



**ETUDE TECHNIQUE D'UN TRONÇON DE
L'AUTOROUTE "KRIBI-LOLABE" (DU PK5 AU
PK15) ET D'UN PASSAGE SUPERIEUR DE 60m
AU PK6+350**

MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR 2IE AVEC GRADE DE
MASTER EN INGENIERIE DE L'EAU ET DE L'ENVIRONNEMENT
OPTION : Génie Civil Et Hydraulique/ Route Et Ouvrage D'Art

Présenté et soutenu publiquement le [15-01-2020] par :

Dorian Warner BONDA TIEMO (20170054)

Travaux dirigés par :

**Mme Marie Therese Marame
GOMIS/ MBENGUE,
Enseignante au 2iE**

**M. DEFO FOTSO Eric Hermann,
Ingénieur de Génie Civil à CHEC
Kribi - Cameroun**

Jury d'évaluation du mémoire :

Président : Pr Adamah MESSAN

**Membres et correcteurs : Dr Omar Sore
M. Djidoula Tako**

Promotion [2019/2020]

DEDICACES

A mes parents :

TIENCHEU Marcel

Et

BUEKAM Justine

A mon tuteur :

Hertz EMANI EMANI

REMERCIEMENTS

Je ne pourrai finir ce travail sans dire merci une fois de plus, toujours et en tout temps à l'Eternel DIEU Tout Puissant de m'avoir donné la foi, la force et le courage et sans qui rien n'aurait été possible.

Aussi, depuis de belles lorettes, la science est une œuvre collective. Sur ce, c'est avec un immense plaisir que je m'acquiesce des premières pages de ce rapport pour signaler toute ma gratitude à aux personnes physiques ou morales qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce mémoire.

Je tiens particulièrement à remercier :

- ❖ Monsieur le Directeur General du 2IE, le Professeur Mady KOANDA, pour tout ce qu'il a entrepris et entreprend pour nous étudiants du 2IE ;
- ❖ Mes encadreurs, Mme Marie Therese Marame GOMIS/MBENGUE, mon Directeur de mémoire, pour leur entière disponibilité, leurs conseils et leurs éclaircissements ;
- ❖ Mr Liu, le directeur général de la "China Harbour Engineering Company Ltd Cameroun" pour m'avoir permis d'effectuer ce stage dans son entreprise ;
- ❖ Mon encadreur professionnel, M. DEFO FOTSO Eric Hermann, pour son entière disponibilité, ses conseils et ses éclaircissements ;
- ❖ L'ensemble du personnel de CHEC Kribi-Cameroun, plus particulièrement M. Chwè et M. Cameroon, pour leur disponibilité et leurs conseils qui m'ont beaucoup aidé dans la réalisation de ce travail ;
- ❖ Le corps professoral de l'Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement (2IE) pour tous les enseignements reçus ;
- ❖ Tous mes amis et promotionnaires qui m'ont accompagné et soutenu dans cette quête de la connaissance et de l'apprentissage de la vie sociale en particulier Essoum ABISSI, Stéphane SANGAM ;
- ❖ A tous mes Frères qui m'ont accompagné et soutenu moralement en particulier Cheikh EMANI, Landry LASSI, Sandra YOSSA, Kevin NOUBANGUE ;
- ❖ A tous mes oncles et tantes qui m'ont accompagnés et soutenus dans cette quête du savoir particulièrement Papa Ruben NOUBANGUE, Tantine Mahimouna BAMBA.

RESUME

L'objet de notre étude s'inscrit dans la stratégie de développement du secteur de transport prôné depuis une dizaine d'années par le gouvernement du Cameroun et ses partenaires stratégiques. Ainsi, après Appel d'Offre National Restreint, l'État du Cameroun représenté par le Ministère délégué à la présidence de la république chargée des Marchés Publics, a confié à l'Entreprise CHEC LTD, sous la maîtrise d'œuvre du Groupement STUDI INTERNATIONAL ; INTEG Maitrise d'œuvre, le Projet de Construction de l'Autoroute "Kribi-Lolabe" d'une longueur de 38.5 km, et pour un délai d'exécution des travaux de 36 mois.

Le présent mémoire traite de l'étude d'exécution d'un tronçon d'autoroute soit du « PK5+000 au PK10+000 » et du calcul de l'ouvrage de franchissement de l'emprise de l'autoroute au PK 6+350.

Ainsi pour le tronçon d'autoroute, nous avons tout d'abord défini les éléments et normes de conception géométrique puis à partir de l'interprétation et résultats géotechniques, du dimensionnement de la structure de chaussée de façon manuelle d'une part et à l'aide du logiciel "Alize LCPC" d'autre part avec pour structure calculée "5BB (Rev) + 14GB3 (C.B) + 35GC3 (C.F) + PF2". Nous avons appelé le "Profil en travers type soit une chaussée de 2x2 voies élargissable en 2x3 voies" et ensuite effectué le tracé routier à l'aide du logiciel "Piste 05".

Par ailleurs, l'étude de l'ouvrage d'art c'est fait dans un premier temps par la conception de l'ouvrage suivant les documents techniques de référence et dans un second temps par le dimensionnement des éléments constitutifs de l'ouvrage d'art dont la variante retenue est un **VIPP** (Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post tension). Le dimensionnement de l'ouvrage s'est porté sur les éléments de la superstructure et des éléments de l'infrastructure. Les calculs développés ainsi que les différents plans des éléments étudiés sont présentés en annexes du document.

Le cout total des travaux de ce tronçon d'autoroute est estimé à "**35 301 627 765 FCFA TTC**".

Mots Clés :

-
- 1- Autoroute**
 - 2- Dimensionnement de la chaussée**
 - 3- Tracé autoroutier**
 - 4- Dimensionnement du passage supérieur**
 - 5- Kribi – Lolabe**

ABSTRACT

The purpose of our study falls within the development strategy of the transport sector advocated since the last ten years by the government of Cameroon and its strategic partners. Thus, after the National Restricted Call for proposals, the State of Cameroun entrusted the company "CHEC LTD" under the control of the groupmate of INTERNATIONAL; INTEG Control mission, the construction of the "Kribi – Lolabe Highway project" having a length of 38.5 km Long for a period of execution of 36-month.

This report concerns the design drawing of 10 km of the Highway from « PK5+000 to PK10+000 » and also the PK6+350 overbridged calculations.

So, about the concerned highway section, we firstly defined the geometrical design elements and standards then from the geotechnical interpretation and results, the sizing of the roadway structure was firstly done manually and later on by the aid of a software called "Alize LCPC" on the other hand with a calculated structure "5BB (Rev) + 14GB3 (C.B) + 35GC3 (C.F) + PF2", we stalled on the "Cross type profile as a highway with 2x2 ways extensible in 2x3 ways " and then made the road layout using the software "Piste 05".

Moreover, the study of the structure is done initially by the design of the book following the technical reference documents and on the other hand by the sizing of the constituent elements of the structure of the bridge with the choise of "VIPP". The designing and sizing of the structure concerned the elements of the superstructure and elements of the infrastructure. The calculations developed as well as the different plans of the studied elements are presented in appendices of the document.

The total cost of this highway section is estimated at "**35 301 627 765 CFAF TTC**".

Key words :

- 1- Highway**
- 2- Dimensioning of Carriageway or Pathway**
- 3- Highway design**
- 4- Dimensioning of Overpass**
- 5- Kribi – Lolabe**

LISTE DES ABREVIATIONS

- 2IE** : Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement
- AN** : Autoroute Nationale ;
- B.A.E.L** : Béton Armé aux Etats Limites ;
- B.P.E.L** : Béton Précontraint aux Etats Limites ;
- Bc** : Système de Convoi à Camion ;
- Br** : Système de Convoi à Roue ;
- Bt** : Système de Convoi à Tandem ;
- CAM** : Coefficient d'Agressivité Moyenne du trafic ;
- CBR** : Californian Bearing Ratio ;
- CCAP** : Cahier des Clauses Administratives Particulières ;
- CCTP** : Cahier des Clauses Techniques Particulières ;
- CEBTP** : Centre Expérimental de Recherche et d'Etudes du Bâtiment et des Travaux Publics ;
- CERTU** : Centre d'Etudes les Réseaux, les Transports, l'Urbanisme et les constructions publiques ;
- CRT** : Coefficient de Répartition Transversale ;
- E** : Module de Young ;
- E_{VJ}** : Module d'Elasticité Longitudinal Différé ;
- E_{LJ}** : Module d'Elasticité Longitudinal Instantané ;
- ELS** : Etat Limite de Service ;
- ELU** : Etat Limite Ultime ;
- F_{cj}** : Résistance Caractéristique du Béton à j jours d'âge ;
- HA** : Haute Adhérence ;
- I.C.T.A.A.L** : Instruction sur les Conditions Techniques d'Aménagement des Autoroutes de Liaison ;
- I.C.T.A.V.R.U** : Instruction sur les Conditions Techniques d'Aménagement des Voies Rapides Urbaines ;
- LCPC** : Laboratoire Central de Ponts et Chaussées ;
- L_c** : Largeur Chargeable ;
- L_r** : Largeur Roulable ;
- MTLH** : Matériaux Traités au Liants Hydrauliques ;
- N_v** : Nombre de Voies ;

*Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et
d'un passage supérieur de 60m au PK6+350*

NF P98-082 : C'est la "norme française" qui régit les "Chaussées - Terrassements - Dimensionnement des chaussées routières - Détermination des trafics routiers pour le dimensionnement des structures de chaussées" ;

PK : Point Kilométrique ;

SETRA : Service des Etudes Techniques des Routes et Autoroutes ;

TMJA : Trafic Moyen Journalier Annuel par sens ;

TPC : Terre-Plein Central ;

VIPP : Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post tension ;

SOMMAIRE

Dédicaces.....	i
Remerciements.....	ii
Résumé.....	iii
Abstract.....	iv
Liste des abréviations	v
Sommaire	vii
Liste des tableaux.....	xi
Liste des figures	xiv
Introduction.....	1
1. Présentation de la structure d'accueil.....	2
1.1. Historique.....	2
1.2. Activités principales	2
1.3. Organisation et fonctionnement.....	3
2. Présentation du projet.....	3
2.1. Contexte et justification du projet	3
2.2. Les objectifs de l'étude.....	4
2.2.1. L'objectif général.....	4
2.2.2. Objectifs spécifiques	4
2.3. Caractéristiques de la zone d'étude.....	4
2.3.1. Localisation géographique du projet	4
2.3.2. Milieu physique	2
2.3.3. Milieu humain et socioculturel	4
3. Méthodologie de conception.....	6
3.1. Méthodologie.....	6
3.1.1. Etape 1 : Prise de connaissance du projet	6
3.1.2. Etape 2 : Etudes de base	6
3.1.3. Etape 3 : Conception et dimensionnement.....	6
3.1.4. Etape 4 : Evaluation du coût du projet	7
3.2. Matériels.....	7

*Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et
d'un passage supérieur de 60m au PK6+350*

4. Etudes de base.....	7
4.1. Etude topographique.....	7
4.2. Etudes géotechniques	8
5. Conception générale de l'autoroute.....	8
5.1. Caractérisation de l'autoroute.....	9
5.1.1. La fonction de l'autoroute	9
5.1.2. Choix de la catégorie d'autoroute	9
5.1.3. Le trafic	9
5.1.4. Choix du nombre de voies	10
5.1.5. Visibilité.....	11
5.2. Etudes géométrique : le tracé de l'autoroute.....	11
5.2.1. Hypothèses et données de base	11
5.2.2. Présentation des logiciels utilisés pour le tracé	11
5.2.3. Le tracé proprement dit	12
5.2.4. Valeurs minimales des rayons de trace en plan et de profil en long.....	14
6. Dimensionnement de la structure de chaussée	16
6.1. Démarche de dimensionnement.....	17
6.2. Dimensionnement par la méthode CEBTP.....	17
6.2.1. Le sol de plateforme.....	17
6.2.2. Calcul du trafic poids lourd cumulé	18
6.2.3. Le choix de la structure de chaussée	18
6.2.4. Quelques exigences caractéristiques des matériaux de la structure de chaussée	19
6.3. Vérification des couches de la structure de chaussée	20
6.3.1. Calcul manuel des déformations verticales admissibles	20
6.3.2. Calcul et vérification des déformations verticales admissibles avec "ALIZE LCPC"	20
7. Etude du passage supérieur	22
A. données de base et choix du type d'ouvrage.....	22
7.1. Données de base, normes et hypothèses.....	22
7.2. Choix du type d'ouvrage.....	24
7.3. Proposition des variantes de franchissement.....	25
7.4. Analyse critique des variantes de franchissement.....	25

B. Conception détaillées et dimensionnement des éléments de de la variante choisie	26
7.5. Prédimensionnement de la variante choisie	26
7.5.1. Conception des éléments du tablier.....	26
7.5.2. Conception d'autres éléments de la superstructure et de l'infrastructure, des appuis et de la fondation.....	27
7.5.3. Charges de calculs.....	27
➤ Charges permanentes	27
➤ Charges d'exploitation.....	28
7.6. Dimensionnement Des Eléments De La Superstructure	28
7.6.1. Justification du hourdis	28
7.6.2. Etude de la prédalle.....	30
7.6.3. Calcul des coefficients de répartition transversale de "Guyon – Massonnet" et des sections d'acier des poutres	30
7.6.4. Justification des poutres secondaires ou entretoises.....	35
7.6.5. Dimensionnement des crochets de levage	36
7.6.6. Justification et calcul de la précontrainte.....	36
7.7. Dimensionnement Des Eléments De L'Infrastructure	38
7.7.1. Étude des appareils d'appui.....	38
7.7.2. Dimensionnement du bossage d'appui.....	40
7.7.3. Dimensionnement du joint de chaussée.....	40
7.7.4. Dimensionnement du chevêtre :.....	41
7.7.5. Dimensionnement Des Eléments De Culée	42
7.7.6. Calcul structurale du mur garde grève.....	43
7.7.7. Calcul de la dalle de transition.....	43
7.7.8. Calcul structural du corbeau de la dalle de transition.....	44
7.7.9. Mur en retour.....	44
7.7.10. Dimensionnement des futs des appuis	44
7.8. Dimensionnement Des Eléments De Fondation.....	45
7.8.1. Semelle de liaison	45
7.8.2. Etude du système de fondations : fondations profondes.....	47
8. Notice d'impact environnementale et sociale.....	51
8.1. Cadre institutionnel et juridique de l'étude	51
8.2. Impact négatifs.....	52
8.3. Impact positifs.....	52
8.4. Analyse des effets d'activités sources d'impacts.....	53

*Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et
d'un passage supérieur de 60m au PK6+350*

8.5.	Mesure d'atténuations appropriées	53
9.	Cadre du bordereau du prix unitaire et devis quantitatif et estimatif.....	55
9.1.	Cadre du bordereau du prix unitaire	55
9.2.	Devis Quantitatif Et Estimatif	55
	<i>Conclusion et recommandation</i>	56
	<i>Bibliographie</i>	58
	<i>Annexes</i>	60

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2 : Récapitulatif des données de base projetées relatives à la chaussée	10
Tableau 3 : Récapitulatif du calcul du nombre de voies.....	11
Tableau 4 : Valeurs des paramètres cinématiques	14
Tableau 5 : Valeurs minimales des rayons du tracé en plan.....	15
Tableau 6 : Valeurs limites des paramètres du profil en long.....	15
Tableau 7 : Valeur des CBR en fonction de la classe des sols	17
Tableau 8 : Caractérisation, classification et choix du sol de plateforme	18
Tableau 9 : Récapitulatif des données de prédimensionnement de la méthode CEBTP.....	18
Tableau 10 : Variantes proposées et choix de la structure de chaussée (CEBTP, 1984)	18
Tableau 11 : Récapitulatif des résultats de calcul manuel des déformations admissibles.....	20
Tableau 12 : Récapitulatif des résultats de calcul de la structure de chaussée retenue	21
Tableau 13 : Normes et règlement de calcul de l'ouvrage	22
Tableau 14 : Charges de calcul de l'ouvrage.....	23
Tableau 15 : Combinaisons des charges	24
Tableau 16 : Matériaux.....	24
Tableau 17 : Proposition des variantes	25
Tableau 18 : Avantages et inconvénients des variantes	25
Tableau 19 : Récapitulatif des dimensions du tablier en béton précontraint	26
Tableau 20 : Caractéristiques géométriques de la conception des éléments de la superstructure et de l'infrastructure, des appuis et de la fondation.....	27
Tableau 21 : Poids propre des éléments du tablier	27
Tableau 22 : Sollicitations et section d'acier d'un mètre linéaire d'hourdis.	30
Tableau 23 : Sollicitations et section d'acier de la prédalle (1ml).....	30
Tableau 24 : Récapitulatif du calcul de l'inertie propre de la poutre	33
Tableau 25 : CRT poutre modèle de calcul	35
Tableau 26 : Sollicitations et section d'acier de la poutre	35
Tableau 27 : Sollicitations et section d'acier de l'entretoise	36
Tableau 28 : Caractéristiques géométriques des poutres.....	36
Tableau 29 : Contraintes limites admissibles pour chaque section	37
Tableau 30 : Tension finale dans les câbles et armature passive	38
Tableau 31 : Résultat du dimensionnement de l'appareil d'appuis	40

**Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et
d'un passage supérieur de 60m au PK6+350**

Tableau 32 : Dimensions et section d'aciers du Bossage d'appuis	40
Tableau 33 : Sollicitations et section d'aciers du chevêtre	41
Tableau 34 : Sollicitations et section d'aciers de la semelle de liaison	46
Tableau 35 : Tableau des effets d'activités sources d'impacts	53
Tableau 36 : Volume de trafic de la route principale (véhicule / j)	61
Tableau 37 : Valeurs minimales des rayons du tracé en plan	72
Tableau 38 : Valeurs limites des paramètres du profil en long	72
Tableau 39 : Choix de la structure de chaussée f(Trafic ; Classe de sol de plateforme).....	80
Tableau 40 : Spécifications des caractéristiques normalisées des granulats pour GTLH	81
Tableau 41 : Spécifications des caractéristiques de la Grave Bitume	81
Tableau 42 : Spécifications des caractéristiques du Béton Bitumineux	82
Tableau 43 : Classes de trafic en fonction du nombre total de poids lourds	83
Tableau 44 : Caractéristiques mécaniques des différents matériaux utilisés pour l'étude	84
Tableau 45 : Domaine d'emploi des principaux types d'ouvrages courant.....	109
Tableau 46 : Ponts métalliques.	110
Tableau 47 : Valeurs du coefficient de dégressivité transversal a1	127
Tableau 48 : Valeurs du coefficient a2	128
Tableau 49 : Valeurs du coefficient de pondération "bc"	128
Tableau 50 : Vérification du non poinçonnement du hourdis.....	131
Tableau 51 : Sens du travail du panneau de dalle	132
Tableau 52 : Sollicitations dues aux charges du système "Bt"	137
Tableau 53 : Caractéristiques des essieux des camions du système "Bc"	138
Tableau 54 : Sollicitations dues aux charges militaires.....	145
Tableau 55 : Récapitulatif des sollicitations non pondérées sur le hourdis	145
Tableau 56 : Effort tranchant sur le hourdis à l'ELU	146
Tableau 57 : Moment fléchissant sur le hourdis à l'ELS	146
Tableau 58 : Calcul des armatures de l'hourdis	148
Tableau 59 : Calcul des armatures de la prédalle.....	150
Tableau 60 : Valeur du coefficient k en fonction de b/a.....	157
Tableau 61 : Expression du moment maximale sous l'effet du convoi "Bc" dans une poutre à travée indépendante	188
Tableau 62 : Charge sur la poutre maitresse appliquée des coefficients de Massonnet.....	194
Tableau 63 : Calcul des sections d'aciers de la poutre maitresse et vérifications.....	194

*Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et
d'un passage supérieur de 60m au PK6+350*

Tableau 64 : Récapitulatif du calcul des armatures de l'entretoise.....	202
Tableau 65 : Contraintes limites admissibles pour chaque section	207
Tableau 66 : Résultat du dimensionnement de l'appareil d'appuis	221
Tableau 67 : Récapitulatif des sollicitations sur chevêtre :	227
Tableau 68 : Récapitulatif du calcul des armatures du chevêtre.....	228
Tableau 69 : Récapitulatif du calcul des armatures de la semelle de liaison.....	245

LISTE DES FIGURES

Figure 1 : Plan de situation géographique du projet.....	2
Figure 2 : Les différents profils en travers types utilisés pour le tracé.....	12
Figure 3 : Exemple de tracé en plan généré pour dans notre étude.....	15
Figure 4 : Exemple de profil en long généré pour dans notre étude.	15
Figure 5 : Schéma de fonctionnement d'une structure de chaussée sous l'application d'une charge roulante	16
Figure 6 : Structure de chaussée pré dimensionnée	19
Figure 7 : Résultats de calcul – Alize LCPC	21
Figure 8 : Modélisation du hourdis suivant le sens transversal	29
Figure 9 : Notations et Conventions d'un panneau d'hourdis	29
Figure 10 : Modèle du tablier de pont d'après Guyon-Massonnet	31
Figure 11 : Section de poutre en I	32
Figure 12 : Appareil d'appui en élastomère fretté de type "B".....	39
Figure 13 : Illustration du joint de type "CIPEC Wd110"	41
Figure 14: Schéma de principe du périmètre de calcul de résistance au poinçonnement de la semelle	47
Figure 15 : Détermination graphique du nombre de voie - Routes à chaussées séparées et échanges dénivelés	65
Figure 16 : Règle de visibilité sur une sortie d'autoroute.....	69
Figure 17 : Règle de visibilité sur une entrée d'autoroute.....	69
Figure 18 : Schéma de principe du tracé en plan	71
Figure 19 : Schéma de principe du profil en long	72
Figure 20 : Tracé géométrique - fond plan	74
Figure 21 : Tracé géométrique - axe en plan	75
Figure 22 : Tracé géométrique - profil en long 1	76
Figure 23 : Tracé géométrique - profil en long 2	76
Figure 24 : Tracé géométrique - Vue en perspective	78
Figure 25 : Calcul de la valeur admissible de la couche de béton bitumineux	89
Figure 26 : Calcul de la valeur admissible de la couche de base en GB3	89
Figure 27 : Calcul de la valeur admissible de la couche de fondation en GC3	90
Figure 28 : Calcul de la valeur admissible du sol de plateforme (Pf2)	90

**Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et
d'un passage supérieur de 60m au PK6+350**

Figure 29 : modélisation de la structure de chaussée (7BB+17GB3+20GC3+ Pf2).....	91
Figure 30 : Résultat du calcul des structures de chaussée dans "Alize"	91
Figure 31 : Itération-modélisation de la structure de chaussée (5BB+14GB3+35GC3+ Pf2) .	92
Figure 32 : Résultat du calcul de la structure de chaussée après itération.....	92
Figure 33 : Barrière métallique à lisses horizontales BN4	94
Figure 34 : Schéma d'une gargouille d'évacuation	94
Figure 35 : Disposition du système de charges "Bc"	97
Figure 36 : Disposition du système de charge "Bt"	98
Figure 37 : Disposition du système de charge Br.....	98
Figure 38 : Convoi Mc120.....	100
Figure 39 : Convoi-type D	101
Figure 40 : Convoi-type E	101
Figure 41 : Gousset de jonction âme-table de compression	112
Figure 42 : Forme des talons.....	114
Figure 43 : Entretoises : Amorces et parties coulées en place	115
Figure 44 : Prédalle en béton armé.....	116
Figure 45 : Coupe transversale du tablier	116
Figure 46 : Vue des éléments de pile.....	117
Figure 47 : Schéma descriptif de la culée	119
Figure 48 : Culée type SETRA	120
Figure 49 : Vue des éléments de Culée	122
Figure 50 : Liaison dalle de transition-corbeau d'appui de type articulé	124
Figure 51 : Diffusion des charges localisées dans la dalle	130
Figure 52 : Modèle isostatique de calcul du hourdis	131
Figure 53 : Diffusion d'une charge "P" localisée sur le plan moyen du panneau de dalle	133
Figure 54 : Moment fléchissant d'une dalle portant dans une seule direction sous l'effet de la charge permanente.....	133
Figure 55 : Disposition de la roue du système "Br" sur le panneau de hourdis	135
Figure 56 : Disposition du tandem "Bt" sur le hourdis.....	137
Figure 57 : Rectangle d'impact des charges du système "Bc"	138
Figure 58 : Modélisation du hourdis en encorbellement	147
Figure 59 : Division de la poutre en surface élémentaires (dimensions en cm)	154
Figure 60 : Division de la poutre en "T" pour la détermination de l'inertie de torsion.....	157

**Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et
d'un passage supérieur de 60m au PK6+350**

Figure 61 : Ligne d'influence de "K" pour la poutre de rive.....	162
Figure 62 : Application de la charge "AL" et celle du trottoir "qtr" sur la "Li" de "K" pour la poutre de rive.....	163
Figure 63 : Application de la charge "Bc" sur la Li de "K" pour la poutre de rive.....	166
Figure 64 : Application de la charge "Bt" sur la Li de "K" pour la poutre de rive.	167
Figure 65 : Application de la charge "Mc120" sur la Li de "K" pour la poutre de rive.	169
Figure 66 : Ligne d'influence de "K" pour la poutre intermédiaire.....	172
Figure 67 : Chargement de "Al" et de "qtr" sur la Li de "K" pour la poutre intermédiaire....	173
Figure 68 : Application de la charge "Bc" sur la Li de "K" pour la poutre intermédiaire.....	175
Figure 69 : Application de la charge "Bt" sur la Li de "K" pour la poutre intermédiaire.	177
Figure 70 : Application de la charge "Mc120" sur la Li de "K" pour la poutre intermédiaire.	178
Figure 71 : Ligne d'influence de l'effort tranchant.....	189
Figure 72 : Bossage pour vérinage et pour appareil d'appui	198
Figure 73 : Tracé de l'effort tranchant obtenue par le logiciel PYBAR.....	201
Figure 74 : Tracé du moment fléchissant obtenue par le logiciel PYBAR	201
Figure 75 : Processus de levage des poutres	205
Figure 76 : Ferrailage type "SETRA – PP73" murs garde grève de hauteur de 2 à 3 m.....	233
Figure 77 : Ferrailage de la dalle de transition.....	236
Figure 78 : Valeur de "qs" en fonction de PI^*	253

INTRODUCTION

Les infrastructures de transport sont le principal vecteur de communication, d'échange entre les populations et apparaissent comme fondamentales dans la réalisation du développement d'un pays. En Afrique en général et au Cameroun en particulier, le transport terrestre reste le principal moyen d'échanges, d'acheminement des biens et de communication entre les hommes, les villes et même les pays voisins.

