur semelles).

### **4.4 Critères de choix d'une option**

Le choix d'un type d'option d'aménagement (type de structure de chaussées, type d'ouvrage hydraulique) est conditionné par les critères techniques et économiques. La solution techniquement possible ne coïncide pas forcément avec l'optimum économique car les prix unitaires des différentes options ne sont pas les mêmes. Le choix de la structure de chaussée et du type d'ouvrage hydraulique doit correspondre à la politique routière suivie par le maître d'ouvrage, visant à un équilibre entre investissement initial et entretien.

Les principaux critères que nous retenons comme déterminants sont :

- Critères économiques qui résident dans les coûts de construction, de maintenance
- Critères techniques durée de construction, déroulement, équipements nécessaires, disponibilité des matériaux, etc.
- Critères liés au développement durable : nuisances, énergie consommée, distances de transport, etc.

#### 4. 4.1 Choix du type de type d'ouvrage

Pour ce projet, le choix s'est porté exclusivement sur **les ouvrages hydrauliques types dalots** pour assainir la route.

### 4. 3 Débit de dimensionnement hydraulique des ouvrages de franchissement

Les dalots sont des éléments à section rectangulaire simple ou multiple. Ils sont des ouvrages en béton armé sous chaussée qui ne nécessitent aucun remblai. Ils peuvent admettre en général une faible épaisseur de remblai servant au franchissement des cours d'eau ou à l'assainissement. Les méthodologies pour l'étude de ceux-ci sont totalement différentes des grands ouvrages tels que les ponts. Les conditions hydrologiques, hydrauliques, topographiques, géotechniques et économiques ont permis de faire un choix sur les dalots.

On distingue différents types de dalots :

- les dalots ordinaires
- les dalots cadres
- les dalots portiques.

#### 4. 3.1 Critères et hypothèses de calcul

- vitesses maximales de l'écoulement d'eau fixons  $V_{max} = 3 \text{ m/s}$ ,
- les dalots sont en sortie dénoyée à surface libre,
- la hauteur de remblai H est comprise entre 2 et 4 ( $2\text{m} < H < 4\text{m}$ ),
- ce dalot sera muni de murs en aile faisant un angle de 45 degrés avec l'axe de l'ouvrage

- la hauteur d'eau à l'entrée du dalot doit être inférieure à au moins 20cm à la hauteur du dalot
- les vitesses minimales sont fonction de la texture du sol à l'intérieur et à la sortie de l'ouvrage
- les pentes longitudinales respecteront les conditions suivantes
  - 2% pour les dalots de section  $0,7m^2$  à  $0,8m^2$
  - 1% pour les dalots de section  $0,8m^2$  à  $3 m^2$
  - 0,5% pour les dalots de section de  $3 m^2$

#### 4. 3. 2 Dimensionnement hydraulique des dalots

Le dimensionnement hydraulique du dalot permet de savoir si la section choisie pourra évacuer le débit du projet. Il faudra également veiller à éviter le fonctionnement en charge et le risque d'affouillement par le dépassement de la vitesse limite.

Le dimensionnement se fera de la manière suivante.

##### Etape 1

- Les débits évacués obtenus précédemment seront retenus.

##### Etape 2 :

Calcul de la profondeur H

- on fixe le nombre de cellule des dalots noté N.
- on fixe la hauteur du dalot D.
- on détermine la largeur B du dalot par la relation.

Soit A la section du dalot. On aura donc :

$$Q=V*A =V*B*D (1)$$

Tirons la base B dans la relation (1)

$$B=\frac{Q}{V*D}$$

- on détermine le débit unitaire on note  $q=\frac{Q}{N}$

- connaissant toutes les valeurs B, D, Q, q, nous allons calculer la variable Q\*

$$Q^* = \frac{q}{A \cdot (\sqrt{2 \cdot g \cdot D})}$$

- connaissant la variable adimensionnelle Q\*, nous allons lire Q\* à la courbe a de la figure 77 du document hydraulique routière (nguyen van tuu)
- d'où la hauteur d'eau sous le dalot est alors  $H = H^* \times D$
- si  $H \leq D$  le calcul respecte les dimensionnements, donc nous allons garder les valeurs fixées
  - si  $H \geq D$ , nous allons recommencer la procédure jusqu'à remplir le critère  $H \leq D$

### Etape 3 :

Calcul de la pente critique

L'ouvrage doit être capable d'évacuer le débit critique correspondant à la profondeur H amont. Pour cela, il faut que la pente longitudinale de l'ouvrage soit au moins égale à la pente critique ( $I = I_c$ ). La détermination de la pente critique de l'ouvrage (notée  $I_c$ ) guidera sur le choix de la pente longitudinale de l'ouvrage (notée I). Connaissant B et q, on calcule le débit réduit pour la pente critique en fonction de la formule suivante :  $Q^* = \frac{q}{\sqrt{g \cdot B^5}}$ . Connaissant K le coefficient de rugosité, après le calcul de Q\*, on lira sur l'abaque (abaque figure 82, du document : « Hydraulique routière ») la valeur de la pente  $I^*c$  qui permet d'avoir  $I_c$  pente critique par la formule suivante:  $I_c = \frac{g \cdot I_c^*}{K^2 \cdot B^{\frac{1}{3}}}$

### Etape 4:

Calcul de la vitesse d'entrée de l'eau dans l'ouvrage :

Il s'agira de calculer la vitesse d'entrée de l'eau dans l'ouvrage et de vérifier si celle-ci ne dépasse pas la vitesse limite ( $V = 3$  m/s).

On calculera le débit réduit  $q^*v$  à partir des formules proposées par Manning et en fonction de la pente longitudinale retenue :  $Q^* = \frac{q}{\frac{1}{\sqrt{2}} \cdot \frac{8}{3} \cdot K}$  Cette valeur réduite donnera, grâce à l'abaque, la valeur de  $V^*$  de laquelle on déduira la valeur de la vitesse V recherchée :

$$V = I^{\frac{1}{2}} \cdot B^{\frac{2}{3}} \cdot k \cdot V^* \quad (\text{abaque figure 84 pour un dalot du document Hydraulique routière})$$

## Etape 5

Si  $V < 3$  m/s, le calcul est terminé sinon il faudra changer les paramètres d'ouverture B et D et reprendre totalement les calculs.

Ainsi, nous obtenons les résultats suivants : (Voir les détails de calculs en Annexe 3.2)

**Tableau 23 : Dimensionnement des dalots**

Tronçon	Bassin	PK(km)	Débit(m <sup>3</sup> /s)	Section(m)
RR05	BV1	00+100	2,02	2*1*1,5
	BV2	100+500	1,85	1*1,2
	BV3	500+657	2,96	2*1*1,75
	BV4	657+1400	1,48	1*1,2
RN15	BV5	35+396	1,62	1*1,2
	BV6	396+903	3,35	2*1,2*1,5
	BV7	903+1147	4	2*1,2*2
	BV8	1147+1467	2,14	2*1*1,5
	BV9	1467+2500	7,75	3*1,2*2,5
	BV10	2500+3600	1,55	1*1*1

### 4. 4 Dimensionnement hydraulique des caniveaux

De manière générale, on mènera les calculs par bande de 1,00 mètre linéaire de longueur de caniveaux. Les ouvrages latéraux situés aux bords de chaussée ont pour but de recueillir les eaux venant des zones environnantes de la chaussée. La superficie étant inférieure à 4km<sup>2</sup>. La méthode rationnelle est bien applicable pour le calcul des débits.

Le débit récolté par les caniveaux de section rectangulaire est calculé suivant la méthode rationnelle  $Q=0,278.Ci.A$

Avec :

- un coefficient de ruissellement C pour les chaussées de 0,85

- un coefficient de ruissellement C pour les accotements de 0,95
- une intensité de pluie i déterminée après calcul de  $t_c$  grâce à la formule de KIRPICH et aux paramètres de MONTANA
- une surface A
- une période de retour de 2 ans
- La pente longitudinale des caniveaux est fixée à 0,2%.

**Tableau 24 : Débits des caniveaux**

Q1(m <sup>3</sup> /s)	Q2(m <sup>3</sup> /s)	Q (projet) (m <sup>3</sup> /s)
0,87	1,03	1,9
0,95	1,12	2,07
0,95	1,12	2,07
0,87	1,03	1,9
0,58	0,68	1,26
0,64	0,76	1,4
0,44	0,52	0,96
0,53	0,62	1,15
0,36	0,43	0,79
1,04	1,23	2,27

**Q1 : Débit de la chaussée**

**Q2 : Débit des accotements**

#### 4. 4. 1 Détermination des sections hydraulique du caniveau

L'assainissement de la route par la mise en place de fossés ou caniveaux réalisés en béton armé. Ces caniveaux devront être capables d'évacuer les eaux ruisselés par la chaussée, et ont pour but de recueillir les eaux venant des zones environnantes de la chaussée, des accotements. Le débit récolté par les caniveaux de section rectangulaire est calculé suivant la méthode rationnelle et à une période de retour de 2 ans. Nous avons majoré la somme des débits de 15% soit 1,15 comme coefficient de sécurité pour les eaux venantes des habitations

Pour la section des caniveaux, nous allons utiliser la méthode de débitante qui consiste à faire varier l'une des dimensions (base ou hauteur) en utilisant la méthode de Manning

Strickler.

Le calcul de débit est fait avec la formule de Manning Strickler :

$$Q_{cal} = K_s \times S \times R^{\frac{2}{3}} \times I^{\frac{1}{2}}$$

Qcal : débit en m<sup>3</sup>/s

Ks : le coefficient de rugosité de Strickler

S : Section d'écoulement en m<sup>2</sup>

R : Rayon hydraulique en m

I : Pente du caniveau en m/m

Pour les caniveaux de forme rectangulaire

h= le tirant d'eau, b=largeur du caniveau

Convenons que la vitesse admissible d'écoulement soit 2,5m /s

Détermination du tirant d'eau normal dans le caniveau

En utilisant la méthode des débitantes nous allons fixer une base et nous allons faire des itérations à l'aide d'un programme Excel pour avoir le tirant d'eau normal Nos caniveaux seront de section rectangulaire surtout le projet. Dans notre résultat nous retenons les valeurs des tirants en majorant avec une revanche de 20cm. Les sections des caniveaux sont résumées dans les tableaux 25 ci-dessous

**Tableau 25 : Récapitulatif des sections des caniveaux de RN15 et RR05**

Tronçon	caniveaux	Y(m)	r(m)	B(m)	I	S(m <sup>2</sup> )	V(m/s)	Q <sub>réel</sub> (m <sup>3</sup> /s)	section retenue
<b>RR05 de pouytenga</b>	BV1	1,02	0,2	1,2	0,002	0,96	1,9	1,9	130x120
	BV2	1,08	0,2	1,2	0,002	1,29	1,6	2,07	130x120
	BV3	1,08	0,2	1,2	0,002	1,29	1,6	2,07	130x120
	BV4	1,02	0,2	1,2	0,002	0,96	1,9	1,9	130x120

Tronçon	caniveaux	Y(m)	r(m)	B(m)	I	S(m <sup>2</sup> )	V(m/s)	Q <sub>réel</sub> (m <sup>3</sup> /s)	section retenue(cm <sup>2</sup> )
<b>RN15 de pouytenga</b>	BV1	0,95	0,2	1,00	0,002	0,98	1,3	1,26	120x100
	BV2	0,9	0,2	1,00	0,002	0,9	1,5	1,4	120x100
	BV3	0,95	0,2	0,80	0,002	0,76	1,3	0,96	120x100
	BV4	0,83	0,2	1,00	0,002	0,83	1,4	1,15	120x100
	BV5	0,8	0,2	0,80	0,002	0,64	1,2	0,79	100x80
	BV6	1,16	0,2	1,2	0,002	1,39	1,6	2,27	140x120

## CHAPITRE V : DIMENSIONNEMENT DE LA CHAUSSEE

### Introduction

La conception d'une chaussée est fondée sur une campagne menée sur le terrain afin d'établir la valeur de plusieurs paramètres au moyen des essais de laboratoire et de terrain. Cependant il est impossible de connaître toutes les caractéristiques des sols cela nous permet de faire certaines hypothèses.

Le dimensionnement d'une chaussée est basée sur les investigations et prospections sur le site à fin d'établir la valeur de plusieurs paramètres.

Les facteurs de bases pour le dimensionnement d'une chaussée sont :

- le trafic (volume et évolution);
- les matériaux de viabilité (leur comportement mécanique) ;
- le sol de plateforme (sa portance)
- le climat.

### 5.1 .Constitution de la chaussée

#### 5.1.2 Généralités

La chaussée est définie comme étant la surface aménagée de la route sur laquelle circulent les véhicules. Elle doit faire nécessairement l'objet d'un confort lors des déplacements. Pour assurer une circulation rapide et confortable, la chaussée doit avoir une résistance correspondante et doit présenter une surface parfaitement et constamment régulière.

On distingue deux catégories de chaussée :

#### 5. 1. 3 Les chaussées souples

Ce type de chaussée est constituée de matériaux non traités ou traités avec les liants hydrocarbonés « gravé bitumé »

#### 5. 1. 4 Les chaussées rigides

Cette chaussée est constituée par une dalle en béton qui fléchi sous les charges transmettant les efforts à distance et les réparti aussi sur une très grande surface. La ruine de ces chaussées est faible.

### 5. 1. 5 Structure de chaussée souple

Elle est composée de couches successives des matériaux durs dans un écrasement soigneusement comprimé et étanche. Les différentes couches de la chaussée sont en partant du bas, les sous couches de la couche de fondation, la couche de base, la couche de surface .L'ensemble des couches de fondation et de base constitue «**les corps de chaussée**».

### 5.1.6 Choix du type de chaussée

En ce qui concerne le type de chaussée nous adoptons pour le projet *une chaussée souple* au vue des critères établis, de plus elle est plus économique

## 5. 2 Méthode de dimensionnement

La chaussée est essentiellement un ouvrage de répartition de charge roulante sur le sol support. Pour que le roulement s'affecte rapidement, sûrement et sans usure exagérée du matériel, il faut que la surface de roulement ne se déforme pas sous l'effet de

- la charge des véhicules.
- la force portante obtenue par les différents essais géotechnique
- les caractéristiques mécaniques des matériaux constituant les différentes couches

### 5. 2. 1 Dimensionnement de RN15

Il existe deux méthodes de dimensionnement des chaussées qui sont les méthodes rationnelles et les méthodes empiriques. Notre choix s'est porté sur l'une des méthodes empiriques qui utilise les catalogues des structures. De ce fait, nous allons utiliser le manuel de dimensionnement des chaussées pour les pays tropicaux en voie de développement, établi par le CEBTP en 1971 puis révisé en 1980. Le titre du document est « *Guide pratique de dimensionnement des chaussées pour les pays tropicaux* ». Pour plus de précision, nous allons vérifier par une méthode rationnelle en utilisant le logiciel Alizé III du LCPC.

### Application de la méthode CEBTP

Classe du trafic : type T2

Portance du sol support : classe S3

Durée de vie de la chaussée : 15 ans

Le guide donne un classement de notre trafic et de la portance de notre sol support.

C'est à partir de ces deux paramètres que nous déterminons nos couches. À partir du guide du CEBTP on a donc les valeurs suivantes lue dans les ci-dessous :

### Trafic cumulé de poids lourds

$N_E = 1,1 * 10^6$  a un trafic de type T2

- CBR du sol de plate-forme de la RN15 égale à 13 ; on a une portance de type S3
- durée de vie de la chaussée 15 ans

Plusieurs alternatives ont été abordées afin de pouvoir mener à bien. Le dimensionnement, nous parvenons aux trois variantes suivantes qui tiennent compte des hypothèses ci-dessus citées

**Tableau 26 : Récapitulatif des variantes de RN15**

Section	N° Variante	Roulement	Base	Fondation
PK0+000 au PK3,6+000	1	4 cm d'enduit superficiel tri-couche	15 cm du graveleux latéritique naturel	30 cm du graveleux latéritique naturel
	2	4 cm d'enduit superficiel tricouche	15 cm de concassés O/d	25 cm de graveleux latéritique naturel ou grave naturelle O/D ou concassés O/d
	3	4 cm d'enduit superficiel tricouche	30 cm de concassés O/d	30 cm de concassés O/d

### 5. 2. 2 Dimensionnement de RR05

Classe du trafic : type T1

Portance du sol support : classe S3

Durée de vie de la chaussée : 15 ans

Le guide donne un classement de notre trafic et de la portance de notre sol support. C'est à partir de ces deux paramètres que nous déterminons nos couches. À partir du guide du

CEBTP on a donc les valeurs suivantes consignées dans les tableaux ci-dessous.

### Trafic cumulé de poids lourds

$N_E = 0,23 * 10^6$  n a un trafic de type T1

- CBR du sol de plate-forme de la RR05 égale à 13 ; on a une portance de type S3
- La durée de la chaussée 15 ans

Nous avons retenu trois variantes présentées dans le tableau pour le dimensionnement de la chaussée pour ce tronçon.

**Tableau 27 : Récapitulatif des variantes RR05**

Section	N° Variante	Roulement	Base	Fondation
PK0+000 au PK1,4+000	1	3 cm d'enduit superficiel bicouche	15 cm de graveleux latéritique naturel	25 cm de graveleux latéritique naturel
	2	3 cm d'enduit superficiel bicouche	15 cm de concassés O/d	25 cm de graveleux latéritique naturel ou grave naturelle O/D ou concassés O/d
	3	3 cm d'enduit superficiel bicouche	25 cm de concassés O/d	25cm de concassés O/d

### 5. 2. 3 Vérification logiciel Alizés

Le logiciel Alizé-LCPC met en œuvre la méthode rationnelle de dimensionnement des structures de chaussées, développée par LCPC et SETRA. La vocation première de cette méthode est d'encadrer les opérations de dimensionnement des chaussées routières et autoroutes pour toutes les classes de trafics. Dans ce contexte d'application, la démarche du dimensionnement, l'ensemble de ces hypothèses et les outils à mettre en œuvre sont totalement explicites. Il faut noter que ce logiciel facilite la réalisation pratique des calculs numériques nécessaires au dimensionnement des structures des chaussées.

#### 5. 2. 4 Description du moteur de calcul Alizé.

Le moteur de calcul permet de déterminer des sollicitations créées par le trafic dans les différentes couches de matériaux constituant le corps de la chaussée. Il met en évidence le modèle de Burmister. Ce modèle s'appuie sur la modélisation mécanique de la structure par un massif semi- infini, constitué d'une superposition de couches de matériaux d'épaisseur constante. Chaque interface entre les couches peut être prise collé, ou glissante, ou semi- collé

#### 5. 2. 5 Démarche de la méthode rationnelle.

En utilisation courante, le dimensionnement par le logiciel Alizé suit trois(3) étapes principales qui sont : Le choix du type de structure et de matériaux qui la composent, La détermination des sollicitations et la détermination des épaisseurs des différentes couches.

Les données à rentrer dans le modèle pour les différentes simulations sont :

- les épaisseurs de chaque couche ;
- les modules de Young
- le coefficient de poisson ;
- les types d'interface entre les couches.

##### 5.2. 5. 1 Choix de la variante à réaliser pour RN15

Après vérification au logiciel Alizé, la variante N°1 est celle qui respecte les contraintes et déformations admissibles à la surface de la plate-forme (*voir les détails en annexe 2.1*). Ainsi, pour le corps de chaussée, on retient

**Tableau 28 : Résultats de dimensionnement du corps de chaussée RN15**

Section	N° Variante	Roulement	Base	Fondation
RN15	1	4 cm d'enduit superficiel bicouche	15 cm du graveleux latéritique naturel	30 cm du graveleux latéritique naturel

##### 5. 2. 5. 2 Choix de la variante à réaliser pour RR05

Après vérification au logiciel Alizé, la variante N°1 est celle qui respecte les contraintes et déformations admissibles à la surface de la plate-forme (*voir les détails en*

annexe 4.2). Ainsi, pour le corps de chaussée, on retient

**Tableau 29 :Résultats de dimensionnement du corps de chaussée RR05**

<i>Section</i>	<i>N° Variante</i>	<i>Roulement</i>	<i>Base</i>	<i>Fondation</i>
RR05	<i>1</i>	<i>3 cm d'enduit superficiel bicouche</i>	<i>15 cm du graveleux latéritique naturel</i>	<i>25 cm du graveleux latéritique naturel</i>

## CHAPITRE VII: CALCUL DES OUVRAGES

### 7. 1 Dimensionnement des ouvrages hydrauliques

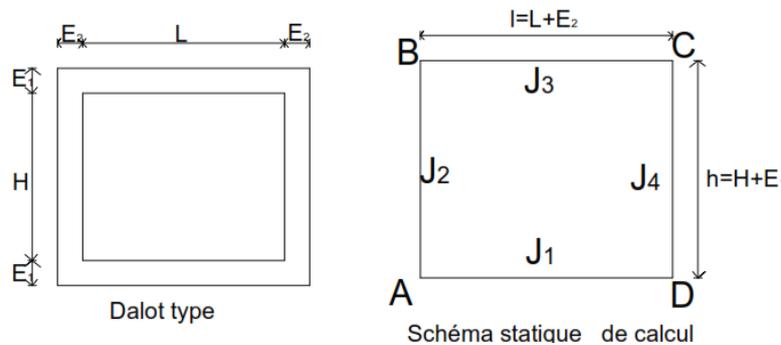
#### 7. 1. 1 Pré - dimensionnement du dalot

Pour le pré dimensionnement l'épaisseur du tablier, piedroit et radier est donné par la formule suivante.

$$2m < H < 4m, e = \frac{L}{10} = \frac{200}{10} = 20cm$$

Retenons une épaisseur de 30cm pour les éléments tels que radier, piedroit, tablier

#### 7. 1. 2 Hypothèses et base de calcul des dalots



## Matériaux

### Acier

- Acier à haute adhérence (HA) Fe400 de limite d'élasticité  $f_e = 400 \text{ MPa}$
- Contrainte de calcul à l'ELU  $\sigma_s = \frac{f_e}{1.15} = 348 \text{ MPa}$
- Contrainte de calcul à l'ELS, fissuration préjudiciable

$$\bar{\sigma}_{St} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max(0.5 * f_e; 110 * \sqrt{1.6 * f_{t25}}) \right\} = 200 \text{ MPa}$$

### Béton

- B25, poids volumique  $\gamma = 25 \text{ KN/m}^3$
- Résistance à 28 jours
- En compression  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- En traction  $f_{t28} = 0.6 + 0.06 * f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$

- Contrainte limite du béton
- $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 0,6 * 25 = 15 \text{ MPa}$
- Facteur d'équivalence  $n = 15$
- Enrobage = 3 cm

Pour le calcul des sollicitations, on mènera les calculs sur un mètre (1 m) de largeur de l'ouvrage

### **Etude d'un dalot 1x100x120**

#### **Classification de l'ouvrage**

- Largeur roulable  $L_r = 7 \text{ m}$ , pont de première classe
- Largeur chargeable  $L_c = L_r$  ( pas de dispositif de retenue)
- Nombre de voies  $N = \text{Ent} (L_c/3) = 2$
- Largeur d'une voie  $V = \frac{L_c}{N} = 3,5 \text{ m}$

#### **Détermination des Charges permanentes**

On rappelle que les charges seront évaluées pour un mètre de longueur du dalot

#### **✚ Tablier**

On rappelle que le tablier supporte la couche de base et de revêtement de poids volumique uniformisé égal à 20 KN/m<sup>3</sup>

$$\text{Poids propre} = 25 * 0,3 * 1 = 7,5 \text{ KN /m}$$

$$\text{Couche de base} = 20 * 0,15 * 1 = 3 \text{ KN/m}$$

$$\text{Revêtement} = 20 * 0,04 = 0,8 \text{ KN/m}$$

$$\mathbf{P1 = 11,30 \text{ KN/m}}$$

#### **✚ Radier**

$$\text{Poids du tablier } P1 = 11,30 \text{ KN/m}$$

$$\text{Poids des piédroits} = \frac{n_p * e * H * 25 * 1 \text{ m}}{n_0 * l + n_p * e}$$

$n_p$  : Nombre de piédroit

H : hauteur du piédroit

L : largeur hydraulique de chaque cellule

$$\text{Poids des piédroits} = \frac{2 \cdot 0,3 \cdot 25 \cdot 1,3 \cdot 1}{2 \cdot 0,3 + 1 \cdot 1,2} = 10,83 \text{ KN/m}$$

$$\text{Poids propre du radier} = 0,3 \cdot 1 \cdot 25 = 7,5 \text{ KN/m}$$

$$P2 = 25,70 \text{ KN/m}$$

Poussée de terres sur les piédroits externes

On adopte un coefficient de poussée  $K_a = 0,33$

La poussée est donnée par la formulé :  $g = K_a * \gamma * z * 1$  où  $\gamma = 20 \text{ KN/m}$  est le poids volumique des terres et z la profondeur.

$$\text{A } z = 0,49 \text{ m on a } g1 = 3,23 \text{ KN/m}$$

$$\text{A } z = 1,79 \text{ m on a } g2 = 11,92 \text{ KN/m}$$

$$g = g2 - g1 = 8,66 \text{ KN/m}$$

### 7.1.2 Calcul des sollicitations des dalots

#### Principe de calcul des efforts et sollicitation

De manière générale, on mènera les calculs par bande de 1 mètre linéaire de largeur de dalot

#### 7.1.3 Dalot a une ouverture

Le dalot a une ouverture, donc les efforts et sollicitations M et N (moment, efforts normaux et tranchant) seront déterminés sur la base d'un calcul simple à partir des formules provenant de l'ouvrage « *formulaires des cadres simples* » de KLEINLOGEL (cf. annexe 3.1 notes de calcul de dalot )

#### 7.1.4 Dalot a ouverture multiple

Le calcul des ouvrages restants se fera avec un logiciel de dimensionnement (CYPE).  
(Voir le tableau à l'annexe 3.2)

**Tableau 30 : Résultat d calcul des sollicitations pour une ouverture**

	Moments fléchissant (KN.m)							efforts normaux (kN)				
	$M_A$	$M_{(A-B)}$	$M_B$	$M_{(B-C)}$	$M_C$	$M_{(A-D)}$	$M_D$	$N_1$	$N_2$	$N_{2b}$	$N_3$	
<b>1</b>	-1,10	-1,10	-1,10	2,08	-1,10	2,08	-1,10	0	8,50	8,50	0	
<b>2</b>	-0,84	-0,17	-0,17	-0,17	-0,17	3,22	-0,84	1,56	10,83	10,83	-1,56	
<b>3</b>	-0,33	1,15	-0,27	-0,27	-0,27	-0,33	-0,33	3,81	0	0	1,81	
<b>4</b>	-5,4	-5,4	-5,4	10,8	-5,4	10,8	-5,4	0	43,2	43,2	0	
<b>5</b>	-0,31	0,39	-0,31	-0,31	-0,31	-0,31	-0,31	2,5	0	0	2,5	
<b>6</b>	-19,76	-20,8	-21,84	0	-21,84	0	-19,76	32	29,12	29,12	-32	
<b>G</b>	<b>1+2+3</b>	<b>-2,27</b>	<b>-0,12</b>	<b>-1,54</b>	<b>-1,64</b>	<b>-1,54</b>	<b>4,97</b>	<b>-2,27</b>	<b>5,37</b>	<b>19,33</b>	<b>19,33</b>	<b>0,25</b>
<b>Q</b>	<b>4+5+6</b>	<b>-25,47</b>	<b>-25,81</b>	<b>-27,55</b>	<b>10,49</b>	<b>-27,55</b>	<b>10,49</b>	<b>-25,47</b>	<b>34,50</b>	<b>72,32</b>	<b>72,32</b>	<b>-29,50</b>

**G : Charges permanentes**

**Q : Surcharges routières**

## 7.2 Dimensionnement en béton armé des dalots

### 7.2 .1 Résultats des calculs béton armé des dalots

Nous présentons ici un aperçu succinct de résultat de calcul de nos dalots (cf détails de calculs à annexe 3)

**Tableau 31 : Résultats des sections de dalot de type 1x1x1, 2**

Ensemble ou élément	lieu	Moment (KN.m)	Acier et choix
Tablier	lit supérieur (Aux abouts B et C)	46,71	<b>As= 11,31 cm<sup>2</sup>soit 10 HA12 e=10cm</b>
	Lit inférieur (A mi-travée B-C)	19,21	<b>As=5,52 cm<sup>2</sup>soit 4HA12 e=10cm</b>
Radier	lit inférieur (Aux abouts A et D)	44,33	<b>As= 11,31 cm<sup>2</sup>soit 10HA12 e=10cm</b>
	Lit supérieur (A mi-travée A-D)	23,70	<b>As=5,50 cm<sup>2</sup>soit 7HA10 e=10cm</b>
Piédroit en pied	Nœuds A et D	23,70	<b>As=5,50 cm<sup>2</sup>soit 7HA10 e=10cm</b>
Piédroit en tête	Nœuds B et C	46,71	<b>As=11,31 cm<sup>2</sup>soit 10HA12 e=10cm</b>
Piédroit	A mi- portée A-B	41,97	<b>As=10,18 cm<sup>2</sup>soit 9HA12 e=10cm</b>

### 7. 3 Dimensionnement en béton armé des caniveaux

#### a) Pré-dimensionnement

La poutre, tout comme la dalle se définit comme un élément porteur horizontal.

Sa hauteur h et sa largeur b se déterminent à partir des formules suivantes :

- Poutre sur deux appuis simples (isostatique) :  $\frac{1}{15} \leq \frac{h}{l} \leq \frac{1}{10}$  ;
- Poutre continue (hyperstatique) :  $\frac{1}{20} \leq \frac{h}{l} \leq \frac{1}{16}$  ;
- $0,3d \leq b \leq 0,4d$ , avec  $d = 0,9h$

Cas de poutre isostatique :  $l = 1,90m$

$$\frac{160}{15} \leq h \leq \frac{160}{10} \rightarrow 10,6 \leq h \leq 16$$

Convenons de prendre une hauteur  $h = 15cm$ .

$$\text{On a } d = 0,9h \rightarrow d = 0,9 \times 15 \rightarrow d = 13,5cm$$

Les hypothèses de base de calcul pour le caniveau ne diffèrent pas de celui de dalot, on pourrait assimiler le caniveau à un cadre tout comme le dalot. Mais le caniveau quant à lui est un cadre incomplet du fait qu'il n'existe pas de tablier rigide avec l'ensemble de la structure mais possède à la place par endroit une dalle qui la recouvre. Les sollicitations déterminées on procédera au calcul béton armé classique de l'élément en le considérant la dalle comme une poutre continue sur deux appuis

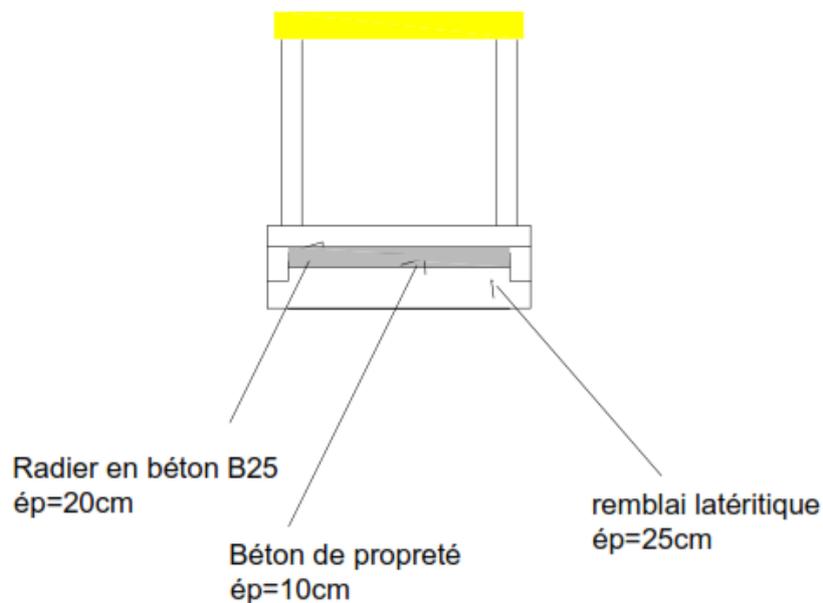
L'élément supérieur au caniveau, dalle au vue de son état non solidaire par rapport au reste de la structure et son chargement sera calculé en flexion simple, le reste sera dimensionné en flexion composée et les résultants sont résumés dans le tableau ci-dessous Les sollicitations sont présentées dans le tableau suivant : (*Voir annexe 3.3 pour les détails de calcul*).