La volonté de faire du Cameroun un pays émergent s'affirme résolument à travers les projets structurants, tels que la construction du Port en Eau Profonde de Kribi et aussi de l'autoroute "Kribi – Lolabe" (comprenant des ouvrages d'arts) qui devra desservir les activités de la zone portuaire et dans la même optique de fluidifier la circulation tout en connectant les deux principaux pôles économiques que constituent les villes de Yaoundé et de Douala à la ville de Kribi qui vient s'inscrire dans la liste des pôles économique du Cameroun.

Toutefois, il est important de noter que la construction d'une autoroute nécessite souvent le franchissement d'obstacles tels que les vallées, les cours d'eau, les montagnes, les chemins de fer ou même d'autres routes.

Le tracé de l'autoroute "Kribi – Lolabe" croise (coupe) au PK6+350, une route dont la continuité est assurée par l'intermédiaire d'un passage supérieur franchissant l'autoroute. Et c'est dans ce sens que le travail qui nous incombe consiste donc en « **l'étude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350** ».

Ainsi pour mener à bien cette étude et atteindre les objectifs fixés, ce mémoire sera structuré comme suit partant d'un chapitre à un autre :

- La présentation de la structure d'accueil et du projet ;
- La méthodologie d'étude ainsi que les études de base ;
- L'étude géométrique de l'autoroute et le dimensionnement de la structure de chaussée ;
- Le Recueil des données et hypothèses de calcul de l'ouvrage d'art ;
- Une Analyse multicritère pour le choix du type d'ouvrage ;
- Conception et pré-dimensionnement de l'ouvrage choisi ;
- Modélisation et calcul des sollicitations de façon manuel d'une part mais aussi avec le logiciel "Pybar" d'autre part et le calcul des sections d'aciers ;
- L'étude d'impact environnement et social ;
- L'établissement du devis quantitatif et estimatif du projet ;
- L'élaboration des différents plans.

1. PRESENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL

1.1. HISTORIQUE

Fondée en 1980, China Harbour Engineering Company Ltd. (CHEC) est une branche de la China Communications Construction Company Ltd "CCC", la toute première entreprise publique de chine. CHEC c'est ainsi fait une place dans le monde des affaires particulièrement des BTP. CHEC est implanté dans au moins 80 pays dans le monde entier et compte à nos jours plus de 10 000 collaborateurs à travers le monde et pour un chiffre d'affaire de 10 Milliards de dollar américain de projets globaux.

1.2. ACTIVITES PRINCIPALES

CHEC est un leader dans la fourniture des services en ingénierie dans les contrats type Engineering-Procurement-Construction (EPC), Build-Operate-Transfer (BOT), and Public-Private-Partnership (PPP) tant pour des secteurs publics ou privés. Pour quelques infrastructures et réalisation de CHEC, nous pouvons citer :

- L'ingénierie marine ;
- les infrastructures portuaires ;
- Les routes, les autoroutes et les ouvrages d'art ;
- Les Chemins de fer, ligne de métro ;
- Les aéroports ;
- Les Equipements connexes ;

L'entreprise a un sens d'expertise et d'expérience aussi élargi dans d'autres domaines tels que :

The Company has abundant expertise and experiences in other industries as well, such as:

- La construction (genie civil) ;
- Les travaux municipaux ;
- Le domaine environmental ;
- L'ingénierie hydraulique ;
- Les centrales hydrau-électrique (énergie) ;
- L'exploration des ressources ;

Grâce à ses avantages en termes de technique, d'équipement, de marketing et de main-d'œuvre, CHEC fournit des services prestigieux dans le monde entier et devient une marque de

renommée mondiale dans le domaine de l'ingénierie.

Depuis sa création, CHEC s'est engagé à respecter les valeurs fondamentales que sont la responsabilité, le retour à la qualité et la coopération gagnant-gagnant. Motivé par le moral de l'inclusion, de l'intégrité, de l'innovation et du dévouement, CHEC a réalisé une série de projets marquants de renommée internationale. CHEC s'acquitte activement de sa responsabilité d'entreprise avec la diligence requise, contribuant ainsi au développement de l'économie et des intérêts et objectifs communs, ainsi qu'à la réalisation de la croissance durable avec nos partenaires.

1.3. ORGANISATION ET FONCTIONNEMENT

Comme toutes les entreprises du monde, CHEC fonctionne du lundi au samedi de 7h30 à 18h00. Son personnel est composé : d'Ingénieurs, d'architectes, d'enquêtes, d'assistants, de techniciens, de chauffeurs, etc ...)

- *L'organigramme du projet autoroutier "Kribi-Lolabe" est présenté en "Annexe 15"*
- *Les principales installations et équipements utilisés pour le projet sont présentés en "Annexe 15"*

2. PRESENTATION DU PROJET

2.1. CONTEXTE ET JUSTIFICATION DU PROJET

Le Gouvernement de la République du Cameroun, dans le souci de renforcer le réseau routier existant, a opté pour la mise en œuvre d'un programme autoroutier « AN » dans le but de relier les quatre grands pôles économiques du pays que sont Yaoundé, Douala, Bafoussam et la ville portuaire de Kribi par des voies autoroutières. Ce programme qui participe de la modernisation des infrastructures de transport et de l'amélioration des conditions de circulation et de sécurité sur les itinéraires concernés, croise les attentes du Document de Stratégie pour la Croissance et l'Emploi.

Par ailleurs, le « boost » de ce projet est la construction du port en eaux profondes de Kribi se trouvant à proximité des principaux sites d'extraction minière du Cameroun. Il permet de désengorger le port de Douala où les délais pour accueillir les navires sont parfois de plusieurs semaines.

C'est donc fort de cet important flux d'activités qu'il a été décidé qu'en plus de la route ordinaire de 32 km qui dessert actuellement le port en eau profonde de Kribi, et étant la plus grande infrastructure portuaire du Cameroun, qu'un linéaire de 38,5 km, d'autoroute "Kribi-

Lolabé" vient dans l'optique de combler le déficit logistique de la route actuellement utilisée. L'autoroute "Kribi-Lolabe" vient desservir plus efficacement le port en eau profonde de Kribi situé dans la région du Sud du pays.

Le coût global de ce projet autoroutier est officiellement estimé à 250 milliards de francs CFA, financés à 85% par "Exim Bank of China", et à 15% par l'Etat du Cameroun.

Selon les projections du gouvernement, l'autoroute "Kribi-Lolabé" rejoindra plus tard l'autoroute Edéa-Kribi qui permettra de rallier aisément le port en eau profonde de Kribi à partir de Douala, la capitale économique du pays.

Pour accompagner et représenter le maître d'ouvrage dans ce projet nous avons : l'assistant au maître d'ouvrage "EGIS" et la mission de contrôle retenue dont le Groupement "Studi International/Integ Maitrise d'œuvre".

2.2. LES OBJECTIFS DE L'ETUDE

2.2.1. L'objectif général

L'objet de la présente étude est la réalisation d'un Avant-Projet Détaillé (APD) partiel, pour un tronçon de 10km de l'autoroute "Kribi-Lolabé" et d'un passage supérieur de "60 m" situé dans la région sud du Cameroun précisément dans le département de l'océan ayant pour chef-lieu "Kribi".

2.2.2. Objectifs spécifiques

Ils sont entre autres :

- De proposer une structure de chaussée stable et résistante ;
- De comparer la structure de chaussée dimensionnée avec celle du projet d'exécution ;
- De concevoir et de dimensionner le tablier de l'ouvrage d'art ;
- De dimensionner les appuis de l'ouvrage d'art ;
- De proposer une fondation stable apte à supporter les charges de l'ouvrage d'art ;
- De faire une notice d'impact environnement et social ;
- De faire une évaluation financière du projet (devis quantitatif et estimatif).

2.3. CARACTERISTIQUES DE LA ZONE D'ETUDE

2.3.1. Localisation géographique du projet

L'autoroute "Kribi-Lolabe" longue de "38,5 km" est située dans la région du sud Cameroun et relie la ville de Kribi au Port en eau Profonde. C'est la principale ligne de transport pour l'expédition, mieux encore le transport des marchandises vers les autres régions du pays.

Néanmoins, la période allant de mars à mai correspond à la saison des pluies, de juin à août à la saison sèche, de septembre à novembre à la saison des pluies abondante et de décembre à février de la saison sèche.

La complexité des forêts tropicales locales et denses forme un phénomène hydrologique unique de forêt pluviale. Les fortes précipitations ne contribuent pas directement au ruissellement de surface. La majeure partie de la pluie est interceptée par le feuillage de la végétation et la pluie tombe sur le reste de surface. En raison de la bonne et de la forte perméabilité du sol, une partie considérable de l'eau s'infiltré immédiatement dans le sol et seule une petite partie contribue au ruissellement. L'eau s'infiltré dans le sol le long de la couche perméable dans les vallées basses.

Les précipitations sont rares pendant la saison sèche. Le long de la végétation, il y a de grands arbres, de hauteur d'environ 30 mètres et de diamètre d'environ 20 cm ~ 50 cm, espacé d'environ 5 à 10 m. La distribution des arbres à arbustes bas est irrégulière, la cime est grande et chaque cime est étroitement liée. La palmeraie est répartie dans la culture artificielle de la route locale. La température moyenne annuelle est de "27,1°", où se situe le projet. En août, la température moyenne est comprise entre "24°C" et "28°C". La température moyenne la plus chaude est comprise entre "25°C" et "32°C" les jours secs de février.

➤ *Sol*

Le sud du Cameroun est classé parmi les régions du pays les mieux pourvues en bons sols et constitués de latérites et de zones riches en sable. Pour ce qui est de la zone d'étude en particulier, les sols sont constitués essentiellement d'association de sols, des sols ferrallitiques, des sols hydromorphes et d'association de sols. La zone est donc pourvue de matériau de bonne qualité et en quantité pour les travaux. C'est ainsi que "d'Ebome" à "Lende", s'étend une zone de plateaux et collines, dont l'altitude ne dépasse pas 70 m et qui sont souvent fortement découpés par le réseau hydrographique. Cette zone est essentiellement formée de roches sédimentaires allant du Crétacé au Quaternaire (du nord vers le sud) : ces formations, ou tout au moins celles qui affleurent sur les plus grandes surfaces, sont principalement formées de sables et de grès.

➤ *La végétation et la flore*

La formation végétale est la forêt dense humide sempervirente de basse et moyenne altitude, constituée de vieilles forêts secondaires, de jachères forestières et de jachères à

chomolaena odorata. Les essences forestières de la communauté sollicitées pour l'exploitation sont : Le Bubinga, le Moabi, le Sapelli, le Sipo, le Tali, le Movingui, le Bibolo, l'Ayous, le Bilinga, l'Ekop, l'Azobé, l'Ebene et l'Iroko.

On rencontre aussi quelques Produits Forestiers Non Ligneux (PFNL) tels que l'Ando'o, l'Ezejang, la cola, le Bitter Cola, le Nding, l'Obam, l'Essok, l'apwa, etc.

- ***La forêt dense humide sempervirente***

Ici, la strate supérieure de cette forêt polyspécifique atteint 45-50 m. Certaines espèces sont présentes, en particulier des mimosacées (*Piptadeniastron africanum*) et *Baillonella toxisperma* (Sapotacées). Les méliacées du genre *Entendrophagma* sont peu fréquentes. Le sous-bois est généralement dominé par des zingibéracées et comme linacées.

- ***La forêt ripicole humide***

Dans cette formation, les strates arborescentes supérieures dépassent rarement 35 m et sont relativement peu recouvrantes, alors que la strate arborescente inférieure est bien développée. On trouve des forêts rupicoles humides en bordure des cours d'eau.

- ***La raphiale (forêt humide marécageuse)***

Cette formation existe au fond des interfluves. Il s'agit de peuplement de *Raphia Sp.* La Commune en est vraiment bondée et ceci constitue un réel potentiel pour la mise en valeur par la pratique de la pisciculture.

➤ ***La faune***

La faune est surtout constituée du petit gibier regorgeant des animaux tels que les lièvres, les chats tigres, les porcs épics, les hérissons, les singes, les biches, les vipères, les rats palmistes, les varans etc. Les zones de pêche que sont les cours d'eau regorgent du poisson, des crevettes, et des crabes.

2.3.3. Milieu humain et socioculturel

Dans le département de l'océan, la population autochtone est constituée des Batangas, des Mabis et des Pygmés de Kribi dit « Bagyeli ou Bakola ». Néanmoins, la population de ce département alterne aussi avec le groupe ethnique des Bamilékés originaires de de l'Ouest Cameroun en majorité et à côté de ceux-ci, on retrouve une diversité de groupes ethniques de l'ensemble du pays et le plus souvent dans les centres administratifs et les grandes

agglomérations. On retrouve également des populations originaires de l'Afrique de l'Ouest, mais aussi une importante communauté des occidentaux qui y sont pour du tourisme.

➤ **Activités économiques**

Ce département regorge une diversité d'activités économiques qui permettent le rayonnement des différentes communautés y vivant et participent à leur avancement structurel. Entre autres :

- **L'Agriculture** : reconnue comme activité du secteur primaire, l'agriculture est très présente au sein des communautés parcourues. Elle est basée sur deux types les cultures : cultures de rentes et les cultures vivrières et maraîchères.

- **L'Élevage** : Loin d'être une activité marginale, l'élevage occupe une place importante dans la vie des communautés de la zone du projet. Elle est le plus souvent pratiquée de façon traditionnelle, avec des inclusions de pratique moderne en ce qui concerne la volaille.

- **La chasse et pêche** : Elle est pratiquée sur toute l'année mais reste importante durant la grande saison sèche, car les animaux fréquentent les rivières et les bas-fonds pour s'abreuver. Ceci permet aux chasseurs de pratiquer leurs activités dans les marécages et les abords des cours d'eau. Ils pratiquent alors la chasse à courre et les pièges barrage le long des marécages. La vente des produits de chasse se fait au niveau local. Les produits commercialisés issus de la pêche et de la chasse le sont frais ou cuits sous forme « d'ovianga » en petits paquets bien assaisonnés que les jeunes ou les femmes transportent sur leur tête pour la vente.

- **La cueillette** : Elle inclut la collecte et le ramassage des Produits Forestiers Non Ligneux (PFNL). L'exploitation de ces produits procure des revenus substantiels aux ménages. C'est le cas de l'andok (*Irvinga gabonensis*) et du *Garcinia lucida*.

Plusieurs de ces produits sont utilisés pour l'alimentation et d'autres pour les constructions, l'ornementation ou comme espèces médicinales.

- **Le tourisme** : La région de l'Océan regorge d'un fort potentiel touristique. Des initiatives ont été mises en place comme la possibilité de visiter des campements de pygmées de façon responsable et non invasive, la visite des sites touristiques tels les chutes de la Lobé etc...

Source : Institut national de la statistique du Cameroun

3. METHODOLOGIE DE CONCEPTION

La méthodologie et les matériels utilisés diffèrent les uns des autres en fonctions des objectifs à atteindre. Pour mieux répondre aux exigences du travail scientifique et avoir des éléments de réponses fiables mentionnées dans les termes de référence (TDR), il a été adopté une démarche scientifique.

3.1. METHODOLOGIE

3.1.1. Etape 1 : Prise de connaissance du projet

La démarche adoptée pour cette phase est la suivante :

- La lecture du CCAP, du CCTP, du projet d'exécution ;
- La lecture du rapport géotechnique des études préliminaires ;
- Une collecte de documents concernant le projet ;
- Plusieurs visites du chantier ;
- Etc...

3.1.2. Etape 2 : Etudes de base

Ce volet s'appuie sur :

- Une collecte des données climatiques de la zone du projet, qui nous permettra de la caractériser ;
- L'analyse des données topographiques, qui nous permettra de à partir du calage de la cote du projet, d'élaborer les profils en long et les profils en travers du projet ;
- L'analyse des résultats géotechniques qui nous permettra de caractériser le sol support de la structure de chaussée, les caractéristiques des matériaux disponibles et aussi la profondeur d'implantation des fondations de l'ouvrage d'art ;

3.1.3. Etape 3 : Conception et dimensionnement

Elle consiste :

- La conception géométrique de l'autoroute nationale ;
- Le pré dimensionnement et le dimensionnement de la structure de chaussée ;
- La conception de l'ouvrage d'art ;
- Le dimensionnement des éléments de structure de l'ouvrage d'art ;
- Etc...

3.1.4. Etape 4 : Evaluation du coût du projet

L'évaluation du coût du projet qui se fait sur la base des quantités des corps d'état à réaliser fournies par l'avant métré. Ce devis donne le montant des travaux en sous-corps d'état et le montant total du tronçon d'autoroute.

3.2. MATERIELS

Afin de mener à bien notre étude, des matériels ont été utilisés en fonction des objectifs à atteindre. Ainsi :

La base du matériel étant l'ordinateur portable ;

S'imprégner du projet : un appareil photo a été utilisé afin de mieux visualiser plus tard des éléments du projet in situ qui n'aurons pas été perçus sur le terrain immédiatement. Le ruban a permis de prendre des mesures sur le terrain pour vérifier la géométrie de la chaussée et de la structure de chaussée en conformité avec le projet d'exécution. Un bloc note et un stylo pour noter les impressions immédiates.

Les calculs et la rédaction : à travers Excel il a été créé des programmes pour faciliter les calculs et la rédaction s'est faite sur Word.

De même, le logiciel « ALIZE LCPC » nous a été utile pour le calcul de la structure de chaussée, « Pybar » nous a été utile pour le calcul des sollicitations de certains éléments de structure du pont, le logiciel « Autocad » à l'élaboration des plans d'architecture et de structure, le Logiciel « Piste » à l'élaboration du tracé routier tels des profils en long et des profils en travers. Etc...

4. ETUDES DE BASE

4.1. ETUDE TOPOGRAPHIQUE

La conception de tout projet routier passe en amont par les études topographiques en vue d'appréhender le relief de la plate-forme.

Les travaux de terrain visent à l'implantation de la polygonale de base et les levés des détails ; quant à ceux menés au bureau, ils s'articuleront sur le traitement des données et les calculs topométriques.

Ainsi l'équipe topographique de l'entreprise « CHEC » a réalisé une étude topographique qui nous renseigne sur l'état des lieux de la zone du projet. Cette étude en amont sur le terrain a consisté à projeter la future polygonale de base et à implanter les profils en travers avec une équidistance de "25m" en alignement droit et "15m" en courbe.

L'ensemble des levés et tous les détails rencontrés sur le site et dans son voisinage proche ont été réalisés en coordonnées X, Y, Z. Il s'agit entre autres :

- Du terrain naturel ;
- Des passages d'eaux ;
- Des arbres ;
- Des bornes topographiques de toute natures existants ;
- Etc...

L'ensemble des levés a été rattaché au nivellement général du Cameroun et traité sur ordinateur avec les logiciels Covadis, Autocad et Piste.

4.2. ETUDES GEOTECHNIQUES

La consistance des études porte sur :

- La reconnaissance des sols support de chaussée par l'exécution de sondage avec prélèvements d'échantillons de sol du terrain naturel (TN) ;
- L'établissement de coupe géotechnique de chaque sondage ;
- La recherche et la reconnaissance des matériaux de viabilité pour corps de chaussée : 7 sites d'emprunt ont été identifiés et soumis à des essais géotechniques de laboratoire.
- Les essais géotechniques nécessaires pour la reconnaissance géotechnique sont principalement : l'analyse granulométrique, les limites d'Atterberg, le Proctor modifié, l'essai CBR, l'équivalent de sable.

Dans un souci économique, on réutilisera autant que possible les matériaux en déblais qui satisfont aux critères de spécifications techniques pour les remblais courants de manière à équilibrer le remblai-déblai et à minimiser les distances de transport. On n'aura recours aux emprunts que quand les possibilités de réutilisation des matériaux de déblais sont épuisées.

(Confère "Annexe 12 : DONNEES GEOTECHNIQUES DE L'ETUDE DU TRONÇON AUTOROUTIER - l'extrait de rapport géotechnique de reconnaissance du sol de plateforme").

5. CONCEPTION GENERALE DE L'AUTOROUTE

La première étape de la conception est le choix des caractéristiques générales : le type de route qui détermine l'instruction à appliquer, la catégorie de route qui conditionne les principales caractéristiques géométriques du tracé, le nombre de voies, le synoptique des échangeurs et des aires, et éventuellement la progressivité de l'aménagement.

Ces choix, dont certains peuvent avoir déjà été faits lors d'études antérieures, dépendent des objectifs que se fixe le maître d'ouvrage concernant la nature des fonctions et le niveau de service assignés à la voie. Ils requièrent une approche globale et se fondent sur des études préalables prenant en compte les contraintes environnementales, les aspects socio-économiques et les sujétions financières.

5.1. CARACTERISATION DE L'AUTOROUTE

5.1.1. La fonction de l'autoroute

Elle a pour fonction principale de desservir le port en eau profond de Kribi. L'autoroute relie, principalement à moyenne ou longue distance, agglomérations ou régions, ici dans le contexte de développement du Cameroun. Elle offre aux usagers un niveau de service élevé, tant pour la sécurité, les temps de parcours, le confort, que les services annexes.

5.1.2. Choix de la catégorie d'autoroute

Les autoroutes ou sections d'autoroute sont classées en deux catégories se distinguant par le niveau de leurs caractéristiques de tracé en plan et de profil en long. Le choix de la catégorie résulte de l'environnement (relief, occupation du sol...) dans lequel s'inscrit l'autoroute et doit être cohérent avec la perception qu'en aura l'utilisateur.

On distingue deux catégories dont :

- La catégorie L₁, appropriée en région de plaine ou vallonnée où les contraintes de relief sont modérées ;
- La catégorie L₂, mieux adaptée aux sites de relief plus difficile, compte tenu des impacts économiques et environnementaux qu'il implique.

Ainsi, d'après les études préliminaires menées sur le site, notre autoroute sera de "**Catégorie L₂**" avec une vitesse maximale appropriée et autorisée de « **110 km/h** ».

5.1.3. Le trafic

Le mot trafic signifie conventionnellement « La demande de transport ». C'est la densité d'une circulation.

On distingue plusieurs types de trafic et celui retenu pour notre étude est « **le trafic projeté** : c'est la projection du trafic à l'année d'exploitation ».

Les données du trafic qui nous ont été transmises sont présentées en annexe (*confère "Annexe 11 : INFORMATIONS RELATIVE AU TRAFIC"*).

▪ *Effets du passage des poids lourds sur une chaussée*

L'action répétée des poids lourds sur la chaussée fait apparaître quatre types de dommages :

- Une usure superficielle de la couche de roulement due aux efforts tangentiels ;
- La formation d'ornières par fluage des couches liées, sous l'effet des contraintes verticales et des efforts tangentiels ;
- Une fatigue des couches, provoquée par leur flexion sous l'effet des charges ;
- Une accumulation des déformations permanentes au niveau du support ou des couches non liées.

C'est pour cela qu'on dimensionne les chaussées avec le trafic « poids lourd ».

Poids Lourd (Norme NF P 98-082) : véhicule dont le poids total autorisé en charge (PTAC) est supérieur à 35 kN ;

Ainsi donc, nous avons le récapitulatif des données de base projetées tels du trafic (TMJA) poids lourds, du taux d'accroissement moyen et de la durée de vie de la chaussée dans le "Tableau 1" ci-dessous :

Tableau 1 : Récapitulatif des données de base projetées relatives à la chaussée

Trafic Poids Lourds 2018 (V/J/S)	Taux d'accroissement moyen (%)	Durée de vie (années)
1579	5,66	20

(Confère "Annexe 1 : NOTE DE CALCUL DE LA CONCEPTION GENERALE DE L'AUTOROUTE - pour le calcul du taux d'accroissement projeté").

5.1.4. Choix du nombre de voies

En section courante, le nombre de voies par sens varie de deux à quatre. Le débit horaire de la voie la plus chargée ne doit pas dépasser le débit de saturation, sauf éventuellement dans le cas d'un trafic de pointe occasionnel ou particulièrement saisonnier, si cela conduit à l'économie d'une voie supplémentaire peu utilisée entre-temps.

Le choix du nombre de voies résulte de la comparaison entre l'offre et la demande, c'est-à-dire, le débit admissible et le trafic prévisible à l'année d'exploitation. Pour cela il est donc nécessaire d'évaluer le débit horaire à l'heure de pointe pour la "n^{ième}" année d'exploitation.

Ainsi, les résultats sont condensés dans le tableau ci-dessous :

**Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et
d'un passage supérieur de 60m au PK6+350**

Tableau 2 : Récapitulatif du calcul du nombre de voies

Trafic Effectif (T_{eff} en uvp)	Débit de Pointe (Q en uvp)	Débit admissible (Q_{adm} en uvp)	Nombre de voies (N_v)
54 247	6 780,875	1 805	Soit 2 x 2 voies élargissable à 2 x 3 voies

*(Confère " Annexe 1 : NOTE DE CALCUL DE LA CONCEPTION GENERALE DE
L'AUTOROUTE – pour le calcul détaillé relatifs au choix du nombre de voies*

5.1.5. Visibilité

Les niveaux élevés de sécurité et de confort impliquent de bonnes conditions de visibilité permettant au conducteur d'anticiper les événements survenant sur l'autoroute.

Ainsi, les éléments qui nous permettrons d'appliquer des règles de visibilité sont :

- Les dispositions conventionnelles : Vitesses, Point d'observation, Point observé ;
- Règles de visibilité : Visibilité en section courante, Visibilité à l'approche des points d'accès, Visibilité dans un échangeur, Visibilité sur un refuge, Visibilité sur un lit d'arrêt ;
- Vérification des règles de visibilité ;

5.2. ETUDES GEOMETRIQUE : LE TRACE DE L'AUTOROUTE

5.2.1. Hypothèses et données de base

L'étude du tracé en plan et du profil en long de l'autoroute a été effectuée sur la base d'un certain nombre de normes. Il a été considéré dans ce document, les normes préconisées par les Termes De Référence (TDR) dont celle de "l'ICTAAL 200" et de "l'ICTAVRU"

La conception géométrique a été réalisée à l'aide des logiciels « Piste 5 » et « Covadis » avec les données de base suivante : Fichier Auto CAD de levés topographiques et du fond topographique.

5.2.2. Présentation des logiciels utilisés pour le tracé

« Piste 5, Auto CAD, Covadis » sont des logiciels d'aide à la conception des projets linéaires de génie civil. Ce sont des outils de base pour les bureaux d'études devant concevoir des projets linéaires de génie civil depuis le simple chemin de remembrement jusqu'aux projets autoroutiers en passant par les projets de renforcement de chaussée existante. Leurs souplesses leurs permettent en outre de pouvoir traiter toutes les études modélisables par profils en travers (canaux, digues, barrages, voies ferrées, travaux aéroportuaires, tranchées ...). Ces logiciels

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

permettent de traiter les éléments de base d'un projet routier/ autoroutier : à savoir le tracé en plan, le profil en long et les profils en travers, tout en assurant une certaine coordination entre ces différents éléments.

Ils permettent aussi de calculer les volumes de terrassements (remblais et déblais), de déterminer le volume structure de la chaussée selon le niveau d'aménagement et la vitesse de référence retenue.

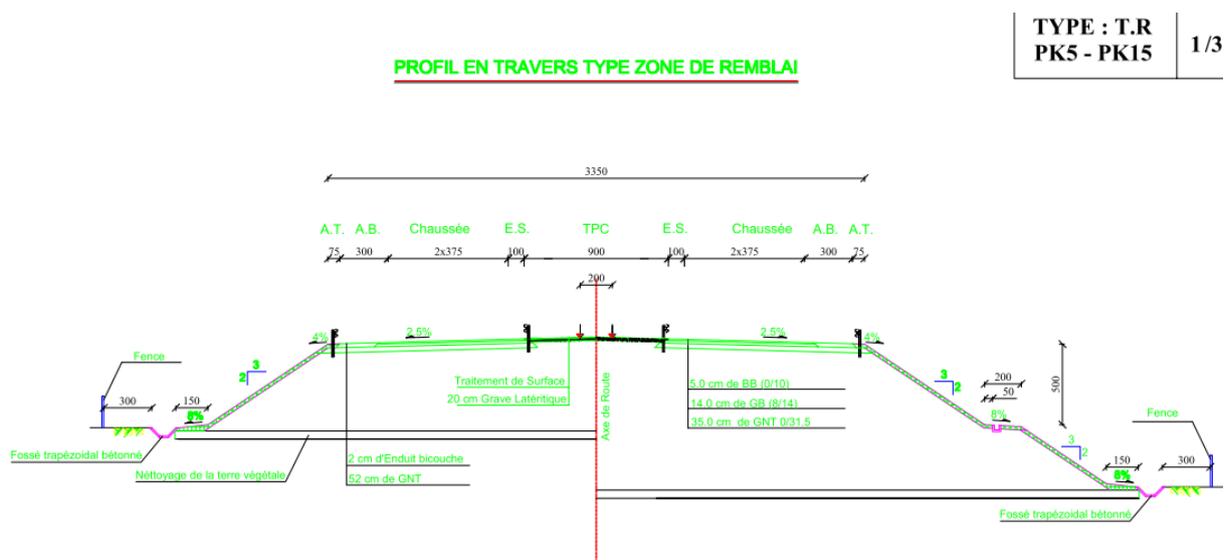
L'avantage apprécié de ces logiciels consiste aussi en leurs interactivités vis-à-vis de l'utilisateur ainsi qu'à la possibilité d'apporter au projet à chaque instant de la conception les rectifications nécessaires.

5.2.3. Le tracé proprement dit

Le tronçon d'autoroute soumis à notre étude est de « 2 x 2 voies élargissables en 2 x 3 voies de "3,75 m" ; accotements de "2 x 3,75 m" ; un TPC de "9,00 m" ; des espaces bordures séparant du TPC de "2 x 1,00 m" ; pour une largeur totale de plateforme 33,50m et une vitesse de référence de 110km/h.

Partant de la présentation du logiciel utilisé, nous aurons entre autres :

- Le tracé en plan ;
- La conception plane ;
- Le profil en long ;
- Construction du profil en travers type.



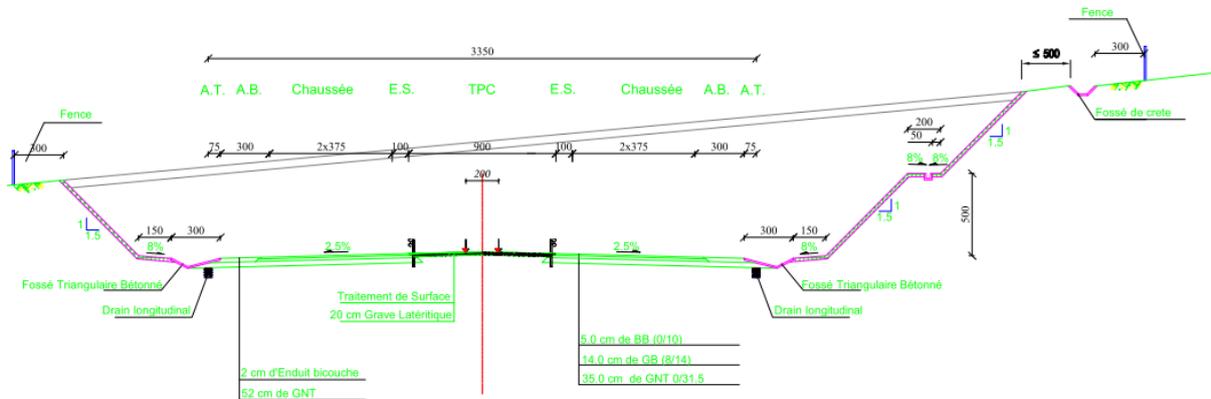
Profil en travers type n°1

Figure 2 : Les différents profils en travers types utilisés pour le tracé.

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

PROFIL EN TRAVERS TYPE ZONE DE DEBLAI

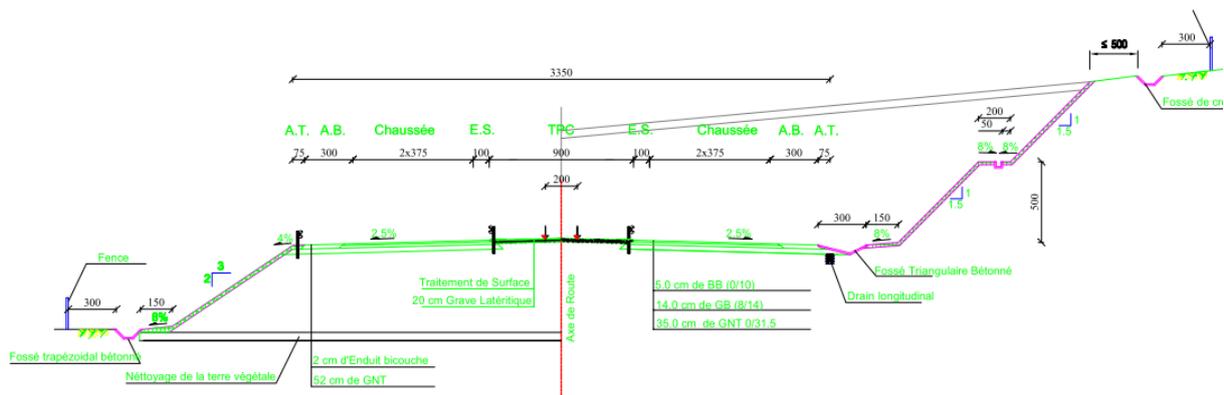
TYPE : T.R PK5 - PK15	2/3
--------------------------	-----



Profil en travers type n°2

PROFIL EN TRAVERS TYPE MIXTE "REMBLAI - DEBLAI"

TYPE : T.R PK5 - PK15	3/3
--------------------------	-----



Profil en travers type n°3

➤ **Le tracé en plan**

Le tracé en plan est la représentation longitudinale de l'axe de la chaussée sur un plan horizontal. Il est composé de lignes droites raccordées par des courbes à grands rayons de courbures pour éviter l'effet des forces centrifuges sur le véhicule.

Le choix de notre tracé prend en compte certains critères dans le but de :

- Respecter les normes (les rayons et alignements droits) imposées par la vitesse de référence de 110 Km/h ;
- Eviter de très longs alignements droits favorables à l'éblouissement par les phares (≤ 2km) ;

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

- Minimiser les terrassements tout en préconisant l'équilibre déblais – remblais ;
- Assurer de bonnes conditions de sécurité et de confort de l'utilisateur ;
- Minimiser le déguerpissement.

➤ **Profil en long**

Par convention, la ligne de référence du profil en long de l'autoroute est l'axe de la plateforme si le T.P.C. est revêtu ou sinon, celui du bord gauche des chaussées.

Sauf difficulté d'insertion dans le site, un profil en long en remblai, adapté à la réalisation des terrassements, des chaussées et au maintien des écoulements naturels, est préférable à un profil en long rasant.

➤ **Coordination du tracé en plan et du profil en long**

La coordination du tracé en plan et du profil en long doit faire l'objet d'une étude d'ensemble, afin d'assurer une bonne insertion dans le site, le respect des règles de visibilité et, autant que possible, un certain confort visuel ; ces objectifs incitent à :

- Associer un profil en long concave, même légèrement, à un rayon en plan impliquant un dégagement latéral important ;
- Faire coïncider les courbes horizontales et verticales, puis respecter la condition : $R_{vertical} > 6R_{horizontal}$, pour éviter un défaut d'inflexion ;

5.2.4. Valeurs minimales des rayons de trace en plan et de profil en long

➤ **Paramètres cinématiques**

Ils dépendent exclusivement de la vitesse de référence et sont régis par les normes "SETRA" et "CERTU".

Tableau 3 : Valeurs des paramètres cinématiques

		Résultats	Norme
Vitesse de référence	Vr (km/h)	110	110
Distance de freinage	d ₀ (m)	135	135
Distance d'arrêt en alignement droit	d ₁ (m)	195	190
Distance d'arrêt en alignement en courbe	d ₂ (m)	229	195
Distance de visibilité de dépassement	Minimale	d _d (m)	625
	Normale	d _D (m)	715
Distance de sécurité	d _e	30	66
Distances minimales de visibilité d'anticipation ou de perception	d _p		370

(Source valeurs minimales de la norme : ICTAVRU, page 33 et ICTAAL 200, page 57)

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

➤ **Paramètres fondamentaux**

Tableau 4 : Valeurs minimales des rayons du tracé en plan

Vitesse de conception : 110 km/h			
Rayon minimal non déversé Rhnd (m)	Rayon au dévers minimum de "2.5 %" RHdm (m)	Rayon minimum RHm (m)	Dévers maximum dmax (%)
650	1200	400	7

(Confère "l'ICTAAL 200" page 19, pour les voies rapides et les autoroutes).

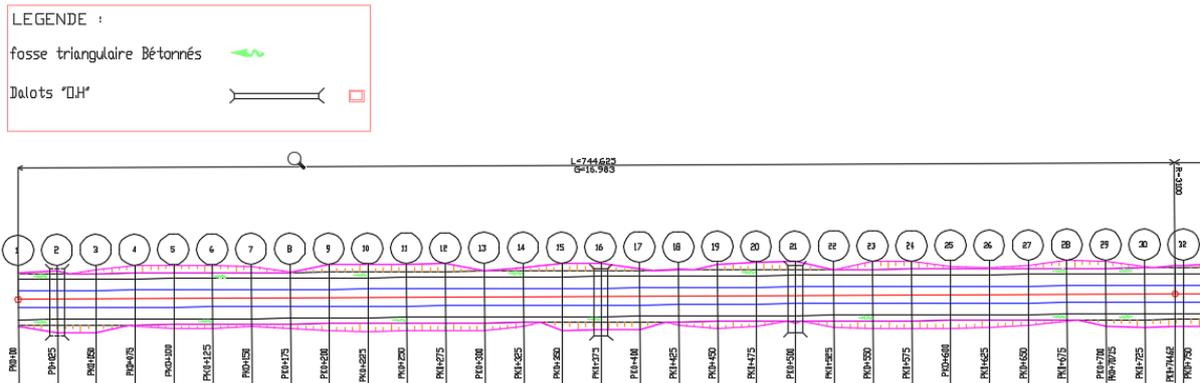


Figure 3 : Exemple de tracé en plan généré pour dans notre étude.

Tableau 5 : Valeurs limites des paramètres du profil en long

Cathégorie L2- Vitesse de conception : 110 km/h		
Déclivité maximale (%)	Rayon minimal en angle saillant (m)	Rayon minimal en angle rentrant (m)
6	6000	3000

(Confère "l'ICTAAL 200" page 19, pour les voies rapides et les autoroutes).

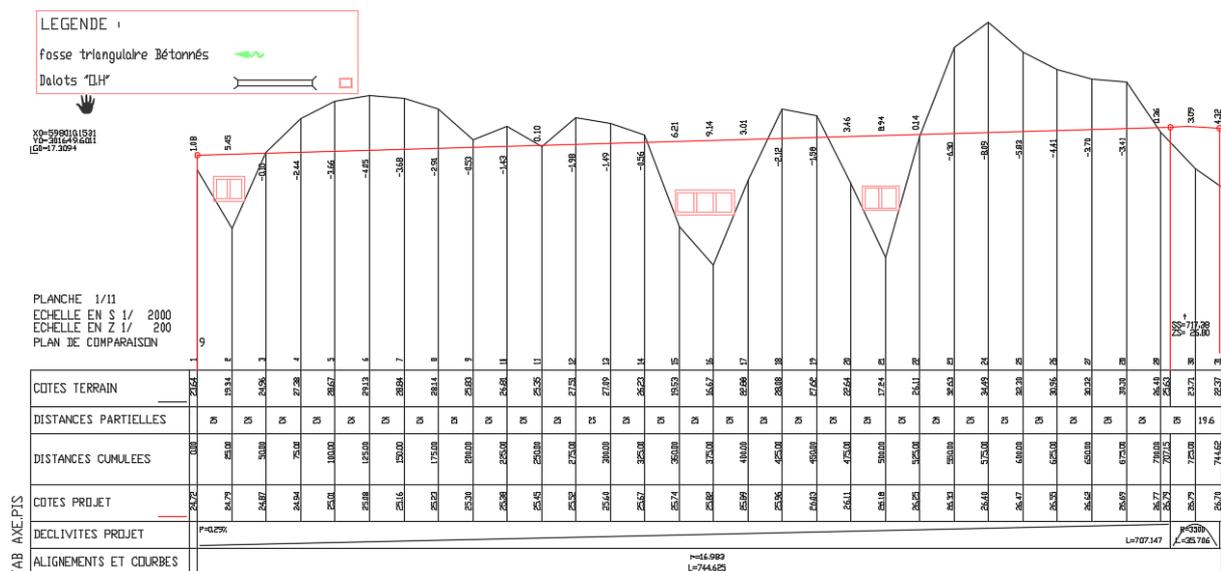


Figure 4 : Exemple de profil en long généré pour dans notre étude.

Ainsi, à partir de cette première étude, nous avons effectué le tracé de notre projet dont les plans sont présentés en "Annexe 13 : PLANS DU TRACE ROUTIER : PROFILS EN TRAVERS TYPE, TRACE COMBINE, PROFILS EN TRAVERS COURANTS".

(Confère" Annexe 1 : NOTE DE CALCUL DE LA CONCEPTION GENERALE DE L'AUTOROUTE – et pour le tracé de l'autoroute").

6. DIMENSIONNEMENT DE LA STRUCTURE DE CHAUSSEE

Le dimensionnement d'une structure de chaussée routière consiste à déterminer la nature et l'épaisseur des couches qui la constituent afin qu'elle puisse résister aux diverses agressions auxquelles elle sera soumise tout au long de sa vie.

La structure de la chaussée routière doit résister à diverses sollicitations, notamment celles dues au trafic et elle doit assurer la diffusion des efforts induits par ce même trafic dans le sol de fondation. L'application d'une charge roulante induit ainsi une déformation en flexion des couches de la structure. Cette flexion entraîne des sollicitations en compression au droit de la charge et des sollicitations en traction à la base des couches d'enrobés.

Le trafic pris en compte pour le dimensionnement est celui du poids lourd, c'est-à-dire des véhicules dont le poids total est supérieur à "3,5 tonnes".

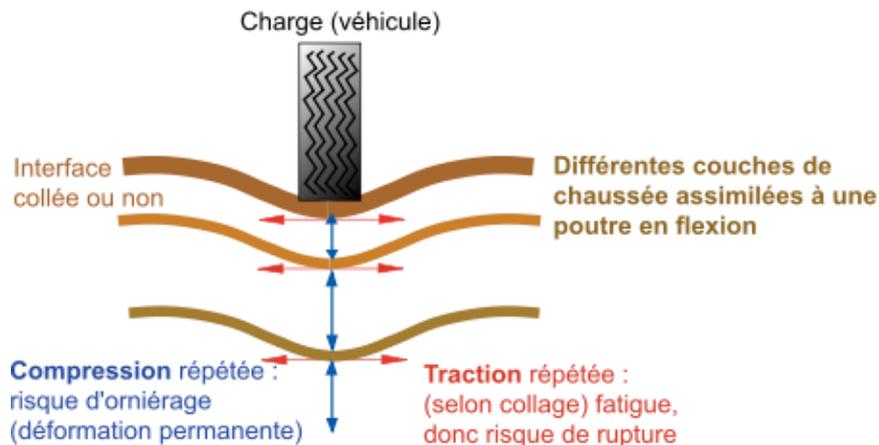


Figure 5 : Schéma de fonctionnement d'une structure de chaussée sous l'application d'une charge roulante

Ainsi, nous allons utiliser deux (02) méthodes de dimensionnement des chaussées pour notre étude à savoir :

- **La Méthode empirique :** L'approche empirique est basée sur l'observation sous trafic des chaussées réelles ou expérimentales et le suivi de leur évolution dans le temps.