**Tableau 32 : Récapitulatif des sections d'acier des caniveaux de RR05**

Section ( $cm^2$ )	Armature					
	Dalette		Piedroit		Radier	
	As ( $cm^2$ )	Choix	As ( $cm^2$ )	Choix	As ( $cm^2$ )	Choix
130x120	11,41	8HA14 e=10cm	3,78	4HA12 e=20cm	0,80	4HA8 e=25cm
130x130	11,41	8HA14 e=10cm	3,78	4HA12 e=20cm	0,80	4HA8 e=25cm
130x130	11,41	8HA14 e=10cm	3,78	4HA12 e=20cm	0,80	4HA8 e=25cm
130x120	11,41	8HA14 e=10cm	3,78	4HA12 e=20cm	0,80	4HA8 e=25cm

**Tableau 33 : Récapitulatif des sections d'aciers des caniveaux de RN15**

Section ( $cm^2$ )	Armature					
	Dalette		Piédroit		Radier	
	As ( $cm^2$ )	Choix	As ( $cm^2$ )	Choix	As ( $cm^2$ )	Choix
120x100	9,45	9HA12 e=10cm	3,74	4HA12 e=25cm	0,81	4HA8 e=25cm
120x100	9,45	9HA12 e=10cm	3,74	4HA12 e=25cm	0,81	4HA8 e=25cm
120x100	9,45	9HA12 e=10cm	3,74	4HA12 e=25cm	0,81	4HA8 e=25cm
120x100	9,45	9HA12 e=10cm	3,74	4HA12 e=25cm	0,81	4HA8 e=25cm
100x80	7,44	8HA12 e=10cm	2,63	4HA10 e=25cm	0,74	4HA8 e=25cm
140x120	11,41	8HA14 e=10cm	5,1	6HA12 e=15cm	0,89	2HA8 e=25cm



**coupe transversale A-A**

## CHAPITRE VIII : ETABLISSEMENT DES AMENAGEMENTS ROUTIERS

### 8. 1 Aménagements des amorces

Les amorces qui sont des accès raccordant à la voie principale et conduisant dans les habitats seront bitumées sur environ 15 m et le rayon de raccordement est choisi pour faciliter l'intersection des véhicules longs.

### 8. 2 Aménagements des carrefours

Les amorces routières sont des aménagements qui raccordant les branches secondaires à la route principales permettent ainsi aux véhicules d'accéder sans difficultés à celle –ci.

### 8. 3 Aménagements des aires de stationnement

L'aire de stationnement est une surface rattachée à l'emprise de la route destinée aux usagers ayant la nécessité de s'immobiliser sur la chaussée.

Compte tenu de la présence des centres d'activités comme marchés, les écoles ou les hôpitaux à proximité des rues des propositions de parking seront faites

D'une manière générale, la largeur des voies de circulation sont restreinte, c'est qui provoque souvent le stationnement irrégulier des véhicules (souvent poids lourds), c'est pourquoi il est indispensable pour ce projet d'aménager dans certains endroits du tronçon des parkings permettant aux véhicules de se garer.

Pour notre projet, nous allons prévoir un espace sur la chaussée des aires de stationnement de type double.

### 8. 4 Les perrés maçonnés

Les perrés sont les revêtements en pierre qui protégeront les entrées et sorties de tous les dalots ceci permettra d'éviter l'érosion des sols adjacents qui peuvent causer la dégradation précoce

### 8. 5 Les enrochements

Les enrochements sont des fondations en gros blocs (roche) bétonnées disposés à l'entrée des petits ouvrages hydrauliques, ils permettront d'empêcher le phénomène d'ensablement des ouvrages hydrauliques. Nous allons prévoir pour ce projet les enrochements à l'amont de chaque ouvrage pour éviter les phénomènes pour lutter contre l'ensablement.

## **8. 6 Les gabions**

C'est une cage grillagée rempli de moellon il est utilisé comme protection a aval des petits ouvrages hydrauliques pour lutter contre les affouillements. Ainsi nous avons prévue des gabions pour éviter l'affouillement.

## **8. 7 Les bordures**

Une bordure est un élément vertical ou incliné en béton bordant les zones de circulation des piétons ou des véhicules. Les bordures de type T2 infranchissables seront construites au niveau parking.

## **8. 8 Les ralentisseurs**

Les ralentisseurs sont des ouvrages en béton ou en béton armé réalisés perpendiculairement à l'axe de la chaussée et continus sur toute la largeur de celle-ci. Leur présence incite les conducteurs à réduire la vitesse de leur véhicule et doivent être annoncés par un panneau d'au moins 100 m en signalisation avancée.

Les ralentisseurs de types d'os d'âne qui sont de forme arrondi sont constitués de bandes d'enduit en relief attirant l'attention des usagers pour qu'ils adaptent leur vitesse à l'entrée des agglomérations ou dans certains points particuliers (emprunts, sites, villages etc...)

## CHAPITRE IX : SIGNALISATION, SECURITE, ET ECLAIRAGE ROUTIER

Ce sont les dispositions prises pour régler la circulation et assurer la sécurité et le confort des usagers et des travailleurs pendant et après les travaux.

### 9. 1 Signalisation

La construction d'une route nécessite un certain nombre de précaution à prendre en compte pendant et après les travaux pour garantir la sécurité des travailleurs sur le chantier et les usagers ainsi que pour garantir la pérennité de l'ouvrage. La signalisation routière a pour but de:

- faciliter et rendre plus sûre la circulation routière
- rappeler ou indiquer diverses prescriptions particulières de la police
- donner les informations relatives à l'usage de la route.

Pour être utile, la signalisation doit être efficace, ce qui implique le respect des trois principes suivants :

- principe de valorisation, l'inflation du nombre des signaux nuit à leur efficacité.
- principe de concentration, lorsqu'il est indispensable que plusieurs signaux soient vus en même temps ou à peu près en même temps, on doit les placer de façon que l'utilisateur puisse les percevoir d'un seul coup d'œil, de jour comme de nuit ;
- principe de lisibilité: il ne faut pas demander à l'automobiliste un effort de lecture ou de mémoire excessif.

On doit donc réduire et simplifier les indications au maximum et le cas échéant répartir les signaux sur plusieurs supports échelonnés.

On distingue la signalisation par panneaux, la signalisation par feux, la signalisation par marquage des chaussées, la signalisation par balisage, la signalisation par bornage.

### 9. 2 La signalisation pendant les travaux

La signalisation du chantier sera assurée par l'installation de quelques panneaux d'obligations (panneaux attention travaux, des panneaux de déviations, des panneaux de balisage). Il faudrait aussi exiger du matériel de protection pour les travailleurs.

Pour la sécurité des passants, on disposera quelques panneaux d'indication : informant

la présence des travaux et leur nature, imposant des vitesses de circulation et des déviations.

### 9.3 La signalisation en phase d'exploitation de l'ouvrage

La signalisation existante sera renforcée.

Le renforcement de la signalisation verticale par

- douze (12) panneaux stop ;
- trois(3) panneaux de virage ;
- un (1) panneau de localisation pour les centres de santé
- sep (7) panneaux piétons à l'approche des écoles
- quatre (4) panneaux de limitation de vitesse l'entrée des centres de santé
- six (6) panneaux de cassis ou dos d'âne vers les marchés
- quinze (15) feux tricolores

### 9.4 La signalisation horizontale comprend

- La ligne de rive simple ou ligne de type T2

C'est une ligne qui comprend des traits pleins et des intervalles ; elle sépare la chaussée de l'accotement. La longueur du trait plein que nous notons « L » est de 3 m et l'intervalle entre deux traits noté I est de 3,5 m,

- La ligne discontinue ou ligne de type T1

C'est une ligne qui comprend des traits pleins et des intervalles ; elle est située dans la partie centrale (axe) et sépare la chaussée en deux voies. La longueur de la ligne notée L est de 3 m et l'intervalle noté I est de 10 m.

- La ligne continue

C'est une ligne qu'on retrouve dans la partie centrale au niveau des endroits dangereux comme les virages. Ce type de signalisation est beaucoup plus pérenne que les panneaux de signalisation verticale qui sont souvent percutés par les gros porteurs

### 9.5 Sécurité routière

Afin de protéger les usagers et riverains, cette étape consiste à mettre en place des

dispositifs de sécurité au niveau des zones jugées à risque ou pouvant occasionner des accidents.

Ce sont entre autres : les bandes d'arrêt d'urgence les garde-corps ; les glissières de sécurité. Il faut sensibiliser la population au port des casques, des ceintures de sécurité et au respect de la vitesse. Le concepteur devrait respecter les normes pour la détermination des caractéristiques géométriques et cinématiques des rues.

## **9. 6 Eclairage routier**

Aujourd'hui, l'éclairage extérieur ne doit pas seulement nous permettre de voir la nuit. Il est également devenu un moyen essentiel dans la création d'environnements plus chaleureux. L'éclairage public assure la sécurité, crée des pôles de commerce, d'animation surtout à la tombée de la nuit. Il guide les touristes la nuit et valorise la cité. L'éclairage doit faciliter le déplacement des piétons sur les trottoirs et les rendre visibles par l'automobiliste lorsqu'ils traversent la chaussée. L'éclairage public extérieur a un rôle à la fois fonctionnel et décoratif.

## **CHAPITRE X : ETUDE IMPACT ENVIRONNEMENTALE ET SOCIALE**

### **10. 1 Généralités**

La mise en œuvre d'une route produit inévitablement des impacts sur l'environnement. L'objectif de l'étude serait d'identifier les influences du projet sur les milieux naturel et les populations.

Ainsi la présente EIES a été développée dans le cadre de ce mémoire de fin d'étude et concerne le projet de construction de la route et de bitumage de voirie urbaine à Pouytenga. Elle vise surtout à évaluer et à apprécier les effets de l'activité nouvelle sur l'environnement au moment de la mise en œuvre du projet. Cela permet de tenir compte de ses influences et d'envisager des objectifs spécifiques, des mesures d'atténuation et de compensations. Elle permet par ailleurs de se projeter dans le futur pour déterminer les risques liés au projet pendant son fonctionnement.

Cette étude est fondée essentiellement sur la recherche bibliographique d'une part et d'autre part sur une visite sur le terrain pour recueillir des informations d'ordres général tout autour du projet.

La recherche bibliographique a permis de récolter des informations sur le cadre législatif et institutionnel au Burkina Faso.

### **10. 2 Cadre législatif et institutionnel au Burkina-Faso**

Le cadre législatif consistera à examiner et prendre en compte dans l'étude les exigences de:

- la loi burkinabé sur l'évaluation environnementale et son application aux projets;
- la liste d'exclusion et/ou la liste d'inclusion;
- les autres lois notamment en ce qui concerne: les forêts, les produits miniers, l'eau, le foncier, etc.

La loi N°006-2013 du 02 avril 2013 portant code l' environnementale au Burkina Faso, en son article 2, elle définit l'environnement comme l'ensemble des éléments physiques, chimiques et biologiques et naturels ou artificiels et des facteurs économiques sociaux, politiques et culturels qui ont un effet sur le processus des maintien de la vie ,la transformation et le développement du milieu

La Loi N°005/97/ADP du 30 Janvier 1997 portant Code de l'Environnement au Burkina Faso, promulguée par le Décret N°97-110/PRES du 17 Mars 1997

### **10. 3 Enjeux environnementaux et sociaux du projet**

L'étude d'impact environnemental et social de la construction de la route a fait ressortir des enjeux qui porteront des dommages sur la biodiversité, l'aménagement du territoire et la diversité culturelle.

### **10. 4 Description des enjeux**

- le terrassement des sols
- réinsertion des populations
- prolifération des petits commerces
- le risque des maladies transmissibles
- le risque d'accident en phase des travaux
- perte de la biodiversité
- l'habitat de la faune sauvage sera détruit à certains endroits
- la création d'emploi

### **10. 5 Les impacts négatifs**

Les impacts négatifs correspondent aux inconvénients tributaires de l'organisation des chantiers et de l'exécution des travaux,

#### **10. 4. 1 Phase de préparation de chantier**

- Lors de l'installation des bases et la mobilisation des engins,
- perturbation des activités exercées dans le voisinage immédiat du projet. on dénombre essentiellement à usage commercial, qui sera directement affecté,
- déplacements de réseaux imposés par les travaux notamment les poteaux électriques, des conduites d'eau et borne fontaine ainsi que la destruction d'une clôture et l'arrachage d'arbres sur les abords de la route existante à aménager.
- l'exploitation des carrières existantes dans la zone pourra exacerber la gêne aux populations riveraines.
- l'exploitation de zones d'emprunt ou de carrières existantes,

- la pollution de l'air par les poussières et les émissions liées à la combustion des engins.

#### **10. 5. 2 Phase de chantier.**

- projet sera perturbé, ce qui constituera une perte en matière d'emplois et de revenus directs. la mobilité des populations sera également perturbée pendant la durée des travaux;
- gêne perturbation des activités : l'ensemble des activités exercées dans le voisinage immédiat du des circulations et des accès, pendant la phase de construction, le trafic sera fortement ralenti et sera reporté sur les voies de déviation à aménager, il faudra également craindre les risques d'accident liés;
- l'état acoustique : l'impact du projet sur l'état acoustique de la zone du projet sera relativement important. la pollution sonore des engins de terrassement, de transport de déblais ou des remblais, des produits décapage, des matériaux de chaussée va constituer une gêne temporaire et locale pour les populations riveraines;
- détérioration du cadre de vie et de la santé : l'enlèvement des ordures ménagères le long de la route (aux abords des restaurants ou bars et des habitations, etc) sera perturbé;
- l'amoncellement des déchets des travaux : les travaux vont générer des quantités de poussières fines relativement importantes sur le chantier et dans son voisinage. ces poussières peuvent affecter les populations riveraines avec des risques de maladies respiratoires;
- érosion des sols : l'exploitation des zones d'emprunt existantes peut augmenter l'érosion des sols. les zones d'emprunt non réhabilitées sont susceptibles de favoriser la stagnation d'eau insalubre et la prolifération de vecteurs de maladies tels que les moustiques;
- pollutions : les installations d'enrobage comportent un potentiel de pollution de l'air par les poussières et les émissions liées à la combustion. les bases de chantiers peuvent engendrer une pollution par les eaux usées ou la mauvaise gestion des déchets.

#### **10. 5 .3 Phase d'exploitation**

##### **Milieu biologique**

- étant donné que les travaux prévus ne concernent que la route existante déjà intégrée dans son environnement naturel, le projet n'affectera pas les habitats naturels, la faune et la flore. le projet n'a pas d'impact négatif sur des parcs naturels, des réserves de la biosphère ou des zones sensibles ou protégées;
- on ne prévoit aucune dégradation supplémentaire de la qualité du milieu abiotique (air, eaux, sols) durant l'exploitation de la route réhabilitée et réaménagée. le projet n'affecte aucun site archéologique, culturel ou religieux;

### **Milieu humain**

Les impacts négatifs du projet pendant la phase d'exploitation demeurent peu significatifs. Il comportera toutefois des nuisances pour les populations

Riveraines.

- émissions de poussières : les fines seront soulevées par le passage fréquent des véhicules, en particulier les poids lourds, ce qui va affecter les populations les plus rapprochées de la route. cette pollution de l'air par les poussières aura également un impact sur les matériaux les végétaux, les bâtiments et les écosystèmes riverains
- pollution sonore: en phase d'exploitation, la route réhabilitée passe avec une vitesse de référence de 60 km/h. les trafics y seront en constante augmentation. la nuisance sonore sera exacerbée par l'action combinée des véhicules plus nombreux à emprunter cette route et la proximité plus grande des riverains immédiats
- population et vie sociale : la période d'adaptation au fonctionnement de la route réhabilitée affectera certains usages liés à la circulation piétonne et cycliste. les populations riveraines seront exposées aux risques des accidents de la circulation liés à la fluidité et à l'accroissement du trafic.
- activités économiques et habitat: certaines activités commerciales et des services seront difficilement accessibles et partiellement fonctionnels pendant la phase d'exploitation de la nouvelle route. ce sont particulièrement celles qui utilisaient l'emprise du projet pour le stationnement de leur clientèle ou de leurs fournisseurs. les propriétaires des constructions ou gérants d'activités qui seront désormais situées en bordure de la nouvelle route, ne bénéficieront plus des mêmes facilités de stationnement qu'ils avaient auparavant du fait des aménagements.

### **10. 5. 3.1 Les risques liés au projet**

De par leur nature, les travaux à organiser ne provoqueront que des nuisances temporaires et peu importantes :

- les risques d'accidents lors du transport des matériaux et aux déviations de la circulation,
- des risques de pollution des rivières existeront suite à des déversements accidentels d'huiles usagées et de carburants ou du ruissellement sur les matériaux stockés,
- les dépôts de carburants éventuels présentent quelques risques de pollution des sols, et des eaux suite à des déversements accidentels d'huiles, de carburants ou de lubrifiants ainsi que des risques d'incendies.

## **10. 6 Les impacts positifs**

### **10. 6. 1 En phase de chantier**

#### **10. 6. 1. 1 Développement des activités socio-économiques**

- Le projet à cette phase, suscitera le développement des activités liées au fonctionnement du chantier de construction, comme celles de restauration et de services. Le personnel de chantier va accroître la demande en logement de moyen et haut standing. Il en est de même pour les logements économiques et précaires souvent sollicités par les ouvriers et manœuvres venant de divers horizons. Aussi, le revenu locatif des propriétaires de logements pourra augmenter. La demande en équipement pourrait inciter les propriétaires des maisons à améliorer l'état de leurs constructions ; ce qui aura un impact positif sur le cadre de vie.
- Durant les travaux, la population va connaître un accroissement, aussi bien par la présence du personnel de l'entreprise que celle de personnes venues exercer des activités commerciales. Cela constitue un apport humain plus ou moins significatif qui affectera positivement l'équilibre social si des dispositions sont prises pour faciliter leur intégration.

#### **10. 6. 1. 2 La création d'emplois temporaires**

Le projet va créer des emplois à plusieurs niveaux dont le nombre et les qualifications seront fixés par les entreprises et leurs sous-traitants. Ce sont principalement :

- directement, les contractuels, la main d'œuvre et les emplois temporaires non qualifiés. les populations environnantes constituent naturellement un bassin de main d'œuvre pour cela ainsi que pour le gardiennage, la surveillance des dispositifs liés à la circulation en alternance et parfois l'exécution manuelle de terrassement, indirectement, l'installation de petits commerces à proximité des chantiers pour la vente de nourritures et de biens de consommation divers.
- En majorité des nationaux au nombre desquels on peut citer :
- le personnel clé des entreprises titulaires du marché des travaux : directeurs de projet (ingénieur), conducteurs des travaux (ingénieurs), chefs d'équipes (techniciens supérieurs), topographes (techniciens supérieurs) ;
- le personnel de consultants chargés du contrôle et de la surveillance des travaux chefs de mission (ingénieurs expatriés ou nationaux), surveillants de travaux (ingénieurs), topographes (techniciens supérieurs) et du personnel de laboratoire ;
- le personnel des sous-traitants : exploitants de carrières et d'emprunts, fabricants de bétons, fabricants d'enrobés bitumineux.
- Le flux temporaire de travailleurs vers la zone des travaux entraînera l'augmentation de la consommation de plusieurs produits de base tels que le carburant, des vivres, etc. Cette situation entraînera l'augmentation des chiffres d'affaires des gérants d'activités

### 10. 6. 2 En phase d'exploitation

Les impacts bénéfiques de la route pour le milieu physique seront tous liés aux aménagements financés par le Projet et à la mise en place d'un système de maintenance pour pérenniser l'infrastructure routière :

- la mise en place des nouveaux ouvrages de franchissement contribuera à un assainissement du réseau hydrique ;
- la construction des exutoires et des canaux de drainage des eaux de ruissellement, le renforcement des accotements et des rives et la stabilisation des talus réduiront les phénomènes d'éboulement et de perte des terres ;
- l'entretien permanent permettra une forte réduction des risques de dégradation. les impacts bénéfiques de la route sur le milieu biologique seront tous liés

- L'accélération des déplacements qui rendra plus rapide l'accès aux infrastructures de santé, d'éducation,
- La revalorisation des prix offerts aux producteurs suite à la baisse des coûts de transport liée à la meilleure préservation de l'état mécanique des véhicules de transport,
- la réduction des risques de mévente, l'élimination presque complète des pertes et avaries de récoltes dont l'une des conséquences va être l'amélioration des revenus des producteurs
- l'amélioration des conditions du déploiement des personnels administratifs (enseignants, personnel médical) vers les communes concernées se traduisant par une amélioration de la qualité des services offerts aux populations en matière de scolarisation et de soins de santé, de renforcement des capacités organisationnelles. Le projet constituera ainsi un levier stratégique pour l'amélioration des conditions de vie des populations, et pour la réduction de la pauvreté au niveau des ménages démunis

## 10. 7 Programme de bonification et mesures d'atténuation

### 10. 7. 1 Phase de préparation de chantier

Il est recommandé que l'entreprise responsable des travaux recrute pour son compte un responsable environnemental et social durant les travaux. Elle devra par ailleurs, en début des travaux fournir un plan de protection de l'environnement du site (PPES) et un plan d'assurance qualité environnementale (PAQE) pour la gestion globale du chantier. Le PPES et le PAQE devront indiquer :

- les méthodes de travail intégrant l'acheminement des matériaux, au regard de la réduction des nuisances à l'environnement humain (sécurité, bruits trafic routier, risques d'accidents) ;
- Des moyens mis en œuvre pour limiter les effets sur l'environnement naturel et prévenir les dégradations accidentelles. Et pour les emprunts et carrières chaque site devra, conformément au code minier, faire l'objet d'une note d'évaluation environnementale, accompagner d'un plan de remise en état du site, à soumettre au maître d'ouvrage et au ministère en charge de l'environnement pour avis de conformité. Afin de s'assurer de la prise en compte de l'environnement le plus en amont possible dans les procédures de consultation, les cahiers des charges destinés

aux entreprises intégreront, au niveau du cahier des clauses techniques particulières, les exigences environnementales et les objectifs à atteindre.

### **10. 7. 2 Mesures d'atténuation durant la phase des travaux**

- la plantation des arbres, des espèces ont été proposées mais le choix définitif se fera de concert avec les populations des localités concernées et les associations spécialisées en charge de la plantation.
- la réalisation de forages pour accroître la disponibilité des ressources en eau et un suivi de la qualité des dites ressources. Cette mesure permet de réduire la pression sur les ressources en eau superficielles et les potentiels conflits entre usagers. A la fin des travaux, ces forages seront cédés aux populations qui les utiliseront à travers les comités locaux des usagers de l'eau.
- la sensibilisation des populations et du personnel des entreprises à la protection contre les IST et le VIH/sida, la sécurité routière et la protection de l'environnement. des aménagements connexes et mesures de bonification sont également prévus dans le cadre du projet.
- l'arrosage régulier de la chaussée, des zones de terrassement et des rampes de carrières proches des habitations, en cas d'émissions de poussières excessives;
- la signalisation adéquate des zones de travaux
- l'identification et le remplacement préalable des installations (réseaux, robinets publics, bornes fontaines, générateurs) susceptibles de subir des dommages ;
- la sensibilisation des travailleurs au respect de la réglementation sur les ressources forestières et halieutiques et sur la faune ;
- les contrôles sanitaires périodiques du personnel et sa dotation en équipement de sécurité (casques, gants, chaussures, masques anti-bruit pour les conducteurs d'engins;
- l'incitation à favoriser l'embauche locale lors des travaux et la sous-traitance aux entreprises locales (extraction de sable, petits ouvrages) ;
- le maintien permanent du bon écoulement des eaux de ruissellement, pour éviter l'inondation des habitats en traversée des agglomérations.

## CHAPITRE XII : PLANNING ET DEVIS ESTIMATIF DES TRAVAUX

### 11.1 Planning des travaux

#### 11.1.1 Planning prévisionnel du projet

La planification des travaux consiste à préparer un chantier en tenant compte des données fixes et variable et à trouver une succession logique d'activités qui doit rendre la réalisation du projet la plus efficace possible.

Le planning nous permet :

- Coordonner l'ensemble des activités de l'organisation pour atteindre l'objectif visé
- Affecter les ressources nécessaires à la réalisation des tâches
- Suivre et communiquer l'avancement du projet

#### 11.1.2 Organisation et procédure à mettre en place

Ce présent projet pourra s'effectuer pour une période de 6 lots pour l'ensemble des activités réparties sur six lots pour différents Corps. Et le projet dure huit (08) mois.

- Lot 1 : Installation de chantier
- Lot 2 Etude géotechnique
- Lot 3 Ouvrage de franchissement
- Lot 4 Travaux de terrassement et chaussées
- Lot 5 Aménagement et signalisation
- Lot 6 Travaux de finition et repli des matériaux

**Tableau 34 :Planning prévisionnel du projet**

Planning prévisionnel									
N°	Désignation	mois 1	mois 2	mois 3	mois 4	mois 5	mois 6	mois 7	mois 8
Lot 1	INSTALLATIONS DE CHANTIER								
Lot 2	ETUDES GEOTECHNIQUES								
Lot 3	OUVRAGES DE FRANCHISSEMENT: DALOTS								
Lot 4	TRAVAUX DE TERASSEMENT ET DE CHAUSSEE								
Lot 5	AMENAGEMENT ET SIGNALISATION								
Lot 6	TRAVAUX DE FINITION ET REPLI DES MATERIAUX								

## 11. 2 Devis estimatif des travaux

Le devis estimatif permet de déterminer la valeur prévisionnelle des travaux, ici il est donné par poste .Le détail des prix unitaires des travaux est en annexe du support.

De manière très générale, nous pouvons estimer les ressources humaines (voir le tableau ci-dessous)

Ainsi, nous pouvons estimer le coût de notre projet, en récapitulant les différents montants obtenus, y compris celui du devis quantitatif.

**Tableau 35 : Récapitulatif du cout du projet**

<b>DESIGNATION</b>	<b>Montant (FCFA)</b>
<b>Devis quantitatif et estimatif</b>	<b>1 868 719 673</b>
<b>TOTAL HTVA</b>	<b>1 868 719 673</b>
<b>TOTAL TTC (au taux de 18%)</b>	<b>336369541,1</b>
<b>Divers et imprévus au taux de 5%</b>	<b>93435983,65</b>
<b>COUT REEL du Projet</b>	<b>2 301 964 848</b>

Ainsi, ce projet peut être estimé à **2 301 964 848 FCFA**

## CONCLUSION

A travers l'ensemble des phases qui nous ont permis d'établir ce projet qui n'est qu'une expérience primaire par rapport à nos connaissances, mais qui nous a permis d'avoir une certaines visions claires et intéressantes dans le domaine des travaux publics.

Ce projet a effectué dans le cadre des travaux de construction et de bitumage des routes RN15 et RR05. Dans notre démarche d'étude nous avons pris en compte les Etudes Environnementales et Sociales, respecter les contraintes et les normes existantes qui ne peuvent être négligées, nous avons pris en considération le confort, la sécurité des usagers ainsi que l'économie.

Des propositions techniques ont été faites sur RR05 en faisant une amélioration des sols, les infrastructures d'assainissement de la route, la signalisation routière et éclairage, l'aménagement des amorces et du carrefour, et une estimation du cout qui s'élevé à

**2 301 964 848 FCFA FCFA**

Aux termes de cette étude nous faisons des recommandations qui sont nécessaires.

- Mise en place d'une structure chargée de la prévention et de l'entretien des voies urbaines
- Une suivie régulière et rigoureux des mesures environnementales.

La réalisation de ce projet routier aura un effet de levier sur l'économie dans sa zone d'influence .Elle nous a permis de tirer profit de l'expérience des personnes du domaines et d'autres part d'apprendre une méthode à suivre pour élaborer un projet de travaux publics.

## BIBLIOGRAPHIE

- Fascicule 61 Titre II
- Cours de Béton armé :du Dr MESAN Adamah (Professeur à 2ie)
- Cours Géotechnique Routière du Dr Ismaila GUEYE (Professeur à 2ie)
- Règles de calcul du BEAL 91 modifié 99
- Guide Pratique de dimensionnement des chaussées pour les pays Tropicaux (CEBTP)
- 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 sahélienne et tropicale sèche, 1996.
- ICTAVRU (Instruction sur les conditions techniques d'Aménagement des Voies Rapides Urbaines, (CERTU°
- Nguyen VAN TUU, Bernard LEMOINE, Jacques POUPLARD, 1981. Hydraulique Routière ; Ministère de la Coopération et du Développement de la République Français : [BCEOM, 1981],

## LOGICIEL

- AUTOCAD 2011 : Logiciel de dessin assisté par ordinateur
- Alize LCPC : Logiciel de dimensionnement des chaussées
- CYPE Ingenierous : logiciel de dimensionnement de structure
- Covadis 10.1 : Logiciel de conception de chaussée
- Microsoft Excel
- Global Mapper [En ligne].-Logiciel cartographique

## SITES INTERNET

- Internet SETRA [En ligne]. - 23 Mars 2011. - <http://www.setra.equipement.gouv.fr/>.
- Techniques de l'Ingénieur - Ressources documentaire pour les Ingénieurs - Documentation technique [En ligne]. - 02 Avril 2011. - <http://www.techniques-ingenieur.fr/>.
- Google earth, [En ligne]. - Décembre 2014.-Image satellitaire de Juin 2014

# ANNEXE



**Figure 6 :La route existante avant le projet**



**Figure 7 : Ouvrage existante**

## **ANNEXE 1 : ETUDE DE TRAFIC ET DIMENSIONNEMENT DE LA CHAUSSEE**

- annexe 1.1 Calcul du cumul de poids lourds
- annexe 1.2 Trafic cumulé équivalent
- annexe 1.3 Vérification et choix de la variante à réaliser
- annexe 1.4 Déformation admissible

## **ANNEXE 2 : ETUDE HYDRAULIQUE ET HYDROLOGIQUE**

- annexe 3.1 Etude hydrologie
  - Pluie annuelle
  - Pluie journalière
- annexe 3.2 Etude hydraulique
  - Dimensionnement hydraulique des dalots
  - Dimensionnement hydraulique des caniveaux

## **ANNEXE 3 : CALCUL STRUCTURAL DES OUVRAGES**

- annexe 4.1 Dimensionnement des dalots en béton arme
- annexe 4.1 Dimensionnement des caniveaux en béton arme
- annexe 4. 3 Plan ferrailage des dalots multiples

## **ANNEXE 4 : AMENAGEMENT**

- annexe 5.1 Plans d'aménagement des amorces
- annexe 5.2 Plans d'aménagement du carrefour
- annexe 5.3 Plans d'aménagement des aires d'arrêt d'urgence
- annexe 5. 4 Plans d'aménagement d'une intersection en Té

## **ANNEXE 5 : CONCEPTION GEOMETRIE**

- annexe 2.1 tracé en plan
- annexe 2.2 Tracé en long
- annexe 2.3 Quelques profils en travers type

## **ANNEXE 1 : ETUDE DE TRAFIC ET DIMENSIONNEMENT DES CHAUSSEES**

## Annexe 1.1 Calcul du cumul des poids lourds RN15

Pour l'estimation du trafic de dimensionnement il est considéré les données de comptage de l'année 2012 comme l'année zéro.

Considérant une progression géométrique du trafic avec un taux d'accroissement  $i = 5\%$ , à l'année  $n$ , on aura :

$$T_{2017} = (1 + i)^{n'} * T_{2012}$$

$T_{2017}$  : Trafic a l'année de mise en service

$T_{2012}$  : Trafic a l'année de campagne

$i$  : taux d'accroissement du trafic

$n'$  : différence d'année à partir de l'année du comptage et de l'année de mise en service

AN :

$$T_{2017} = (1 + 0,05)^5 * 178 = 227,2 \text{ PL /j}$$

Cette valeur considère les trafics dans les deux voies de circulation, nous allons diviser cette valeur par 2 pour avoir une voie de circulation

$$T_{2017} = \frac{227}{2} = 135 \text{ PL/J/voie}$$

### ❖ Nombre cumulé de poids lourds de RN15

$$N_{PL} = 365 * n * T_{2017} \left[ 1 + \frac{i * (n-1)}{2} \right] * r \text{ Avec } r = 1$$

$N_{PL}$  : Nombre de poids lourds pendant la durée de vie de la route

$n$  : durée de vie

$i$  : taux d'accroissement

$T_{2017}$  : Trafic de l'année de mise en service

$$N_{PL} = 365 * 15 * 135 \left[ 1 + \frac{0,05 * (15-1)}{2} \right] * 1 = 1,02 \times 10^6 \text{ PL}$$

### ❖ Coefficient d'Agressivité Moyen des poids lourds

$$CAM = K * \left( \frac{P_i}{P_0} \right)^a$$

Avec  $P_i = 13$  tonnes,  $P_0 = 11.5$  tonnes,  $K = 0.75$  et  $a = 5$

$$AN : CAM = 0.75 * \left(\frac{13}{11.5}\right)^5$$

$$CAM=1,4$$

### Annexe 1.2 Trafic cumulé équivalent de RN15

Le trafic cumulé équivalent est donné par la formule :  $N_E = CAM * N_{PL}$

$$N_E = 1.4 * 1,02 \times 10^6$$

$$N_E = 1,4 * 10^6$$

### Annexe 1.3 Vérification et choix de la variante

Conformément au *CEBTP*, les modules de Young retenus pour les différents matériaux des variantes retenues sont les suivants :

- Plate-forme S3, E = 75 MPa
- Couche de fondation : graveleux latéritique naturel, E = 300 MPa
- Couche de fondation : grave naturelle O/D, E = 400 MPa
- Couche de fondation : concassés O/d, E = 400 MPa
- Couche de base : graveleux latéritique naturel, E = 300 MPa
- Couche de base : concassés O/d, E = 400 MPa

Le coefficient de Poisson est pris égal à 0.35 pour tous les matériaux.

#### Contrainte admissible

La contrainte admissible de compression au niveau supérieur de la plate-forme est donnée par la formule semi-empirique de Kerkhoven et Dormon.

$$\sigma_{zad} = \frac{0,3CBR}{1+0,7\log N} \quad \text{Où } N \text{ désigne le trafic cumulé des PL}$$

$$\underline{AN} : \sigma_{zadm} = \frac{0,3*13}{1+0,7*\log 1,4*10^6} \Rightarrow \sigma_{zad} = 0,73 \text{ Mpa}$$

#### Les vérifications à faire

Les vérifications à effectuer à ce stade de calcul concernent les critères de ruptures que sont

- La déformation verticale  $sz$  à la surface du sol support doit être inférieure à la déformation admissible  $sz,adm$  :  $ez < sz,adm$  ;
- La contrainte verticale  $cz$  à la surface du sol support doit être inférieure à la contrainte admissible  $oz,adm$  :  $cz < oz,adm$ .

#### Annexe 1.4 Déformation admissible de RN15

La déformation verticale admissible à la surface de la surface de la plate-forme est définie par la formule :  $\varepsilon_{zadm} = a * N^b$

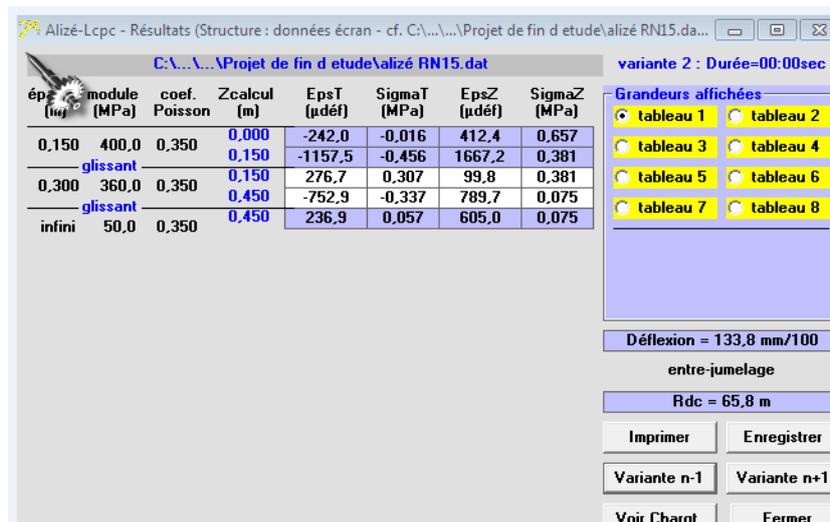
Avec  $a = 16000$  et  $b = -0,222$

AN :

$$\varepsilon_{zadm} = 16000 * (1,4 \cdot 10^6)^{-0,222} \Rightarrow \varepsilon_{zadm} = 691,32 \mu\text{déf}$$

#### Calcul de la déformation verticale admissible par Alizé

Résultats des calculs variante1



épais (m)	module (MPa)	coef. Poisson	Zcalcul (m)	EpsT (μdéf)	SigmaT (MPa)	EpsZ (μdéf)	SigmaZ (MPa)
0,150	400,0	0,350	0,000	-242,0	-0,016	412,4	0,657
	glissant		0,150	-1157,5	-0,456	1667,2	0,381
0,300	360,0	0,350	0,150	276,7	0,307	99,8	0,381
	glissant		0,450	-752,9	-0,337	789,7	0,075
infini	50,0	0,350	0,450	236,9	0,057	605,0	0,075

variante 2 : Durée=00:00sec

Grandeurs affichées

- tableau 1
- tableau 2
- tableau 3
- tableau 4
- tableau 5
- tableau 6
- tableau 7
- tableau 8

Déflexion = 133,8 mm/100  
entre-jumelage

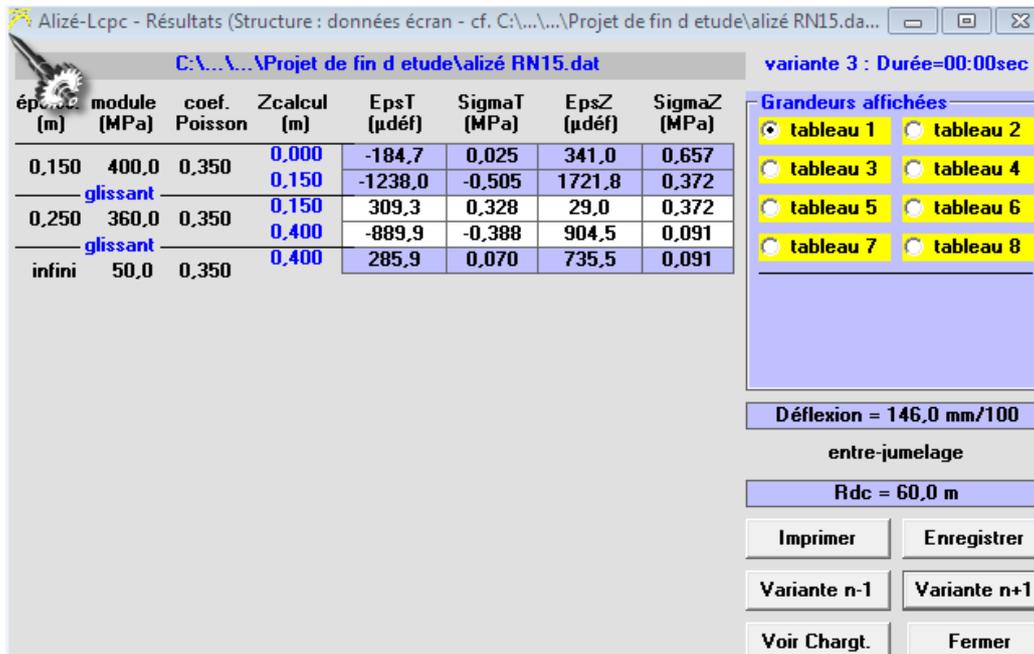
Rdc = 65,8 m

Imprimer Enregistrer

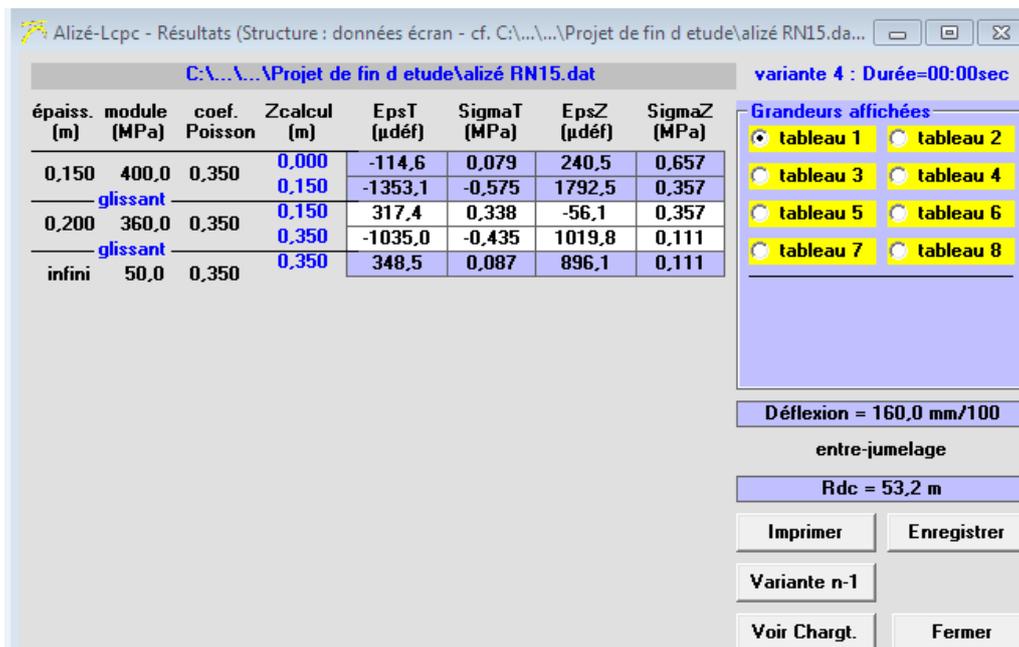
Variante n-1 Variante n+1

Voir Chargt. Fermer

Résultats des calculs variante2



### Résultats des calculs variante3



**Tableau 36 : Récapitulatif des résultats d'Alizé de RN15**

N° Variante	Déformation $\varepsilon_z$ ( $\mu\text{déf}$ )	Contrainte $\sigma$ (MPa)
<b>1</b>	<b>605,0</b>	<b>0,075</b>
2	735,5	0,091
3	896,1	0,111

Dans les trois variantes, on voit que 3 variantes sont inférieure à la déformation admissible, de on retient par rapport au condition économique on retient la variante 1 par rapport

#### Calcul du cumul des poids lourds RR05

$$T_{2017} = (1 + 0,05)^5 * 32 = 41 \text{ PL /j}$$

Cette valeur considère les trafics dans les deux voies de circulation, nous allons diviser cette valeur par 2 pour avoir une voie de circulation

$$T_{2017} = \frac{41}{2} = 21 \text{ PL/J/voie}$$

#### ❖ Nombre cumulé de poids lourds de RR05

$$N_{PL} = 365 * n * T_{2017} \left[ 1 + \frac{i * (n-1)}{2} \right] * r \quad \text{Avec } r = 1$$

$N_{PL}$  : Nombre de poids lourds pendant la durée de vie de la route

n : durée de vie

i : taux d'accroissement

$T_{2017}$  : Trafic de l'année de mise en service

$$N_{PL} = 365 * 15 * 21 \left[ 1 + \frac{0.05 * (15-1)}{2} \right] * 1 = 0,1 \times 10^6 PL$$

### ❖ Coefficient d'Agressivité Moyen des poids lourds

$$CAM = K * \left( \frac{P_i}{P_0} \right)^a$$

Avec  $P_i = 13$  tonnes,  $P_0 = 11.5$  tonnes,  $K = 0.75$  et  $a = 5$

$$AN : CAM = 0.75 * \left( \frac{13}{11.5} \right)^5$$

$$CAM = 1,4$$

### **Annexe 1.2 Trafic cumulé équivalent de RR05**

Le trafic cumulé équivalent est donné par la formule :  $N_E = CAM * N_{PL}$

$$N_E = 1.4 * 0,1 \times 10^6$$

$$N_E = 0,14 * 10^6$$

### Contrainte admissible

La contrainte admissible de compression au niveau supérieur de la plate-forme est donnée par la formule semi-empirique de Kerkhoven et Dormon.

$$\sigma_{zad} = \frac{0,3CBR}{1+0,7\log N} \quad \text{Où } N \text{ désigne le trafic cumulé des PL}$$

$$AN : \sigma_{zadm} = \frac{0,3 * 9}{1+0,7 * \log 0.14 * 10^6} \Rightarrow \sigma_{zad} = 0,58 \text{ Mpa}$$

### Les vérifications à faire

Les vérifications à effectuer à ce stade de calcul concernent les critères de ruptures que sont

- La déformation verticale  $s_z$  à la surface du sol support doit être inférieure à la

déformation admissible **sz,adm** :  $\epsilon_z < \mathbf{sz,adm}$  ;

- La contrainte verticale **cz** à la surface du sol support doit être inférieure à la contrainte admissible **oz,adm** :  $\mathbf{cz} < \mathbf{oz,adm}$ .

### Annexe 1.4 Déformation admissible de RN15

La déformation verticale admissible à la surface de la surface de la plate-forme est définie par la formule :  $\epsilon_{zadm} = a * N^b$

Avec a = 16000 et b = -0,222

AN :

$$\epsilon_{zadm} = 16000 * (0,14.10^6)^{-0,222} \Rightarrow \epsilon_{zadm} = 1152 \mu\text{déf}$$

### Calcul de la déformation verticale admissible par Alizé

#### Variante 1

The screenshot shows the Alizé-Lcpc software interface. The left window is titled 'Alizé-Lcpc - Définition d'une Structure (Fichier/nouveau)' and displays a table for 'Structure de base' with columns for thickness (m), modulus (MPa), Poisson's ratio, and material type. The right window is titled 'Alizé-Lcpc - Résultats (Structure : données écran, Charge de référence)' and shows a table of calculation results for three layers. A small dialog box is open, showing a list of calculated values for EpsZ.

épais. (m)	module (MPa)	coef. Poisson	Zcalcul (m)	EpsT (μdéf)	SigmaT (MPa)	EpsZ (μdéf)	SigmaZ (MPa)	
0,15	400,0	0,35	0,000	-184,7	0,025	341,0	0,657	
				glissant	-1238,0	-0,505	1721,8	0,372
0,25	360,0	0,350	0,150	309,3	0,328	29,0	0,372	
				glissant	-889,9	-0,388	904,5	0,091
infini	50,0	0,350	0,400	285,9	0,070	735,5	0,091	

Alizé-Lcpc ...

- 1-EpsZ= 487,9
- 2-EpsZ= 487,9
- 3-EpsZ= 487,9

effacer=dble click  
Pour imprimer les données des calculs de valeurs admissibles à la suite des résultats des calculs mécaniques: cocher les cases correspondantes dans la liste ci-dessus.

variante 1 : Durée=00:00sec

Grandeurs affichées

- tableau 1
- tableau 2
- tableau 3
- tableau 4
- tableau 5
- tableau 6
- tableau 7
- tableau 8

Déflexion = 146,0 mm/100  
entre-jumelage  
Rdc = 60,0 m

Imprimer Enregistrer  
Variante n+1  
Voir Chargt. Fermer

Pour lancer le calcul Alizé avec Structure à l'écran + Charge de référence

#### Variante 2

Tableau 37 : Récapitulatif des résultats d'Alizé RR05

N° Variante	Déformation $\epsilon_z$ ( $\mu\text{def}$ )	Contrainte $\sigma$ (MPa)
1	735,5	0,091
2	735,5	0,091
3	735,5	0,091

Dans les trois variantes, on voit que 3 variantes sont inférieure à la déformation admissible, de on retient par rapport au condition économique on retient la variante 1 par rapport

## ANNEXE 2 : ETUDE HYDRAULIQUE ET HYDROLOGIQUE

### Annexe 2.1 : Etude hydrologie

#### Pluie annuelle

Pour l'analyse des pluies annuelles nous avons procédé par la loi de Gauss. Plusieurs étapes décrivent cette loi.

Les données pluviométriques annuelles utilisées dans cette étude proviennent des observations faites à la station météorologiques de Koupela. Elle a été fournie par la direction nationale concernant la période allant de 1923 à 2002. L'analyse statistique de ces données montre que la zone du projet enregistre une pluviométrie moyenne de 795,76

#### Paramètres descriptive de l'échantillon

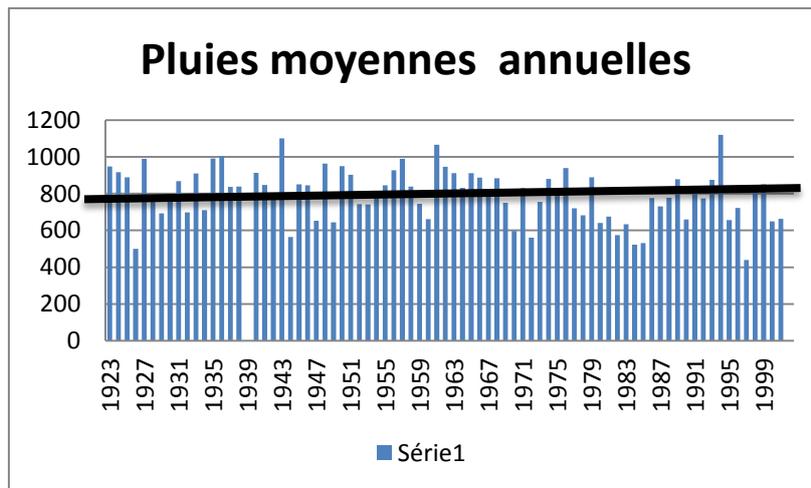
- moyenne arithmétique:  $\bar{x} = \frac{1}{n} \sum x_i$

#### Paramètres de dispersion :

- Valeurs extrêmes :  $Max(x_i)$  ,  $Min(x_i)$
- Variance  $S^2 = \frac{1}{n} \sum (x_i - \bar{x})^2$
- Ecart type S
- Coefficient de variation  $CV = \frac{S}{\bar{x}}$
- Ecart max

**Tableau 38 : Récapitulatif des calculs de pluie annuelle**

Moyenne	795,76
Var	18699,8
Ecart	136,75
CV	0,172
Max	1118,8
Min	439,5
Ecart max	679,3



Pour le tracé de l’histogramme des empiriques nous avons d’abord pris comme taille les valeurs des classes classées, environ 10% de l’écart (Maxi-Min) qui est de : **679,3** ; 10% de l’écart (Maxi-Min) est de **68** et la valeur de la taille des classes retenue est **68** valeur retenue est **679 (la taille des classes)**. On fixe ensuite des classes ( $x_i ; x_{i-1}$ ) et on compte combien de valeurs de l’échantillon se trouvent dans chaque classe (effectifs). Nous précisons qu’à chaque fois que nous comptons les valeurs de l’échantillon nous devons ajouté la taille de classe trouvée à chaque classe  $x_i$  trouvée. Le nombre de classe et le choix des classes restent à l’appréciation de l’intervenant. Enfin nous avons calculé la fréquence empirique qui a pour formule :  $f = \frac{n}{N}$

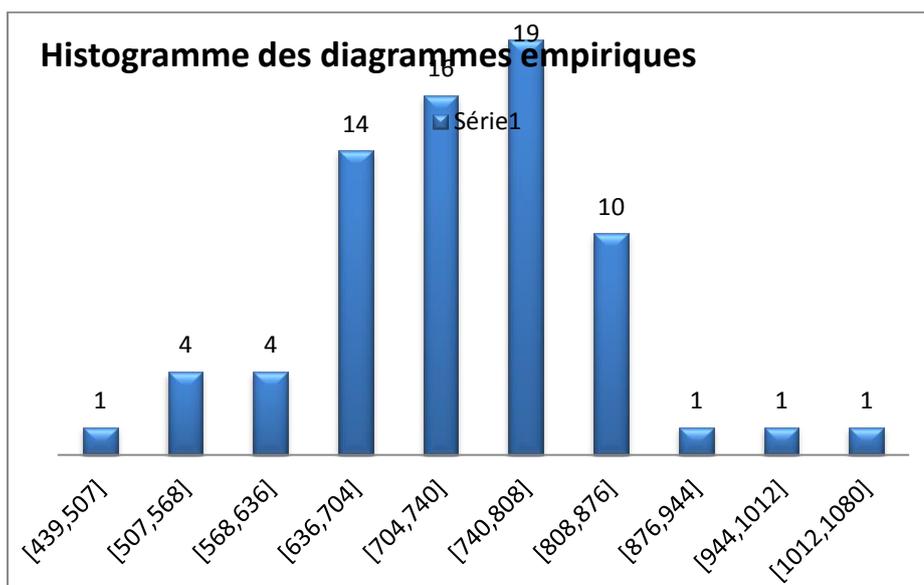


Figure 8 : Histogramme des pluies annuelles

[866 ; 932 [le mode est la valeur centrale de l'une d'elles. Nous convenons donc de prendre **Mo=774 mm** ; Le mode correspond au centre de la classe ayant la fréquence la plus élevée.

- Fréquence expérimentale F(x)

### Formule de HAZEN

$$F = \frac{r-0.5}{n} \quad n : \text{taille de l'échantillon} ; r : \text{rang}$$

La courbe expérimentale est le tracé des valeurs de pluviométrie classée en fonction des variables réduites de Gauss. Certaines valeurs des variables sont données par le tableau suivant ,nous allons faire des interpolations pour obtenir les autres valeurs.

F	0.01	0.025	0.05	0.1	0.15	0.2	0.5	0.8	0.85	0.9	0.95	0.975	0.99
U	2.33	-1.96	-1.64	-1.28	-1.04	-0.84	0.0	0.80	1.04	1.28	1.64	1.96	2.3

- Ajustement graphique de la courbe expérimentale par une droite

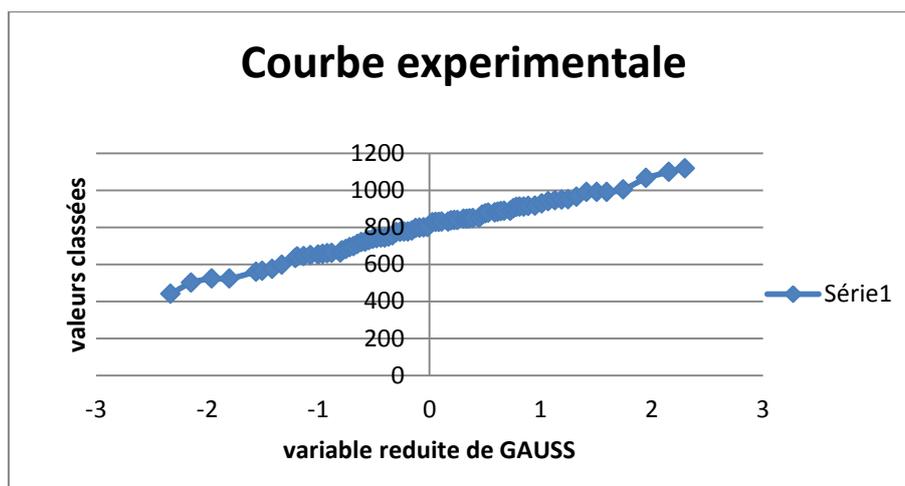


Figure 9 : Courbe expérimentale des pluies annuelles

La médiane est obtenue en faisant la moyenne arithmétique entre les valeurs correspondant à  $n/2$  et  $n+1/2$ .  $n$  étant le rang de l'échantillon ; Médiane **784**

- Ajustement par le calcul et détermination de l'intervalle de confiance

Pour l'ajustement par le calcul nous allons estimer des quantiles. Pour la loi de Gauss les quantiles sont calculés avec la formule suivante :  $x_p = \bar{x} + u_p * s$

Avec  $x_p$  le quantile à la probabilité  $p$ ,  $u_p$  la variable réduite à la probabilité  $p$  ;  $\bar{x}$  la moyenne ;  $s$  : l'écart type.

Pour la détermination de l'intervalle de confiance ces formules sont utilisées :

$$x_p = x_p \mp U_{\frac{1-\alpha}{2}} * \frac{S}{\sqrt{2N}} \sqrt{U_p^2 + 2}$$

Pour  $\alpha = 80\%$   $U_{\frac{1-0.8}{2}} = 1.28$

$$x_p = x_p \mp 1.28 * \frac{S}{\sqrt{2N}} \sqrt{U_p^2 + 2}$$

Notons que l'intervalle de confiance permet d'expliquer l'importance des erreurs d'échantillonnage. Son calcul et son choix découlent de l'étude des distributions d'échantillonnage

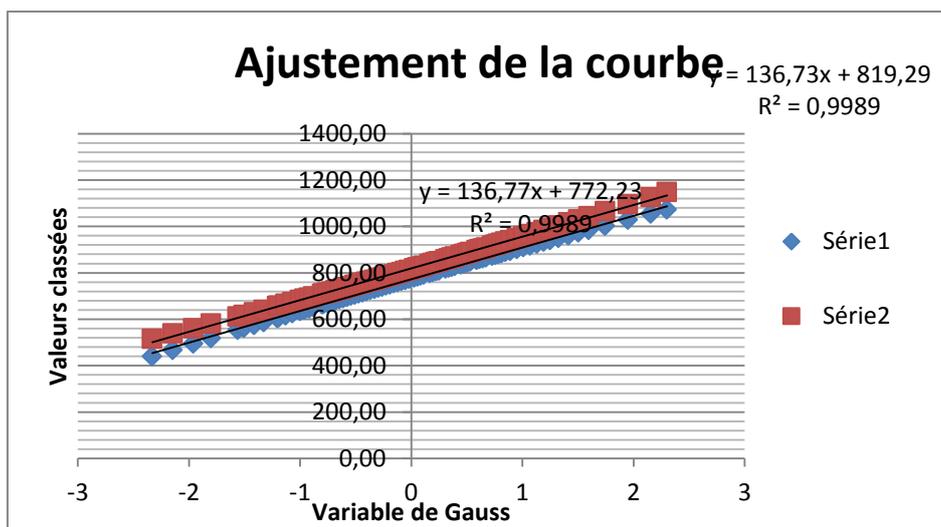


Figure 10 : Courbe d'ajustement de Gauss

### Commentaires :

Après correction de nos données, nous constatons qu'elles sont toutes dans l'intervalle de confiance et suivent une droite d'équation bien définie, dite droite de Henri. Cette droite nous permettra ainsi de calculer directement la pluie décennale recherchée

## 2. 2 Pluies journalières

### Description de l'échantillon

- moyenne arithmétique :  $\bar{x} = \frac{1}{n} \sum x_i$

- paramètres de dispersion :
  - Valeurs extrêmes :  $Max(x_i) , Min(x_i)$
  - Variance :  $S^2 = \frac{1}{n} \sum (x_i - \bar{x})^2$
  - Ecart type : S
  - Coefficient de variation :  $CV = \frac{S}{\bar{x}}$
  - Ecart max

**Tableau 39 : Résultats des calculs des pluies journalières**

Moyenne	61,67mm
Ecart- type	15,48mm
Variance	239,8mm
CV	0,251
Max	101,7mm
Min	41,3mm
Ecart Max	60,4mm
Mode	53mm

Classe	[41;49[	[49;57[	[57;65[	[65;73[	[73;81[	[81;89[	[89;97[	[97;105[
Ni	12	27	6	8	2	3	1	2

**ni =effectif par classe.**

**fi= fréquence relative**

Pour le tracé de l'histogramme des empiriques nous avons d'abord pris comme taille les valeurs des classes classées, environ 10% de l'écart (Maxi-Min) qui est de : **60,4**; et la valeur retenue est **60 (la taille des classes)** 10% de l'écart (Maxi-Min) est de **6** et la valeur de la taille des classes retenue est **6**. On fixe ensuite des classes ( $x_i ; x_{i-1}$ ) et on compte combien de valeurs de l'échantillon se trouvent dans chaque classe (effectifs). Nous précisons qu'à chaque fois que nous comptons les valeurs de l'échantillon nous devons ajouté la taille de classe trouvée à chaque classe  $x_i$  trouvée. Le nombre de classe et le choix des classes restent à l'appréciation de l'intervenant. Enfin nous avons calculé la fréquence empirique qui a pour

formule :  $f = \frac{n}{N}$

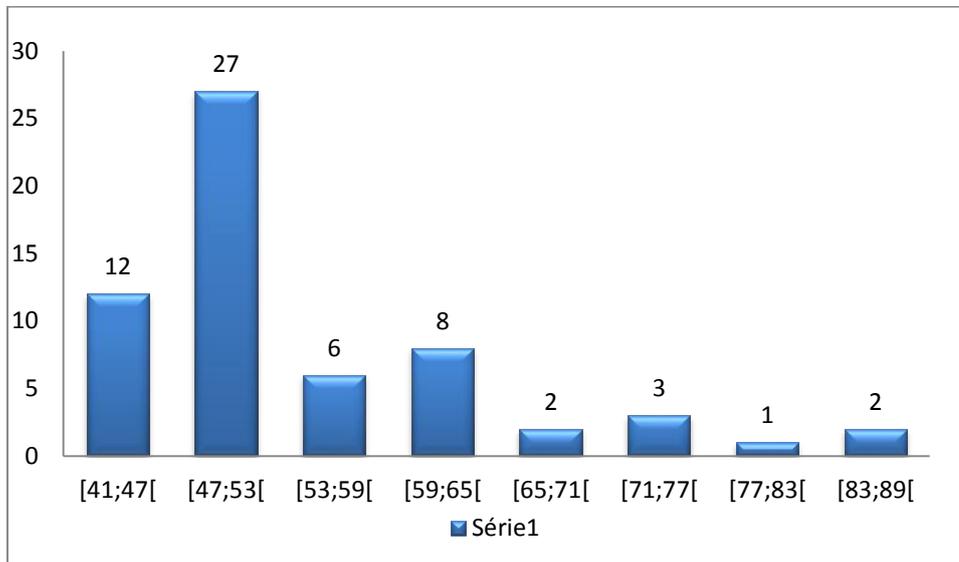


Figure 11 :Histogramme des pluies journalières

[49 ; 57 [ le mode est la valeur centrale de l'une d'elles. Nous convenons donc de prendre **Mo=53 mm** ; Le mode correspond au centre de la classe ayant la fréquence la plus élevée.

- Estimons le mode de l'échantillon

Le mode correspond au centre de la classe ayant la fréquence la plus élevée. Dans ce cas nous estimons le mode à **53**.