- **La Méthode rationnelle ou théoriques :** Dans cette approche, on établit un modèle mathématique reproduisant au mieux le comportement de la structure de chaussée. On détermine les contraintes et les déformations sous la charge et on compare ces grandeurs à celles que les matériaux peuvent supporter sans rupture.

6.1. DEMARCHE DE DIMENSIONNEMENT

Nous allons dans un premier temps dimensionner avec la méthode "CEBTP" et faire la vérification par la méthode LCPC/ Logiciel "Alizé LCPC".

Pour aussi, l'autre paramètre important et prédominant pour le choix de la structure de chaussée est la disponibilité des matériaux ainsi que l'analyse des caractéristiques de ceux-ci de même que ceux des différents sites d'emprunts particulièrement pour la couche de fondation et la couche de base (essais relatifs à l'analyse granulométrique, limites d'Atterberg, Proctor Modifié, CBR, etc...).

Dans le souci de connaître les comportements physiques et mécaniques de sols de plateforme, des sondages à des profondeurs variantes ont été réalisés tout au long du tronçon à gauche, à droite et à l'axe de la plateforme. Il a été effectué une analyse sur ces résultats géotechniques fournis par l'entreprise en charge des travaux.

- L'Essai Proctor simule l'évolution du sol au cours de compactage.
- L'Essai CBR est vraisemblablement utilisé pour apprécier la résistance des sols support de chaussée.

Les classes des sols peuvent être déterminées à partir du CBR. Ainsi, à partir divers types de sols rencontrés en pays tropicaux, on distingue cinq (05) classes de sol fonction du CBR :

Tableau 6 : Valeur des CBR en fonction de la classe des sols

Classe du Sol	Valeurs du CBR
S1	CBR < 5
S2	5 < CBR < 10
S3	10 < CBR < 15
S4	15 < CBR < 30
S5	CBR < 30

(Source : Guide pratique de dimensionnement des chaussées pour les pays tropicaux. p : 21).

6.2. DIMENSIONNEMENT PAR LA METHODE CEBTP

6.2.1. Le sol de plateforme

Les sols de plateforme du tronçon d'autoroute du PK 5 au PK 15, sont majoritairement constitués de sols argilo-sableux de couleur rougeâtre à jaunâtre.

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

La caractérisation du sol de plateforme rencontré ainsi que le choix retenu pour la suite de l'étude sont données dans le tableau ci-dessous (Confère "Annexe 12") :

Tableau 7 : Caractérisation, classification et choix du sol de plateforme

Du PK5 au PK10		Du PK10 au PK15		Choix : Il convient d'utiliser pour le dimensionnement des structures de chaussées le sol de plateforme ci-dessous.
Sols de plateforme	Classes GTR	Sols de plateforme	Classes GTR	
S3, S4	B5m; A2m; B5h; A2h; A3s; A3h; A2th; A2ts	S2, S3, S4, S5	A2s; A3th; A2m; A2th; A2h; B5m;	S3

(Source "Classification" : Guide du Terrassement Routier « Fascicule II », p : 118-120)

6.2.2. Calcul du trafic poids lourd cumulé

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

On a :

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

On a ci-dessous :

Avec :

t₁ : trafic moyen journalier de la première année ;

t₁ = 1588PL/j ;

t_n : trafic moyen journalier de l'année n ;

n : nombre d'années (n = 20) ;

i : taux d'accroissement annuel du trafic ;

Taux d'accroissement annuel du trafic "i" = 5,07%

Tableau 8 : Récapitulatif des données de prédimensionnement de la méthode CEBTP

Classe de trafic			
Type de trafic	T5	Nbre moyen de poids lourds	1.93 x 10 ⁷
Classe du sol de plateforme			
CBR	10 - 15	Classe de portance du sol	S3
Donnée de base : Sol support (type de plate-forme support de chaussée)			
Module	50	Classe de portance de la plateforme	Pf2

(Source "Classes" : Guide pratique de dimensionnement des chaussées pour les pays tropicaux. p 24 et du Guide du Terrassement Routier. p 69).

6.2.3. Le choix de la structure de chaussée

Une chaussée est un ensemble de couches disposées à supporter les charges de la circulation.

A partir des résultats précédemment obtenus ainsi que des données du projet, nous avons d'après le "CEBTP, 1984" les propositions de variante de structure de chaussée suivante :

Tableau 9 : Variantes proposées et choix de la structure de chaussée (CEBTP, 1984)

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

N°	Couches	Epaisseurs	Type de Matériau
1	Revêtement	10 cm	Béton bitumineux
	Base	22 cm	Grave ciment
	Fondation	20 cm	Graveleux Latéritique
2	Revêtement	10 cm	Béton bitumineux
	Base	22 cm	Grave ciment
	Fondation	20 cm	Grave amélioré au ciment
3	Revêtement	7 cm	Béton bitumineux
	Base	18 cm	Grave Bitume
	Fondation	30 cm	Grave naturelle
4	Revêtement	7 cm	Béton bitumineux
	Base	17 cm	Grave Bitume
	Fondation	20 cm	Grave amélioré au ciment

Ainsi, vu l'importance du trafic et de la disponibilité des matériaux ", nous retiendrons la structure de chaussée "N°4".

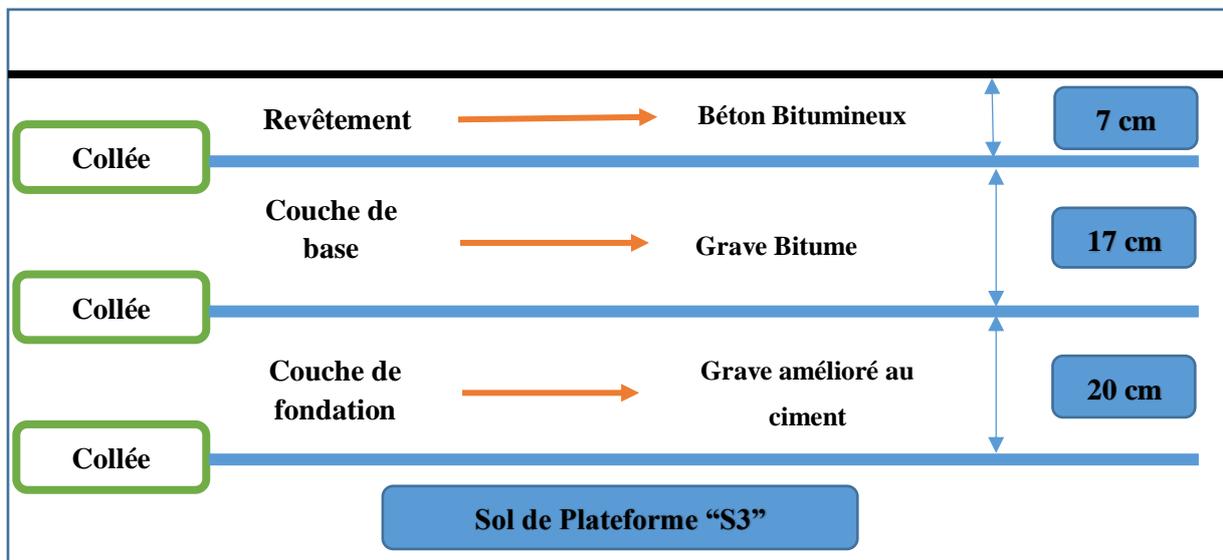


Figure 6 : Structure de chaussée pré dimensionnée

6.2.4. Quelques exigences caractéristiques des matériaux de la structure de chaussée

Les exigences caractéristiques des matériaux et de même pour le choix des zones d'emprunt pour les couches de chaussée sont présentées en " *Annexe 2 : NOTE DE CALCUL DU DIMENSIONNEMENT DE LA STRUCTURE DE CHAUSSEE DE L'AUTOROUTE*".

6.3. VERIFICATION DES COUCHES DE LA STRUCTURE DE CHAUSSEE

Lorsqu'un véhicule se déplace sur une chaussée, sa charge est transmise au sol par l'intermédiaire de la chaussée sous forme de pression. Ainsi le sol s'affaisse sous le pneu et on a une déformation verticale et une déformation tangentielle.

6.3.1. Calcul manuel des déformations verticales admissibles

Tous les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 10 : Récapitulatif des résultats de calcul manuel des déformations admissibles

Couches	Formules de calcul des déformations verticales admissibles		CAM	NE (Essieux)	Résultats
Roul : BB	$\epsilon_{t,adm} = \epsilon_6 (10^\circ\text{C} ; 25\text{hz}) \times \frac{(NE)^b}{10^6} \times K_\theta \times K_r \times K_c \times K_s$	μ_{def}	0,8	$1,54 \times 10^7$	85,26
CB : GB	$\epsilon_{t,adm} = \epsilon_6 (10^\circ\text{C} ; 25\text{hz}) \times \frac{(NE)^b}{10^6} \times K_\theta \times K_r \times K_c \times K_s$	μ_{def}	0,8	$1,54 \times 10^7$	76,69
CF : GAC	$\sigma_{t,adm} = \sigma_6 \times \frac{(NE)^b}{10^6} \times K_r \times K_c \times K_d \times K_s$	Mpa	1,3	$2,51 \times 10^7$	0,514
Pf2	$\epsilon_{z,adm} = A \times (NE)^{-0,222}$	μ_{def}	1	$1,93 \times 10^7$	289,59

6.3.2. Calcul et vérification des déformations verticales admissibles

avec "ALIZE LCPC"

Le logiciel de calcul permet la détermination des sollicitations créées par le trafic dans les différentes couches de matériaux constituant le corps de la chaussée. Il met en œuvre le modèle "Burmister". Ce modèle s'appuie sur la modélisation mécanique de la structure par un massif semi-infini, constitué d'une superposition de couche de matériau d'épaisseur constante, à comportement élastique linéaire.

Chaque couche de chaussée est caractérisée par quatre paramètres de base :

- L'épaisseur h(m) ;
- Le module élastique E (MPa) ;
- Le coefficient de poisson Nu ;
- La liaison avec la (les) couche (s) voisine (s) ou l'adhérence entre couches.

Après calcul des valeurs admissible et vérification de la structure pré-dimensionnée plus haut avec "ALIZE", nous avons les résultats ci-dessous :

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

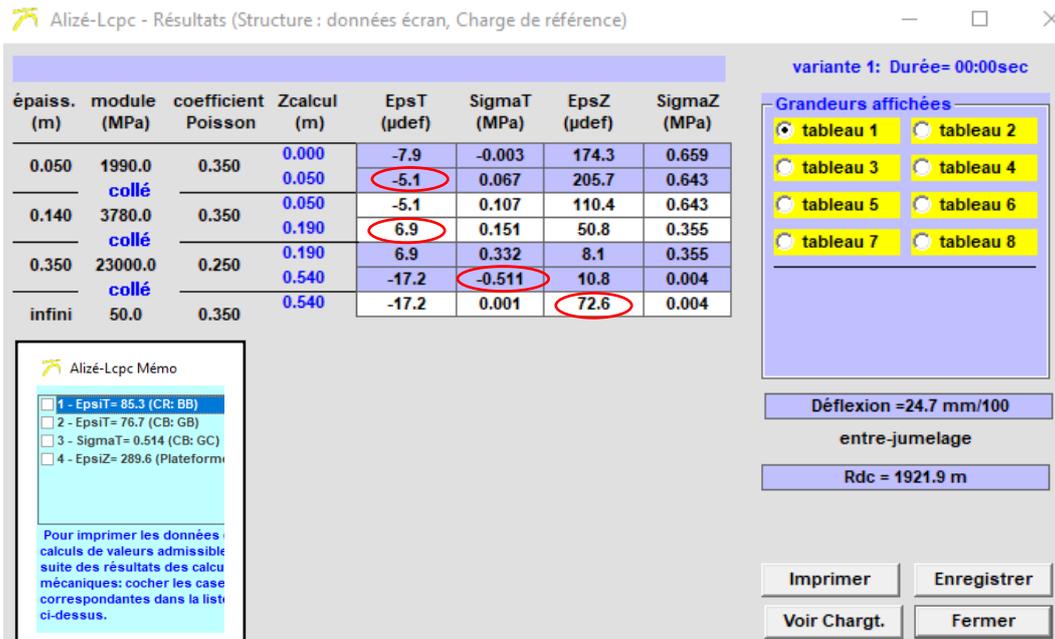


Figure 7 : Résultats de calcul – Alize LCPC

Tableau 11 : Récapitulatif des résultats de calcul de la structure de chaussée retenue

	Epaisseur de couche (cm)	Valeurs admissibles	Valeur calculées	Conclusion
Roulement : BB (en µdef)	5	85,3	5,1	Ok
Base : GB3 (en µdef)	14	76,7	6,9	Ok
Fondation : GC3 (en Mpa)	35	0,514	0,511	Ok
Sol support : Pf2 (en µdef)	Pf2	289,6	72.6	Ok

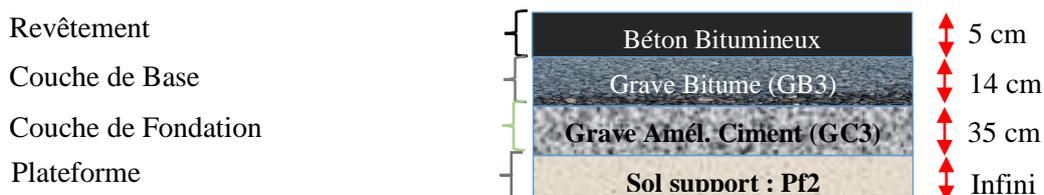
Déflexion =24,7 mm/100mm Ok tout est conforme.

La structure de chaussée retenue est :

5BB (Rev) + 14GB3 (C.B) + 35GC3 (C.F) + PF2

Ces résultats ont été obtenus par itération (car la structure de base "CEBTP" ne vérifiait pas les contraintes admissibles) tout en faisant varier les épaisseurs des couches de l'ordre de "1 cm".

La structure de chaussée type retenue est donc :



Conclusion partielle

Il a été question dans cette partie d'établir la conception géométrique de notre autoroute et de dimensionner la structure de la chaussée. En respectant les normes "SETRA et CEBTP", nous avons pu établir un tracé en plan, un profil en long et des profils en travers types et le dimensionnement de la structure de chaussée. Le choix définitif de la structure de chaussée retenue ainsi que de l'épaisseur des couches de chaussée s'est fait après plusieurs itérations tout en préconisant les critères cout et disponibilité des matériaux dans la zone d'étude.

7. ETUDE DU PASSAGE SUPERIEUR

A. DONNEES DE BASE ET CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE

7.1. DONNEES DE BASE, NORMES ET HYPOTHESES

Dans l'optique de desservir le village situé au droit de l'autoroute tout assurant la sécurité des usagers et en prévision aux aménagements futur, il est prévu la construction d'un passage supérieur devant porter une route.

➤ Données fonctionnelles

Relative à la voie portée : Voie de 7,00m, 2x1,00m de trottoir, dispositif de sécurité (DBA/BN4) sur 2x50cm ;

Relatives à l'obstacle franchi : Autoroute de "33,50 m" de large d'emprise + talus suivant une pente de 1/1, soit près de 60m. La hauteur libre sera prise égale à "6,50m".

➤ Données fonctionnelles

Géotechniques : Elles conditionnent le type de fondations des appuis à partir d'une reconnaissance. (Confère Annexe 12 : DONNEES GEOTECHNIQUES DE L'ETUDE DU TRONÇON AUTOROUTIER)

Climatiques : Elles sont pour la plupart des ouvrages fixées par la réglementation. On prend en compte dans notre cas : le vent et la température.

➤ Règlements et normes de calcul de l'ouvrage

Les règlements et normes pris en compte sont listés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 12 : Normes et règlement de calcul de l'ouvrage

Désignation	Description
Setra : Le guide de conception VIPP	Ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post tension (DT400)

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

Désignation	Description
Fascicule 61 - Titre II	Conception, calcul et épreuves des ouvrages d'art ;
Fascicule 62 - Titre I – Section 1	Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites – BAEL 91 révisée 99 [y compris les mises à jour 08/97 et 10/98 (révision 99)]
Fascicule n° 62 - Titre I - Section II	Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites - BPEL 91 révisé 99 ;
Fascicule 62 – Titre V	Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil ;
Fascicule 65 –A du CCTG et son additif	Exécution des ouvrages en génie civil en béton armé ou précontraint ;
Bulletin technique N°1 du SETRA	Relatif au calcul des hourdis de ponts ;
Bulletin technique N°4 LCPC-SETRA	Relatif à l'environnement des appareils d'appui-recueil des règles d'art ;

➤ Charges de calcul de l'ouvrage

Les charges prises en compte sont listées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 13 : Charges de calcul de l'ouvrage

Nature	Description
Permanente	Le poids propre des éléments du tablier ;
Exploitation	Le système de charges A ; Le système de charges B ; Les charges militaires Mc 120 ; Les surcharges sur remblai ; Les efforts de freinage ; Les surcharges de chantier ; Les surcharges exceptionnelles de type D et E ; Les charges accidentelles : Choc des véhicules routiers ;

➤ Combinaisons des charges

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

Tableau 14 : Combinaisons des charges

Etat limite	ELU			ELS		
	Coefficient pour valeur nominale	Coefficient du B.A.E.L	Produit	Coefficient pour valeur nominale	Coefficient du B.A.E.L	Produit
Gmax		1,35	1,35		1	1
Gmin		1	1		1	1
Trottoirs	1,07	1,5	1,605	1	1	1
A(l)	1,07	1,5	1,605	1,2	1	1,2
Bc, Bt, Br	1,07	1,5	1,605	1,2	1	1,2
M, D, E	1	1,35	1,35	1	1	1

➤ Matériaux

Tableau 15 : Matériaux

Béton pour les poutres et hourdis
Béton de classe B40 (Q400), dont la résistance caractéristique à 28 jours atteint 40 Mpa, réalisé à partir d'un ciment de type CPA-CEM I, généralement dosé à 400 kg/m ³ .
Autres Bétons
Suivant les spécifications du CCTP/ CCTG
Aciers passifs
Aciers à haute adhérence, désignés par le sigle H.A., de nuance Fe E 500, dont la limite élastique est de 500 Mpa pour la superstructure et l'infrastructure (de fondation) ; acier doux, de nuance Fe E 235.
Limiter le taux de travail des armatures passives à 280 Mpa
Aciers de précontrainte
Le T15S ^(*) 1860 MPa est le plus utilisé à l'heure actuelle en post-tension : force de rupture garantie "fprg" = 1860 MPa ; force élastique garantie "fpeg"= 1650 MPa ; diamètre d'un toron Øt= 15,7 mm ; diamètre de la gaine de précontrainte Øg= 80 mm ; section d'un toron Ap= 150 mm ² ; coefficient de frottement linéaire φ = 0,002 m-1 ; module d'élasticité de l'acier de précontrainte Ep = 195000 MPa.

Nous sommes en classe II de vérification de la précontrainte qui correspond au cas des éléments exposés à des ambiances agressives ou comportant de nombreux joints (ouvrages d'art). Donc les câbles seront des torons à basse relaxation $\rho_{1000} = 2,5\%$.

7.2. CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE

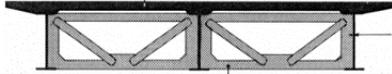
Le critère principal de choix est la portée déterminante ou principale (plus grande distance entre 2 appuis successifs) et donc la portée est dans notre cas de "30 m".

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

7.3. PROPOSITION DES VARIANTES DE FRANCHISSEMENT

Au vu de la brèche à franchir (L'autoroute d'une emprise de près de 60m), il est primordial pour nous d'avoir au plus deux (02) travées de 30m de portée chacune, nous avons suivant les gammes de portée :

Tableau 16 : Proposition des variantes

Variante 1	Variante 2	Variante 3
Passage supérieur ou inférieur en dalle nervurée : PSI-DN	Viaduc à travée indépendantes à poutre précontrainte préfabriqué : VI-PP	Passage supérieur ou inférieur à ossature mixte : PSI-OM
Il est question ici d'un pont en dalle nervurée à 2 travées continues (2x30m).	Il est question ici d'un viaduc à 2 travées Indépendantes (2x30m).	Il est question ici d'une structure composite monolithique (Acier-Béton) à 1 travée de 60m.
		

7.4. ANALYSE CRITIQUE DES VARIANTES DE FRANCHISSEMENT

Les avantages et inconvénients de chaque variante sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 17 : Avantages et inconvénients des variantes

Désignation	Avantages	Inconvénients
Passage supérieur ou inférieur en dalle nervurée : PSI-DN	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Permet d'accéder à des longueurs de portées plus importantes par le gain d'inertie des sections ; ▪ Présente une épaisseur de tablier nettement plus faible par rapport au VIPP. 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Nécessite une main d'œuvre qualifiée et des équipements spécialisé ; ▪ Nécessite des cintres pour la réalisation ; ▪ Les biais géométriques entraînent des complexités d'exécution.
Viaduc à travée indépendantes à poutre précontrainte préfabriqué : VI-PP	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Gain en temps de construction grâce à la possibilité de préfabrication des poutres simultanément à la réalisation des fondations et des appuis de l'ouvrage ; ▪ Porté privilégiée comprise entre 30m-45m. 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Nécessite une main d'œuvre qualifiée et des équipements spécialisés (mise en œuvre par poussage ou lançage).

**Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et
d'un passage supérieur de 60m au PK6+350**

Passage supérieur ou inférieur à ossature mixte : PSI-OM	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Permet de franchir de grande portée 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Nécessite une main d'œuvre qualifiée et des équipements spécialisés (mise en œuvre par poussage ou lançage) ; ▪ Coût relativement élevé notamment pour la main d'œuvre, son entretien et sa maintenance.
---	---	---

D'après l'étude précédente, la structure à poutres en béton précontraint (VI-PP) s'avère comme la mieux adaptée pour notre ouvrage, car non seulement à cause des contraintes contractuelles, on a constaté que les inconvénients accompagnant cette solution sont d'importance infime. Ainsi, la brèche à franchir étant de près de 60m, nous aurons un "VI-PP" à deux travées indépendantes de "30m" de portée chacune.

B. CONCEPTION DETAILLEES ET DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE LA VARIANTE CHOISIE

7.5. PREDIMENSIONNEMENT DE LA VARIANTE CHOISIE

7.5.1. Conception des éléments du tablier

Le tableau ci-après renseigne sur toutes les dimensions du pré dimensionnement du tablier.

Tableau 18 : Récapitulatif des dimensions du tablier en béton précontraint

Désignation	Unité	Valeur
Portée maximale	m	30
Elancement (h/L)		1/17
Hauteur du tablier	m	2,22
Epaisseur de l'âme	cm	30
Distance entre axe	m	2,7
Largeur de la table de compression	m	1,9
Epaisseur de la table de compression	cm	20 à 25
Hourdis		
Epaisseur du hourdi	m	0,22
Talon		
Largeur Bt	m	0,65
Hauteur (h)	m	0,15
H _{inclinée} ($1 \leq \text{tg}\alpha \leq 1,5$)	cm	15
Entretoises		

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

Hauteur	m	0,9
Epaisseur	m	0,30
About	m	0,5
Prédalle pour coffrage		
Epaisseur	cm	6
Portée	m	1,00

*Confère pour le prédimensionnement : le document "Setra", Le guide de conception VIPP
- Ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post tension (DT400)*

7.5.2. Conception d'autres éléments de la superstructure et de l'infrastructure, des appuis et de la fondation

Le tableau ci-après renseigne sur les caractéristiques géométriques de la conception des éléments de l'infrastructure.

Tableau 19 : Caractéristiques géométriques de la conception des éléments de la superstructure et de l'infrastructure, des appuis et de la fondation.