✚ Fréquence expérimentale F(x)

**Formule de WEIBULL**

$F = \frac{r}{n+1}$  n : taille de l'échantillon ; r : rang

Tableau 40 : Récapitulatif des fréquences expérimentales

Valeurs classées	rang	F	U
41,3	1	0,03	-1,26
44,1	2	0,06	-1,04
45,7	3	0,09	-0,89
47,2	4	0,12	-0,76
47,5	5	0,15	-0,65

49	6	0,18	-0,55
49,5	7	0,21	-0,46
49,7	8	0,24	-0,37
50,2	9	0,26	-0,28
50,3	10	0,29	-0,20
50,6	11	0,32	-0,12
52,5	12	0,35	-0,04
53	13	0,38	0,04
53,7	14	0,41	0,12
55,4	15	0,44	0,20
55,8	16	0,47	0,28
56	17	0,50	0,37
58,6	18	0,53	0,45
60,2	19	0,56	0,54
60,7	20	0,59	0,63
61,3	21	0,62	0,73
61,8	22	0,65	0,83
65,1	23	0,68	0,94
66,5	24	0,71	1,05
68,8	25	0,74	1,18
72,2	26	0,76	1,32
77,4	27	0,79	1,47
78,8	28	0,82	1,64
80	29	0,85	1,84
89,5	30	0,88	2,08
90,1	31	0,91	2,38
90,8	32	0,94	2,80
101,7	33	0,97	3,51

Ajustement de la loi Gumbel de manière graphique sur l'échantillon de pluies

Détermination des paramètres de la loi de Gumbel ( $X_0$  et  $s$ )

Pour déterminer les paramètres  $X_0$  et  $S$ , il faudra résoudre l'équation  $U_i = \frac{X_i + x_0}{S}$

$X_i$ = (quantité de pluie)	$F(X_i) = \frac{i}{n+1}$	$U_i = Ln(-Ln(F(X_i)))$
$X_1=41,3$	$F(X_i)=0,03$	$U_i = -1,26$
$X_2=101,7$	$F(X_i)=0,97$	$U_i = 3,51$

$$X_0 - 1,26S = 41,3 \quad (1)$$

$$X_0 + 3,51S = 101,7 \quad (2)$$

$$X_0=57,3 \text{ et } S = 12,7$$

L'équation de la droite d'ajustement graphique est de la forme  $X_i = 12,7.U_i + 57,3$  et la pluie décennale  $P_{10}$  est égale à 85,30 mm

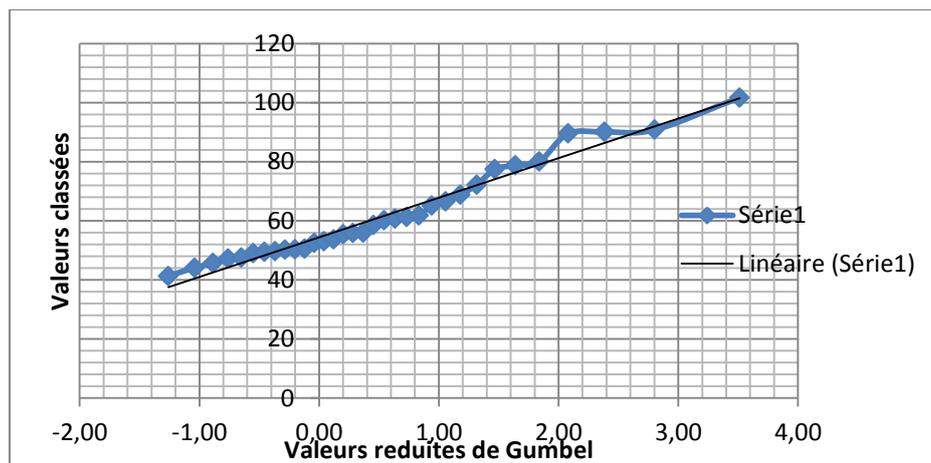


Figure 12 : Courbe expérimentale

✚ Ajustement par le calcul et détermination de l'intervalle de confiance à 80%.

Pour l'ajustement par le calcul nous allons estimer des quantiles. Pour la loi de Gumbel les quantiles sont calculés avec la formule suivante :

$$x_p = x_p \pm K * \frac{\delta}{\sqrt{N}} * \sqrt{1 + 0.8884U_p + 0.668U_p^2}$$

$$\text{Avec } x_p = \frac{u_p}{a} + x_0 ; \frac{1}{a} = 0.780S \quad S=\text{écart type} \quad ; \text{à } 80\% \quad K = 1.28$$

e	a	k	K	A	Borne inf.	Borne sup
45,59	0,97	2,69	1,28	3,35	42,25	48,94
47,65	0,89	2,69	1,28	3,08	44,56	50,73
48,72	0,86	2,69	1,28	2,96	45,76	51,68
49,79	0,84	2,69	1,28	2,91	46,88	52,70
49,72	0,84	2,69	1,28	2,90	46,82	52,61
50,88	0,84	2,69	1,28	2,91	47,96	53,79
51,06	0,86	2,69	1,28	2,95	48,11	54,01
50,96	0,87	2,69	1,28	3,01	47,95	53,97
51,17	0,90	2,69	1,28	3,09	48,08	54,26
50,99	0,92	2,69	1,28	3,18	47,81	54,16
51,01	0,95	2,69	1,28	3,28	47,74	54,29
52,64	0,98	2,69	1,28	3,39	49,25	56,03
52,87	1,02	2,69	1,28	3,51	49,36	56,38
53,29	1,06	2,69	1,28	3,64	49,65	56,94
54,72	1,10	2,69	1,28	3,79	50,93	58,50
54,84	1,14	2,69	1,28	3,94	50,90	58,78
54,75	1,19	2,69	1,28	4,10	50,65	58,86
57,06	1,24	2,69	1,28	4,28	52,78	61,34
58,36	1,29	2,69	1,28	4,47	53,89	62,82
58,54	1,35	2,69	1,28	4,67	53,87	63,21
58,81	1,42	2,69	1,28	4,88	53,93	63,70
58,97	1,48	2,69	1,28	5,12	53,85	64,08
61,90	1,56	2,69	1,28	5,37	56,53	67,27
62,91	1,64	2,69	1,28	5,65	57,26	68,55
64,78	1,73	2,69	1,28	5,95	58,83	70,73
67,72	1,82	2,69	1,28	6,29	61,43	74,01
72,40	1,93	2,69	1,28	6,67	65,73	79,07
73,22	2,06	2,69	1,28	7,11	66,11	80,33
73,74	2,21	2,69	1,28	7,63	66,11	81,37
82,42	2,39	2,69	1,28	8,26	74,17	90,68

81,99	2,63	2,69	1,28	9,06	72,92	91,05
81,25	2,96	2,69	1,28	10,20	71,06	91,45
89,74	3,52	2,69	1,28	12,12	77,62	101,87

### Calcul des coefficients de ruissellement Kr10

$$K_{r70} \text{ ou } K_{r100} = \frac{a}{\delta+b} + c$$

Les coefficients a,b,c sont déterminés en fonction de la classe d'infiltrabilité ,et l'indice global des pentes des bassins versants.

Ig=8 ; classes RI ; S=0.1km<sup>2</sup>

#### ○ Calcul de Kr70

Pour Ig= 15 ;a=250 ;b=20 et c=21.7

$$K_{r70\ 1} = \frac{250}{0.1+20} + 21.7 = 24,9\%$$

Pour Ig= 7 ;a=200 ;b=20 et c=18.5

$$K_{r70\ 2} = \frac{200}{0.1+20} + 18.5 = 28.45\%$$

Pour Ig= 3;a=150 ;b=20 et c=15

$$K_{r70\ 2} = \frac{200}{0.1+20} + 15 = 34,14\%$$

Par interpolation linéaire entre  $K_{r70\ 1}$  et  $K_{r70\ 2}$  on a :

$$K_{r70} = 29,1\%$$

#### ○ Calcul de Kr100

Pour Ig= 7 a=240 b=30 et c=22

$$K_{r100\ 1} = \frac{240}{0.1 + 30} + 22 = 30\%$$

Pour Ig= 15 ; a=325 ; b=30 et c=26

$$K_{r100\ 2} = \frac{325}{0.1 + 30} + 26 = 36,8\%$$

Pour  $I_g = 3$  ;  $a=200$  ;  $b=30$  et  $c=17$

$$K_{r100\ 2} = \frac{200}{0.1 + 30} + 17 = 23,6\%$$

Par interpolation linéaire entre  $K_{r100\ 1}$  et  $K_{r100\ 2}$  on a :

$$K_{r100} = 30,7\%$$

En interpolant entre  $K_{r70}$  et  $K_{r100}$  on obtiendra  $K_{r10}$  :

$$K_{r10} = 69\%$$

### Calcul des temps de base

Le temps de base est donné par la formule :

$$T_b = a * S^{0.36} + b$$

Le coefficient a et b varient en fonction de l'indice global de pente  $I_g$

$$S=0.1\text{km}^2 \text{ et } I_g=8\%$$

$$I_g=10, a=95 \text{ et } b=80. \quad \text{On a : } T_{b\ 1} = 120,71\text{mn}$$

$$I_g=15, a=75 \text{ et } b=55. \quad \text{On a } T_{b\ 2} = 87,14\text{mn}$$

$$I_g=7, a=163 \text{ et } b=142. \quad \text{On a } T_{b\ 3} = 211,85\text{mn}$$

$$I_g=3, a=325 \text{ et } b=315. \quad \text{On a } T_{b\ 4} = 454,27\text{mn}$$

Par interpolation linéaire on a :

$$T_b = 134,85\text{mn}$$

### Annexe I.2 : Etude hydraulique

#### - Dimensionnement hydraulique des dalots

##### Etape 1 :

Calcul de débit à évacuer

Considérons un débit de  $7,75 \text{ m}^3/\text{s}$  pour une superficie  $0,40 \text{ km}^2$  du bassin versant

##### Etape 2 :

Calcul de la profondeur H

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

Fixons la hauteur à 1,75 m

Le nombre de cellule est 3

Déterminons la base B

$$B = \frac{Q}{V * D} = \frac{7,75}{3 * 1,75} = 2,5m$$

$$\text{Déterminons le débit unitaire } q = \frac{Q}{N} = \frac{7,75}{3} = 2,6 \text{ m}^3/\text{s}$$

Déterminons  $Q_1^*$

$$Q_1^* = \frac{q}{A * (\sqrt{2 * g * D})} = \frac{2,6}{2,5 * 1,75 * \sqrt{2 * 9,81 * 1,75}} = 0,10$$

Nous allons lire à la courbe 77 de sortie libre section rectangulaire d ou  $H^* = 0,55$

$H = 0,55 * 1,5 = 0,96m < 1,75m$  le calcul de dalot respecte les dimensionnements donc nous allons garder les valeurs fixés

### Etape 3 :

Calcul de la pente de pente critique

$$Q_2^* = \frac{q}{\sqrt{g * B^5}} = \frac{2,6}{\sqrt{9,81 * 1,75^5}} = 0,08 \Rightarrow I_c^* = 2,65 \text{ courbe de la figure 82 du document hydraulique générale}$$

$$I_c^* = \frac{I_c}{\frac{g}{K^2 * B^3}} \Rightarrow I_c = \frac{g * I_c^*}{K^2 * B^3} = \frac{9,81 * 2,70}{67^2 * 2^3} = 0,4\%$$

Nous allons aussi vérifié par le calcul de la vitesse

$$Q_3^* = \frac{q}{\frac{1}{I^2 * B^3} * K} = \frac{8,53}{0,005^2 * 1,75^3 * 67} = 0,05$$

### Etape 4 :

Calcul de la vitesse dans l'ouvrage

Vérification de la condition de vitesse

Nous allons lire  $V^*$  dans la courbe de la figure 84 du livre hydraulique d ou  $V^* = 0,37$

$$V^* = \frac{V}{\frac{1}{I^2 * B^3 * k}} = 0,37 \Rightarrow V = I^{\frac{1}{2}} * B^{\frac{2}{3}} * k * V^* = 3 \text{ m}^3 / \text{s}$$

## Etape 5

La vitesse est acceptable, donc on retiendra un dalot de section **3x1, 75x2, 5**

A l'issu de cette démarche de calcul de dimensionnement des dalots exposé ci-dessus, les résultats sont résumés dans différents tableaux pour les restes des dalots

Dans le souci de réduire les risques liés à l'érosion, la vitesse d'écoulement maximale est limitée à 3 m/s. La détermination de la vitesse doit être inférieure ou égale à la vitesse limitée d'ouvrage. IL doit de respecter cette condition, connaissant le débit transitant sous l'ouvrage. Dans le cas contraire nous allons augmenter le nombre de cellules de l'ouvrage.

**Il s'agit donc d'un dalot 3x1, 75x2,5 avec une vitesse d'écoulement des eaux égale à la vitesse fixée.**

**Tableau 41 : Hydraulique du dalot 7**

Paramètres de calcul	Valeurs saisies
Débit du projet	7,75
Hauteur du dalot	1,75
Nombre des ouvertures	3
Vitesse maximales	2,5
Largeur des ouvertures	2,5
Section A	4,38
Débit unitaire q	2,6
Vitesse V	0,59
Variable adimensionnelle $Q_1^*$	0,10
Variable adimensionnelle $H^*$	0,55
Hauteur d'eau $H_1 = H^* \times D$	0,96
Variable adimensionnelle $Q_2^*$	0,08
Variable adimensionnelle $I_C^*$	2,65
Pente critique $I_C$	0,004
Variable adimensionnelle $Q_3^*$	0,05

Variable adimensionnelle $V_c^*$	0,37
Vitesse critique $V_c$	3
Coefficient de Strickler	67
La vitesse critique est calculée	Acceptable
Conclusion	Le dimensionnement est bon

## Dimensionnement hydraulique des caniveaux

Tableau 42 : Hydraulique du caniveau 6

y	b	s	p	Rh	Ks	D	I	Q/racineI
1	1,5	1,5	3,5	0,43	67	57,13	0,002	109,12
1,2	1,5	1,8	3,9	0,46	67	72,03	0,002	
1,3	1,5	1,95	4,1	0,48	67	79,61	0,002	
1,4	1,5	2,1	4,3	0,49	67	87,26	0,002	
1,5	1,5	2,25	4,5	0,50	67	94,97	0,002	
1,65	1,5	2,475	4,8	0,52	67	106,63	0,002	
1,7	1,5	2,55	4,9	0,52	67	110,54	0,002	
1,75	1,5	2,63	5	0,53	67	114,46		
1,8	1,5	2,7	5,1	0,53	67	118,39		

## ANNEXE 3 : CALCUL STRUCTURAL DES OUVRAGES

### 3. 1 Note de calcul de dalot

#### Règlements et instructions

Les calculs de ferrailage seront menés suivant les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites dites règles B.A.E.L91.

Les surcharges routières seront définies conformément aux prescriptions du titre II du fascicule 61 du cahier des prescriptions communes (C.P.C) français régnant en la matière.

#### Matériaux

##### Acier

- Acier à haute adhérence (HA) Fe400 de limite d'élasticité  $f_e = 400 \text{ MPa}$
- Contrainte de calcul à l'ELU  $\sigma_S = \frac{f_e}{1.15} = 348 \text{ MPa}$
- Contrainte de calcul à l'ELS, fissuration préjudiciable

$$\overline{\sigma_{St}} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max(0.5 * f_e; 110 * \sqrt{1.6 * f_{t25}}) \right\} = 200 \text{ MPa}$$

### ✚ Béton

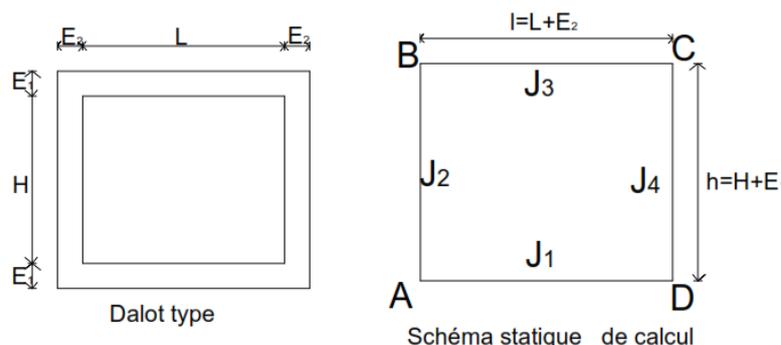
- B25, poids volumique  $\gamma = 25 \text{ KN/m}^3$
- Résistance à 28 jours
- En compression  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- En traction  $f_{t28} = 0.6 + 0.06 * f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$
- Contrainte limite du béton
- $\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 * f_{c28} = 0,6 * 25 = 15 \text{ MPa}$
- Facteur d'équivalence  $n = 15$
- Enrobage = 3 cm

### Principe de calcul des efforts et sollicitations

De manière générale, on mènera les calculs par bande de 1,00 mètre linéaire de largeur de dalot.

Les valeurs des efforts et sollicitations M et N (moments et efforts normaux) seront déterminés sur la base d'un calcul en cadre simple à partir des formules provenant de l'ouvrage « Formulaire des cadres simples » de KLEINLOGEL .

Schéma statique de calcul du cadre simple



$$J_i = \frac{b_i \cdot E_i^3}{12} \text{ avec } b_i = 1.00\text{m: inertie de l'élément } i$$

$E_i$  : épaisseur de l'élément  $i$

$h$  : hauteur entre fibres moyennes

$l$  : longueur entre fibres moyennes

$$E_1=E_2=0.30\text{m}; H=1\text{m}; L=1,20\text{m}; l=1,20+0,30=1.50\text{m}; h=1+0,30=1,30\text{m}$$

$$J_1=J_3=1,50\text{m}; J_2=J_4=1,30\text{m}$$

Définition des constantes

$$K_1 = \frac{J_3}{J_1} = 1.00 ; \quad K_1 = 2 * K_2 + 3 = 2 * 1 + 3 = 5$$

$$K_2 = \frac{J_3}{J_2} * \frac{h}{l} = 1,15 * \frac{1,30}{1,50} = 1 ; \quad K_2 = 3 * K_1 + 2 * K_2 = 3 * 1 + 2 * 1 = 5$$

$$K_3 = 3 * K_2 + 1 - \frac{1}{5} = 3 * 1 + 1 - \frac{1}{5} = 3,80$$

$$K_4 = \frac{6 * K_1}{5} + 3 * K_2 = \frac{6 * 1,0}{5} + 3 * 1 = 4,2$$

$$F_1 = K_1 * K_2 - K_2 = 5 * 5 - 1 = 24$$

$$F_2 = 1 + K_1 + 6 * K_2 = 1 + 1.00 + 6 * 1 = 8$$

### Conventions

Les moments fléchissant sont positifs quand ils provoquent de la traction dans la partie interne du cadre.

$N_1$  = effort normal dans le radier

$N_2$  = effort normal dans le piédroit de gauche

$N_{2b}$  = effort normal dans le piédroit de droite

$N_3$  = effort normal dans le tablier

Si  $N > 0$ , c'est un effort normal de compression

Si  $N < 0$ , c'est un effort normal de traction

Détermination des charges, efforts et sollicitations

### 1 .Sous actions permanentes au niveau du tablier

#### Tablier

On rappelle que le tablier supporte la couche de base et de revêtement de poids volumique uniformisé égal à 20 KN/m<sup>3</sup>

$$\text{Poids propre} = 25 * 0,3 * 1 = 7,5 \text{ KN /m}$$

Couche de base =  $20 \cdot 0,15 \cdot 1 = 3 \text{ KN/m}$

Revêtement =  $20 \cdot 0,04 = 0,8 \text{ KN/m}$

**$P_1 = 11,30 \text{ KN/m}$**

Détermination des inconnues hyperstatiques

$$M_A = -\frac{P_1 \cdot l^2 \cdot (K_1 \cdot K_1 - K_2)}{4 \cdot F_1} = -\frac{11,30 \cdot 1,50^2 (1 \cdot 5 - 1)}{4 \cdot 24} = -1,10 \text{ kN/m}$$

$$M_D = M_A = -1,10 \text{ kN/m}$$

$$M_B = -\frac{P_1 \cdot l^2 \cdot (K_2 - K_1 \cdot K_2)}{4 \cdot F_1} = -\frac{11,30 \cdot 1,50^2 (5 - 1 \cdot 0 \cdot 1)}{4 \cdot 24} = -1,10 \text{ kN/m}$$

$$M_C = M_B = -1,10 \text{ kN/m}$$

Détermination des efforts normaux

$$N_1 = \frac{M_B - M_A}{h} + \frac{M_D - M_A}{l} = 0$$

$$N_3 = \frac{M_C - M_B}{l} + \frac{M_A - M_B}{h} = 0$$

$$N_2 = \frac{P_1 \cdot l}{2} + \frac{M_A - M_B}{h} + \frac{M_C - M_B}{l} = \frac{11,30 \cdot 1,5}{2} = 8,50 \text{ kN}$$

$$N_{2b} = \frac{P_1 \cdot l}{2} + \frac{M_B - M_C}{l} + \frac{M_D - M_C}{h} = \frac{11,30 \cdot 1,5}{2} = 8,50 \text{ kN}$$

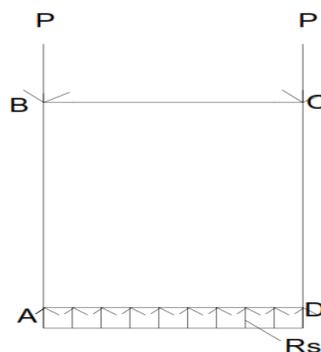
Détermination des moments à mi- portée

$$M_{B-C}(\text{Tablier}) = \frac{P_1 \cdot l^2}{8} + \frac{M_B + M_C}{2} = \frac{11,30 \cdot 1,5^2}{8} - \frac{1,10 + 1,10}{2} = 2,08 \text{ kNm}$$

$$M_{A-D}(\text{Radier}) = \frac{g_1 \cdot l^2}{8} + \frac{M_A + M_D}{2} = \frac{11,30 \cdot 1,5^2}{8} - \frac{1,10 + 1,10}{2} = 2,08 \text{ kNm}$$

$$M_{A-B}(\text{Piédroit gauche}) = \frac{M_A + M_B}{2} = -\frac{1,10 + 1,10}{2} = -1,10 \text{ kNm}$$

$$M_{C-D}(\text{Piédroit gauche}) = \frac{M_C + M_D}{2} = -\frac{1,10 + 1,10}{2} = -1,10 \text{ kNm}$$



## 2. Sous poids mort des piédroits

Charges permanentes dues aux piédroits

$$\text{Poids des piédroits} = \frac{2*0.3*25*1,3*1}{2*0.3+1*1,2} = 10,83 \text{ kN/m}$$

$$R_S = \frac{2*P}{l} = \frac{2*10,83}{1.5} = 14,44 \text{ kN/m}$$

Détermination des moments hyperstatiques

$$M_A = -\frac{P*l*K_1*K_1}{2*F_1} = -\frac{10,83*1.50*1*5}{4*24} = -0,84 \text{ kNm}$$

$$M_D = M_A = -0,84 \text{ kNm}$$

$$M_B = -\frac{P*l*K_1*K_2}{2*F_1} = -\frac{10,83*1.50*1.00*1}{4*24} = -0,17 \text{ kNm}$$

$$M_C = M_B = -0,17 \text{ kNm}$$

Détermination des efforts normaux

$$N_1 = \frac{3*P*l*K_1*(1+K_2)}{2*h*F_1} = \frac{3*10,83*1.50*1.00*(1+1)}{2*1,30*24} = 1,56 \text{ kN}$$

$$N_3 = -N_1 = -1,56 \text{ kN}$$

$$N_2 = P = 10,83 \text{ kN}$$

$$N_{2b} = P = 10,83 \text{ kN}$$

Détermination des moments à mi- portée

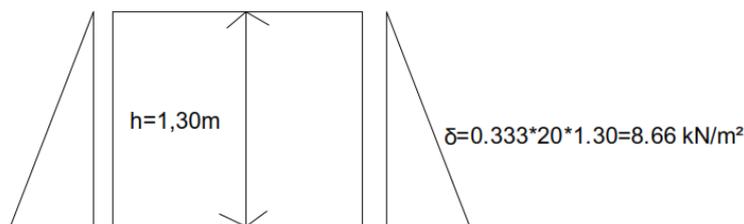
$$M_{B-C}(\text{Tablier}) = \frac{M_B+M_C}{2} = -\frac{0,17+0,17}{2} = -0,17 \text{ kNm}$$

$$M_{A-D}(\text{Radier}) = \frac{R_S*l^2}{8} + \frac{M_A+M_D}{2} = \frac{14,44*1.5^2}{8} - \frac{0,84+0,84}{2} = 3,22 \text{ kNm}$$

$$M_{A-B}(\text{Piédroit gauche}) = \frac{M_A+M_B}{2} + \frac{M_B-M_A}{2} = -\frac{0,84+0,17}{2} + \frac{0,84-0,17}{2} = -0,17 \text{ kNm}$$

$$M_{C-D}(\text{Piédroit gauche}) = \frac{M_C+M_D}{2} + \frac{M_C-M_D}{2} = -\frac{0,84+0,17}{2} + \frac{0,84-0,17}{2} = -0,17 \text{ kNm}$$

### 3. Sous l'action de la poussée des terres



Détermination des moments hyperstatiques

$$M_A = -\frac{K_2*(3*K_2+8)*\delta*h^2}{20*F_1} = -\frac{1*(3*1+8)*8,66*1,30^2}{20*24} = -0,33 \text{ kN.m}$$

$$M_D = M_A = -0,33 \text{ kNm}$$

$$M_B = -\frac{K_2*(7*K_1+2*K_2)*\delta*h^2}{20*F_1} = -\frac{1*(7*1.00+2*1)*8,66*1,30^2}{20*24} = -0,27 \text{ kN.m}$$

$$M_C = M_B = -0,27 \text{ kN.m}$$

Détermination des moments à mi- portée

$$M_{B-C}(\text{Tablier}) = \frac{M_B + M_C}{2} = -\frac{0,27 + 0,27}{2} = -0,27 \text{ kNm}$$

$$M_{A-D}(\text{Radier}) = \frac{M_A + M_D}{2} = -\frac{0,33 + 0,33}{2} = -0,33 \text{ kNm}$$

$$M_{A-B}(\text{Piédroit gauche}) = \frac{\delta * h^2}{12} + \frac{M_A + M_B}{2} = \frac{8,66 * 1,30^2}{12} - \frac{0,33 + 0,27}{2} = 1,15 \text{ kN.m}$$

$$M_{C-D}(\text{Piédroit droite}) = M_{A-B} = 1,15 \text{ kN.m}$$

Détermination des efforts normaux

$$N_1 = \frac{\delta * h}{3} + \frac{M_B - M_A}{h} + \frac{M_D - M_A}{l} = \frac{8,66 * 1,30}{3} + \frac{-0,27 + 0,33}{1,30} = 3,81 \text{ kN}$$

$$N_3 = \frac{\delta * h}{6} + \frac{M_C - M_B}{l} + \frac{M_A - M_B}{h} = \frac{8,66 * 1,30}{6} + \frac{-0,33 + 0,27}{1,30} = 1,81 \text{ kN}$$

$$N_2 = N_{2b} = 0$$

#### 4 .Sous l'action des surcharges routières

##### 4.1 Système A

$$q(L) = a_2 * \text{Sup}\{a_1 * A(L); (4 - 0,002L)\} \text{ KN/m}^2$$

Où L représente la longueur chargée

$a_1$  est un coefficient qui dépend de la classe de l'ouvrage et du nombre de voies chargées ;  
dans notre cas,  $a_1 = 1$ , l'ouvrage est de classe I

$a_2 = \frac{V_0}{V}$  où V est la largeur d'une voie et  $V_0$  est fonction de la classe du pont ; dans notre cas,

$$V_0 = 3,5 \text{ m}$$

$$\underline{AN} : a_2 = \frac{3,5}{3,5} = 1$$

$$A(L) = 2,30 + \frac{360}{L + 12} \text{ KN/m}^2$$

Supposons une travée chargée, L = 1,50 m et on a  $A(L) = 28,96 \text{ KN/m}^2$

$$q(L) = 1 * \text{Sup}\{1 * 28,96; (4 - 0,002 * 3,3)\} = \mathbf{28,96 \text{ KN/m}^2}$$

Sollicitations

Pour un mètre de largeur, on a  $q(L) = 28,96 \text{ KN/m}$

Détermination des moments hyperstatiques

$$M_A = -\frac{q \cdot l^2 \cdot (K_1 \cdot K_1 - K_2)}{4 \cdot F_1} = -\frac{28,96 \cdot 1,50^2 \cdot (1,0 \cdot 5 - 1)}{4 \cdot 24} = -2,71 \text{ kN.m}$$

$$M_D = M_A = -2,71 \text{ kN.m}$$

$$M_B = -\frac{q \cdot l^2 \cdot (K_2 - K_1 \cdot K_2)}{4 \cdot F_1} = -\frac{28,96 \cdot 1,50^2 \cdot (5 - 1,0 \cdot 1)}{4 \cdot 24} = -2,71 \text{ kN.m}$$

$$M_C = M_B = -2,71 \text{ kN.m}$$

Détermination des efforts normaux

$$N_1 = \frac{M_B - M_A}{h} + \frac{M_D - M_A}{l} = 0$$

$$N_3 = \frac{M_C - M_B}{l} + \frac{M_A - M_B}{h} = 0$$

$$N_2 = \frac{q \cdot l}{2} + \frac{M_A - M_B}{h} + \frac{M_C - M_B}{l} = \frac{28,96 \cdot 1,5}{2} = 21,72 \text{ kN}$$

$$N_{2b} = \frac{q \cdot l}{2} + \frac{M_B - M_C}{l} + \frac{M_D - M_C}{h} = \frac{28,96 \cdot 1,5}{2} = 21,72 \text{ kN}$$

Détermination des moments à mi- portée

$$M_{B-C}(\text{Tablier}) = \frac{q \cdot l^2}{8} + \frac{M_B + M_C}{2} = \frac{28,96 \cdot 1,5^2}{8} - \frac{2,71 + 2,71}{2} = 5,43 \text{ kN.m}$$

$$M_{A-D}(\text{Radier}) = \frac{q \cdot l^2}{8} + \frac{M_A + M_D}{2} = \frac{28,96 \cdot 1,5^2}{8} - \frac{2,71 + 2,71}{2} = 5,43 \text{ kN.m}$$

$$M_{A-B}(\text{Piédroit gauche}) = \frac{M_A + M_B}{2} = -\frac{2,71 + 2,71}{2} = -2,71 \text{ kN.m}$$

$$M_{C-D}(\text{Piédroit gauche}) = \frac{M_C + M_D}{2} = -\frac{2,71 + 2,71}{2} = -2,71 \text{ kN.m}$$

## 4.2 Système Bc

Dans le cas des surcharges routières du système Bc, le cas le plus défavorable est celui où l'on se trouve avec 6 roues de nos files de camions sur la même travée. C'est le cas l'on a le maximum d'encombrement des chargements Pour le calcul de nos différents moments, nous allons transformer ces charges les plus défavorables en charges de surface

On dispose de deux essieux camions placés côte à côte sur la largeur roulable, le cas le plus défavorable est lorsque les deux essieux arrière de 120kN des camions se trouvent sur une travée et on a une charge totale de  $2 \cdot 120 = 240$  répartie sur une surface de  $1,5 \cdot 5 = 7,5$

L'encombrement des deux essieux arrière est donné par :  $S = L \cdot l$  avec  $L = 4,5$  m et  $l = 1,5$  m.