Désignation	Dimensions			Distance entre axe (m)	Pente (%)
	Long (m)	larg / diam Φ (m)	haut / ep (m)		
Chevêtres des piles intermédiaires	10,00	1,90	1,50		2,5
Les supports de chevêtre (voiles)	1,30	1,20		5,00	
Piles : les colonnes de fondation adoptées		1,50		5,00	
Le sommier d'appui	10,00	1,70	1,40		2,5
Mur garde-grève	10,00		2,20	0,30	
Mur en retour	3,50	0,30	2,20		
Culées : les colonnes de fondation adoptées		1,20		5,50	
Semelle de liaison	8,00	3,00	1,80		
Dalle de transition	3,9	10,00	0,30		

7.5.3. Charges de calculs

➤ Charges permanentes

Le poids propre des éléments du tablier sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau 20 : Poids propre des éléments du tablier

DESIGNATION	VALEUR
Poids propre (structure en béton armé)	25 KN/m ³
Revêtement en enrobé (béton bitumineux)	24 KN/m ³
Chappe d'étanchéité	24 KN/m ³

**Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et
d'un passage supérieur de 60m au PK6+350**

DESIGNATION	VALEUR
Corniche et contre corniche	25 KN/m3
Séparateurs en béton type GBA et DBA	25 KN/m3
BN4	0,65KN/ml
Équipements Divers (tout équipement divers)	1,50KN/ml

➤ **Charges d'exploitation**

Conformément aux exigences du maître d'ouvrage consignées dans le « cahier des prescriptions techniques » du présent projet de construction de l'Autoroute "Kribi-Lolabe" actuellement en cours d'exécution par l'entreprise « CHEC », les charges d'exploitations à prendre en compte pour le dimensionnement des différents éléments de l'ouvrage sont :

- Le système de charges A ;
- Le système de charges B ;
- Les charges militaires Mc 120 ;
- Les surcharges sur remblai ;
- Les efforts de freinage ;
- Les surcharges de chantier ;
- Les surcharges exceptionnelles de type D et E ;
- Les charges accidentelles : Choc des véhicules routiers ;

Remarque :

La position et la diffusion des charges, les majorations dynamiques, les efforts de freinage et les forces centrifuges sont conformes au "fascicule 61-titre II".

7.6. DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE LA SUPERSTRUCTURE

7.6.1. Justification du hourdis

L'ouvrage étudié comporte un hourdis en béton armé, coulé sur place. Sa fonction essentielle consiste à transmettre les charges aux poutres et aux entretoises.

Les calculs seront faits suivant une méthode issue d'un modèle élastique et linéaire, plus précisément les résultats de calcul des plaques minces et éléments finis.

Le hourdis repose sur des poutres rigides à la torsion (dalle reposant sur des poutres en "I" à âme épaisse). Nous considérons alors que le hourdis est simplement appuyé sur les poutres puis nous tiendront compte de sa continuité d'une manière forfaitaire

NB : *Le calcul se fera sur une bande d'1 ml.*

➤ **Modélisation du hourdis**

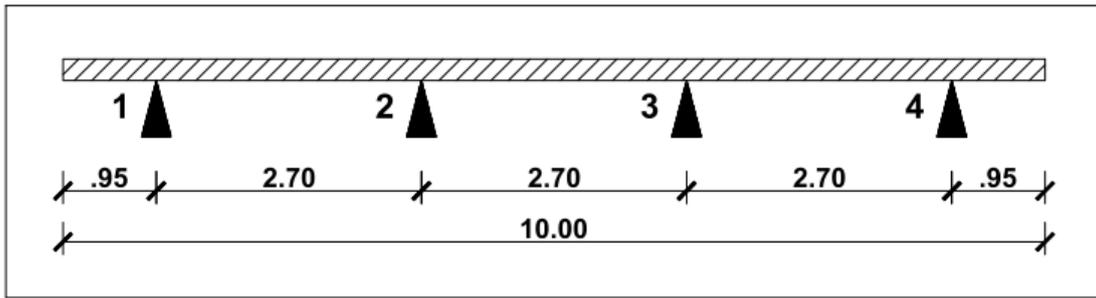


Figure 8 : Modélisation du hourdis suivant le sens transversal

➤ **Sollicitations et section d'acier**

Avant de calculer les sollicitations dans le hourdis, on les étudie pour un panneau de la dalle simplement appuyée sur les poutres principales et sur les entretoises, ensuite on considère la continuité à travers des coefficients forfaitaires.

Les travées de l'ouvrage ne sont pas entretoisées en zone courante. Les efforts dans le hourdis sont alors surtout donnés par les moments transversaux. Le hourdis jouant ainsi le rôle d'entretoisement va être calculé comme une entretoise. Donc il supporte en plus de la flexion locale la flexion globale.

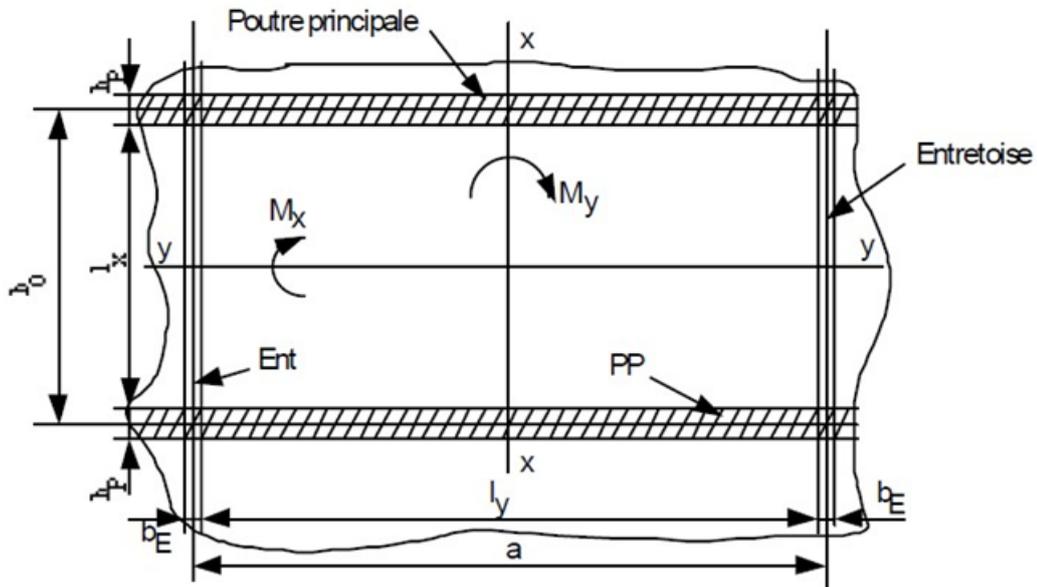


Figure 9 : Notations et Conventions d'un panneau d'hourdis

Nous avons donc pour le ferrailage d'un ml de panneau d'hourdis :

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

Tableau 21 : Sollicitations et section d'acier d'un mètre linéaire d'hourdis.

Orientation	Localisation	Moment fléchissant (MN.m)	Ferrailage (cm ²)		
			Section d'acier théorique	Choix des Aciers	Section d'acier réel
Suivant Lx	Appuis	0,0115	2,897	6 HA10	4,71
	Travée	0,0184	4,635	6 HA10	4,71
Suivant Ly	Travée	0,0064	1,62	6 HA10	4,71

NB : Confère "Annexe 4 : NOTE DE CALCUL DU DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE LA SUPERSTRUCTURE DU PASSAGE SUPERIEUR – partie relative aux détails de calcul du hourdis".

7.6.2. Etude de la prédalle.

Il s'agit en effet d'un coffrage perdu préfabriqué en béton armé.

➤ Sollicitations et section d'acier

Tableau 22 : Sollicitations et section d'acier de la prédalle (1ml)

Effort tranchant (MN)	Moment fléchissant (MN.m)	Ferrailage (cm ²)		
		Section d'acier théorique	Choix des Aciers	Section d'acier réel
0,01439	0,01007	6,78	9 HA10	7,07
Vérifications : Conditions de non fragilité				
$\tau_u < \tau_{lim}$		0,24 < 4		Ok
$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times d} \geq 0,4 \text{ MPa}$		5,95 > 0,4		Ok

NB : Confère Annexe 4 : NOTE DE CALCUL DU DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE LA SUPERSTRUCTURE DU PASSAGE SUPERIEUR – partie relative aux détails de calcul de la prédalle

7.6.3. Calcul des coefficients de répartition transversale de "Guyon – Massonnet" et des sections d'acier des poutres

Lorsque la rigidité torsionnelle des éléments d'un pont ne peut être négligée, la section transversale du pont est considérée comme étant déformable. C'est alors qu'on utilise la méthode

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

de "Guyon-Massonnet" (développée originalement par Guyon en 1946 et mise sous forme de tableaux numériques par Massonnet en 1954). Cette méthode est une méthode de calcul des dalles ou de réseaux de poutres.

Principes fondamentaux de la méthode :

➤ Le premier principe fondamental est de substituer au pont réel un pont à structure continue qui a les mêmes rigidités moyennes à la flexion et à la torsion que l'ouvrage réel. Ce premier principe n'est nécessaire que pour les hypothèses mathématiques (continuité des fonctions).

➤ Le deuxième principe est d'analyser de façon approximative l'effet de la répartition transversale des charges en admettant que cette répartition est la même que si la distribution des charges selon l'axe du pont est sinusoïdale et de la forme:

$$p' = p \sin\left(\frac{\pi x}{L}\right)$$

p: constante;

L: portée du pont.

Les calculs peuvent être affinés en développant la charge en série de Fourier, en fonction de l'abscisse longitudinale.

Paramètres fondamentaux :

On considère une travée indépendante, de portée "L", de largeur "2b", dont l'ossature est constituée par une poutraison croisée de n poutres longitudinales (portée "L", espacement "b1") et de "m" entretoises (portées "2b", et espacement "L1") intermédiaires, disposées transversalement (*Figure 10*).

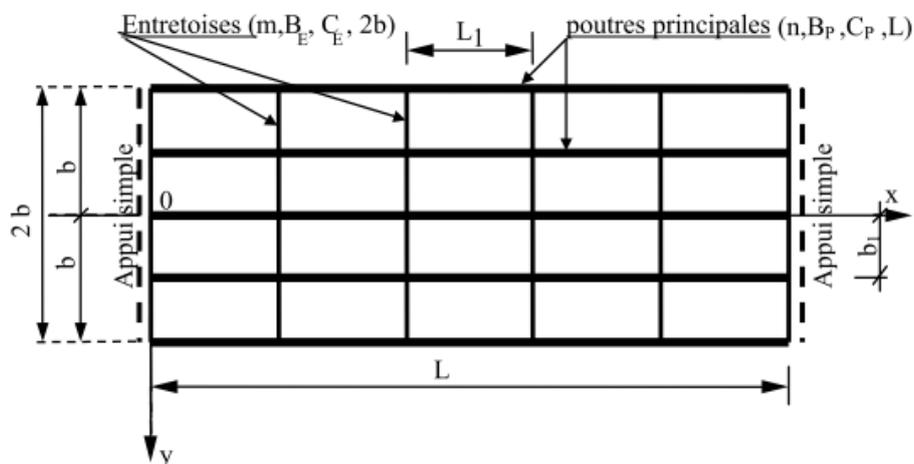


Figure 10 : Modèle du tablier de pont d'après Guyon-Massonnet

Toutes les poutres sont identiques et caractérisées par :

- Leur rigidité à la flexion (ρ_p ; ρ_E) ;
- leur rigidité à la torsion (γ_E ; γ_P) ;

Le comportement du pont est complètement défini par "2" paramètres principaux :

- Paramètre de torsion (α) ;

$$\alpha = \frac{\gamma_P + \gamma_E}{2\sqrt{\rho_P \rho_E}}$$

- Paramètre d'entretoisement (θ) ;

$$\theta = \frac{b}{L} \sqrt[4]{\frac{\rho_P}{\rho_E}}$$

Le paramètre de torsion " α " prend en compte en plus des rigidités de flexion " ρ_p et ρ_E " celles de la torsion " γ_E et γ_P ". Il caractérise donc l'influence de la torsion et varie entre « 0 et 1 ».

$$\begin{array}{l} \alpha = 0 \quad (\gamma_P + \gamma_E) = 0 \Rightarrow \text{La résistance à la torsion est négligeable.} \\ \alpha = 1 \quad \left| \begin{array}{l} \rho_P = \rho_E = \rho \\ (\gamma_P + \gamma_E) = 2\rho \end{array} \right. \Rightarrow \text{Le pont est une dalle isotrope} \end{array}$$

Ainsi, pour le calcul d'un tablier des ponts dalles, on suppose que la dalle est isotrope et par conséquent on prend " α " = 1. Les structures réelles d'un pont à poutres ont un comportement intermédiaire entre ces 2 cas particuliers.

Lorsque le pont est très allongé ou les entretoises sont très rigides, le paramètre d'entretoisement " θ " est voisin de zéro. Pour " $\theta < 0,3$ ", on peut admettre que les entretoises sont infiniment rigides, ce qui correspond à " $\theta = 0$ ". Dans ce cas, on utilise la méthode de Courbon.

➤ **Calcul de l'inertie propre de la poutre et des paramètre fondamentaux**

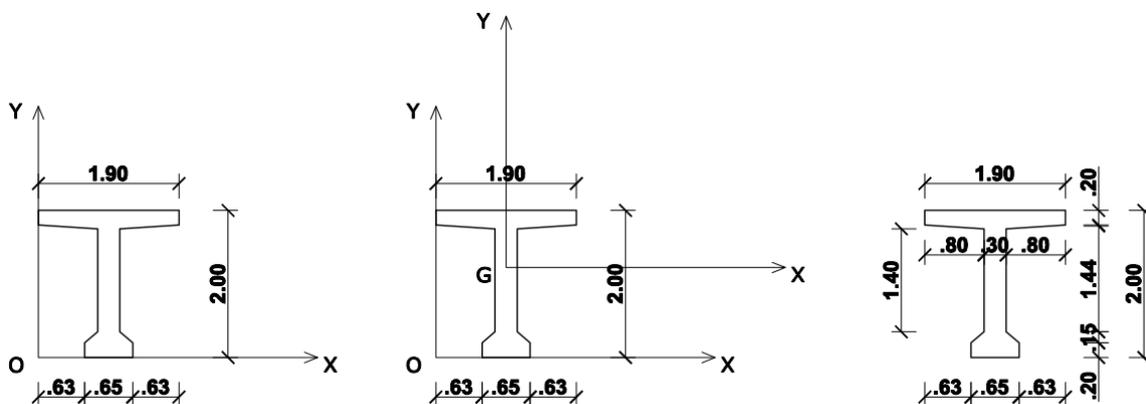


Figure 11 : Section de poutre en I

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

Tableau 23 : Récapitulatif du calcul de l'inertie propre de la poutre

N° de section	B (Cm)	H (Cm)	S (Cm2)	$y_{Gj/ox}$ (Cm)	M/ox	I_{Gxi}	d (Cm)	I_{gx} (cm4)
1	80	20	1600,00	40,00	64000,000	53333,333	67,90	7429989,3333
2	80	5	200,00	53,33	10666,000	277,778	56,23	632640,3578
3	80	20	1600,00	150,00	240000,000	53333,333	67,90	7429989,3333
4	80	5	200,00	136,67	27334,000	277,778	56,23	632640,3578
5	30	200	6000,00	95,00	570000,000	20000000	22,10	22930460,0000
6	18	15	135,00	116,00	15660,000	1687,500	97,10	1274522,8500
7	18	20	360,00	119,00	42840,000	12000,000	112,10	4535907,6000
8	18	15	135,00	74,00	9990,000	1687,500	97,10	1274522,8500
9	18	20	360,00	71,00	25560,000	12000,000	112,10	4535907,6000
		$\sum S =$	10590,0	$\sum M =$	1006050,00		$\sum I_{GX} =$	50676580,282

Nous avons par ailleurs : les rigidités à la flexion et à la torsion :

$$\gamma_E = KP \times \frac{G_b}{b} = 0,1774 \times \frac{34179,558}{2 \times 5,40} = 561,47 \text{ (Rigidité de torsion du hourdis)}$$

$$\gamma_P = \frac{1}{2} * \frac{1}{3} * h d^3 \times G_b = \frac{1}{2} \times \frac{1}{3} \times (0,20)^3 \times 34179,558 = 45,57 \text{ (Rigidité de torsion de la poutre)}$$

$$\rho_P = \frac{I_{GZ}}{b}, E_b = 0,0939 E_b = 0,0939 \times 34179,558 = 3209,46 \text{ (Rigidité de flexion de la poutre)}$$

$$\rho_E = I_h \times E_b \text{ avec } I_h = \frac{(h_d)^3}{12} \Rightarrow \frac{(0,20)^3}{12} \times 34179,558 = 22,79 \text{ (Rigidité de flexion du hourdis)}$$

Calcul des paramètres fondamentaux : α et θ

Le comportement du pont est défini par deux paramètres principaux :

$$\alpha = \frac{\gamma_E + \gamma_P}{2 * \sqrt{\rho_P * \rho_E}} = \frac{561,47 + 45,57}{2 * \sqrt{3209,46 * 22,79}} = 1,12 \text{ (Paramètre de torsion)}$$

$$\theta = \frac{b}{L} * \sqrt[4]{\frac{\rho_P}{\rho_E}} = \frac{5,00}{30,00} * \sqrt[4]{\frac{3209,46}{22,79}} = 0,57 \text{ (Paramètre d'entretoisement)}$$

on a :

$\theta = 0,57 > 0,30 \Rightarrow$ d'où l'utilisation de la méthode de Guyon-Massonnet pour la détermination des coefficients de répartition transversal.

➤ **Détermination des coefficients de répartition transversale (CRT)**

Le Coefficient de Répartition Transversale (CRT), " η " est donnée par (Ben Ouédou, Tome 2, Octobre 2012) :

$$\eta = \frac{\sum_{i=1}^n P_i \cdot K_i}{\sum_{i=1}^n P_i} = \frac{p \sum K_i}{n \cdot p} = \frac{\sum K_i}{n} = \frac{K}{n}$$

Avec :

P_i : Charge sinusoïdale appliquée sur le pont. On remarque ici que p se simplifie et on n'a donc pas besoin d'écrire son expression sinusoïdale.

$$\Rightarrow \eta = \frac{K}{n}$$

Avec :

n : Nombre de poutres ($n = 4$).

K : Coefficient déterminé par les tableaux de Guyon-Massonnet.

" K " dépend de :

- la valeur du paramètre de torsion " α " ;
- la valeur du paramètre d'entretoisement " θ " ;
- l'excentricité de la charge " e ".
- l'ordonnée de la poutre considérée " y ".

$$\begin{cases} \alpha = 0 \\ \alpha = 1 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} K_0 \\ K_1 \end{cases}$$

Pour " α " quelconque, l'interpolation n'est pas linéaire. Elle est donnée par "Massonnet" :

$$K = K_0 + (K_1 - K_0) \sqrt{\alpha}$$

Pour plus de précision, "Sattler" a proposé les relations suivantes :

$$\left| \begin{array}{ll} K = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha^{0,05} & 0 \leq \theta \leq 0,1 \\ K = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha (1 - e^{-\theta_0}) & 0,1 \leq \theta \leq 1 \quad \text{avec} \quad \theta_0 = \frac{0,065 - \theta}{0,663} \\ K = K_0 + (K_1 - K_0) \sqrt{\alpha} & \theta > 1 \end{array} \right.$$

" K_0 et K_1 " sont données par les tables de "Guyon-Massonnet" en fonction de " θ , e " et " y ".

▪ **Coefficient de répartition transversale à retenir.**

Nous choisissons les valeurs les plus défavorables pour calculer une poutre unique (poutre modèle). Ainsi, toutes les poutres auront le même ferrailage.

Ainsi nous avons pour la poutre modèle de calcul :

Tableau 24 : CRT poutre modèle de calcul

Poutre Modèle de calcul	
Charge	CRT
Al	0,280
qtr	0,823
Bc	0,609
Bt	0,574
Mc120	0,345

➤ **Sollicitations et section d'acier de la poutre**

Tableau 25 : Sollicitations et section d'acier de la poutre

Effort tranchant "Tu" (MN)	Effort tranchant "Tser" (MN)	Moment fléchissant "Mu" (MN.m)	Moment fléchissant "Mser" (MN.m)	Ferrailage (cm ²)		
				Section d'acier théorique	Choix des Aciers	Section d'acier réel
Armatures longitudinales						
0,55	0,41	4,15	3,08	85,21	18 HA25	88,36
Armatures de peau						
Ap				24,63	9 HA20	28,25
Armatures transversales						
Øt > ØV3				HA 12		
"St"				25 cm		

NB : Confère Annexe 4 : NOTE DE CALCUL DU DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE LA SUPERSTRUCTURE DU PASSAGE SUPERIEUR – partie relative aux détails de calcul de la poutre modèle).

7.6.4. Justification des poutres secondaires ou entretoises

Le ferrailage des entretoises est continu sur toute la longueur (pas d'arrêt de barres). On détermine le moment maximum positif (pour avoir le ferrailage inférieur) et le moment maximum négatif (pour avoir le ferrailage supérieur). Le cas le plus courant pour les ponts à poutres est celui de l'emploi de trois vérins ou plus.

➤ **Sollicitations et section d'acier de l'entretoise**

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

Tableau 26 : Sollicitations et section d'acier de l'entretoise

Localisation	Effort tranchant "Tu" (MN)	Effort tranchant "Tser" (MN)	Moment fléchissant "Mu" (MN.m)	Moment fléchissant "Mser" (MN.m)	Ferrailage (cm ²)		
					Section d'acier théorique	Choix des Aciers	Section d'acier réel
Armatures longitudinales							
Appuis	0,448	0,279	0,42	0,262	16,1	4 HA20 + 2 HA16	16,59
Travée			0,204	0,127	7,83	4 HA20	12,57
Armatures de peau							
Ap					7,2	4 HA16	8,04
Armatures transversales							
	Øt > ØV3					HA 12	
	"St"					25 cm	

NB : Confère Annexe 4 : NOTE DE CALCUL DU DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE LA SUPERSTRUCTURE DU PASSAGE SUPERIEUR – partie relative aux détails de calcul des entretoises.

7.6.5. Dimensionnement des crochets de levage

La mise en œuvre des poutres préfabriquées se fait au moyen des crochets de levage tel que les sections d'aciers sont indiquées ci-dessous :

Donc on adoptera "6 crochets" de type "HA25" minimum avec "Acr = 29,45 cm²"

NB : Confère Annexe 4 : NOTE DE CALCUL DU DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE LA SUPERSTRUCTURE DU PASSAGE SUPERIEUR – partie relative aux détails de calcul des crochets de levage.

7.6.6. Justification et calcul de la précontrainte

Le "BPEL" définit deux valeurs de précontrainte pour la détermination de la précontrainte minimale de calcul et de son excentricité : maximum "P1" et minimum "P2". Les deux précontraintes représentent respectivement la précontrainte obtenue en section "sous critique" (le fuseau de passage des câbles est au-dessus de la zone d'enrobage) et la précontrainte obtenue en section "sur critique" (l'extrémité inférieure du fuseau de passage des câbles dépasse la zone d'enrobage).

Tableau 27 : Caractéristiques géométriques des poutres

Caractéristiques géométriques	
Ig/z (m ⁴)	0,5068

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

Caractéristiques géométriques	
V (m)	1,221
V' (m)	0,779
Y _G (m)	1,221
B (m ²) (section)	1,06

V' : distance de la fibre supérieure au centre de gravité de la section ;

V : distance de la fibre inférieure au centre de gravité de la surface de la section ;

I_{g/z} : moment d'inertie de la section

➤ **Contraintes limites**

Les contraintes limites en traction et en compression sont données par la norme Française et ont été calculées conformément aux prescriptions du "Fascicule 65 A" portant l'exécution des ouvrages génie civil en béton armé ou en béton précontraint.

$$f_{c28} = 40 \text{ Mpa}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 3,00 \text{ Mpa}$$

Tableau 28 : Contraintes limites admissibles pour chaque section

Classe de calcul	Combinaison		
	Contrainte	Rare (2)	Nature des contraintes
CLASSE II	$\bar{\sigma}_1$: section hors enrobage	-1,5ftj = - 4,50 Mpa	Contrainte admissible en traction sur la fibre inférieure
	$\bar{\sigma}_2'$: section enrobage	-ftj = -3,00 Mpa	Contrainte admissible en traction sur la fibre supérieure
	$\bar{\sigma}_1' = \bar{\sigma}_2$	0,6fcj = 24 Mpa	

➤ **Calcul de la précontrainte**

La précontrainte sera calculée sous la combinaison caractéristique. Ensuite nous partirons d'une hypothèse d'une section "Sous Critique" en calculant "PI" et si pas vérifié, la section sera donc "Sur Critique" et nous calculerons donc "PII" et nous déduirons la valeur de la précontrainte ceci en phase d'exploitation.

Hypothèse d'une section "Sous Critique"			
P _I (MN)	Excentricité (e ₁) en m	v' - d' (m)	Conclusion
0,1095	-92,16	0,629	Donc la section est sur critique
Section "Sur Critique"			

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

P_{II} (MN)	Excentricité (e₀) en m
8,19	0,629

➤ **Vérification des contraintes limites**

- Sur fibre supérieure

Sous M_{min} :

On a donc : $\sigma_{(v)} = 4,78 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_2 = 24 \text{ Mpa} \Rightarrow$ Condition vérifiée

Sous M_{max} :

On a donc : $\sigma_{(v)} = 21,89 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_2 = 24 \text{ Mpa} \Rightarrow$ Condition vérifiée

- Sur la fibre inférieure

Sous M_{min} :

On a donc : $\sigma'_{(v')} = 9,60 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_2 = 24 \text{ Mpa} \Rightarrow$ Condition vérifiée

Sous M_{max} :

On a donc : $\sigma'_{(v')} = -2,95 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_1' = 24 \text{ Mpa} \Rightarrow$ Condition vérifiée

➤ **Nombre de câble et armatures passive**

Tableau 29 : Tension finale dans les câbles et armature passive

Tension finale dans les câbles	Nombre de Câbles	Armature Passive (cm ²)		
		Section d'acier théorique	Choix des Aciers	Section d'acier réel
1076,8 Mpa	6 câbles de type 10T15S(*)	2,89	4 HA 12	4,52

NB : Confère Annexe 4 : NOTE DE CALCUL DU DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE LA SUPERSTRUCTURE DU PASSAGE SUPERIEUR – partie relative aux détails de calcul de la précontrainte.

7.7. DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE L'INFRASTRUCTURE

7.7.1. Étude des appareils d'appui

Un appareil d'appuis de pont est un élément de l'ouvrage placé entre le tablier et les appuis, dont le rôle est de transmettre les actions verticales dues à la charge permanente et aux charge d'exploitation, routières et de permettre des mouvement de rotation ou de translation.

Les appareils d'appuis sont soumis aux phénomènes de compression simple, de distorsion et de rotation. Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appuis : les appareils d'appuis en béton, métalliques, en élastomère frettés et les appareils d'appuis spéciaux.

A cause de leur bonne capacité d'absorption par rotation, par distorsion des déformations, par translation du tablier et de leur déformabilité vis-à-vis des efforts qui les sollicitent et de leur couut, nous avons opté pour des appareils d'appuis en élastomères frettés pour notre projet.

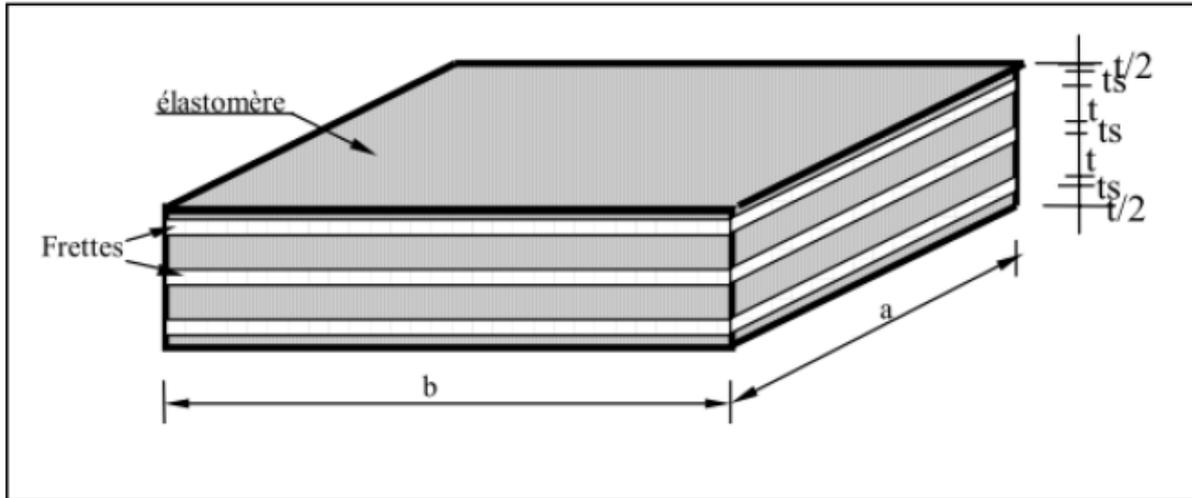


Figure 12 : Appareil d'appui en élastomère fretté de type "B"

Le dimensionnement de l'appareil d'appui en élastomère fretté consiste à la vérification de sa résistance au cisaillement résultant des efforts qui lui sont appliqués. Ce cisaillement se produit au niveau du plan de frettage.

➤ **Vérification des contraintes :**

Limitation des contraintes de cisaillement :

$$\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_a \leq 5G$$

$$\tau = 0,96 + 0,35 + 0,63 = 1,94 \text{ Mpa} \leq 5G = 4,50 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\tau_{H1} \leq 0,5G$$

$$\tau_{H1} = 0,28 \text{ Mpa} \leq 0,45 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\tau_H \leq 0,7G$$

$$\tau_H = 0,35 \text{ Mpa} \leq 0,63 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Condition de non-cheminement et de non-glissement :

$$\sigma_{m,\min} = \frac{N_{\min}}{a \times b} \geq 2 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{m,\min} = \frac{1135,18 \times 10^3}{500 \times 550} = 4,13 \text{ Mpa} \geq 2 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Condition de non soulèvement :

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

$$\alpha t \leq = \frac{3}{\beta} \left(\frac{t}{a}\right)^2 \times \frac{\sigma_m}{G}$$

$$\alpha t = 0,00125 \text{ rad} \leq \frac{3}{8,73} \times \left(\frac{15}{500}\right)^2 \times \frac{5,57}{0,9} = 0,00191 \text{ rad} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Tableau 30 : Résultat du dimensionnement de l'appareil d'appuis

a (mm)	b (mm)	t (mm)	ts (mm)	T (mm)	n
500	550	15	2,5	96	8

NB : Confère "Annexe 5 : NOTE DE CALCUL DU DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE L'INFRASTRUCTURE DU PASSAGE SUPERIEUR– partie relative aux détails de calcul de l'appareil d'appuis"

7.7.2. Dimensionnement du bossage d'appui

Les bossages d'appui sont soumis à la compression simple sous la charge verticale du tablier.

Tableau 31 : Dimensions et section d'aciers du Bossage d'appuis

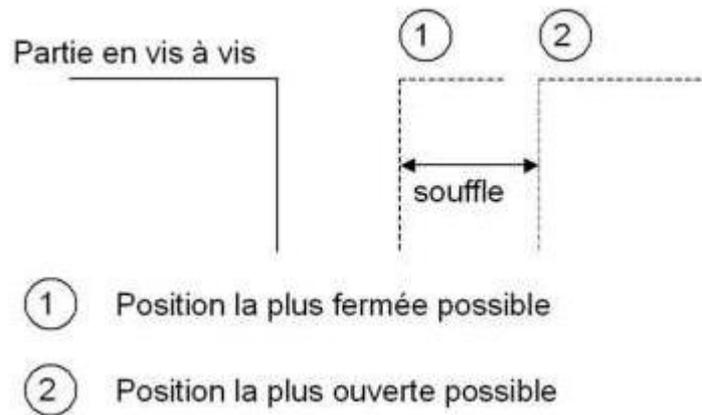
Dimensions		
Longueur (cm)	Largeur (cm)	Epaisseur (cm)
65	60	5
Ferrailage (cm2)		
Section d'acier théorique	Choix des Aciers	Section d'acier réel
10	7 HA14	10,78

NB : Confère "Annexe 5 : NOTE DE CALCUL DU DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE L'INFRASTRUCTURE DU PASSAGE SUPERIEUR– partie relative aux détails de calcul du bossage d'appuis"

7.7.3. Dimensionnement du joint de chaussée.

➤ **Détermination du souffle :**

Le souffle d'un joint est le déplacement relatif maximal prévisible des deux éléments en regard, mesuré entre les positions extrêmes.



NB : les détails de calcul ainsi que les vérifications sont présentés en annexes 5.

➤ **Choix du type de joint :**

Le choix du souffle se fait suivant la combinaison la plus défavorable à l'ELS tout en s'assurant que le vide entre maçonnerie permette de reprendre l'allongement ELU sans mise en contact.

Le souffle obtenu dans notre cas à l'ELS est : $S = 8,23 \text{ cm} = 82,3 \text{ mm}$.

Dans le catalogue de Freyssinet nous avons le modèle "CIPEC Wd110" présentant les caractéristiques suivant :

Souffle nominale : "110 mm", l'intervalle entre deux éléments métalliques en vis-à-vis peut varier de "10 mm à 120 mm".



Figure 13 : Illustration du joint de type "CIPEC Wd110"

7.7.4. Dimensionnement du chevêtre :

Le chevêtre est soumis sous l'action de son poids propre et des charges du tablier. Il sera dimensionnement comme une poutre dont les appuis sont les colonnes d'appui.

Tableau 32 : Sollicitations et section d'aciers du chevêtre

En flexion :

*Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et
d'un passage supérieur de 60m au PK6+350*

Localisation	Effort tranchant "Tu" (MN)	Effort tranchant "Tser" (MN)	Moment fléchissant "Mu" (MN.m)	Moment fléchissant "Mser" (MN.m)	Ferrailage (cm ²)		
					Section d'acier théorique	Choix des Aciers	Section d'acier réel
Armatures longitudinales							
Appuis	2,31	1,711	3,446	2,553	94,17	16 HA25+ 8HA16	94,62
Travée			0,89	0,659	35,4	8 HA25	39,27
Armatures de peau							
Ap					20,4	8 HA20	25,13
Armatures transversales							
		$\varnothing_t > \varnothing/3$				HA 12	
		"St"				25 cm	

En torsion :

Effort tranchant "Tu" (MN)	Moment Torsion "M _T " (MN.m)	Ferrailage (cm ²)		
		Section d'acier théorique	Choix des Aciers	Section d'acier réel
Armatures				
0.5775	0.2296	35.4	8 HA25	39.27
Armatures de peau				
Ap		20.4	8 HA20	25.13
Armatures transversales				
		$\varnothing_t > \varnothing/3$	HA 12	
		"St"	25 cm	

NB : Confère "Annexe 5 : NOTE DE CALCUL DU DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE L'INFRASTRUCTURE DU PASSAGE SUPERIEUR– partie relative aux détails de calcul du chevetre"

Remarque :

Les aciers calculés en torsion sont nettement inférieurs à ceux calculés en flexion simple. On retiendra pour les armatures du chevetre le cas de figure où ce dernier travaille en flexion simple.

7.7.5. Dimensionnement Des Eléments De Culée

Appuis de rive :

Les appuis de rive ou encore culées du pont, sont des éléments verticaux du pont disposés en travée permettant de transmettre le poids du tablier au sol.

Les cullées sont constituées d'une superstructure qui est la partie visible et d'une fondation enterrée dans le sol.

7.7.6. Calcul structurale du mur garde grève

Il est soumis essentiellement à l'action des forces horizontales sur la face arrière de contact avec les terres à savoir : poussée des terres, poussée des charges locales en arrière du mur et des efforts de freinage. Pour les murs de hauteur de 2 à 3 m, le SETRA propose le ferrailage type suivant cet interval de hauteur et qui a été adopté dans ce cas dont :

Ferrailage vertical

Sur face arrière :

$$\emptyset_{\text{Vert ;arrière}} = \text{HA } 14 \text{ avec } 10 \leq \text{esp (cm)} \leq 14$$

Sur face avant :

$$\emptyset_{\text{Vert ;avant}} = \text{HA } 14 \text{ avec } 10 \times 2 \leq \text{esp (cm)} \leq 14 \times 2$$

Ferrailage horizontal

Sur les deux faces :

$$\emptyset_{\text{Horizont}} = \text{HA } 10 \text{ tous les } 15\text{cm sur les deux faces}$$

Néanmoins, notons qu'un calcul en flexion simple considérant les poussées des terres et l'effort de freinage conduirait à des résultats très similaires. Nous allons faire une étude comparative pour calculer selon les sollicitations citées par les recommandations du SETRA.

Toutefois, nous trouvons un moment " M_{Total} " compris dans la fourchette donnée par le SETRA (entre 71 et 84 kN.m), de ce fait nous gardons le ferrailage type proposé par le SETRA.

NB : les détails de calcul ainsi que les vérifications sont présentés en annexes 6 (Annexe 6 : NOTE DE CALCUL DU DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE CULEES ET DE PILE – partie relative au calcul du mur garde greve).

7.7.7. Calcul de la dalle de transition

Avec une longueur " $LDT = 3,90 \text{ m}$ ", nous retiendrons le ferrailage type des dalles de transition proposé par le "SETRA".

Toutefois, la dalle de transition est coulée sur un béton de propreté dosé à 150 kg/m³ de ciment d'épaisseur égale à 10 cm. La mise en œuvre de ce béton est précédée d'un compactage du remblai sous-jacent.

NB : Le ferrailage type des dalles de transition de longueur " $LDT \leq 5,00 \text{ m}$ " proposé par le "SETRA" est présenté en annexe 6 (Annexe 6 : NOTE DE CALCUL DU DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE CULEES ET DE PILE – partie relative au calcul de la dalle de transition).

7.7.8. Calcul structural du corbeau de la dalle de transition

On adopte le ferrailage type défini au paragraphe "2.2.6 de la pièce 1.3.2 du PP73". Soit des armatures horizontales "8 HA 10" et des armatures de peau "HA 10" espacées de "10 cm". Pour les Goujons, on prendra des "Ø25" tous les "2,00 m" de longueur "0,40 m".

7.7.9. Mur en retour

Le mur de retour assure la tenue des terres dans les zones latérales du tablier. Il se comportent donc comme un ouvrage de soutènement. Ils ont été préférés aux murs en ailes désolidarisés de la culée parce que leur effet stabilisateur est plus grand (CALGARO, 2000). Ils sont soumis aux charges provenant de leur propre poids y compris la superstructure, des surcharges venant du remblai et des poussées horizontales réparties.

En prenant $L = 3,00 \text{ m}$, nous avons $E = 30 \text{ cm}$

On adopte le ferrailage type du "S.E.T.R.A" telque :

Flexion d'axe vertical :

On adopte les armatures suivantes : 10HA14 ; tel que la section réelle est la suivante : $A_{sc} = 15,38 \text{ cm}^2$ soit : 5HA14 espacés de 14 cm et 5HA14 espacés de 28 cm.

Flexion d'axe horizontal :

On adopte : "2HA20" de section réelle " $A_{st} = 6,28 \text{ cm}^2$ "

Appuis intermédiaire :

7.7.10. Dimensionnement des futs des appuis

Les futs d'appuis du pont sont dans la plupart des cas calculées comme des poteaux rectangulaire en compression centrée à l'Etat limite Ultime.

Les dimensions d'un fut d'appuis sont : $L = 1,30 \text{ m}$; $l = 1,20 \text{ m}$; $h_{fr} = 5,00 \text{ m}$

➤ **Vérification au flambement :**

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

Avec :

l_f : Longueur de flambement ;

i : Rayon de giration ;

Pour les piles de pont : $l_f = l_0 = 5,00 \text{ m}$

$$i = \frac{b\sqrt{3}}{6} = \frac{1,20\sqrt{3}}{6} = 0,35$$

$$\Rightarrow \lambda = \frac{5,00}{0,35} = 14,29$$

On a : $\lambda = 14,29 < 50$, Pas de risque de flambement.

➤ **Calcul du ferrailage du voile :**

Le voile doit avoir un ferrailage minimal $A_{\min} = 0,002$ fois à l'aire du béton "SETRA" (PP73 – 1.3.2 – 1.1 – ferrailage minimal des voiles).

- Vérification de la condition de non fragilité et ferrailages :

$$A_{\min} = \max. \left[\frac{0,2 B}{100} ; 4 \text{cm}^2/\text{m de parement} \right] = \max[31,20 ; 20]$$

$$A_{\min} = 31,20 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = 5\%B = 0,05 \times 1,2 \times 1,3 = 0,078 \text{ m}^2 = 780 \text{ cm}^2,$$

On a : $A_{\min} = 31,20 \text{ cm}^2 < A_{\max} = 780 \text{ cm}^2$, d'où la condition est vérifiée.

Choix des armatures :

Soit 24HA25 tel que "As" = 117,82 cm² avec un espacement de "e=20cm".

- Diametre d'acier transversal :

$$\varnothing_t = \frac{\varnothing_{lmin}}{3} = \frac{25}{3} = 8,33 \text{ mm on retiend "12 mm"}$$

$\varnothing_t = 12 \text{ mm}$

NB : les détails de calcul ainsi que les vérifications sont présentés en annexes 6 (Annexe 6 : NOTE DE CALCUL DU DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE CULEES ET DE PILE – partie relative au calcul des futs des appuis).

7.8. DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE FONDATION

7.8.1. Semelle de liaison

Plusieurs méthodes peuvent être utilisées pour le dimensionnement des semelles de liaison des pieux parmi lesquelles nous avons : la méthode de bielle, la méthode de calcul de la semelle sous forme de poutre renversé, etc. dans ce cas présent, nous allons utiliser la seconde méthode pour déterminer les armatures de la semelle (confère : Annexe 7).

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

Tableau 33 : Sollicitations et section d'aciers de la semelle de liaison

Localisation	Effort tranchant "Tu" (MN)	Effort tranchant "Tser" (MN)	Moment fléchissant "Mu" (MN.m)	Moment fléchissant "Mser" (MN.m)	Ferrailage (cm ²)		
					Section d'acier théorique	Choix des Aciers	Section d'acier réel
Armatures longitudinales							
Appuis	0,916	0,679	0,412	0,305	74,52	16 HA25	78,54
Travée			0,733	0,543	74,52	16 HA25	78,54
Armatures de peau							
Ap					30	16 HA20	50,26
Armatures transversales							
Øt > ØV3						HA 12	

Vérification des contraintes :

- Contraintes de cisaillement :

Contrainte de cisaillement conventionnelle	$\tau_u = Tu / bd$	0.17	Mpa
Contrainte de cisaillement limite	$\tau_{lim} = \min \{0,15fc_{28} / \gamma_b ; 4MPa\}$	4.00	Mpa
Comparaisons	$\tau_u < \tau_{lim}$	Ok	

- Vérification du non poinçonnement de la semelle

Le poinçonnement de la semelle de liaison est vérifié par la formule suivante (BAEL91-A.5.2.42) :

$$Qu \leq 0.045Uc \times h \frac{fc_{28}}{\gamma_b}$$

Avec :

- Qu : Effort tranchant admissible de la semelle à l'ELU :

$$Qu = (0,05 + 1,5P_f) \frac{dUc}{\gamma_b} fc_{28}$$

- P_f : Ratio moyen des armatures horizontales, la limite supérieure est de "0.015".

$P_f = \sqrt{P_{fx} + P_{fy}}$, P_{fx} et P_{fy} sont les ratios moyens respectifs des directions "x et y". pour la simplification, on prend le ratio minimal comme "0.15% ou 0.1%" pour P_{fx} .

- d : Hauteur utile de la semelle ;

- U_c : Périmètre de calcul de résistance au poinçonnement de la semelle :

$$\left(U_c = D + 2a + \pi \frac{(D+h)}{4} \right)$$

Avec : "h" comme la hauteur de la semelle, "D" comme le diamètre des pieux, "a" comme distance entre le côté extérieur des pieux et la rive de la semelle :

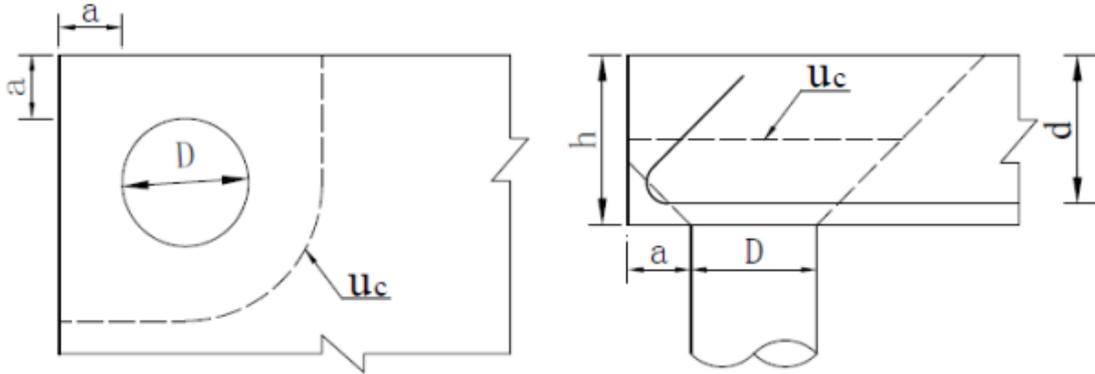


Figure 14: Schéma de principe du périmètre de calcul de résistance au poinçonnement de la semelle

$$\text{On a : } \begin{cases} Q_u = 16,074 \text{ MPa} \\ 0,045 U_c \times h \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 19,921 \text{ MPa} \end{cases}$$

16,074 Mpa < 19,921 Mpa , l'inégalité est bel et bien vérifiée.

NB : Confère Annexe 7 : NOTE DE CALCUL DU DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE LA FONDATION – partie relative aux détails de calcul de la semelle de liaison.

7.8.2. Etude du système de fondations : fondations profondes

La fondation se définit comme étant un élément architectural d'un ouvrage qui assure la transmission et la répartition des charges de cet ouvrage dans le sol (poids propre de l'ouvrage, forces climatiques et surcharges liées à son utilisation). Les fondations d'un ouvrage constituent un enjeu essentiel de son architecture, car elles forment la partie structurale qui s'oppose au tassement et aux infiltrations, c'est pourquoi le choix du type de fondation est une étape indispensable et incontournable lors d'une conception d'un ouvrage en général et surtout dans le cas d'un ouvrage d'art en particulier.

➤ Choix du type de fondations

Des essais tels que l'essai de "Sondage Pressiométrique Menard suivant la norme NF P94 110" ont été effectués nous donnant ainsi fonction de la profondeur les différentes couches de la zone d'implantation de notre projet.