En considérant la diffusion avec un angle de  $45^\circ$  jusqu'à la mi-hauteur du tablier, on a :

$$L = 4,5 + (0,35 + 0,15) = 5 \text{ m et } l = 1,5 = 1,5 \text{ m. Ainsi, l'encombrement devient :}$$

$$S = 5 \cdot 1,5 = 7,5 \text{ m}^2. \text{ Alors la surcharge répartie linéairement sur le tablier vaut :}$$

$$P = 1,1 * \frac{2*120 \text{ KN}}{7,5 \text{ m}^2} * 1\text{m} = 35,2 \text{ KN/m}$$

On prendra  $\delta = \text{Max}\{\delta_{Bc} ; \delta_{Bt}\}$  pour toutes les charges du système B

$$G = 330.33 \text{ KN} ; S_{Bc} = 480 \text{ KN} \text{ et } S_{Bt} = 640 \text{ KN} ; L = 7 \text{ m}$$

$$\delta_{Bc} = 1,31 \text{ et } \delta_{Bt} = 1,35 \Rightarrow \delta = 1,31$$

D'où la surcharge uniformément répartie au convoi Bc

$$q=p*\delta_{Bc}=35,2*1,31=46,11 \text{ KN/m}$$

Détermination des moments hyperstatiques

$$M_A = -\frac{q*l^2*(K_1*K_1-K_2)}{4*F_1} = -\frac{46,11*1.50^2(1.0*5-1)}{4*24} = -4,32 \text{ kN.m}$$

$$M_D = M_A = -2,71 \text{ kN.m}$$

$$M_B = -\frac{q*l^2*(K_2-K_1*K_2)}{4*F_1} = -\frac{46,11*1.50^2(5-1.0*1)}{4*24} = -4,32 \text{ kN.m}$$

$$M_C = M_B = -4,32 \text{ kN.m}$$

Détermination des efforts normaux

$$N_1 = \frac{M_B-M_A}{h} + \frac{M_D-M_A}{l} = 0$$

$$N_3 = \frac{M_C-M_B}{l} + \frac{M_A-M_B}{h} = 0$$

$$N_2 = \frac{q*l}{2} + \frac{M_A-M_B}{h} + \frac{M_C-M_B}{l} = \frac{46,11*1.5}{2} = 34,6 \text{ kN}$$

$$N_{2b} = \frac{q*l}{2} + \frac{M_B-M_C}{l} + \frac{M_D-M_C}{h} = \frac{46,11*1.5}{2} = 34,6 \text{ kN}$$

Détermination des moments à mi- portée

$$M_{B-C}(\text{Tablier}) = \frac{q*l^2}{8} + \frac{M_B+M_C}{2} = \frac{46,11*1.5^2}{8} - \frac{4,32+4,32}{2} = 8,64 \text{ kN.m}$$

$$M_{A-D}(\text{Radier}) = \frac{q*l^2}{8} + \frac{M_A+M_D}{2} = \frac{46,11*1.5^2}{8} - \frac{4,32+4,32}{2} = 8,64 \text{ kN.m}$$

$$M_{A-B}(\text{Piédroit gauche}) = \frac{M_A+M_B}{2} = -\frac{4,32+4,32}{2} = -4,32 \text{ kN.m}$$

$$M_{C-D}(\text{Piédroit gauche}) = \frac{M_C+M_D}{2} = -\frac{4,32+4,32}{2} = -4,32 \text{ kN.m}$$

#### 4.3 Système Bt

Par la même méthode que précédemment, on a :

$$L'englobement S = 5*1,5 = 7,5 \text{ m}^2$$

$$P = * \frac{2 * 160 \text{ KN}}{7,5 \text{ m}^2} * 1\text{m} = 42,66 \text{ KN/m}$$

D'où la surcharge uniformément répartie au convoi B<sub>t</sub>

$$q = p * \delta_{Bt} = 42,66 * 1,35 = 57,6 \text{ KN/m}$$

Détermination des moments hyperstatiques

$$M_A = - \frac{q * l^2 * (K_1 * K_1 - K_2)}{4 * F_1} = - \frac{57,6 * 1,50^2 * (1,0 * 5 - 1)}{4 * 24} = -5,4 \text{ kN.m}$$

$$M_D = M_A = -5,4 \text{ kN.m}$$

$$M_B = - \frac{q * l^2 * (K_2 - K_1 * K_2)}{4 * F_1} = - \frac{57,6 * 1,50^2 * (5 - 1,0 * 1)}{4 * 24} = -5,4 \text{ kN.m}$$

$$M_C = M_B = -5,4 \text{ kN.m}$$

Détermination des efforts normaux

$$N_1 = \frac{M_B - M_A}{h} + \frac{M_D - M_A}{l} = 0$$

$$N_3 = \frac{M_C - M_B}{l} + \frac{M_A - M_B}{h} = 0$$

$$N_2 = \frac{q * l}{2} + \frac{M_A - M_B}{h} + \frac{M_C - M_B}{l} = \frac{57,6 * 1,5}{2} = 43,2 \text{ kN}$$

$$N_{2b} = \frac{q * l}{2} + \frac{M_B - M_C}{l} + \frac{M_D - M_C}{h} = \frac{57,6 * 1,5}{2} = 43,2 \text{ kN}$$

Détermination des moments à mi- portée

$$M_{B-C}(\text{Tablier}) = \frac{q * l^2}{8} + \frac{M_B + M_C}{2} = \frac{57,6 * 1,5^2}{8} - \frac{5,4 + 5,4}{2} = 10,8 \text{ kN.m}$$

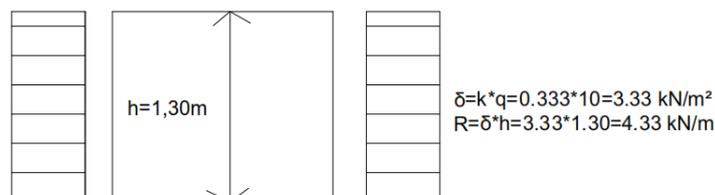
$$M_{A-D}(\text{Radier}) = \frac{q * l^2}{8} + \frac{M_A + M_D}{2} = \frac{46,11 * 1,5^2}{8} - \frac{5,4 + 5,4}{2} = 10,8 \text{ kN.m}$$

$$M_{A-B}(\text{Piédroit gauche}) = \frac{M_A + M_B}{2} = - \frac{5,4 + 5,4}{2} = -5,4 \text{ kN.m}$$

$$M_{C-D}(\text{Piédroit gauche}) = \frac{M_C + M_D}{2} = - \frac{5,4 + 5,4}{2} = -5,4 \text{ kN.m}$$

#### 4.4 Sous actions de la surcharge routière de remblai

$$q = 10 \text{ kN/m}^2$$



Détermination des moments hyperstatiques

$$M_A = - \frac{K_2 * (K_2 + 3) * \delta * h^2}{4 * F_1} = - \frac{1 * (1 + 3) * 3,33 * 1,30^2}{4 * 24} = -0,31 \text{ kNm}$$

$$M_D = M_C = M_B = M_A = -0,31 \text{ kNm}$$

Détermination des moments à mi- portée

$$M_{B-C}(\text{Tablier}) = \frac{M_B + M_C}{2} = -\frac{0,31 + 0,31}{2} = -0,31 \text{ kNm}$$

$$M_{A-D}(\text{Radier}) = \frac{M_A + M_D}{2} = -\frac{0,31 + 0,31}{2} = -0,31 \text{ kNm}$$

$$M_{A-B}(\text{Piédroit gauche}) = \frac{\delta * h^2}{8} + \frac{M_A + M_B}{2} = \frac{3,33 * 1,30^2}{8} - \frac{0,31 + 0,31}{2} = 0,39 \text{ kN.m}$$

$$M_{C-D}(\text{Piédroit droite}) = M_{A-B} = 0,39 \text{ kN.m}$$

Détermination des efforts normaux

$$N_1 = \frac{\delta * h}{2} = \frac{3,33 * 1,30}{2} = 2,5 \text{ kN}$$

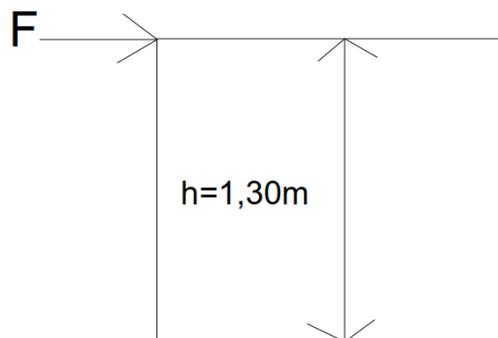
$$N_3 = \frac{\delta * h}{2} = \frac{3,33 * 1,30}{2} = 2,5 \text{ kN}$$

$$N_2 = N_{2b} = 0$$

#### 4.5 Sous l'action de la force de freinage

On admet le freinage de 2 essieux de 160 kN chacun placés côte à côte :

$$F = \frac{320}{5} = 64 \text{ kN/m}$$



Détermination des moments hyperstatiques

$$M_A = \pm \frac{F * h * K_3}{2 * F_2} = -\frac{64 * 1,30 * 3,8}{2 * 8} = \pm 19,76 \text{ kNm}$$

$$M_D = M_A = \pm 19,76 \text{ kNm}$$

$$M_B = \pm \frac{F * h * K_4}{2 * F_2} = -\frac{64 * 1,30 * 4,2}{2 * 8} = \pm 21,84 \text{ kNm}$$

$$M_C = M_B = \pm 21,84 \text{ kNm}$$

Détermination des efforts normaux

$$N_1 = \frac{F}{2} = \frac{64}{2} = 32 \text{ kN}$$

$$N_3 = -N_1 = -32 \text{ kN}$$

$$N_2 = \pm \frac{F \cdot h \cdot K_3}{l \cdot F_2} = - \frac{64 \cdot 1,30 \cdot 3,8}{1,50 \cdot 8} = \pm 29,12 \text{ kN}$$

$$N_2 = N_{2b} = \pm 29,12 \text{ kN}$$

Détermination des moments à mi- travée

$$M_{B-C} = M_{A-D} = 0$$

$$M_{A-B} = \frac{M_A + M_B}{2} = - \frac{19,76 + 21,84}{2} = -20,8 \text{ kNm}$$

Nous remarquons le système  $B_t$  est le plus défavorable

### Calcul des armatures

#### Calculs des armatures du tablier

##### Calcul à l'Etat limite de service

Données de calcul :  $b=100\text{cm}$  ;  $h=15\text{cm}$  ;  $d=13,5\text{cm}$

Aux abouts B et C (lit supérieur)

$$M_{ser} = M_1 = 1,54 + 1,2 \cdot 27,55 = 34,6 \text{ kNm}$$

$$N_{ser} = N_3 = 0,25 + 1,2 \cdot 29,5 = 35,15 \text{ kN}$$

$$d - \frac{h}{2} = 0,135 - \frac{0,15}{2} = 0,06$$

$$e = \frac{M_1}{N_3} = \frac{34,6}{35,15} = 0,98m \text{ .D'où section partiellement comprimée}$$

$$M = M_1 + N_1 \cdot A_s G$$

Du fait du mode constructif, la poussée du mur retenant le sol s'appuie sur le tablier seul.  $N_1$  est donc appliqué au centre de gravité de G de la nervure, à sa mi-hauteur.

$$\text{On a alors : } A_s G = d - \frac{h}{2} = 0,135 - \frac{0,15}{2} = 0,06m$$

$$M = 34,6 + 0,06 \cdot 46,77 = 37,41 \text{ kNm}$$

$$\mu_1 = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot \delta_s} = \frac{37,41}{1,00 \cdot 0,135^2 \cdot 348 \cdot 10^3} = 0,006$$

$$\mu_1 = 0,06 \rightarrow \beta_1 = 0,95$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_s} - \frac{N_{ser}}{\sigma_s} = \frac{34,6}{0,95 \cdot 0,135 \cdot 348 \cdot 10^3} - \frac{35,15}{348 \cdot 10^3} = 3,19 \text{ cm}^2$$

$$A_{ser} = 3,19 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité de la section

$$A_{min} = \frac{0,23 \cdot F_{t28} \cdot b \cdot d}{F_e} = \frac{0,23 \cdot 2,1 \cdot 100 \cdot 13,5}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} < A_{ser} \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

Choix des armatures :  $4HA12 = 4,52 \text{ cm}^2$

### Calcul à l'Etat limite ultime

$$M_U = 1,35 * 1,54 + 1,62 * 27,55 = 46,71 \text{ kNm}$$

$$N_U = 1,35 * 0,25 + 1,62 * 29,5 = 47,45 \text{ kN}$$

Moment ultime réduit ( $\mu_u$ ) et bras de levier  $Z_u$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times F_{bu}}$$

$$\mu_u = \frac{0,047}{1 \times 0,135^2 \times 14,17} \rightarrow \mu_u = 0,19$$

$\mu_u \leq \mu_{AB}$  nous sommes donc en pivot A et par conséquent pas d'aciers comprimés.

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \rightarrow \alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,19})$$

$$\alpha_u = 0,25$$

$$Z_u = d(1 - 0,4\alpha_u) \rightarrow Z_u = 0,135(1 - 0,4 \times 0,25)$$

$$Z_u = 0,12 \text{ m}$$

### Calcul des armatures longitudinales

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z_u \times F_{su}}$$

$$A_{st} = \frac{0,047}{0,12 \times 348} \rightarrow A_{st} = 11,13 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 11,13 \text{ cm}^2$$

Convenons de prendre 10HA12 totalisant une section de 11,31 cm<sup>2</sup> comme armature longitudinale.

### Vérifions la condition de non fragilité

$$\frac{A_{st}}{db_o} > 0,23 \frac{F_{tj}}{F_e}$$

$$F_{tj} = 0,6 + 0,06 F_{cj} \rightarrow F_{tj} = 0,6 + 0,06 \times 25 \rightarrow F_{tj} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\text{On a donc } \frac{11,31 \times 10^{-4}}{0,135 \times 1} = 0,008 \text{ et } 0,23 \times \frac{2,1}{400} = 0,0012$$

0,008 > 0,0012 la condition est vérifiée.

### ➤ Détermination des armatures transversales

$$\text{On a } \phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_o}{10}; \phi_l\right) \rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{135}{35}; \frac{1000}{10}; 12\right)$$

$$\phi_t \leq (3,86 ; 100; 12) \rightarrow \phi_t \leq 3,86 \text{ mm et}$$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} \rightarrow \phi_t \geq \frac{12}{3} \rightarrow \phi_t \geq 4 \text{ mm}$$

Convenons de prendre  $\phi_t = 6 \text{ mm}$

Convenons de prendre HA6 totalisant une section de  $0,28 \text{ cm}^2$  comme armature transversale

### ➤ Espacement entre armature

$$St \leq \min (0,9d; 40 \text{ cm}) \rightarrow St \leq \min (0,9 \times 13,5; 40 \text{ cm}) \rightarrow St \leq \min (12,15 \text{ cm}; 40 \text{ cm})$$

$$St \leq 10 \text{ cm}$$

Convenons de prendre **St = 10 cm**

### Calcul à l'Etat limite de service

A mi- travée B-C (lit inférieur)

$$M_{ser} = M_1 = 1,64 + 1,2 * 10,49 = 14,23 \text{ kNm}$$

$$N_{ser} = N_1 = 5,37 + 1,2 * 34,5 = 46,77 \text{ kN}$$

$$e = \frac{M_1}{N_1} = \frac{14,23}{46,77} = 0,30 \text{ m} ; \text{ d'où section partiellement comprimée}$$

$$M = M_1 + N_1 * A_s G$$

Du fait du mode constructif, la poussée du mur retenant le sol s'appuie sur le tablier seul. N1 est donc appliqué au centre de gravité de G de la nervure, à sa mi-hauteur.

$$\text{On a alors : } A_s G = d - \frac{h}{2} = 0,135 - \frac{0,15}{2} = 0,06 \text{ m}$$

$$M = 14,23 + 0,06 * 46,77 = 17,03 \text{ KNm}$$

$$\mu_1 = \frac{M}{b * d^2 * \delta_s} = \frac{17,03}{1,00 * 0,135^2 * 348 * 10^3} = 0,002$$

$$\mu_1 = 0,02 \rightarrow \beta_1 = 0,85$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 * d * \sigma_s} - \frac{N_{ser}}{\sigma_s} = \frac{14,23}{0,85 * 0,135 * 348 * 10^3} - \frac{46,77}{348 * 10^3} = 2,22 \text{ cm}^2$$

$$A_{ser} = 2,22 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité de la section

$$A_{min} = \frac{0,23 * F_{t28} * b * d}{F_e} = \frac{0,23 * 2,1 * 100 * 13,5}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} < A_{ser} \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

Choix des armatures : **4HA10 = 3.14 cm<sup>2</sup>**

Calcul à l'Etat limite ultime

$$M_U = 1,35 * 1,64 + 1,62 * 10,49 = 19,21 \text{ kNm}$$

$$N_U = 1,35 * 5,57 + 1,62 * 34,5 = 63,14 \text{ kN}$$

Moment ultime réduit ( $\mu_u$ ) et bras de levier  $Z_u$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times F_{bu}}$$

$$\mu_u = \frac{0,019}{1 \times 0,135^2 \times 14,17} \rightarrow \mu_u = 0,07$$

$\mu_u \leq \mu_{AB}$  nous sommes donc en pivot A et par conséquent pas d'aciers comprimés.

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \rightarrow \alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,07})$$

$$\alpha_u = 0,09$$

$$Z_u = d(1 - 0,4\alpha_u) \rightarrow Z_u = 0,135(1 - 0,4 \times 0,09)$$

$$Z_u = 0,13 \text{ m}$$

### Calcul des armatures longitudinales

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z_u \times F_{su}}$$

$$A_{st} = \frac{0,019}{0,13 \times 348} \rightarrow A_{st} = 4,20 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 4,20 \text{ cm}^2$$

Convenons de prendre 4HA12 totalisant une section de  $4,52 \text{ cm}^2$  comme armature longitudinale.

Vérifions la condition de non fragilité

$$\frac{A_{st}}{db_o} > 0,23 \frac{F_{tj}}{F_e}$$

$$F_{tj} = 0,6 + 0,06 F_{cj} \rightarrow F_{tj} = 0,6 + 0,06 \times 25 \rightarrow F_{tj} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\text{On a donc } \frac{4,52 \times 10^{-4}}{0,135 \times 1} = 0,003 \text{ et } 0,23 \times \frac{2,1}{400} = 0,0012$$

$0,008 > 0,0012$  la condition est vérifiée.

### ➤ Détermination des armatures transversales

$$\text{On a } \phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_o}{10}; \phi_l\right) \rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{135}{35}; \frac{1000}{10}; 12\right)$$

$$\phi_t \leq (3,86; 100; 12) \rightarrow \phi_t \leq 3,86 \text{ mm et}$$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} \rightarrow \phi_t \geq \frac{12}{3} \rightarrow \phi_t \geq 4 \text{ mm}$$

Convenons de prendre  $\phi_t = 6 \text{ mm}$

Convenons de prendre HA6 totalisant une section de  $0,28\text{cm}^2$  comme armature transversale

### ➤ Espacement entre armature

$$St \leq \min (0,9d; 40 \text{ cm}) \rightarrow St \leq \min (0,9 \times 13,5; 40 \text{ cm}) \rightarrow St \leq \min (12,15\text{cm}; 40\text{cm})$$

$$St \leq 10 \text{ cm}$$

Convenons de prendre  $St = 10 \text{ cm}$

### Calcul des armatures du radier

Données de calcul :  $b=100\text{cm}$  ;  $h=15\text{cm}$  ;  $d=13,5\text{cm}$

Aux abouts A et D (lit inférieur)

$$M_{ser} = M_1 = 2,27 + 1,2 * 25,47 = 32,83 \text{ kNm}$$

$$N_{ser} = N_1 = 5,37 + 1,2 * 34,5 = 46,77 \text{ kN}$$

$$e = \frac{M_1}{N_1} = \frac{32,83}{46,77} = 0,70 \text{ m} ; \text{ d'où section partiellement comprimée}$$

$$M = M_1 + N_1 * A_s G$$

Du fait du mode constructif, la poussée du mur retenant le sol s'appuie sur le tablier seul.  $N_1$  est donc appliqué au centre de gravité de G de la nervure, à sa mi-hauteur.

$$\text{On a alors : } A_s G = d - \frac{h}{2} = 0,135 - \frac{0,15}{2} = 0,06\text{m}$$

$$M = 32,83 + 0,06 * 46,77 = 35,63\text{KNm}$$

$$\mu_1 = \frac{M}{b*d^2*\delta_s} = \frac{35,63}{1,00*0,135^2*348*10^3} = 0,005$$

$$\mu_1 = 0,05 \rightarrow \beta_1 = 0,95$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\beta_1*d*\sigma_s} - \frac{N_{ser}}{\sigma_s} = \frac{32,83}{0,95*0,135*348*10^3} - \frac{46,77}{348*10^3} = 7,02 \text{ cm}^2$$

$$A_{ser} = 7,02 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité de la section

$$A_{min} = \frac{0,23*F_{t28}*b*d}{F_e} = \frac{0,23*2,1*100*13,5}{400} = 1,63\text{cm}^2$$

$$A_{min} < A_{ser} \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

Choix des armatures :  $7HA12 = 7,92 \text{ cm}^2$

Calcul à l'Etat limite ultime

$$M_U = 1,35 * 2,27 + 1,62 * 25,47 = 44,33 \text{ kNm}$$

$$N_U = 1,35 * 5,57 + 1,62 * 34,5 = 63,14 \text{ kN}$$

Moment ultime réduit ( $\mu_u$ ) et bras de levier  $Z_u$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times F_{bu}}$$

$$\mu_u = \frac{0,044}{1 \times 0,135^2 \times 14,17} \rightarrow \mu_u = 0,17$$

$\mu_u \leq \mu_{AB}$  nous sommes donc en pivot A et par conséquent pas d'aciers comprimés.

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \rightarrow \alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,17})$$

$$\alpha_u = 0,23$$

$$Z_u = d(1 - 0,4\alpha_u) \rightarrow Z_u = 0,135(1 - 0,4 \times 0,23)$$

$$Z_u = 0,12 \text{ m}$$

### Calcul des armatures longitudinales

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z_u \times F_{su}}$$

$$A_{st} = \frac{0,044}{0,12 \times 348} \rightarrow A_{st} = 10,33 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 10,33 \text{ cm}^2$$

Convenons de prendre 10HA12 totalisant une section de 11,31 cm<sup>2</sup> comme armature longitudinale.

Vérifions la condition de non fragilité

$$\frac{A_{st}}{db_0} > 0,23 \frac{F_{tj}}{F_e}$$

$$F_{tj} = 0,6 + 0,06 F_{cj} \rightarrow F_{tj} = 0,6 + 0,06 \times 25 \rightarrow F_{tj} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\text{On a donc } \frac{10,33 \times 10^{-4}}{0,135 \times 1} = 0,007 \text{ et } 0,23 \times \frac{2,1}{400} = 0,0012$$

0,008 > 0,0012 la condition est vérifiée.

### A mi- travée A-D (lit supérieur)

$$M_{ser} = M_1 = 4,97 + 1,2 * 10,49 = 17,56 \text{ kNm}$$

$$N_{ser} = N_1 = 5,37 + 1,2 * 34,5 = 46,77 \text{ kN}$$

$$e = \frac{M_1}{N_1} = \frac{17,56}{46,77} = 0,37 \text{ m} .D'où \text{ section partiellement comprimée}$$

$$M = M_1 + N_1 * A_s G$$

Du fait du mode constructif, la poussée du mur retenant le sol s'appuie sur le tablier seul. N1 est donc appliqué au centre de gravité de G de la nervure, à sa mi-hauteur.

$$\text{On a alors : } A_s G = d - \frac{h}{2} = 0,135 - \frac{0,15}{2} = 0,06 \text{ m}$$

$$M = 17,56 + 0,06 * 46,77 = 20,37 \text{ KNm}$$

$$\mu_1 = \frac{M}{b*d^2*\delta_s} = \frac{20,37}{1,00*0,135^2*348*10^3} = 0,003$$

$$\mu_1 = 0,03 \rightarrow \beta_1 = 0,85$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\beta_1*d*\sigma_s} - \frac{N_{ser}}{\sigma_s} = \frac{17,56}{0,85*0,135*348*10^3} - \frac{46,77}{348*10^3} = 3,05 \text{ cm}^2$$

$$A_{ser} = 3,05 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité de la section

$$A_{min} = \frac{0,23*F_{t28}*b*d}{F_e} = \frac{0,23*2,1*100*13,5}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} < A_{ser} \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

Choix des armatures : **4HA10 = 3,14 cm<sup>2</sup>**

**Calcul à l'Etat limite ultime**

$$M_U = 1,35 * 4,97 + 1,62 * 10,49 = 23,70 \text{ kNm}$$

$$N_U = 1,35 * 5,57 + 1,62 * 34,5 = 63,14 \text{ kN}$$

Moment ultime réduit ( $\mu_u$ ) et bras de levier  $Z_u$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b*d^2*F_{bu}}$$

$$\mu_u = \frac{0,0237}{1*0,135^2*14,17} \rightarrow \mu_u = 0,09$$

$\mu_u \leq \mu_{AB}$  nous sommes donc en pivot A et par conséquent pas d'aciers comprimés.

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \rightarrow \alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2*0,09})$$

$$\alpha_u = 0,12$$

$$Z_u = d(1 - 0,4\alpha_u) \rightarrow Z_u = 0,135(1 - 0,4*0,12)$$

$$Z_u = 0,13 \text{ m}$$

**Calcul des armatures longitudinales**

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z_u \times F_{su}}$$

$$A_{st} = \frac{0,0237}{0,12 \times 348} \rightarrow A_{st} = 5,30 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 5,30 \text{ cm}^2$$

Convenons de prendre 7HA10 totalisant une section de 5,50 cm<sup>2</sup> comme armature longitudinale.

Vérifions la condition de non fragilité

$$\frac{A_{st}}{d b_0} > 0,23 \frac{F_{tj}}{F_e}$$

$$F_{tj} = 0,6 + 0,06 F_{cj} \rightarrow F_{tj} = 0,6 + 0,06 \times 25 \rightarrow F_{tj} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\text{On a donc } \frac{5,30 \times 10^{-4}}{0,135 \times 1} = 0,003 \text{ et } 0,23 \times \frac{2,1}{400} = 0,0012$$

0,008 > 0,0012 la condition est vérifiée.

### Calcul d'armatures des piédroits

Données de calcul : b=100cm ; h=15cm ; d=13,5cm

#### En pieds (nœuds A et D)

$$M_{ser} = M_1 = 2,27 + 1,2 * 25,47 = 44,33 \text{ kNm}$$

$$N_{ser} = N_2 = 1,35 * 19,33 + 1,62 * 72,32 = 106,11 \text{ kN}$$

$$e = \frac{M_1}{N_2} = \frac{32,83}{106,11} = 0,31 \text{ m} . \text{ D'où section partiellement comprimée}$$

$$M = M_1 + N_1 * A_s G$$

Du fait du mode constructif, la poussée du mur retenant le sol s'appuie sur le tablier seul. N1 est donc appliqué au centre de gravité de G de la nervure, à sa mi-hauteur.

$$\text{On a alors : } A_s G = d - \frac{h}{2} = 0,135 - \frac{0,15}{2} = 0,06 \text{ m}$$

$$M = 32,83 + 0,06 * 106,11 = 39,19 \text{ KNm}$$

$$\mu_1 = \frac{M}{b * d^2 * \delta_s} = \frac{39,19}{1,00 * 0,135^2 * 348 * 10^3} = 0,006$$

$$\mu_1 = 0,06 \rightarrow \beta_1 = 0,85$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 * d * \sigma_s} - \frac{N_{ser}}{\sigma_s} = \frac{32,83}{0,85 * 0,135 * 348 * 10^3} - \frac{106,11}{348 * 10^3} = 5,17 \text{ cm}^2$$

$$A_{ser} = 5,17 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité de la section

$$A_{min} = \frac{0,23 * F_{t28} * b * d}{F_e} = \frac{0,23 * 2,1 * 100 * 13,5}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : **7HA10 = 5,50 cm<sup>2</sup>**

### Calcul à l'Etat limite ultime

$$M_U = 1,35 * 2,27 + 1,62 * 25,83 = 44,33kNm$$

$$N_U = 1,35 * 19,33 + 1,62 * 72,32 = 143,25 kN$$

Moment ultime réduit ( $\mu_u$ ) et bras de levier  $Z_u$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times F_{bu}}$$

$$\mu_u = \frac{0,044}{1 \times 0,135^2 \times 14,17} \rightarrow \mu_u = 0,17$$

$\mu_u \leq \mu_{AB}$  nous sommes donc en pivot A et par conséquent pas d'aciers comprimés.

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \rightarrow \alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,17})$$

$$\alpha_u = 0,23$$

$$Z_u = d(1 - 0,4\alpha_u) \rightarrow Z_u = 0,135(1 - 0,4 \times 0,23)$$

$$Z_u = 0,12 \text{ m}$$

### Calcul des armatures longitudinales

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z_u \times F_{su}}$$

$$A_{st} = \frac{0,0237}{0,12 \times 348} \rightarrow A_{st} = 10,33 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 10,33 \text{ cm}^2$$

Convenons de prendre 10HA12 totalisant une section de 11,31 cm<sup>2</sup> comme armature longitudinale.

Vérifions la condition de non fragilité

$$\frac{A_{st}}{db_0} > 0,23 \frac{F_{tj}}{F_e}$$

$$F_{tj} = 0,6 + 0,06 F_{cj} \rightarrow F_{tj} = 0,6 + 0,06 \times 25 \rightarrow F_{tj} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\text{On a donc } \frac{10,33 \times 10^{-4}}{0,135 \times 1} = 0,007 \text{ et } 0,23 \times \frac{2,1}{400} = 0,0012$$

0,008 > 0,0012 la condition est vérifiée.

### En tête (nœuds B et C)

$$M_{ser} = M_1 = 1,54 + 1,2 * 27,55 = 34,6 kNm$$

$$N_{ser} = N_{2b} = 19,33 + 1,2 * 72,32 = 106,11 \text{ kN}$$

$$e = \frac{M_1}{N_{2b}} = \frac{34,6}{106,11} = 0,33 \text{ m} ; \text{.D' où section partiellement comprimée}$$

$$M = M_1 + N_{2b} * A_s G$$

Du fait du mode constructif, la poussée du mur retenant le sol s'appuie sur le tablier seul. N1 est donc appliqué au centre de gravité de G de la nervure, à sa mi-hauteur.

$$\text{On a alors : } A_s G = d - \frac{h}{2} = 0,135 - \frac{0,15}{2} = 0,06 \text{ m}$$

$$M = 34,6 + 0,06 * 106,11 = 40,97 \text{ KNm}$$

$$\mu_1 = \frac{M}{b * d^2 * \delta_s} = \frac{40,97}{1,00 * 0,135^2 * 348 * 10^3} = 0,006$$

$$\mu_1 = 0,06 \rightarrow \beta_1 = 0,85$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 * d * \sigma_s} - \frac{N_{ser}}{\sigma_s} = \frac{34,6}{0,85 * 0,135 * 348 * 10^3} - \frac{106,11}{348 * 10^3} = 5,61 \text{ cm}^2$$

$$A_{ser} = 5,61 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité de la section

$$A_{min} = \frac{0,23 * F_{t28} * b * d}{F_e} = \frac{0,23 * 2,1 * 100 * 13,5}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : **8HA10 = 6,28 cm<sup>2</sup>**

### Calcul à l'Etat limite ultime

$$M_U = 1,35 * 1,54 + 1,62 * 27,55 = 46,71 \text{ kNm}$$

$$N_U = 1,35 * 19,33 + 1,62 * 72,32 = 143,25 \text{ kN}$$

Moment ultime réduit ( $\mu_u$ ) et bras de levier  $Z_u$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b * d^2 * F_{bu}}$$

$$\mu_u = \frac{0,0467}{1 * 0,135^2 * 14,17} \rightarrow \mu_u = 0,18$$

$\mu_u \leq \mu_{AB}$  nous sommes donc en pivot A et par conséquent pas d'aciers comprimés.