Au vu des résultats de ces essais, nous constatons que selon le côté gauche ou le côté droit,

**Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et
d'un passage supérieur de 60m au PK6+350**

nous avons une certaine stabilité et grande portance du sol "sable argileux sur consolidé (en roche décomposée)" à 16,00 m.

La profondeur d'encrage étant supérieur à "3,00 m" nous optons pour des fondations profondes (sur pieux).

De plus, Selon la hauteur d'encastrement « D », c'est-à-dire l'épaisseur minimale des terres qui se trouvent au-dessus de la base de la fondation, et la largeur de la base « B », on peut définir les fondations comme étant :

Profondes si : $D_e > 5B$;

On a : $D_e = 13,78 \text{ m} > 5 \times 1,5 = 7,50 \text{ m}$

Alors, nous avons une fondation profonde

➤ **Nombre de pieux**

Pieux Ø1500 : n = **2 pieux**

Pieux Ø1200 : n = **2 pieux**

➤ **Vérification de l'effet de groupe des pieux**

La vérification de l'effet de groupe se fera à l'ELS :

$$Q_g = C_e \times n \times Q_a$$

Avec

n : nombre de pieux ;

$$\text{Et on a aussi : } C_e = 1 - \frac{2 \text{Arch tan}(B/d)}{\pi} \times \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right)$$

B : diamètre des pieux ;

d : entraxe des pieux ;

m : nombre de rangées ;

n : nombre de pieux par rangées.

Q_a : charge admissible obtenue par la combinaison à l'ELS.

Pour la pile :

$$C_e = 1 - \frac{2 \text{Arch tan}(1,5/5,0)}{\pi} \times \left(2 - \frac{1}{1} - \frac{1}{2}\right)$$

C_e = 0,90

Pour la culée :

$$C_e = 1 - \frac{2 \text{Arch tan}\left(\frac{1,2}{5,5}\right)}{\pi} \times \left(2 - \frac{1}{1} - \frac{1}{2}\right)$$

C_e = 0,93

Pour la pile :

$$Q_g = 0,90 \times 2 \times 8,62 = 15,525 \text{ MN} > 10,39 \text{ MN (charge en tête de pieux)}$$

Nous pouvons dire que l'effet de pieux est vérifié pour les piles.

Pour la culée

$$Q_g = 0,93 \times 2 \times 6,15 = 11,44 \text{ MN} > 8,46 \text{ MN (charge en tête de pieux)}$$

Nous pouvons dire que l'effet de pieux est vérifié pour les culées.

➤ **Prévision des tassements des pieux de fondation**

Prévision du tassement d'un pieu :

D'après le "S.E.T.R.A", le tassement d'un pieu peut être estimé simplement par la formule suivante :

$$S_p = 0,006 \varnothing_p = 0,006 \times 1,50 = 9 \text{ mm}$$

$$S_p = 9 \text{ mm}$$

Prévision du tassement du groupe de pieux

Pour le tassement d'un groupe de pieux, (Vesic, 1970) propose la relation suivante :

$$S_{\text{groupe}} = S_p \sqrt{\frac{B}{b}}$$

Avec :

B : largeur du groupe de pieux (B = 3,00 m)

b : diamètre du pieu (b = 1,50 m)

On a :

$$S_{\text{groupe}} = 9 \times \sqrt{\frac{3,00}{1,50}} = 12,73 \text{ mm}$$

S_{groupe} ≈ 13 mm

Remarque :

Dans l'optique de contrer tout tassement prévisionnel, les pieux ont été encastrés dans une

couche de gros béton (par injection après forage de l'assise des pieux).

➤ **Ferraillage des pieux :**

Ferraillage des aciers longitudinaux :

Les cages d'armatures des pieux de section circulaire sont constituées par des armatures longitudinales en acier disposées suivant les génératrices d'un cylindre desquelles sont enroulées et fixées rigidement des cercles ou hélices. Le ferraillage des pieux est dicté par la section minimale imposée par le fascicule 62 (article c.5.4.2).

Ainsi :

$$A_{SL} \geq 0,005 \times \sqrt{\frac{1}{B}} \quad \text{avec un minimum de : } A_{Smin} = 35 \text{ cm}^2$$

Et

B : diamètre du pieu

Pour la pile :

$$A_{SL} \geq 0,005 \times \sqrt{\frac{1}{1,5}} = 40,82 \text{ cm}^2$$

$$A_{SL} \geq 40,82 \text{ cm}^2$$

Nous prenons pour ferraillage minimale "**16 HA20 de section 50,27 cm²**" on installera le ferraillage minimal tout le long du pieu avec un espacement de "**26 cm**".

Pour la culée :

$$A_{SL} \geq 0,005 \times \sqrt{\frac{1}{1,2}} = 45,64 \text{ cm}^2$$

$$A_{SL} \geq 45,64 \text{ cm}^2$$

Nous prenons pour ferraillage minimale "**16 HA20 de section 50,27 cm²**" on installera le ferraillage minimal tout le long du pieu avec un espacement de "**20 cm**".

Ferraillage des aciers transversaux :

- Espacement maximal entre transversales : $S_{t,max} = \min(15\phi_{HA\text{long}} ; 0,35 \text{ m})$

$$S_{t,max} = 30 \text{ cm}$$

- Diamètre minimal des armatures transversales : $\phi_{transv} = \max(6 \text{ mm} ; 4 \times \frac{\phi_{HA\text{long}}}{10})$

Toutefois, Il est recommandé d'adopter les valeurs suivantes :

*Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et
d'un passage supérieur de 60m au PK6+350*

Ø armatures longitudinales	12-14	16	20	25	32
Ø armatures transversales	6-8	8-10	12-14	12-16	16

D'où :

Ø_{transv} = 12 mm

*NB : Confère Annexe 7 : NOTE DE CALCUL DU DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS
DE LA FONDATION – partie relative aux détails de calcul des pieux.*

Conclusion partielle :

Il a été question dans cette partie de concevoir un passage supérieur devant permettre aux usagers de traverser l'autoroute en toute sécurité pour vaquer à leur occupation habituelle. Pour cela, nous avons dans un premier temps effectué une analyse multicritère afin de caller la nature et le type d'ouvrage approprié pour le franchissement de l'autoroute d'où notre choix s'est porté sur un "VIPP". Dans un second temps, nous avons effectué le prédimensionnement de l'ouvrage retenu ensuite dans un troisième temps, nous avons effectué son dimensionnement suivant les documents et normes de référence puis élaboré les plans de coffrages et de ferrailages.

8. NOTICE D'IMPACT ENVIRONNEMENTALE ET SOCIALE

8.1. CADRE INSTITUTIONNEL ET JURIDIQUE DE L'ETUDE

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

- La loi cadre n° 96/12 du 5 Août 1996 relative à la gestion de l'environnement. Complétée par le décret N° 2013/0103/PM du 14 février 2013 qui fixent les modalités de réalisation des EIE au Cameroun ;

- La loi n° 94/01 du 20 janvier 1994 portant Régime des Forêts, de la Faune et de la pêche ;
- La loi n°96/67 du 08 avril 1996 portant protection du patrimoine routier national ;
- Le décret n°2003/418/PM du 25 Février 2003 fixant les tarifs des indemnités ;
- L'arrêté N°00001 /MINEPDED du 08 Février 2016 qui fixe les différentes catégories d'opérations soumises à la réalisation d'une étude d'impact détaillée ;

A ces textes nationaux, il faut ajouter les conventions, les accords et les traités internationaux relatifs à l'environnement signés et ratifiés par le Cameroun.

8.2. IMPACT NEGATIFS

Il ressort de l'analyse et des traitements des données collectées que les principaux impacts négatifs potentiels liés aux travaux de construction de l'autoroute "Kribi – Lolabe" sont :

- **Pollution atmosphérique** : nous avons la pollution de l'atmosphère par les fumées et la poussière occasionnées par les engins et les différentes manœuvres durant les phases de construction.
- **Destruction de l'environnement** : le lancement de ce projet occasionnera d'important mouvements de terre (remblais et déblais), le dessouchage de beaucoup d'espèces végétales, le déboisement, la destruction de la faune ce qui induira une grande modification et destruction de l'environnement.
- **Le développement de maladies (MST)** : il est fort probable du fait des travailleurs à mobiliser pour le projet que nous ayons des risques de maladies telles que : les MST et les IST.
- Modification de l'écosystème ;
- Risque de/ou démolition des mises en valeur des populations, Expropriations et déplacements involontaires des populations (pygmées) ;
- Risque d'accident de travail ;
- Destruction des accès riverains ;

8.3. IMPACT POSITIFS

Il s'agit ici des impacts positifs résultant de l'exécution du projet.

- **L'amélioration des conditions de vie des populations** : en effet, la construction de cette infrastructure vient permettre aux riverains d'avoir une voie de circulation en plus et qui dit "route voit le développement qui suit" de même que l'ouverture de ces village traversée par le projet à d'autres villes ;

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

- **La fluidité de la circulation** : ainsi, la construction de cette autoroute vient en appuis à la route d'accès existante au port en eau profonde de "Kribi" qui verra pratiquement 70% de son trafic dévié vers l'autoroute ;
- **Le développement économique de la localité (notamment de restauration)** : d'une part, la main d'œuvre employée pour le projet permettra aux riverains d'accroître leur revenu à cause d'une plus forte demande de consommation ce ci pendant la phase de construction. D'autre part, la ville étant déjà une ville touristique, entrainera encore plus de touristes pour visiter cette infrastructure.
- Amélioration des conditions de transport et accès aux services publics de base ;

8.4. ANALYSE DES EFFETS D'ACTIVITES SOURCES D'IMPACTS

Tableau 34 : Tableau des effets d'activités sources d'impacts

Phases de Projet Activités sources d'impacts	Construction			Exploitation		
	Effets négatifs	Effets positif	Effet Nul	Effets négatifs	Effets positif	Effet Nul
Installation de chantier						
Abattage d'arbres						
Décapage de la terre végétale						
Terrassement : Déblais / Remblai						
Recrutement de la main d'œuvre						
Terrassement : Travaux en zone d'emprunt						
Protection des talus et des ouvrages d'assainissement						

8.5. MESURE D'ATTENUATIONS APPROPRIEES

L'entreprise doit s'engager à mettre en place les mesures d'atténuation et de prévention des nuisances sonores ci-dessous :

- L'horaire de travail sur le chantier à proximité des zones habitées sera de 7h à 18h ;
- L'insonorisation des compresseurs ;
- Les ateliers seront implantés et orientés de façon à limiter les bruits aux éventuels riverains ;
- L'entreprise utilisera des engins et équipements au niveau sonore conforme (le bruit émis par ces engins sera limité conformément à la réglementation) ;
- Les conducteurs d'engins et les employés exposés porteront systématiquement les casques anti-bruit, bouchons d'oreille et autres EPI requis ;

- L'entreprise informera régulièrement les populations riveraines de l'avancement du chantier et des nuisances potentielles.

L'entreprise doit s'engager à mettre en place les mesures d'atténuation et de prévention de l'altération de la qualité de l'air et de la déforestation ci-dessous :

- Recouvrir les camions de bâches transportant des matériaux granulaires ;
- Afin de limiter les émissions de poussières à proximité des zones habitées, l'entreprise procédera à un arrosage fréquent de la plate-forme sur les sites des travaux, en période sèche ;
- Promouvoir le port des EPI et notamment les masques à poussières de protection par les travailleurs sur le site des travaux ;
- La vitesse de circulation des véhicules sera modulée sur l'ensemble du site de travaux, 30 km/h pour zone de forte agglomération d'habitat ;
- Sensibiliser les populations sur les symptômes des maladies respiratoires pouvant survenir afin de permettre une prise en charge rapide.
- La plantation d'arbre ainsi que le traitement des zones d'emprunt conformément aux spécificités de la réglementation en vigueur.

L'entreprise doit s'engager à mettre en place les mesures de protection contre les IST/SIDA, les maladies hydriques et autres maladies ci-dessous :

- La sensibilisation du personnel sur les dangers des IST/SIDA et la distribution des préservatifs de façon régulière au personnel du chantier ;
- L'arrosage par des citernes des aires de travaux, en saison sèche ;
- La décontamination des eaux en cas de pollution ;

L'entreprise doit s'engager à mettre en place les mesures d'atténuation et de prévention des risques d'accidents sur le chantier

- Élaboration et mise en œuvre d'un plan de signalisation de chantier approprié ;
- Port obligatoire par les employés des EPI et remplacement immédiat des EPI endommagés ; chaque ouvrier recevra un kit complet d'EPI, constitué au minimum d'un casque, d'une paire de gang, d'une paire de chaussure de sécurité et d'une tenue ;
- Sensibilisation des conducteurs de l'entreprise au respect des mesures de sécurité sur le chantier et sanctions des contrevenants ;

- Les panneaux de signalisation seront fabriqués et mis en place pour indiquer les zones de travaux et les zones à risques ;
- Pour la délimitation de la zone des travaux, mettre des panneaux « chantier interdit à toutes personnes non autorisée », « attention travaux » ;

9. CADRE DU BORDEREAU DU PRIX UNITAIRE ET DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF

9.1. CADRE DU BORDEREAU DU PRIX UNITAIRE

Le cadre du bordereau des prix consiste en :

Un numéro d'article de prix ; une description de chaque partie des travaux dans chacun des articles. Ce prix rémunère (forfaitairement ou à l'unité de mesure) la réalisation d'une unité de mesure de chaque article.

Des prix unitaires et montants forfaitaires pour chaque article sont à compléter par le soumissionnaire en chiffres et en toutes lettres.

NB : Confère "Annexe 8 : CADRE DU BORDEREAU DU PRIX UNITAIRE ET DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF – Relatif à la partie de présentation du bordereau du prix unitaire".

9.2. DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF

Le devis quantitatif donne des renseignements sur les quantités de travaux à effectuer pour que les soumissions puissent être établies avec efficacité, précision et sur une même base ;

Il permet de fournir un devis estimatif qui servira à l'évaluation périodique des travaux exécutés lors de l'exécution du marché.

Pour atteindre ces objectifs, les travaux sont suffisamment détaillés dans le devis quantitatif pour permettre une distinction entre les différents types de travaux ou entre les travaux de même nature effectués à différents endroits ou dans d'autres circonstances pouvant donner lieu à différentes considérations de coût. En harmonie avec ces exigences, la présentation et le contenu du devis quantitatif sont aussi simples et concis que possible.

Le cout total des travaux de ce tronçon d'autoroute est estimé à "**Trente-cinq milliards trois cent un millions six cent vingt-sept mille sept cent soixante-cinq Franc CFA (35 301 627 765 FCFA TTC)**".

**Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et
d'un passage supérieur de 60m au PK6+350**

NB : Confère "Annexe 8 : CADRE DU BORDEREAU DU PRIX UNITAIRE ET DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF – Relatif à la partie de présentation du devis quantitatif et estimatif".

CONCLUSION ET RECOMMANDATION

Du fait que les projets autoroutiers et particulièrement les ouvrages d'art représentent des investissements coûteux, il est très important que leur construction fait suite à de nombreuses études d'avant-projet sommaire et détaillé. Ce mémoire a été consacré « aux études techniques détaillées d'un tronçon de l'autoroute "Kribi – Lolabe" et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350 ». Ces études techniques se sont basées sur les résultats et hypothèses des études hydrauliques, hydrologiques, géotechniques et topographiques réalisées sur le site du projet.

Pour ce mémoire, notre étude c'est dans un premier temps porté sur l'étude et la conception géométrique suivant les règles du tracé routier d'une part (à l'aide du logiciel de tracé routier "Piste 05") d'une part, puis du dimensionnement de la structure de chaussée de ce tronçon d'autoroute qui nous permet d'avoir une structure de chaussée du type "5BB (Rev) + 14GB3 (C.B) + 35GC3 (C.F) + PF2" sous une déflection de "24,7 mm < 50mm"

Dans un deuxième temps, il a été question de l'étude d'un passage supérieur, nous avons envisagé trois variantes de pont : Passage supérieur ou inférieur en dalle nervurée (PSI-DN) ; Viaduc à travée indépendantes à poutre précontrainte préfabriqué (VI-PP) et Passage supérieur ou inférieur à ossature mixte (PSI-OM). Après une analyse comparative multicritère, la deuxième solution a été retenue comme étant la plus adaptée. Il s'agit d'un pont à deux travées isostatiques de 30 m de portée maximale chacune, reposant sur une pile constituée de deux voiles en béton armé et sur deux culées à deux pieux de diamètre "1,20 m" chacun.

La méthodologie d'étude d'ouvrage adoptée a été celle d'une étude manuelle. Les études détaillées ont permis d'avoir un tablier de "22 cm" d'hourdis reposant sur "4 poutres" en béton précontraint de "2,00 m" de hauteur et "30 cm" d'épaisseur d'âme, espacées de "2,70 m" sans entretoises intermédiaires. Le sol de fondation offrant de mauvaises propriétés mécaniques, l'ouvrage projeté est donc sur fondations profondes sur pieux forés encastrés dans la couche de roche altérée. Plusieurs équipements ont été prévus sur cet ouvrage parmi lesquels des appareils d'appui en élastomère fretté type "B" et des joints de chaussée de type "CIPEC Wd110" ; en vue de garantir le bon fonctionnement de celui-ci ainsi que la sécurité des usagers.

Ainsi, une surveillance et un entretien périodique permettront de conserver le niveau de

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

l'autoroute et de l'ouvrage d'art. La structure ainsi réalisée facilitera les échanges en garantissant "sécurité et confort" des usagers. Par ailleurs, nous invitons l'entreprise à d'avantage faire confiance aux ingénieurs locaux tant dans le savoir-faire, l'expertise et la documentation afin de mieux s'imprégner et de se faire une place dans le marché local.

En somme, l'étude de ce projet d'envergure nous a en quelque sorte permis de mettre en pratique nos acquis reçus lors de notre formation à l'institut internationale d'ingénierie de l'eau et de l'environnement. Elle nous a également permis de faire face aux différentes difficultés du monde professionnel auprès de nos collègues. Et ce rapport représente une synthèse de ces acquis reçus tout au long de ces années de dur labeur.

La perfection n'étant pas de ce monde, nous espérons juste que ce mémoire sera à la hauteur des différents efforts déployés pour son accomplissement. Nous espérons également que la réalisation de ces ouvrages sur le terrain sera également à la hauteur des efforts déployés pour leur étude.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] *Barrières De Sécurité Pour La Retenue Des Poids Lourds Barrières De Niveau H2 Ou H3. Collection Du Guide Technique GC. (Septembre 1999).*
- [2] Bernard - Gely, A. A.-A. (2000). *Conception Des Ponts, Techniques De L'ingénieur, (C4500).*
- [3] Calgaro, J.-A. (. (2000). *Projet Et Construction Des Ponts-Généralités, Fondations, Appuis, Ouvrages Courants, Presses De L'école Nationale Des Ponts Et Chaussées.*
- [4] CCTG, F. N. (s.d.). *Programmes De Charges Et Epreuves Des Ponts Routes, Texte Officiel.*
CEBTP, G. P. (Edition 1984).
- [5] Charon, P. (. (1986). *Calcul Des Ouvrages En Béton Armé Suivant Les Règles BAEL, Paris.*
- [6] Direction Des Etudes Générales Et De La Reglementation Technique. (Octobre 1977). *B40 : Etude Générale Technique Et Economiques Des Aménagements Routiers - Normes Techniques d'Aménagement Des Routes.*
- [7] Freyssinet, S. (. (2014). *Précontrainte Freyssinet. France ;*
- [8] Guyon, Y. (1946). *Calcul Des Ponts Larges A Poutres Multiples Solidarisées Par Des Entretoises, Annales Des Ponts Et Chaussées De France.*
- [9] H., T. (1985). *Le Béton Précontraint Aux Etats-Limites. Paris.*
- [10] Ministère De L'équipement, D. L.-T. (1999). *Règles Techniques De Conception Et De Calcul Des Ouvrages Et Constructions En Béton Armé Suivant La Méthode Des Etats Limites-BAEL 91 Révisé 99.*
- [11] RST, S. (2013). *Joints De Chaussée De Pont Route. France .*
- [12] SETAC, G. T. (Octobre 2016). *Méthode Rationnelle De Dimensionnement Des Chaussées Aéronautiques Souples, (Risques Page 125).*
- [13] SETRA. (1972). *Calcul De Hourdis De Ponts.*
- [14] SETRA. (1977). *Piles Et Palées (Pp73) : Appuis Des Tabliers, Dossier Pilote.*
- [15] SETRA. (1984). *Dalles De Transition Des Ponts Routes ;.*
- [16] SETRA. (1994). *Aménagement Des Routes Principales, Guide Technique.*
- [17] SETRA. (1997). *Fondations Courantes D'ouvrages D'art, FOND.72, Extraits*

Fascicules 2-3-4.

- [18] SETRA. (Février 1996). *Guide De Conception VIPP.*
- [19] SETRA. (Janvier 1999). *Guide Du Projeteur D'ouvrages D'art-Ponts Courants, Bagneux.*
- [20] SETRA, G. T. (2002). *Choix D'un Dispositif De Retenue En Bord Libre D'un Pont En Fonction Du Site .*
- [21] SETRA, G. T. (2007). *Appareils D'appui En Elastomère Fretté – Utilisation Sur Les Ponts, Viaducs Et Structures Similaires.*
- [22] SETRA, I. 2. (Circulaire Du 12 Décembre 2000). *Instruction Sur Les Conditions Techniques D'aménagement Des Autoroutes De Liaison.*
- [23] SETRA, I. (Mars 2009). *Instruction Sur Les Conditions Techniques D'aménagement Des Voies Rapides Urbaines.*
- [24] SETRA-LCPC. (Décembre 1994). *Conception Et Dimensionnement Des Structures De Chaussée « Guide Technique ».*
- [25] SETRA-LCPC. (Edition 1998). *Catalogue Des Structures Types De Chaussée Neuves, Service d'Études Techniques Des Routes Et Autoroutes, (Risques Page 22).*

Polycopiés De Cours

- [26] A. Dione, (2017), *Notes de Cours Géotechnique Routière "Dimensionnement des structures de chaussée", Polycopié de l'Institut Internationale d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement (2iE).*
- [27] A. Messan, (2013 ; 2017), *Béton Arme, Polycopie De L'institut Internationale D'ingénierie De L'eau Et De L'environnement (2ie).*
- [28] I. Tamboura, (2014-2015), *Cours : Ponts-Ouvrages D'art, Polycopie De L'institut Internationale D'ingénierie De L'eau Et De L'environnement (2ie).*
- [29] Mongi Ben Ouezdou, (2012), *Cours D'ouvrages D'art Tome 1 : Conception, Polycopie De Polycopie De L'école Nationale D'ingénierie De Tunis-Département De Génie Civil.*
- [30] Mongi Ben Ouezdou, (2012), *Cours D'ouvrages D'art Tome 2 : Dimensionnement, Polycopié De Polycopié De L'école Nationale D'ingénierie De Tunis-Département De Génie Civil.*

ANNEXES

Annexe 1 : NOTE DE CALCUL DE LA CONCEPTION GENERALE DE L'AUTOROUTE	61
Annexe 2 : NOTE DE CALCUL DU DIMENSIONNEMENT DE LA STRUCTURE DE CHAUSSEE DE L'AUTOROUTE.....	79
Annexe 3 : NOTE DE CALCUL DE LA CONCEPTION DU PASSAGE SUPERIEUR DU PK6+350 ET NOTE D'HYPOTHESES GENERALES	93
Annexe 4 : NOTE DE CALCUL DU DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE LA SUPERSTRUCTURE DU PASSAGE SUPERIEUR	126
Annexe 5 : NOTE DE CALCUL DU DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE L'INFRASTRUCTURE DU PASSAGE SUPERIEUR.....	213
Annexe 6 : NOTE DE CALCUL DU DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE CULEES ET DE PILE.....	233
Annexe 7 : NOTE DE CALCUL DU DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE LA FONDATION	243
Annexe 8 : CADRE DU BORDEREAU DU PRIX UNITAIRE ET DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF	260
Annexe 9 : QUELQUES PHOTOS DE L'AUTOROUTE EN CONSTRUCTION.....	261
Annexe 10 : SYNOPTIQUE DU PROJET.....	262
Annexe 11 : INFORMATIONS RELATIVE AU TRAFIC	263
Annexe 12 : DONNEES GEOTECHNIQUES DE L'ETUDE DU TRONÇON AUTOROUTIER.....	264
Annexe 13 : PLANS DU TRACE ROUTIER : PROFILS EN TRAVERS TYPE, TRACE COMBINE, PROFILS EN TRAVERS COURANTS.....	265
Annexe 14 : PLANS DE COFFRAGE ET DE FERRAILLAGE DES ELEMENTS DU PONTS (PASSAGE SUPERIEUR)	266
Annexe 15 : ORGANIGRAMME DU PROJET ROUTIER "KRIBI-LOLABE" ET PRINCIPALES INSTALLATIONS ET EQUIPEMENTS UTILISES POUR LE PROJET .	267

Annexe 1 : NOTE DE CALCUL DE LA CONCEPTION GENERALE DE L'AUTOROUTE

I. Caractérisation de l'autoroute

1. Le trafic

Tableau 35 : Volume de trafic de la route principale (véhicule / j)

Année	2019	2025	2030	2035	2038
De l'échangeur du Port à l'échangeur de la N17	1824	2653	3378	4210	4665

(Voir annexe 11 : Informations relatives au trafic projeté).

a. Calcul du taux de croissance moyen du trafic (τ)

$$T_n = T_0 (1+\tau)^n$$

Avec :

T_n : Le trafic à l'année horizon. (v/j)

T_0 : Le trafic à l'année de référence.