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \rightarrow \alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0,18})$$

$$\alpha_u = 0,25$$

$$Z_u = d(1 - 0,4\alpha_u) \rightarrow Z_u = 0,135(1 - 0,4 * 0,25)$$

$$Z_u = 0,12 \text{ m}$$

### Calcul des armatures longitudinales

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z_u \times F_{su}}$$

$$A_{st} = \frac{0,0237}{0,12 \times 348} \rightarrow A_{st} = 11,05 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 11,05 \text{ cm}^2$$

Convenons de prendre 10HA12 totalisant une section de 11,31 cm<sup>2</sup> comme armature longitudinale.

Vérifions la condition de non fragilité

$$\frac{A_{st}}{db_0} > 0,23 \frac{F_{tj}}{F_e}$$

$$F_{tj} = 0,6 + 0,06 F_{cj} \rightarrow F_{tj} = 0,6 + 0,06 \times 25 \rightarrow F_{tj} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\text{On a donc } \frac{11,05 \times 10^{-4}}{0,135 \times 1} = 0,008 \text{ et } 0,23 \times \frac{2,1}{400} = 0,0012$$

0,008 > 0,0012 la condition est vérifiée.

### A mi- portée A-B

$$M_{ser} = M_1 = 0,12 + 1,2 * 25,81 = 31,09 \text{ kNm}$$

$$N_{ser} = N_{2b} = 19,33 + 1,2 * 72,32 = 106,11 \text{ kN}$$

$$e = \frac{M_1}{N_{2b}} = \frac{31,09}{106,11} = 0,29 \text{ m} ; \text{ D'où section partiellement comprimée}$$

$$M = M_1 + N_{2b} * A_s G$$

Du fait du mode constructif, la poussée du mur retenant le sol s'appuie sur le tablier seul. N1 est donc appliqué au centre de gravité de G de la nervure, à sa mi-hauteur.

$$\text{On a alors : } A_s G = d - \frac{h}{2} = 0,135 - \frac{0,15}{2} = 0,06 \text{ m}$$

$$M = 34,6 + 0,06 * 106,11 = 40,96 \text{ KNm}$$

$$\mu_1 = \frac{M}{b * d^2 * \delta_s} = \frac{40,97}{1,00 * 0,135^2 * 348 * 10^3} = 0,006$$

$$\mu_1 = 0,06 \rightarrow \beta_1 = 0,85$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 * d * \sigma_s} - \frac{N_{ser}}{\sigma_s} = \frac{31,09}{0,85 * 0,135 * 348 * 10^3} - \frac{106,11}{348 * 10^3} = 4,73 \text{ cm}^2$$

$$A_{ser} = 4,73 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité de la section

$$A_{min} = \frac{0,23 * F_{t28} * b * d}{F_e} = \frac{0,23 * 2,1 * 100 * 13,5}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : 7HA10 = 5,50 cm<sup>2</sup>

### Calcul à l'Etat limite ultime

$$M_U = 1,35 * 0,12 + 1,62 * 25,81 = 41,97kNm$$

$$N_U = 1,35 * 19,33 + 1,62 * 72,32 = 143,25 kN$$

Moment ultime réduit ( $\mu_u$ ) et bras de levier  $Z_u$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times F_{bu}}$$

$$\mu_u = \frac{0,0419}{1 \times 0,135^2 \times 14,17} \rightarrow \mu_u = 0,16$$

$\mu_u \leq \mu_{AB}$  nous sommes donc en pivot A et par conséquent pas d'aciers comprimés.

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \rightarrow \alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,16})$$

$$\alpha_u = 0,22$$

$$Z_u = d(1 - 0,4\alpha_u) \rightarrow Z_u = 0,135(1 - 0,4 \times 0,22)$$

$$Z_u = 0,12 \text{ m}$$

### Calcul des armatures longitudinales

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z_u \times F_{su}}$$

$$A_{st} = \frac{0,0237}{0,12 \times 348} \rightarrow A_{st} = 9,79 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 9,79 \text{ cm}^2$$

Convenons de prendre 9HA12 totalisant une section de 10,18 cm<sup>2</sup> comme armature longitudinale.

Vérifions la condition de non fragilité

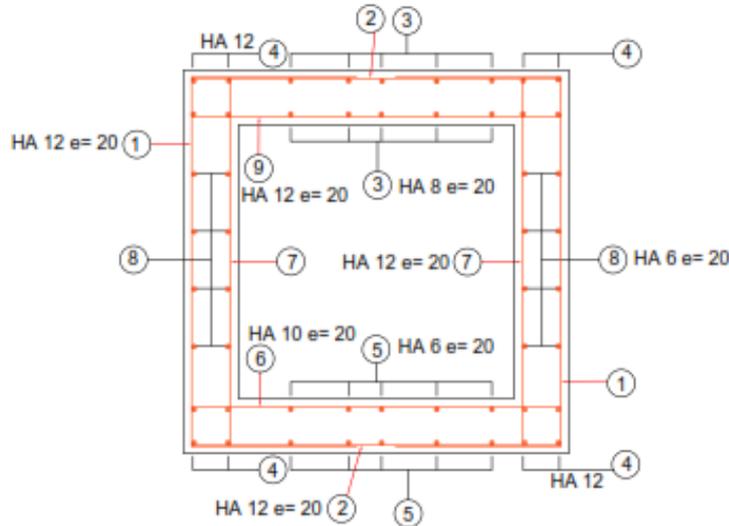
$$\frac{A_{st}}{db_o} > 0,23 \frac{F_{tj}}{F_e}$$

$$F_{tj} = 0,6 + 0,06 F_{cj} \rightarrow F_{tj} = 0,6 + 0,06 \times 25 \rightarrow F_{tj} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\text{On a donc } \frac{9,79 \times 10^{-4}}{0,135 \times 1} = 0,007 \text{ et } 0,23 \times \frac{2,1}{400} = 0,0012$$

0,008 > 0,0012 la condition est vérifiée.

## CORPS DE DALOT DALOT DE 1 x 100 x 120



**NB** ; les autres ouvrages seront dimensionnement par un logiciel CYPE. Les résultats de calcul des sollicitations sont présentés dans les tableaux ci - dessous

**Tableau 43 :Résultats de dalot de type 3x1,2x2,5**

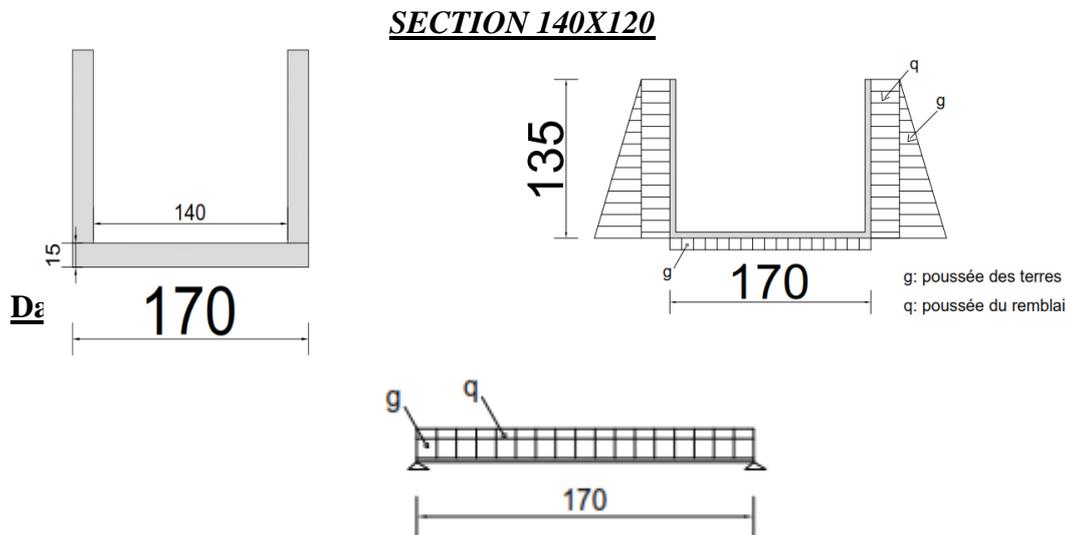
Ensemble ou élément	lieu	Moment (KN.m)	Acier et choix
<b>Tablier</b>	Lit inferieur ( A mi-travée A-B et D-E)	49,27	As= 5,50 cm <sup>2</sup> soit 7 HA14 e=15cm
	Lit inferieur (A mi-travée B-C et C-D)	37,66	As=9,012 cm <sup>2</sup> soit 6HA14 e=15cm
	Lit supérieur (Aux sur appuis B et D)	64,47	As=3,14 cm <sup>2</sup> soit 4HA14 e=15 cm
	Lit supérieur (Sur appuis C)	53,61	As=3,14 cm <sup>2</sup> soit 9HA14 e=15cm
<b>Radier</b>	Lit supérieur ( A mi-travée A-B et D-E)	17,99	As= 4,31 cm <sup>2</sup> soit 3HA12 e=10cm
	Lit supérieur (A mi-travée B-C et C-D)	13,15	As= 3,15 cm <sup>2</sup> soit 3HA12 e=10cm

	Lit inferieur (Aux sur appuis B et D)	24,22	As= 5,80 cm <sup>2</sup> soit <b>6 HA12 e=10cm</b>
	Lit inferieur (Sur appuis C)	11,27	As= 2,70 cm <sup>2</sup> soit <b>3HA12 e=10cm</b>
<b>Piédroit intermédiaire</b>	compression simple (B, C et D)	20,62	As=4,94 cm <sup>2</sup> soit <b>12HA12 e=20cm</b>
<b>Piédroit externe</b>	flexion composé (A et E)	57,63	As=13,80 cm <sup>2</sup> soit <b>12HA12 e=10cm</b>

**Tableau 44 Résultat de dalot de type 2x1,2x2**

Ensemble ou élément	lieu	Moment (t.m) ou	Acier et choix
<b>Tablier</b>	Lit inferieur (A mi-travée A-B et D-E)	53,53	As= 11,82 cm <sup>2</sup> soit 10HA12 e=10cm
	lit supérieur (Appuis A et B)	66,60	As=15,95 cm <sup>2</sup> soit 14HA12 e=10cm
	Lit supérieur (Aux abouts A et C)	23,63	As=5,66 cm <sup>2</sup> soit 6HA12e=15cm
<b>Radier</b>	Lit supérieur (A mi-travée A-B et B-C)	27,85	As=6,27 cm <sup>2</sup> soit 8HA10 e=15cm
	Lit inferieur (Aux sur appuis B)	37,66	As=9,02 cm <sup>2</sup> soit 12HA10 e=10cm
<b>Piédroit central</b>	Appuis central B	20,04	As=4,80 cm <sup>2</sup> soit 7HA10 e=15cm
<b>Piédroit externe</b>	Appuis (A et C)	30,77	As=7,37 cm <sup>2</sup> soit 10HA10 e=10cm

### Annexe 3.2 Dimensionnement des caniveaux en béton armé



Elle sera étudiée sous une roue isolée de 100KN (système Br.) selon le titre II du fascicule 61 en stationnement. Nous allons considérer une situation peu préjudiciable pour l'élément. Et de la même manière nous allons calculer pour les autres sections des caniveaux.

#### Charges permanentes

- Poids propre par mètre linéaire de la dalle :

$$P_d = 0,10 \times 25 = 2.5 \text{ KN/m}$$

Poids de la roue  $B_d = 100 \text{ kN}$

- Le moment fléchissant dû à la roue Br.

$$M_{Br} = \frac{B_d \times b}{4} = \frac{100 \times 1,20}{4} = 30 \text{ KN.m}$$

- Le moment fléchissant dû au poids propre de la dalle

$$M_d = \frac{p_d \times l^2}{8} = \frac{2,5 \times 1,20^2}{8} = 0,45 \text{ KN.m}$$

- Effort normal de la roue

$$N_{Br} = \frac{B_d}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ KN}$$

- Effort normal dû au poids propre de la dalle

$$N_d = \frac{P_d \times b}{2} = \frac{2,5 \times 1,20}{2} = 1,5 \text{ KN}$$

- Calcul des éléments de réduction

$$M_u = 1,35M_d + 1,61M_{B_r} = 1,35 \times 0,45 + 1,61 \times 30 = 49 \text{ KN.m}$$

$$N_u = 1,35N_{B_r} + 1,61N_d = 1,35 \times 1,5 + 1,61 \times 50 = 82,5 \text{ KN}$$

$$\text{Hauteur utile ; } d = 0,9 \times 5 \rightarrow d = 13,5 \text{ cm}$$

Moment ultime

Moment ultime réduit ( $\mu_u$ ) et bras de levier  $Z_u$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times F_{bu}}$$

$$\mu_u = \frac{0,049}{1,2 \times 0,135^2 \times 14,17} \rightarrow \mu_u = 0,15$$

$\mu_u \leq \mu_{AB}$  nous sommes donc en pivot A et par conséquent pas d'aciers comprimés.

$$\alpha_u = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right) \rightarrow \alpha_u = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,15} \right)$$

$$\alpha_u = 0,21$$

$$Z_u = d (1 - 0,4\alpha_u) \rightarrow Z_u = 0,135 (1 - 0,4 \times 0,21)$$

$$Z_u = 0,12 \text{ m}$$

### Calcul des armatures longitudinales

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z_u \times F_{su}}$$

$$A_{st} = \frac{0,053}{0,12 \times 348} \rightarrow A_{st} = 11,41 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 11,41 \text{ cm}^2$$

Convenons de prendre 8HA14 totalisant une section de  $12,31 \text{ cm}^2$  comme armature longitudinale.

### Vérifions la condition de non fragilité

$$\frac{A_{st}}{db_o} > 0,23 \frac{F_{tj}}{F_e}$$

$$F_{tj} = 0,6 + 0,06 F_{cj} \rightarrow F_{tj} = 0,6 + 0,06 \times 25 \rightarrow F_{tj} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\text{On a donc } \frac{12,31 \times 10^{-4}}{0,135 \times 1} = 0,009 \text{ et } 0,23 \times \frac{2,1}{400} = 0,0012$$

$0,009 > 0,0012$  la condition est vérifiée.

➤ **Détermination des armatures transversales**

$$\text{On a } \phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_l \right) \rightarrow \phi_t \leq \min \left( \frac{135}{35} ; \frac{1000}{10} ; 14 \right)$$

$$\phi_t \leq (3,86 ; 20 ; 20) \rightarrow \phi_t \leq 20 \text{ mm et}$$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} \rightarrow \phi_t \geq \frac{14}{3} \rightarrow \phi_t \geq 4,67 \text{ mm}$$

Convenons de prendre  $\phi_t = 6 \text{ mm}$

Convenons de prendre HA6 totalisant une section de  $0,28 \text{ cm}^2$  comme armature transversale

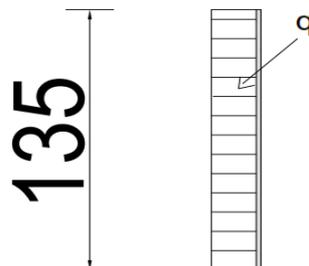
➤ **Espacement entre armature**

$$St \leq \min (0,9d; 40 \text{ cm}) \rightarrow St \leq \min (0,9 \times 13,5; 40 \text{ cm}) \rightarrow St \leq \min (12,15 \text{ cm}; 40 \text{ cm})$$

$$St \leq 10 \text{ cm}$$

**Convenons de prendre  $St = 10 \text{ cm}$**

**Piédroit 140x120**



Pour le calcul de des aciers du piédroit, nous allons considérer le cas d'une fissuration préjudiciable car en contact de l'eau

***Calcul des sollicitations***

Calcul des efforts

Pour se faire nous allons considérer le cas d'un chargement le plus défavorable du piédroit afin de calculer son ferrailage

Effort dû à l'action sur la dalle

Résultante des poussées latérales des terres

Données :  $d = 0,135 \text{ m}$ ,  $K_a = 0,33$ ,  $h = 0,15 \text{ m}$ ,  $b_0 = 1 \text{ m}$

Poids propre de la dalle

$$P_d = 0,10 \times 25 = 2.5 \text{ KN/m}$$

$$\text{Poids des piédroits} = \frac{n_p * e * H * 25 * 1 \text{ m}}{n_0 * L + n_p * e} = \frac{2 \times 0,15 \times 1,4 \times 25 \times 1}{2 \times 0,15 + 1,2 \times 1} = 7 \text{ KN/m}$$

$n_p$  : Nombre de piédroit

H : hauteur du piédroit

L : largeur hydraulique de cellule

Sous charges permanentes

$$M = \gamma * K_a * \frac{h^3}{6}$$

$$M = 20 * 0,33 * \frac{1,7^3}{6} = 5,4 \text{ KN.m}$$

Pour le calcul des sollicitations, on mènera les calculs sur un mètre (1 m) de largeur de l'ouvrage.

- Sous charges du remblai

Moment dû à la surcharge de remblai ( $\delta = 10 \text{ kN/m}$ )

$$M_r = K_a * \delta * h^2 = 0.333 * 10 * 1,7^2 = 9,5 \text{ KN.m}$$

- **Combinaison à ELU**

$$M_u = 1,35 \times 5,4 + 1,61 \times 9,5 = 22,6 \text{ KN/ml}$$

- **Combinaison à ELS**

$$M_1 = 5,4 + 1.2 * 9,5 = 16,8 \text{ KN/ml}$$

**Calcul d'armature à ELS**

Données de calcul :  $b_0 = 1 \text{ m}$ ,  $h = 15 \text{ cm}$  ;  $d = 13.5 \text{ cm}$

Déterminons le moment résistant de béton  $M_{RB}$  seul, moment maximum que peut reprendre la section sans acier comprimé.

$$\delta_{bc} = \overline{\delta_{bc}}$$

$$\frac{\overline{\delta_{bc}}}{y_{RB}} = \frac{\overline{\delta_s}/15}{d-y_{RB}} \rightarrow y_{RB} = d * \frac{\overline{\delta_{bc}}}{\frac{\overline{\delta_s}}{15} + \overline{\delta_{bc}}} = 13.5 * \frac{15}{\frac{200}{15} + 15} = 7.15cm \rightarrow y_{RB} = 7.15cm$$

$$M_{RB} = \frac{1}{2} b_0 * y_{RB} * \overline{\delta_{bc}} \left( d - \frac{y_{RB}}{3} \right) = \frac{1}{2} * 1.00 * 0.0715 * 15 * 10^3 \left( 0.135 - \frac{0.0715}{3} \right) = 59.42kNm$$

$$\rightarrow M_{RB} = 53.22kNm$$

$M_1 < M_{RB}$  , pas d'aciers comprimés

$$A_s = \frac{M_1}{\overline{\delta_s} \left( d - \frac{y_{RB}}{3} \right)} = \frac{0.0168}{201.6 * \left( 0.135 - \frac{0.0715}{3} \right)} = 7,55cm^2$$

$$\rightarrow A_s = 7,55cm^2/ml \quad \text{Soit} \quad A_s = 3,78cm^2/ml \text{ par face}$$

Choix des armatures longitudinales

Convenons de prendre 4HA12qui totalisant une section de 4,52 cm<sup>2</sup>/ml

Comme armature longitudinale

$$A_{min} = \frac{0.23 * F_{t28} * b * d}{F_e} = \frac{0.23 * 2.1 * 100 * 13.5}{400} = 1.63cm^2$$

Convenons de prendre 3HA10 totalisant une section de 2,36 cm<sup>2</sup> comme armature transversale

$A_{min} < A_{ser} \rightarrow$  Condition Vérifiée

**Calcul d'armature à ELU**

$$M_u = 1,35x5,4 + 1,61x9,5 = 22,6 KN/ml$$

Moment ultime réduit ( $\mu_u$ ) et bras de levier (Zu)

$$\mu_u = \frac{M_u}{b * d^2 * F_{bu}}$$

$$\mu_u = \frac{0,0229}{1,2 * 0,135^2 * 14,17} \rightarrow \mu_u = 0,073$$

$\mu_u \leq \mu_{AB}$  nous sommes donc en pivot A et par conséquent pas d'aciers comprimés.

$$\alpha_u = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right) \rightarrow \alpha_u = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2 * 0,073} \right)$$

$$\alpha_u = 0,09$$

$$Z_u = d (1 - 0,4\alpha_u) \rightarrow Z_u = 0,135(1 - 0,4 \times 0,09)$$

$$Z_u = 0,13 \text{ m}$$

➤ **Calcul des armatures longitudinales**

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z_u \times f_{su}}$$

$$A_{st} = \frac{0,029}{0,13 \times 348} \rightarrow A_{st} = 5,1 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 5,1 \text{ cm}^2$$

Convenons de prendre 6HA12 totalisant une section de 6,79 cm<sup>2</sup> comme armature longitudinale.

➤ **Détermination des armatures transversales**

$$\text{On a } \phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_l \right) \rightarrow \phi_t \leq \min \left( \frac{135}{35} ; \frac{1000}{10} ; 12 \right)$$

$$\phi_t \leq (3,86 ; 20 ; 20) \rightarrow \phi_t \leq 20 \text{ mm et}$$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} \rightarrow \phi_t \geq \frac{12}{3} \rightarrow \phi_t \geq 4 \text{ mm}$$

**Convenons de prendre  $\phi_t = 6 \text{ mm}$**

Convenons de prendre HA6 totalisant une section de 1,01 cm<sup>2</sup> comme armature transversale

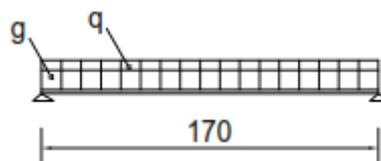
➤ **Espacement entre armature**

$$St \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) \rightarrow St \leq \min (0,9 \times 13,5 ; 40 \text{ cm}) \rightarrow St \leq \min (12,15 \text{ cm} ; 40 \text{ cm})$$

$$St \leq 10 \text{ cm}$$

**Convenons de prendre  $St = 10 \text{ cm}$**

❖ **Radier 140x120**



Le radier sera calculé comme une poutre rectangulaire et sur une bande d'un mètre

Evaluation des charges

Charges permanentes

Poids propre du radier  $P_r=0,15 \times 25 \times 1=3,75 \text{KN/m}$

Poids propre de la dalle est égale  $2,5 \text{KN/m}$

$$P_p = \frac{2 \times 0,15 \times 25 \times 1,4 \times 1}{2 \times 0,15 + 1,2} = 7 \text{ KN/m}$$

Poids totale exercé sur le radier  $G= 3,75+7+2,5=13,25 \text{ KN/ml}$

Charge d'exploitation

Surcharge

La surcharge sera prise comme le poids de l'eau passager dans le radier

$$Q=1 \times 1,5 \times 1=1,5 \text{KN/m}$$

Calcul des sollicitations

Combinaison des charges à L ELS

$$A \text{ L ELS: } 13,25+1,2 \times 1,5=15,05 \text{ KN/m}$$

Moment maximum du au poids propre du radier

$$M_r = \frac{P_r \times l^2}{8} = \frac{3,75 \times 1,4 \times 1,4}{8} = 0,92 \text{KN.m}$$

Poussée de terre sous le radier

$$P_{PS} = \frac{P_r + P_p}{l} = \frac{7 + 3,75}{1,5} \times 2 = 14,33 \text{ KN/m}$$

Moment maximum du à la poussée des terres sous le radier

$$M_{pt} = \frac{P_{PS} \times l^2}{8} = \frac{14,33 \times 1,4 \times 1,4}{8} = 3,51 \text{ KN.m}$$

Moment maximum

$$M_{max} = 0,92 - 3,51 = -2,6 \text{KN.m}$$

$$M_{max} = -2,6 \text{ KN.m}$$

Commination des moments à L ELS

$$A \text{ L ELS: } M_1 = M_{max} - 1, 2M_e = -2,6 = -2,6 \text{KN.m}$$

Effort normal du raider

$$N_r = K_a \times \delta \times h = 0,33 \times 1,5 \times 20 = 9,9 \text{KN}$$

Calcul des armatures

Données de calcul :  $b=1\text{m}$ ,  $h=0,15\text{m}$ ,  $d=0,9 \times 0,15=0,135\text{m}$ ,  $l=1,8\text{m}$

$f_e=400\text{Mpa}$ ,  $d=0,135\text{m}$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2, f_{bu} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc}=0,6*25=15\text{Mpa},$$

$$\sigma_s=201,6\text{Mpa}, \sigma_{bc}=0,6*25=15\text{Mpa}$$

Calculons l'excentricité

$$e = \frac{M_1}{N_1} = \frac{2,6}{9,9} = 0,26$$

$$e > d - \frac{h}{2} = 0,31 > 0,135 - \frac{0,15}{2} = 0,06$$

Le calcul sera fait en flexion composée

$$M_{ser} = M_{max} + N_r x (d - \frac{h}{2}) = -2,6 + 9,9 x (0,135 - \frac{0,15}{2}) = -2\text{KN.m} = -0,002\text{MN.m}$$

Calcul cul de  $Y_{Rb}$

$$Y_{Rb} = \frac{d * \sigma_{bc}}{\frac{\sigma_s}{\sigma_{bc}} + \sigma_{bc}} = \frac{0,135 * 15}{\frac{201,6}{15} + 15} = 0,07\text{m}$$

$$M_{Rb} = \frac{b_0 Y_{Rb} \sigma_{bc}}{2} (d - \frac{Y_{Rb}}{3}) = \frac{1 * 0,07 * 15 * (0,135 - \frac{0,07}{3})}{2} = 0,08\text{MN.m}$$

$M_{ser} < M_{Rb}$ , pour le radier, le béton seul suffit à prendre la sollicitation, pas d'acier comprimé

$$A_{SC}=0, M_{ser} < M_{Rb}, \text{ on pose } Y_1 = Y_{Rb}=0,071\text{m}$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{\sigma_s (d - \frac{Y_1}{3})} = \frac{0,002}{201,6 x (0,135 - 0,023)} = 0,89\text{cm}^2$$

Choix de l'acier 2  $H_A 8$  qui équivaut à une section  $1,01\text{ cm}^2$  avec un espacement

Combinaison des charges à L'ELU

$$A\text{ L'ELU: } M_u = M_{max} - 1,2M_e = -2,6 x 1,35 = -3,51\text{KN.m}$$

Moment ultime réduit ( $\mu_u$ ) et bras de levier ( $Z_u$ )

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times F_{bu}}$$

$$\mu_u = \frac{0,0035}{1,2 \times 0,135^2 \times 14,17} \rightarrow \mu_u = 0,012$$

$\mu_u \leq \mu_{AB}$  nous sommes donc en pivot A et par conséquent pas d'aciers comprimés.

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \rightarrow \alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,012})$$

$$\alpha_u = 0,014$$

$$Z_u = d (1 - 0,4\alpha_u) \rightarrow Z_u = 0,135(1 - 0,4 \times 0,012)$$

$$Z_u = 0,13 \text{ m}$$

➤ **Calcul des armatures longitudinales**

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z_u \times F_{su}}$$

$$A_{st} = \frac{0,0035}{0,135 \times 348} \rightarrow A_{st} = 0,74 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 0,74 \text{ cm}^2$$

Convenons de prendre 2HA8 totalisant une section de 1,01 cm<sup>2</sup> comme armature longitudinale

➤ **Détermination des armatures transversales**

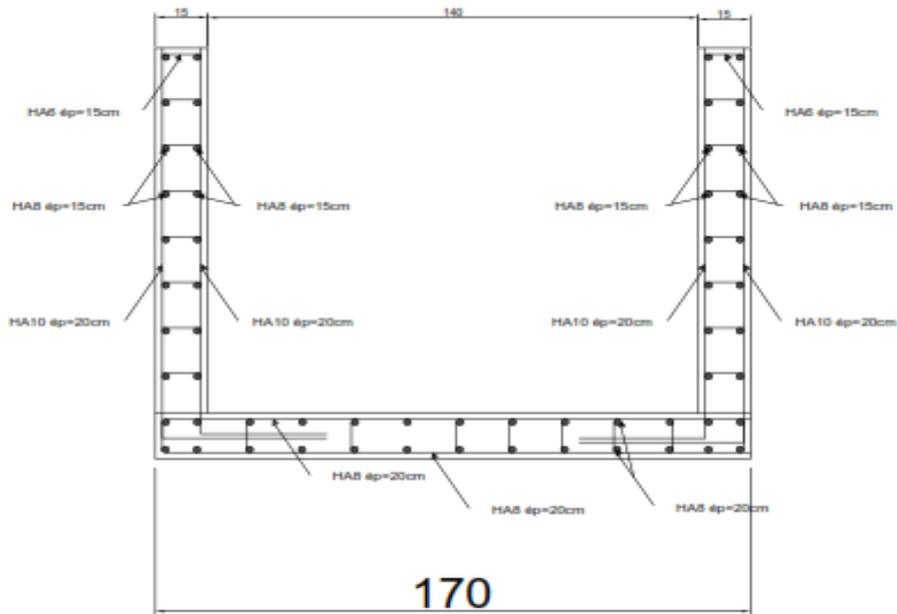
$$\text{On a } \phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_1 \right) \rightarrow \phi_t \leq \min \left( \frac{135}{35} ; \frac{1000}{10} ; 8 \right)$$

$$\phi_t \leq (3,86 ; 20 ; 8) \rightarrow \phi_t \leq 20 \text{ mm et}$$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} \rightarrow \phi_t \geq \frac{8}{3} \rightarrow \phi_t \geq 2,67 \text{ mm}$$

Convenons de prendre  $\phi_t = 6 \text{ mm}$

Convenons de prendre HA6 totalisant une section de 0,28 cm<sup>2</sup> comme armature transversale



## Ferrailage du caniveau

Récepteur d'impact	Objectifs spécifiques	Résultats	Activités	Période de mise en service	Acteurs	Indicateurs objectivement vérifiable	Moyen de vérification	Ordre prioritaire
<b>Milieu Physique</b>								
Qualité d'air Ambiance Sonore	Diminution de la pollution de l'air. Diminution de la nuisance phonique pendant les travaux.	La pollution atmosphérique par la poussière. Les gaz d'échappement des véhicules et des engins sont diminués. Les risques de pollution sonore sont atténués.	Arrosage régulier du chantier Localisation des sites de prédation du bitume hors des agglomérations Port de lunette et masques Vérification régulière des échappements provenant des véhicules et des engins et réglages régulier des moteurs Limitation des horaires de travail pendant le jour	Début et pendant les travaux	Entrep rise MDC	Les chantiers sont arrosés pendant les travaux	Rapport de suivi de la MDC	Indispensable

<b>Milieu Biologique</b>								
Flore	Réduire le taux de la destruction de la végétation	Les pertes en flore sont réduites	Plantation de bosquets et d'arbres d'alignement le long de la route et à la traversée des agglomérations	Avant et après les travaux	Entrep rise MDC	Les arbres d'alignement sont plantés, les bosquets sont plantés	Le rapport de contact de la MDC	Très prioritaire
Faune	Réduire l'impact du projet sur la faune L'habitant faunique	Les pertes en faune sont atténuées	Construction de base de vie hors des agglomérations Interdiction de prélèvement de la faune	Avant et après les travaux	Entrep rise MDC	La surface minimale pour la base vie est décapée en laissant sur place les espèces protégées	Le rapport de contact de la MDC	Très prioritaire
<b>Milieu humain</b>								
Santé et Sécurité	Réduire les risques de la propagation des IST/SIDA	Le nombre d'accidents de la circulation est diminué	Signalisation provisoire au droit des tronçons en	Dès le début des travaux et pendant les travaux	Entreprise MDC	L'enquête est réalisée, nombre de préservatifs	Le rapport de contact de la MDC	Très prioritaire

	La surveillance médicale du personnel est assurée pendant les travaux	Le personnel de chantier est sensibilisé sur IST/SIDA La surveillance médicale du personnel est assurée pendant les travaux	travaux signalisation verticale et horizontale placée Les aires de parking sont placées dans les agglomérations Campagne de sensibilisation et mise en place d'un réseau de vente de préservatifs			écoulés Nombre d'accidents observés		
--	---	--	---	--	--	--	--	--

Emploi	L'emploi de travailleurs locaux est effectif	L'emploi de travailleurs locaux est effectif	Recrutement des travailleurs	Pendant les travaux	Entreprise	Nombre de personne embauchées	Rapport d'activités de l'entreprise	prioritaire
Circulation	La circulation est réalisée sur la route	La circulation est réalisée sur la route	Réaliser le projet	Travaux et exploitation	Entreprise MDC	Nombre d'utilisateurs	Rapport d'activités de l'entreprise	Très prioritaire

**Tableau 45 Devis estimatif**

N°	DESIGNATION	Unité	Quantité	PU (FCFA)	Prix total (FCFA)
0.00	<b>INSTALLATIONS</b>				
001.1	Installation générale de chantier	ff	1	<b>86 000 000</b>	<b>86 000 000</b>
Sous total série 000					<b>86 000 000</b>
200	<b>TERRASSEMENTS - CORPS DE CHAUSSEE</b>				
201	Décapage	m3	14955	200	2 991 000
	Abatage des arbres de diamètre supérieur à 1m	U	10	1000	10000

202	Déblai	m3	24589	2 000	49 178 000
205	Remblai	m3	21769	5 000	108 845 000
	Couche de revêtement enduit superficiel tri- couche pour RN15 et bicouche pour RR05	m3	2141,6	7000	14 991 200
206	Graveleux latéritique pour couche de base	m3	7732,5	6000	46 394 934
206	Graveleux latéritique pour couche de fondation	m3	7914,175	4500	35 613 787
<b>Sous total série 200</b>					<b>272 978 921</b>
300	<b>ASSAINISSEMENT</b>				
307	Béton Q350 pour aires d'arrêt d'urgence	m3	20	140000	2 800 000
	Béton Q350 pour caniveau	m3	10548,13	140000	1476738200
307	Béton Q350 pour dalot	m3	561,6	140000	78 624 000
	Béton de propriété dosé à 150kg/ m3	m3	15	15000	225 000
308	Aciers pour armatures	Kg	3240,46	1 200	3 888 552
309	Perrés maçonnés	m2	100	15 000	1 500 000
	Ralentisseur		10	110000	1100000

311	gabions Fouille pour les caniveaux	m3	1000	15 000	15 000 000
319	Fourniture et pose de Bordures T2	ml	46,00	12 000	552 000
<b>Sous total série 300</b>					<b>1 579 875 752</b>
500	<b>SIGNALISATION ET SECURITE</b>				
501	Ligne longitudinale axiale continue	ml	804	400	321 600
502	Ligne longitudinale axile discontinue	ml	4196	400	1 678 400
503	Ligne longitudinale de rive et de délimitation	ml	5000	500	2 500 000
510	Panneau de type C	U	2	100 000	200 000
511	Panneau de type D	U	2	150 000	300 000
514	Panneau de type A	U	9	80 000	720 000
515	Panneau de type AB	U	6	100 000	600 000
516	Panneau de type B	U	16	100 000	1 600 000
	Eclairage public	U	30	260000	7800000
<b>Sous total série 500</b>					<b>15 720 000</b>
600	<b>TRAVAUX COMPLEMENTAIRES ET MESURES D'ATTENUATION D'IMPACT ET ENVIRONNEMENTAL ET SOCIAL</b>				
601	Remise en état des sols dans les zones d'emprunt et de carrière	ha	50	200000	20 000 000
602	Reboisement de quelques arbres dans les zones	U	50	2000	100 000

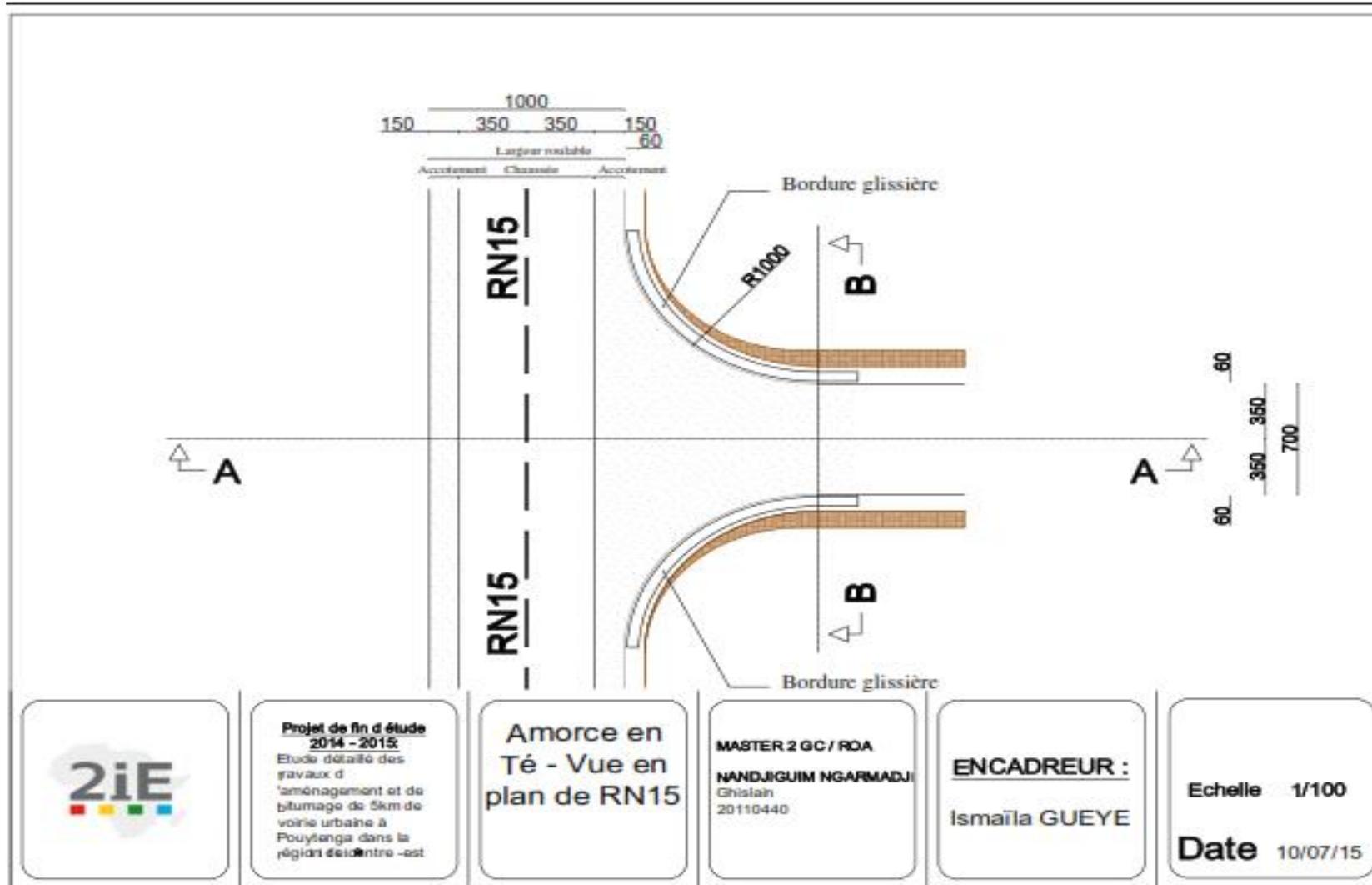
	d'emprunt				
603	Campagnes de sensibilisation sur les IST et distribution des brochures	fft/cmpg	1	5000000	10 000 000
Sous total série 600					<b>15 100 000</b>
<b>TOTAL</b>					<b>1 868 719 673</b>

**Tableau 46 Avantages et inconvénients de différent type de chaussée**

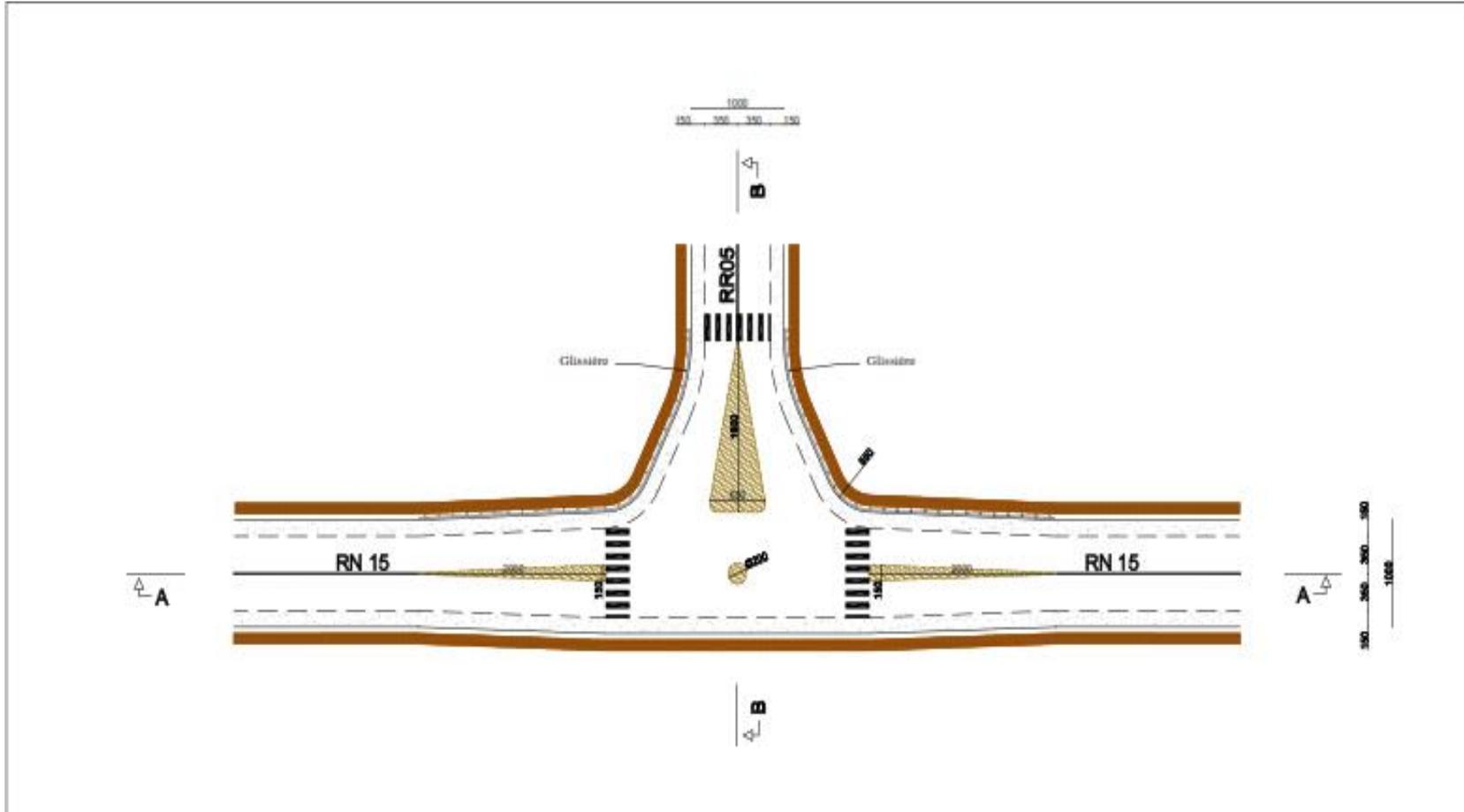
TYPE DE CHAUSSEE	AVANTAGES	INCONVENIENTS
<i>CHAUSSEE SOUPLE</i>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Elles ne comportent pas de joints constituant autant de points faibles ;</li> <li>➤ Elles sont très aisément réparables ;</li> <li>➤ Moins d'interventions et d'entretien ;</li> <li>➤ Moins d'inconvénients pour les usagers</li> <li>➤ Coûts inférieur en entretien ;</li> <li>➤ Elles présentent une facilité pour les renforcements par apport de matériaux supplémentaires ;</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Exigence de réduction au minimum de la teneur en vides du mélange ;</li> <li>➤ Exigence de choix de liant approprié ;</li> <li>➤ Mauvaise tenue à l'infiltration des eaux dans les couches de chaussée</li> <li>➤ Coûts supérieur à la construction.</li> </ul>
<i>CHAUSSEE SEMI RIGIDE</i>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Une bonne liaison entre la couche bitumineuse et la couche au liant hydraulique</li> <li>➤ Des épaisseurs de couches telles qu'exigées par le dimensionnement en considérant qu'une légère surépaisseur apporte un bénéfice notable</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Exigence d'une méthode de construction adéquate en particulier vis-à-vis du compactage ;</li> <li>➤ des performances réduites sous un climat continental en particulier en raison de gradient thermique plus marqués.</li> <li>➤ Coûts supérieur à la construction.</li> </ul>

<b>CHAUSSEE RIGIDE</b>	<ul style="list-style-type: none"><li>➤ Elles ne nécessitent que peu d'entretien si ce n'est au niveau des joints ;</li><li>➤ Elles résistent aux solvants et à la chaleur ;</li><li>➤ Elles ont une teinte claire propice au maintien de la propreté et à la visibilité ;</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>➤ Mise en place de dispositifs de drainage appropriés pour éviter la présence d'eau dans la structure, en particulier au contact dalle/fondation.</li><li>➤ Coûts supérieur à la construction.</li></ul>
----------------------------	--	--

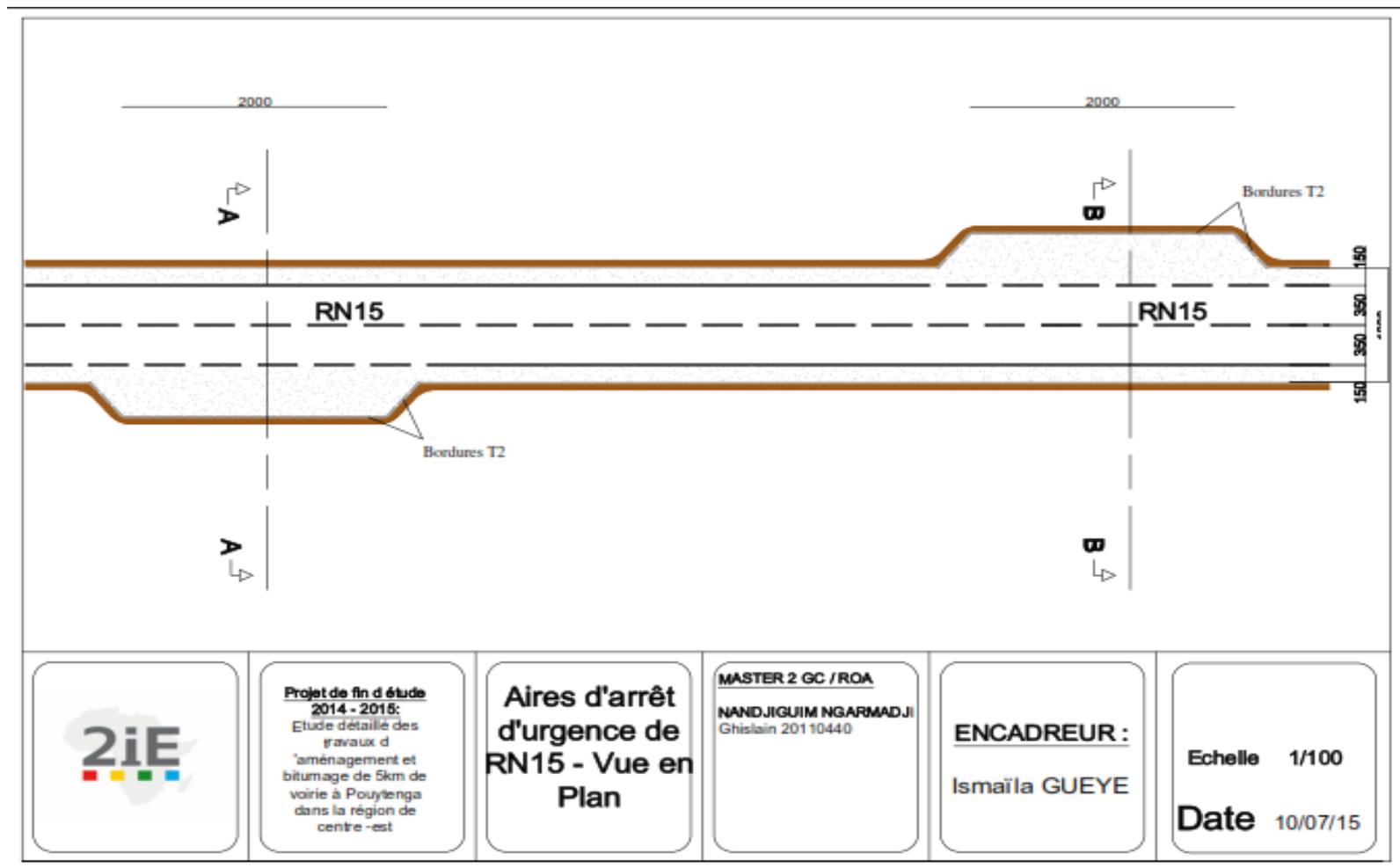
Hh



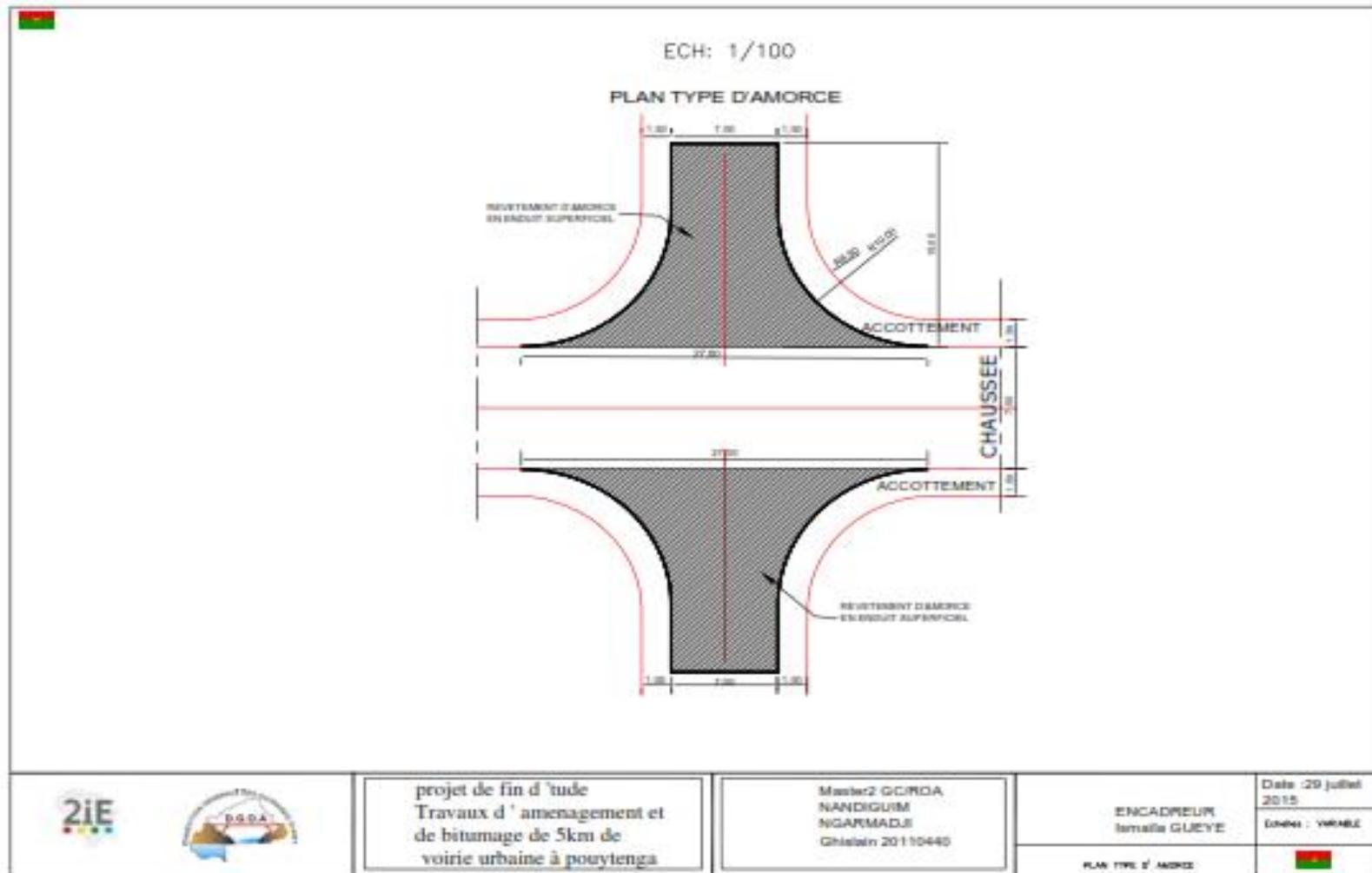
Hh



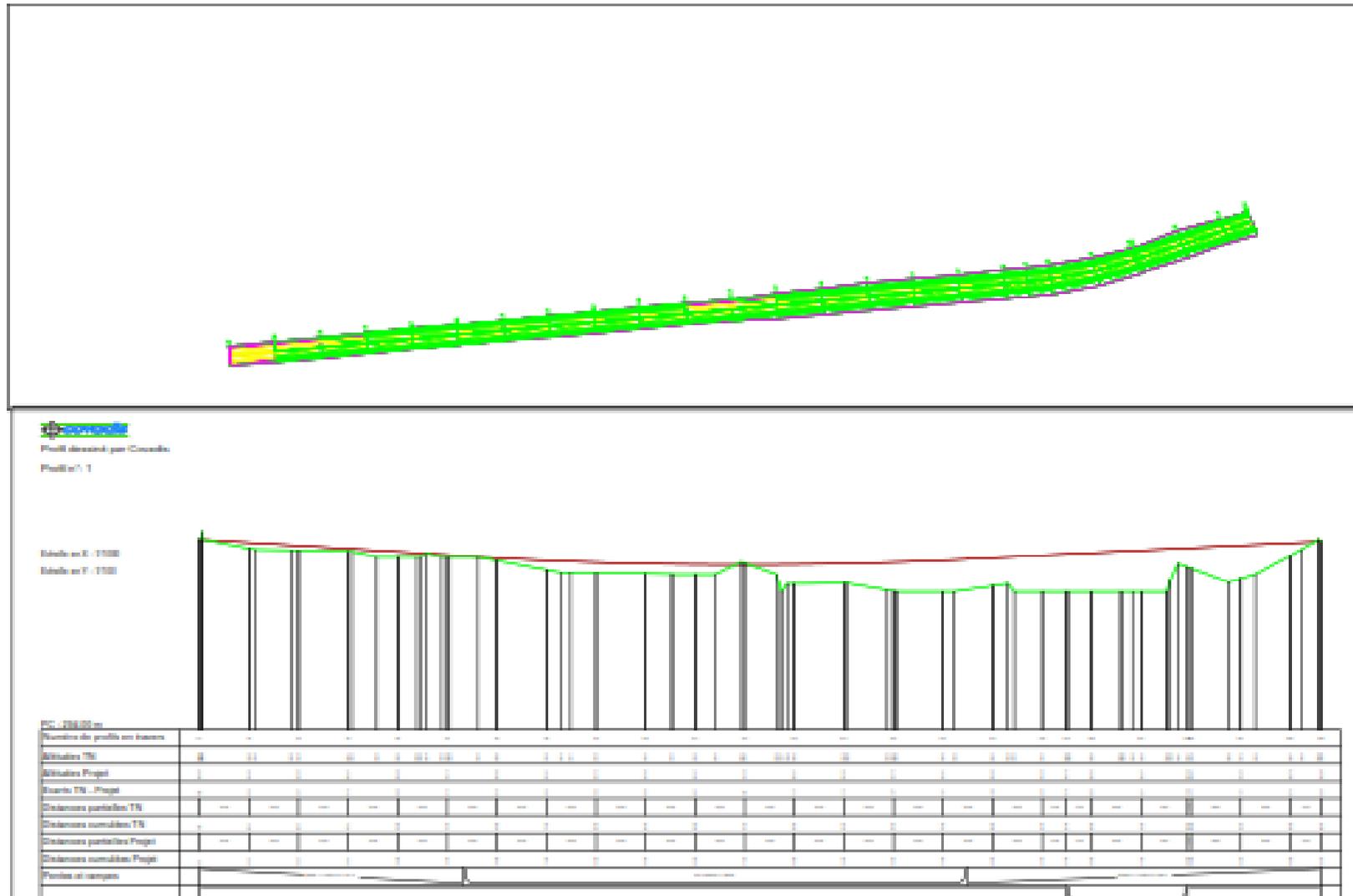
### Annexe 5.3 Plans d'aménagement des aires d'arrêt d'urgence



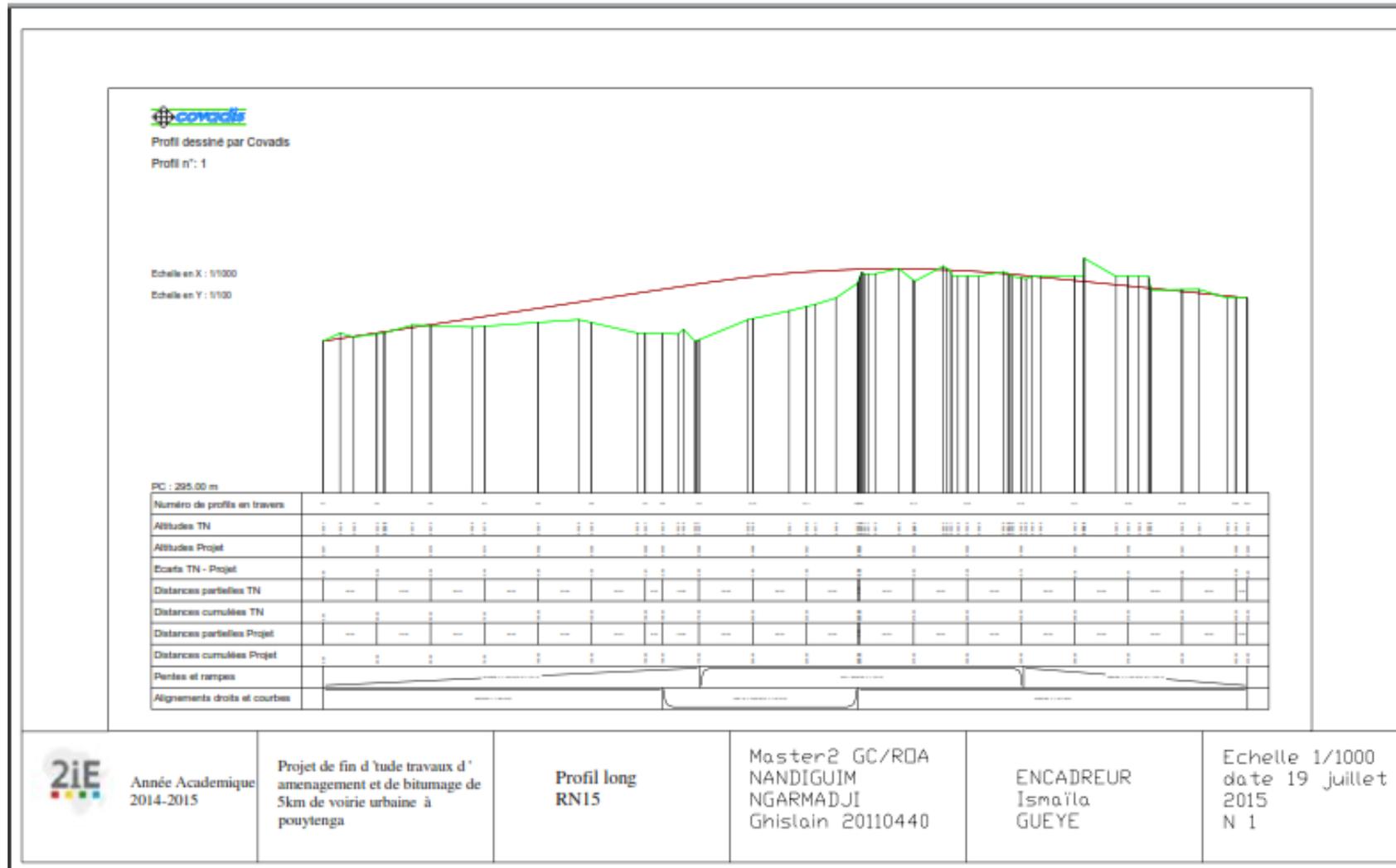
### Annexe 5.4 Plans d'aménagement des amorces

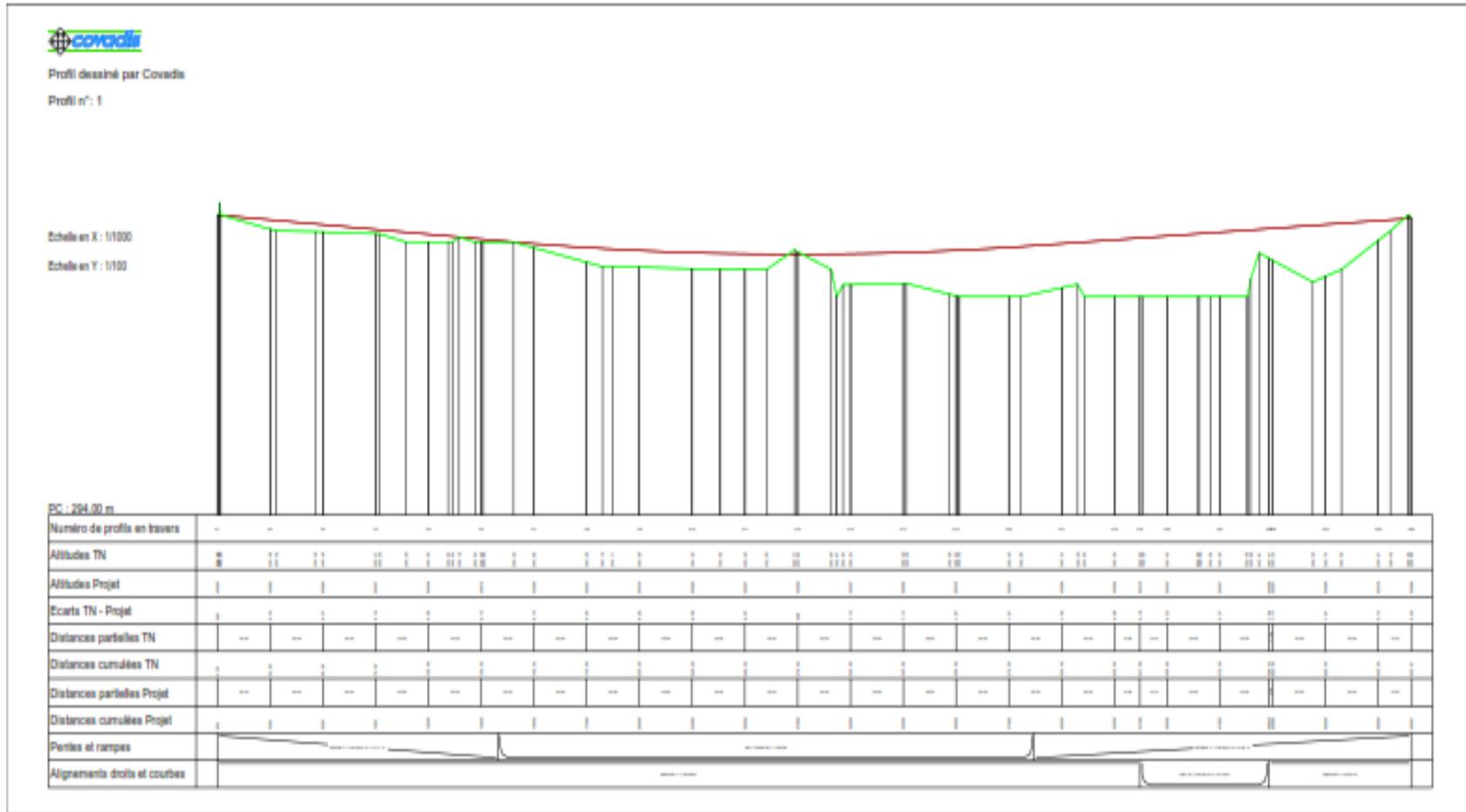


### Annexe 2.2 Profil combiné

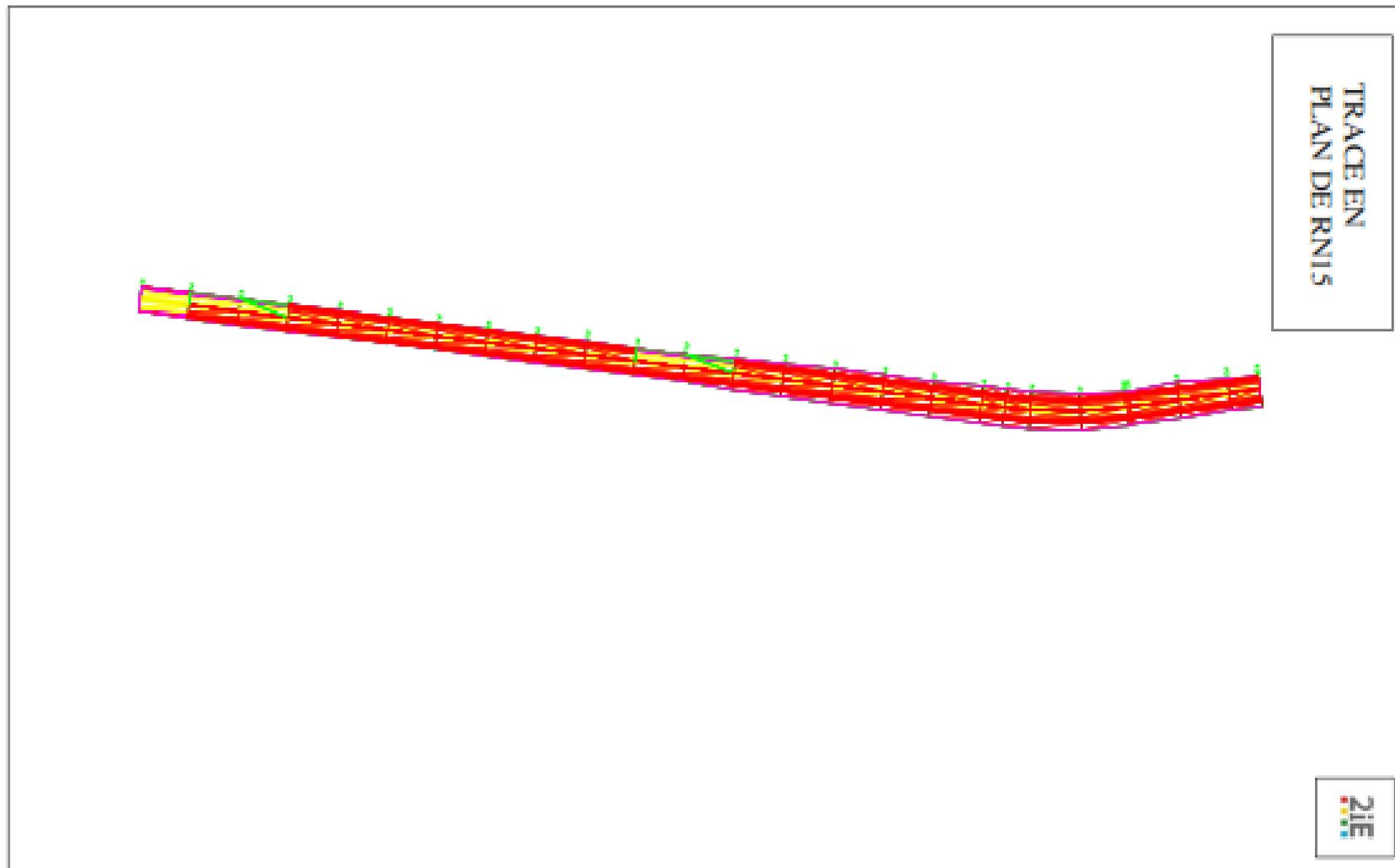


## Profil en long

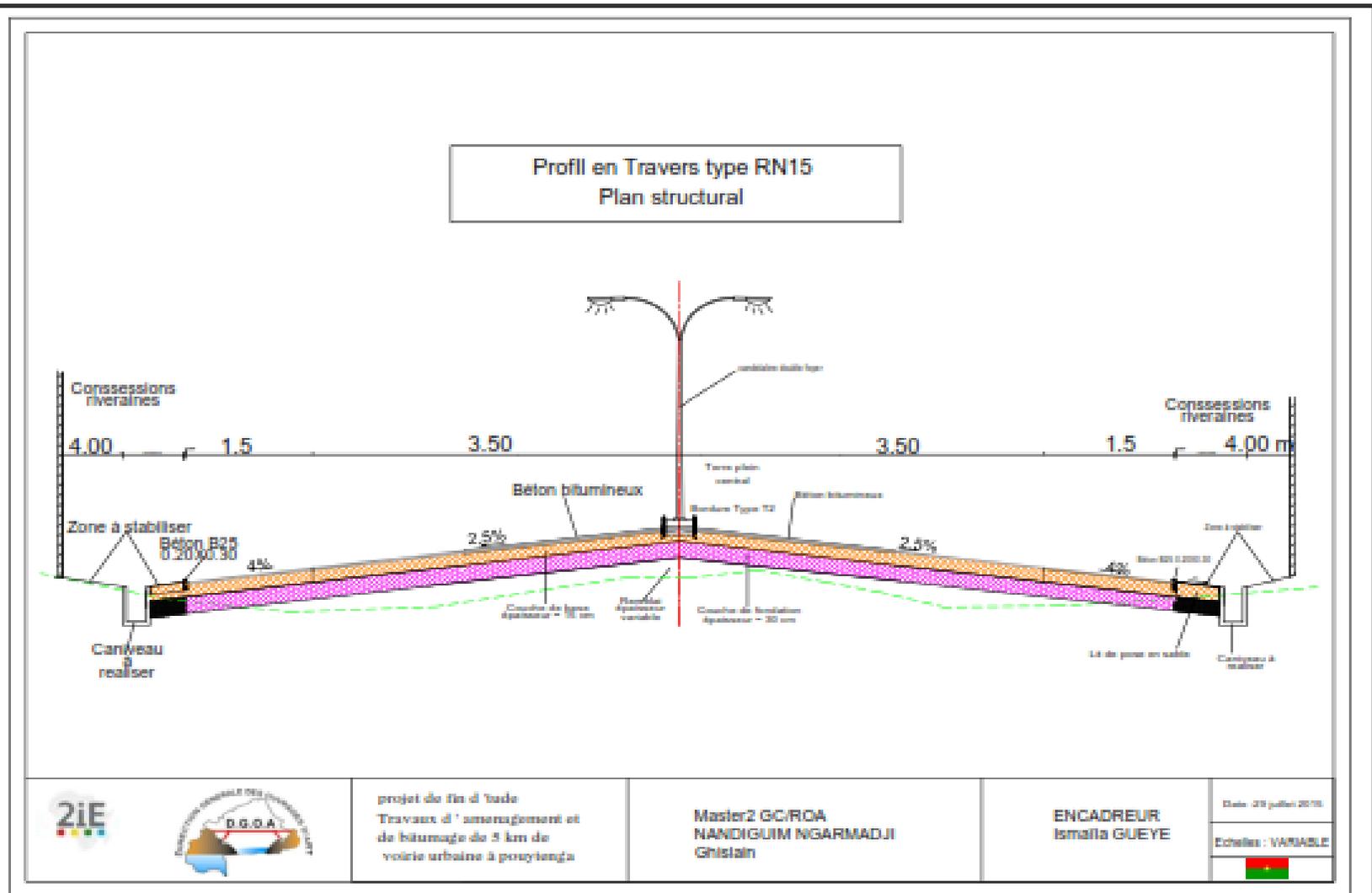


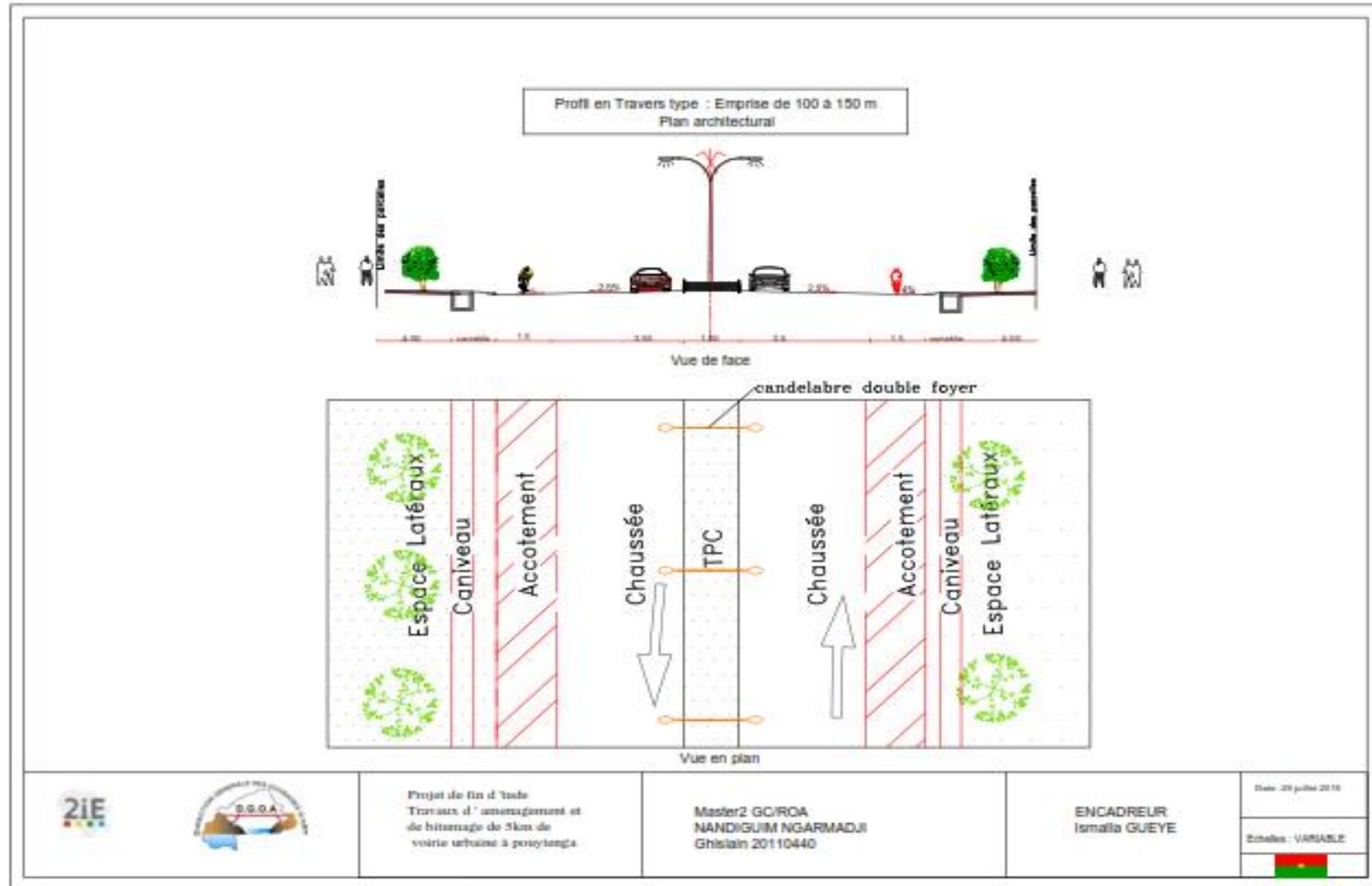


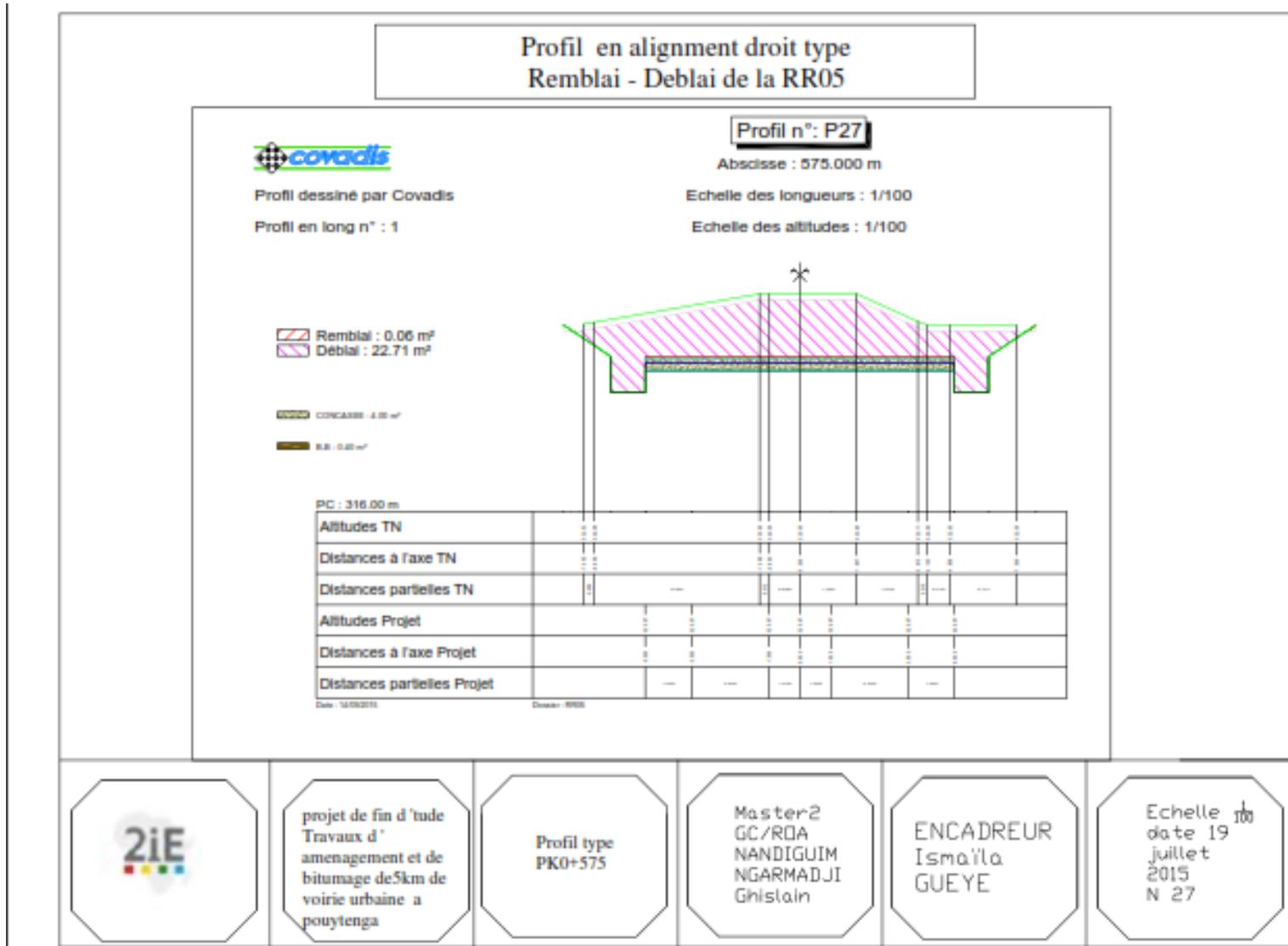
## Annexe 2.1 tracé en plan



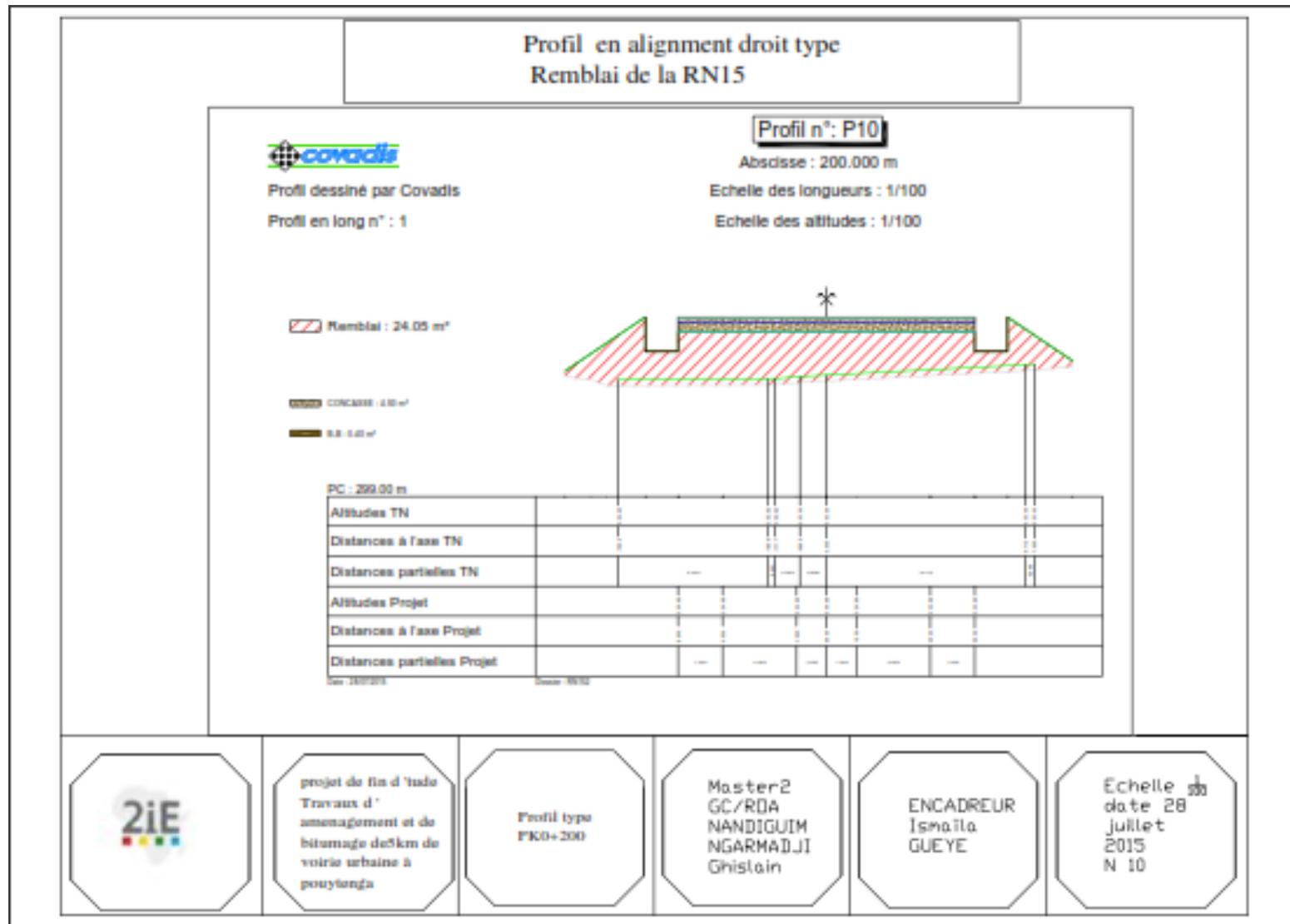
### Annexe 2.3 Quelques profils en travers type

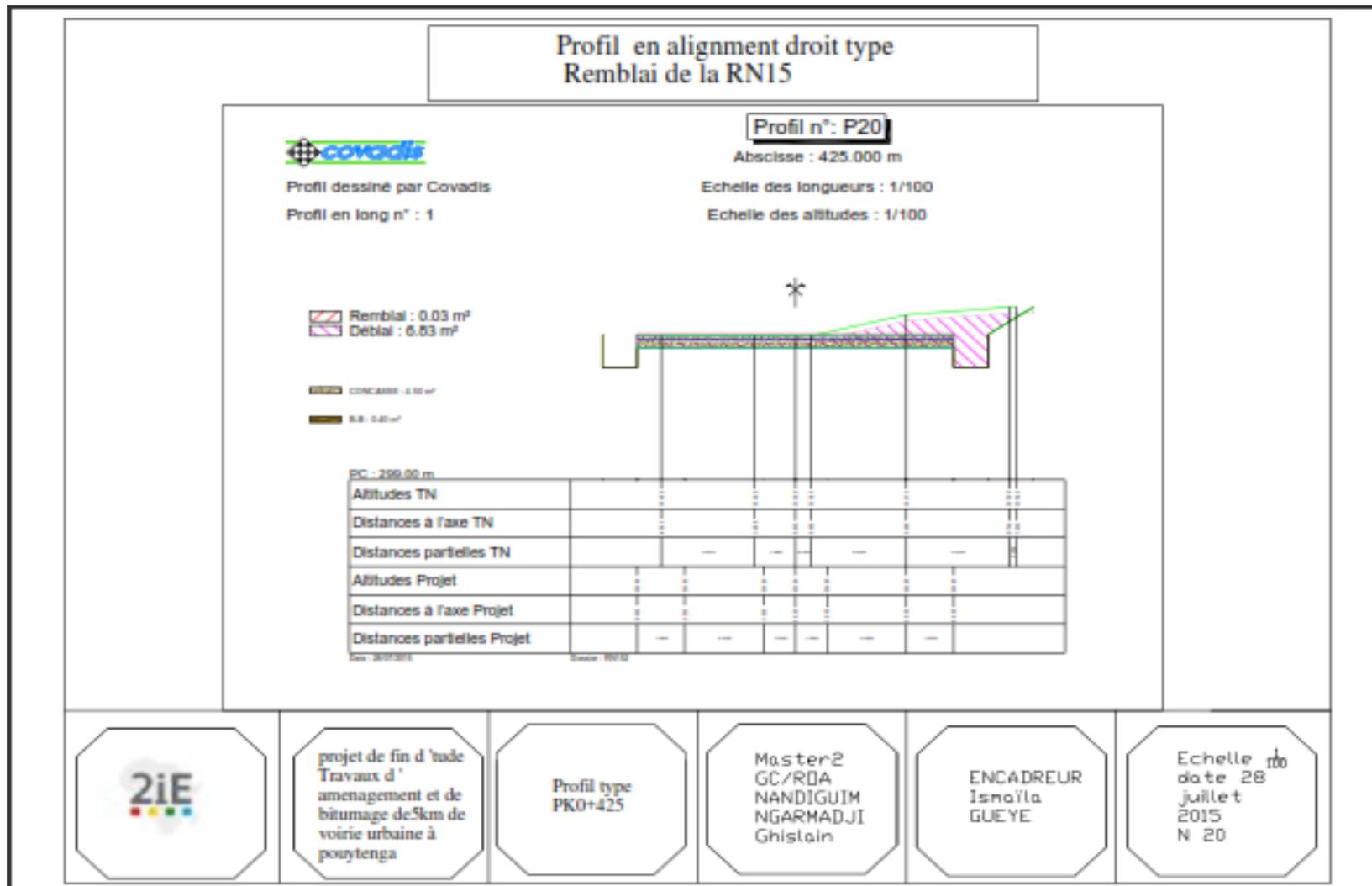


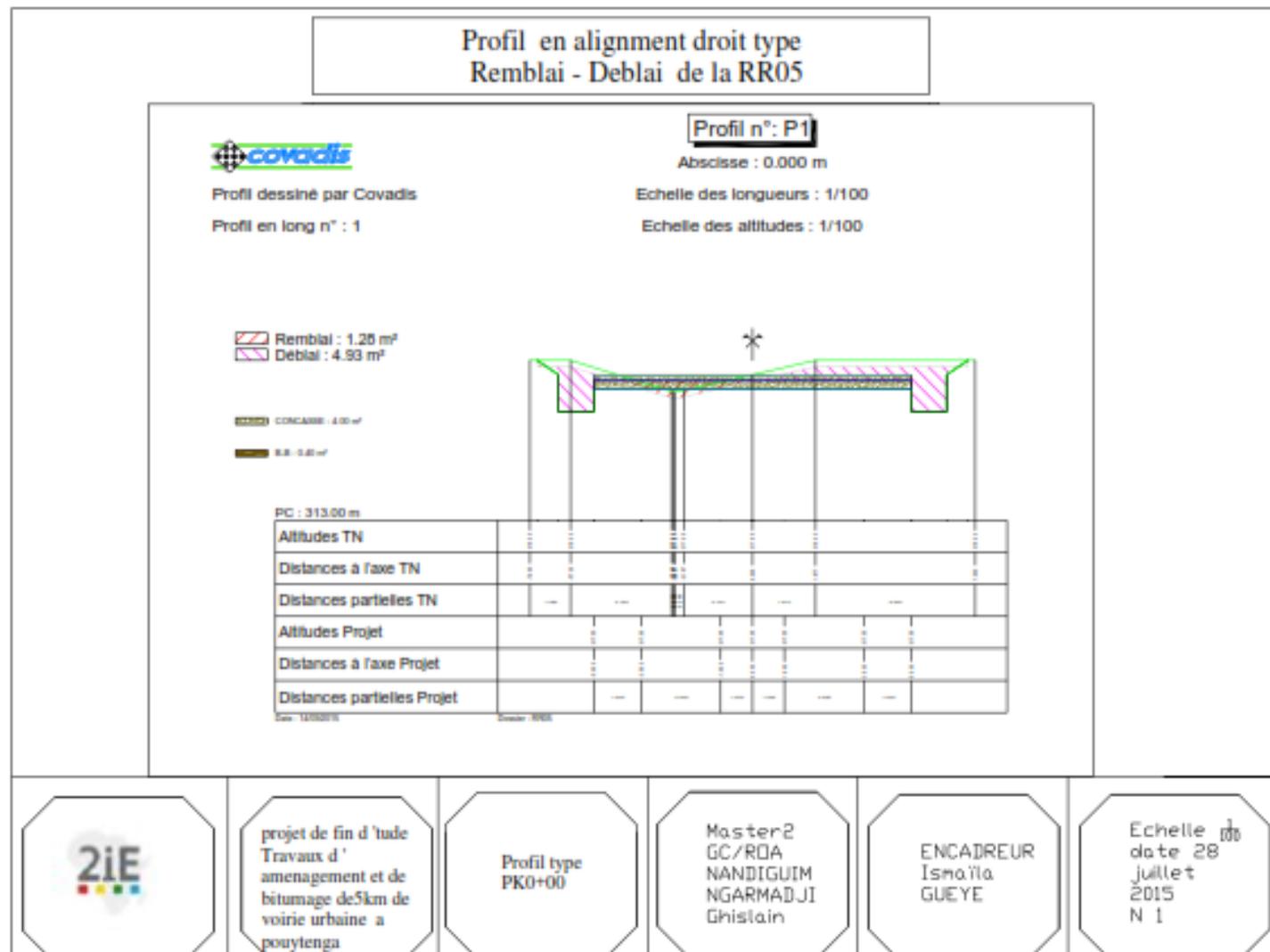




2.3









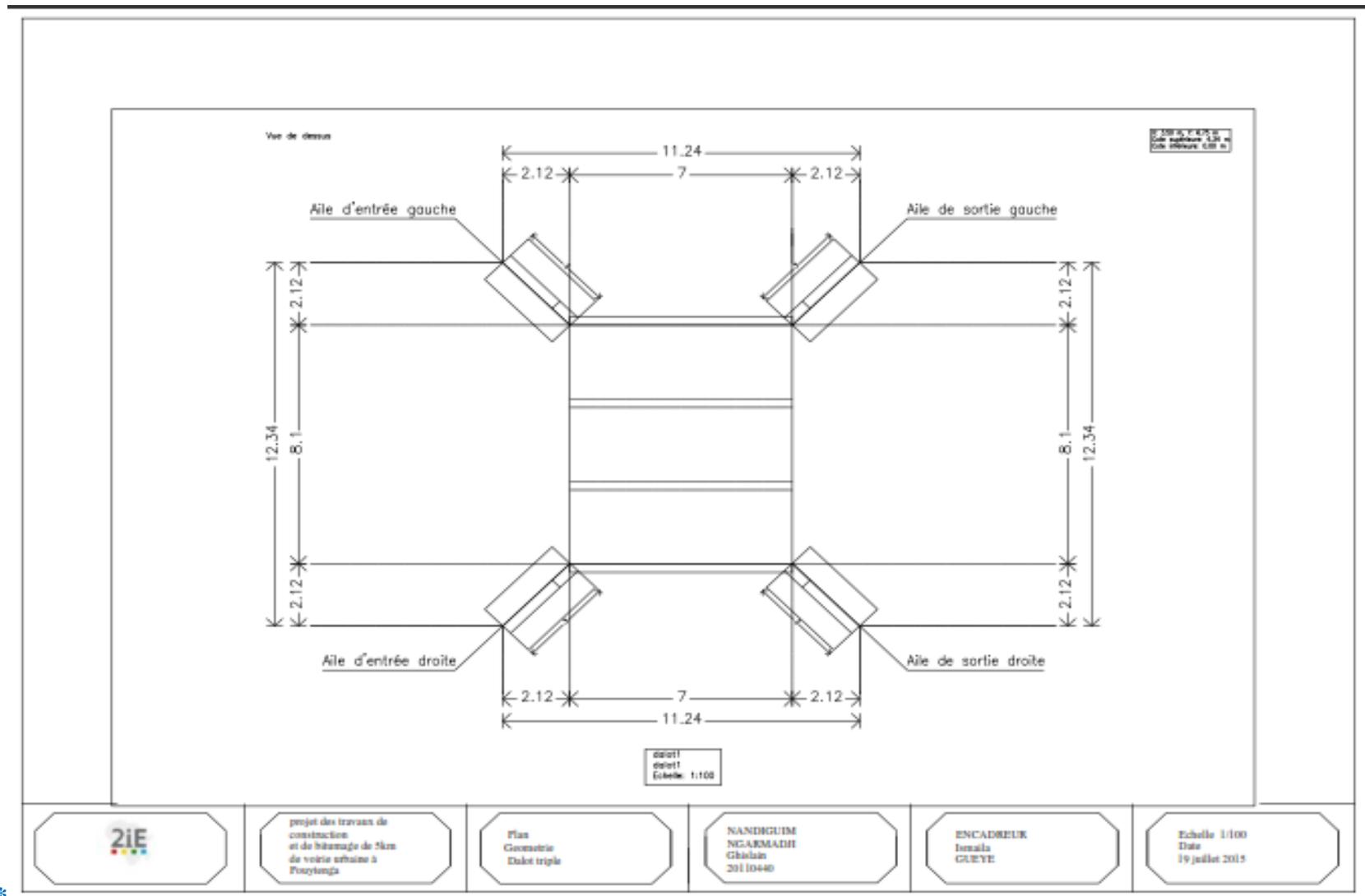
projet de fin d'étude  
Travaux d'aménagement et de bitumage de 5km de voirie urbaine à pouytenga

Profil type  
PK0+00

Master2  
GC/RDA  
NANDIGUIM  
NGARMADJI  
Ghislain

ENCADREUR  
Ismaïla  
GUEYE

Echelle 1/100  
date 28  
juillet  
2015  
N 1



\*