N : Nombre d'année.

T : Taux d'accroissement du trafic (%).

$$\Rightarrow \tau = \left(\sqrt[n]{\frac{T_n}{T_0}} - 1 \right) * 100$$

On a :

N°	Années "n"	T_n	T_0 (2019)	n	τ
1	2025	2653	1824	6	6.44
2	2030	3378	1824	11	5.76
3	2035	4210	1824	16	5.37
4	2038	4665	1824	19	5.07
Taux d'accroissement moyen (%)					5.66

$\tau = 5.07\%$

NB : la suite des calculs se fera à partir du taux d'accroissement "4" (τ) de "5.07%" qui correspond au trafic projeté à l'année horizon "2038".

b. Calcul du trafic moyen journalier en l'année de mise en service prévue "2018"

$$T_0 = \frac{T_n}{(1+\tau)^n}$$

$$\Rightarrow T_{2018} = \frac{T_{2019}}{(1+\tau_m)^1} \Leftrightarrow T_{2018} = \frac{1824}{(1+0.0507)^1} = 1735.98 \text{ v/j}$$

$$\mathbf{T_{2018} = 1736 \text{ v/j}}$$

c. Calcul du trafic moyen journalier de poids lourds en l'année de mise en service prévue "2018"

$$T_0 = \frac{T_n}{(1+\tau)^n}$$

$$\Rightarrow T_{\text{mj/PL } 2018} = \frac{1668}{(1+0.0507)^1} = 1587.51 \text{ v/j}$$

$$\mathbf{T_{\text{mj/PL } 2018} = 1588 \text{ v/j}}$$

2. Procédure de détermination du nombre de voies

Le choix du nombre de voie résulte de la comparaison entre l'offre et la demande, c'est à dire, le débit admissible et le trafic prévisible à l'année d'horizon. Pour cela il est donc nécessaire d'évaluer le débit horaire à l'heure de pointe pour la vingtième année d'exploitation.

a. Calcul du trafic à l'année horizon n (T_n)

La formule qui donne le trafic journalier moyen annuel à l'année horizon est la suivante :

$$\mathbf{T_n = T_0 (1+\tau)^n}$$

Avec :

T_n, T_0, τ, n : Sont définis précédemment.

b. Calcul de trafic effectif (T_{eff})

C'est le trafic traduit en unités des véhicules particuliers (U.V.P) en fonction de type de route et de l'environnement ; pour cela on utilise des coefficients d'équivalence pour convertir les poids lourds en (U.V.P).

Le trafic effectif est donné par la relation :

$$\mathbf{T_{\text{eff}} = [(1 - Z) + P.Z] * T_n}$$

Avec :

T_{eff} : Trafic effectif (upv/j) ;

Z : Pourcentage de poids lourds = 91.45 (véhicule de Poids total $\geq 35\text{kN}$) ;

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

P : Coefficient d'équivalence pour les poids lourds, il dépend de la nature de la route et l'environnement.

T_n: Le trafic à l'année horizon.

Environnement en fonction du relief et de la sinuosité

Relief \ Sinuosité	Faible	Moyenne	Fort
	Plat	E1	E2
Vallonné	E2	E2	E3
Montagneux	X	E3	E3

Coefficient d'équivalence

Routes	E1	E2	E3
2 Voies	3	6	12
3 Voies	2.5	5	10
4 Voies et plus	2	4	8

c. Débit de pointe horaire normal

Le débit de pointe horaire normal est une fraction du trafic effectif à l'horizon. il est exprimé en unité de véhicule particulier (uvp) et donné par la formule:

$$Q = (1/n) \cdot T_{\text{eff}}$$

Avec :

Q : Débit de pointe horaire.

(1/n) : Coefficient de pointe horaire, pris égal à 1/8 soit 0.125.

T_{eff} : Trafic effectif.

Nombre de voies - Premièrement d'après le "B40" page 55 :

d. Débit horaire admissible

Le débit horaire maximal accepté par voie est déterminé par application de la formule :

$$Q_{\text{adm}} = K_1 \cdot K_2 \cdot C_{\text{th}}$$

Avec :

K₁ : Coefficient lié à l'environnement ;

K₂ : Coefficient de réduction de capacité ;

C_{th} : Capacité effective par voie, qu'un profil en travers peut écouler en régime stable.

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

Valeurs de K_1

Environnement	E1	E2	E3
K_1	0.75	0.85	0.90 à 0.95

Valeurs de K_2

Environnement	Catégorie				
	1	2	3	4	5
E1	1	1	1	1	1
E2	0.99	0.99	0.99	0.98	0.98
E3	0.91	0.95	0.97	0.96	0.96

Valeur de la capacité théorique (C_{th})

	Capacité théorique (uvp/h)
Route à 2 voies de 3.5m	1500 à 2000
Route à 3 voies de 3.5m	2400 à 3200
Route à chaussée séparée/ voie	1500 à 1800 uvp/h/voie

e. Calcul du nombre de voies

- Cas d'une chaussée bidirectionnelle :

On compare " Q à Q_{adm} " et on adopter le profil auquel correspond la valeur de " Q_{adm} " la plus proche à " Q ".

$$Q_{adm} \geq Q$$

- Cas d'une chaussée unidirectionnelle :

Le nombre de voie à retenir par chaussée est le nombre le plus proche du rapport :

$$n = S \cdot Q/Q_{adm}$$

Avec :

Q_{adm} : Débit admissible par voie.

S : Coefficient de dissymétrie, en général égale à 2/3.

Nombre de voies - Deuxièmement d'après "l'ICTAVRU" page 41 :

Ici, les profils en travers sont déterminés à partir du tableau ci-dessous, où interviennent à la fois le trafic de pointe (T_d ou $Q/2$), le trafic annuel (TMJA ou T_{eff}) et le niveau de service.

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

Domaines d'utilisation d'un profil en travers donné (avec BAU) en fonction des débits horaires Dn (en uvp/h par sens) et du TMJA (en véh./j/2 sens).

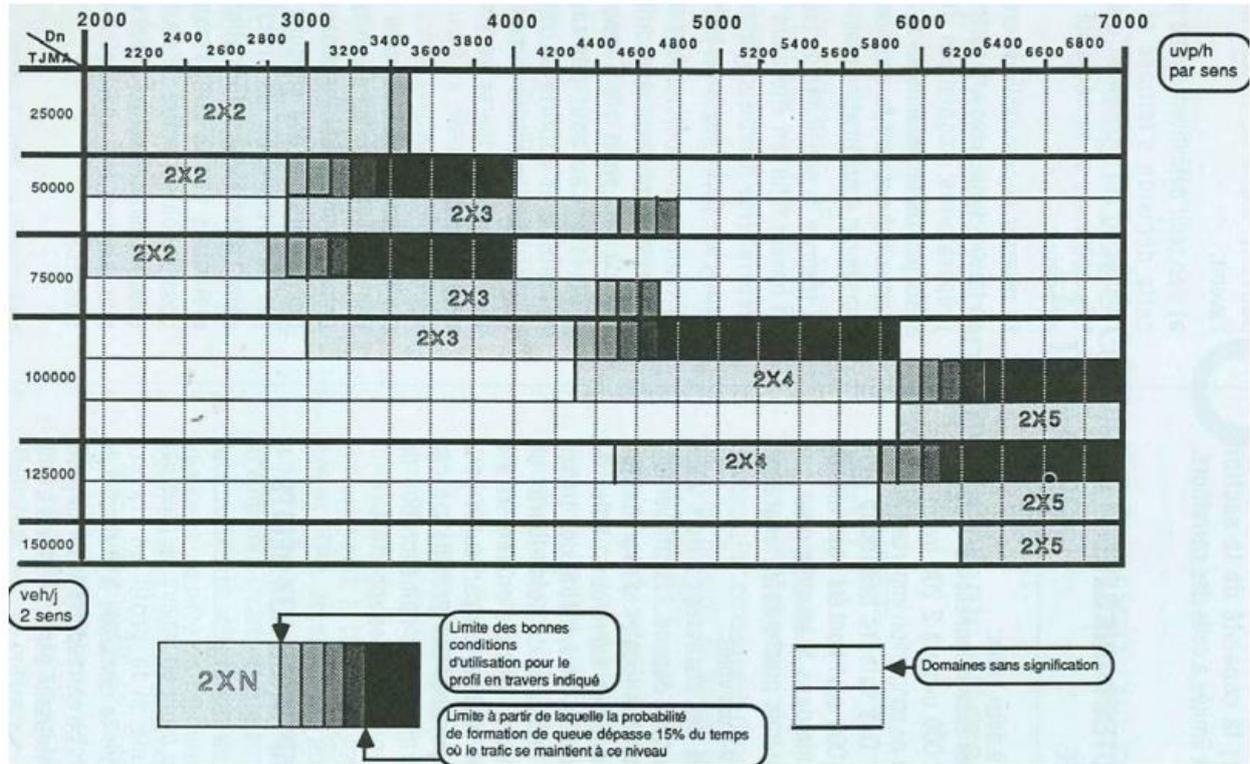


Figure 15 : Détermination graphique du nombre de voie - Routes à chaussées séparées et échanges dénivelés

3. Application sur l'autoroute

➤ Données de trafics de notre projet et les considérations à prendre en compte :

Nous avons :

- Le trafic projeté à l'année 2019 $T_{2019} = 1824$ v/j ;
- Le taux d'accroissement annuel moyen du trafic noté $\tau = 5.66\%$;
- Le pourcentage de poids lourds $Z = 91.45\%$;
- L'année de mise en service projetée étant en 2018 ;
- Le trafic calculé de l'année 2018 $T_{2018} = 1736$ v/j ;
- La durée de vie estimée de 20 ans.

➤ Trafic à l'année horizon (2038) pour une durée de vie de 20 Ans :

$$T_{2038} = T_{2018} (1 + \tau)^{20}$$

$$\Rightarrow T_{2038} = 1736 \times (1 + 0.0507)^{20} = 4667.93 \text{ v/j}$$

$T_{2038} = 4668$ v/j

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

- Calcul du trafic effectif

$$T_{\text{eff}} = [(1 - Z) + P.Z] * T_n$$

Avec :

P : Coefficient d'équivalence pour le poids lourds. Pour une route à bonne caractéristiques et un environnement E3, on a "P = 12".

Z : Pourcentage des poids lourds est égale à 91.45%.

$$\Rightarrow T_{\text{eff}} = [(1 - 0.9145) + 12 \times 0.9145] \times 4668 = 51\,625.746 \text{ (uvp/j)}$$

$$T_{\text{eff}} \approx 51\,626 \text{ (uvp/j)}$$

- Débit de pointe horaire normale :

$$Q = (1/n) \cdot T_{\text{eff}}$$

Avec :

(1/n) : Coefficient de pointe horaire, pris égal à 1/8 soit 0.125.

$$\Rightarrow Q = 0.125 \times 51\,626 = 6\,453.25 \text{ (uvp/h)}$$

$$Q \approx 6\,454 \text{ (uvp/h)}$$

Nombre de voies - Premièrement d'après le "B40" page 55 :

- Débit horaire admissible :

Le débit que supporte une section donnée :

$$Q_{\text{adm}} = K_1 \cdot K_2 \cdot C_{\text{th}}$$

Avec :

K1 : Coefficient correcteur pris égal à 0.95 pour E3.

K2 : Coefficient correcteur pris égal à 0.95 pour environnement (E3) et catégorie (C2).

C_{th} : Capacité théorique.

C_{th} = 1800 uvp/h/sens (d'après le B40 pour E3, C2 et pour des chaussées séparées).

$$Q_{\text{adm}} = 0.95 \times 0.95 \times 1800 = 1\,624.5$$

$$Q_{\text{adm}} \approx 1\,625 \text{ (uvp/h)}$$

On a :

$$Q = 6\,454 > Q_{\text{adm}} = 1\,625 \Leftrightarrow \text{Chaussée unidirectionnelle}$$

- Le nombre de voies

$$n = S \cdot Q / Q_{\text{adm}}$$

Avec :

S : Coefficient de dissymétrie, en général égale à 2/3.

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

$$\Rightarrow n = \frac{2}{3} \times \frac{6\,454}{1\,625} = 2.65$$

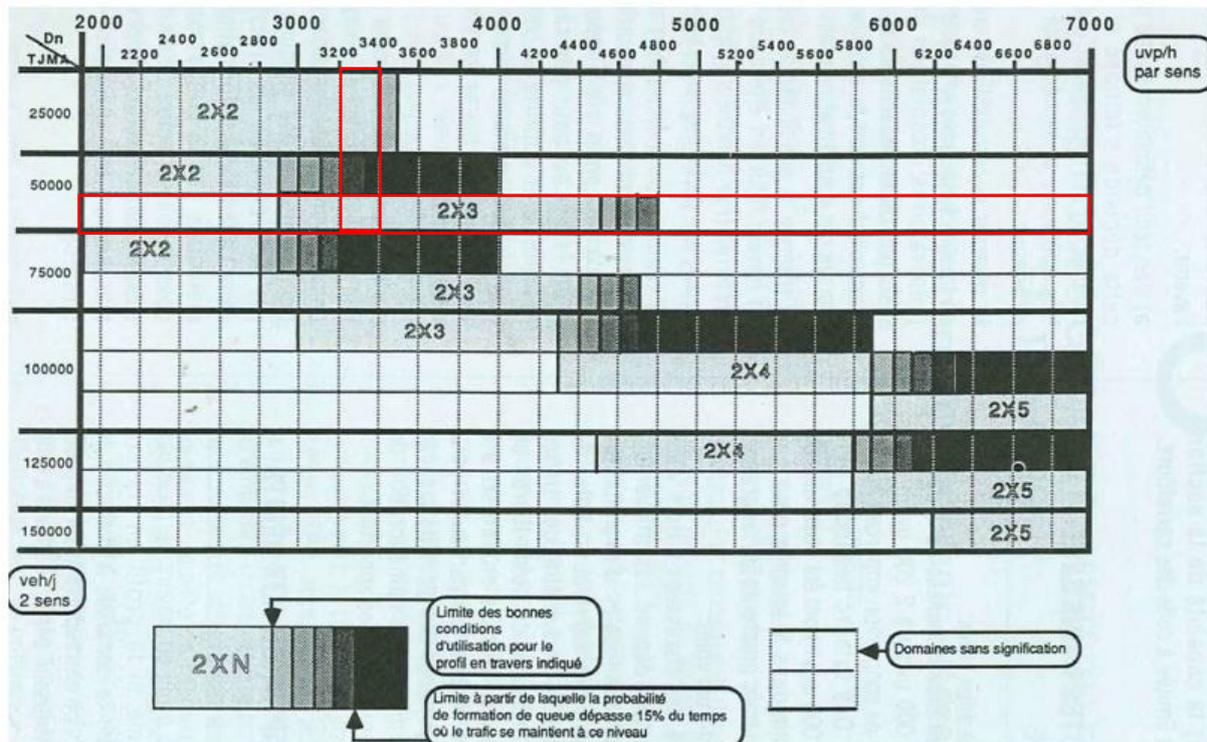
n ≈ 3 voies

Nombre de voies - Deuxièmement d'après "l'ICTAVRU" page 41 :

Nous avons :

Le trafic annuel : TMJA = 51 626 (uvp/j/2sens)

Le débit horaire par sens : Dn = Q/2 = 6 454 / 2 = 3 227 (uvp/h/sens)



Par lecture sur le tableau, nous avons une chaussée séparée de **2x3 voies**.

Remarque :

L'autoroute Kribi-Lolabe s'inscrit dans la politique de développement du réseau autoroutier du Cameroun ceci dans l'optique de son émergence à l'horizon 2035.

Ainsi, dans la vision d'un trafic projeté, nous prévoyons d'ici à l'année horizon :

Un profil en travers de 2x2 voies élargissable en 2x3 voies.

4. Visibilité

a. Les dispositions conventionnelles

➤ **Vitesses :**

Pour rendre compte des vitesses effectivement pratiquées par les usagers, on utilise par convention la vitesse "V₈₅", écrêtée au niveau de la vitesse maximale autorisée, notée "V₈₅^é".

➤ **Point d'observation :**

C'est l'œil d'un conducteur de véhicule léger, positionné à une hauteur de 1.00 m du sol, et distant de 2.00 m du bord droit de sa voie.

➤ **Point observé :**

Les règles de visibilité ci-après précisent la nature et la position du point observé. S'agissant d'un véhicule, le point observé est le moins contraignant des deux feux arrière, positionnés à une hauteur de 0.60 m du sol et distants respectivement de 1.00 m et 2.50 m du bord droit de la voie considérée.

b. Règles de visibilité :

➤ **Visibilité en section courante :**

La distance de visibilité à rechercher est la distance d'arrêt d_a (voir annexe 1) sur l'arrière d'un véhicule arrêté sur sa voie.

➤ **Visibilité à l'approche des points d'accès :**

A l'approche de tout point d'accès à l'autoroute – un échangeur comme une aire –, le conducteur doit pouvoir exercer un choix de changement de direction et effectuer les manœuvres nécessaires.

➤ **Visibilité sur un lit d'arrêt :**

Sur la voie de droite ou, le cas échéant, sur la voie spécialisée pour véhicules lents, le chauffeur d'un poids lourd, observant à 2,50 m de haut et à 2,50 m de la rive, doit voir le début du marquage en damier au moins à une distance de 170 m.

c. Vérification des règles de visibilité

Compte tenu des vitesses élevées pratiquées sur autoroute, les règles de visibilité conduisent à des distances de visibilité importantes.

Il est le plus souvent possible de respecter les règles de visibilité en soignant la coordination du tracé en plan, du profil en long et de l'implantation des points singuliers (accès, péages...), et en adaptant le traitement des accotements ou du terre-plein central (distance du talus de déblais, position des équipements, hauteur des plantations...).

Dans ce cadre, l'interruption de la visibilité sur un point donné pendant moins de deux secondes est acceptable.

Distance d'arrêt (d_a)

La distance d'arrêt est composée de la distance de freinage – distance parcourue pendant l'action de freinage qui fait passer la vitesse de V à 0 dans des conditions conventionnelles (état

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

des pneumatiques et chaussée mouillée) – augmentée de la distance parcourue pendant le temps de perception-réaction (pris égal à 2 secondes) :

$$d_a = V^2 / 2g (\gamma_{(v)} + p) + 2V, \quad \text{avec :}$$

V : en m/s ;

$\gamma_{(v)}$: décélération moyenne exprimée en fraction de g ; elle dépend de V (voir tableau A-1) ;

p : la déclivité, en valeur algébrique.

Récapitulatif des principales distances de visibilité

Principales distances de visibilité (m) et valeur de la décélération moyenne $\gamma_{(v)}$ en situation de freinage d'urgence, selon la vitesse.

Vitesse (km/h)		50	70	90	110	130
Décélération moyenne (en fraction de g)	$\gamma_{(v)}$	0.46	0.44	0.4	0.36	0.32
Distance d'arrêt en palier (p=0)	d_a	50	85	130	195	280
Distance de manœuvre en sortie	$d_{ms} (6.V)$	85	120	150	185	220

(Valeurs arrondies au multiple de 5 m supérieur) "Extrait de l'ICTAAL 200 Page 57".

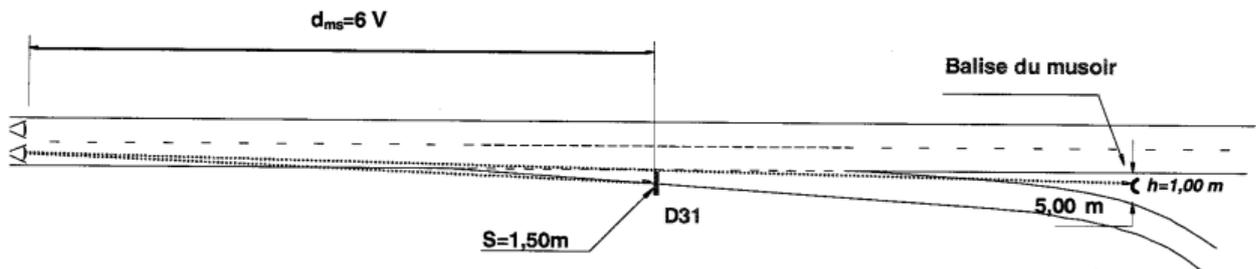


Figure 16 : Règle de visibilité sur une sortie d'autoroute

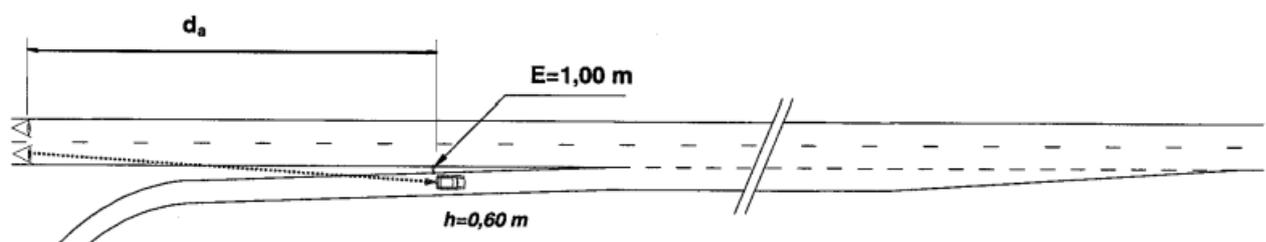


Figure 17 : Règle de visibilité sur une entrée d'autoroute

II. Etudes géométrique : le tracé de l'autoroute

1. Paramètres de références

a. Distance de visibilité

- La distance parcourue pendant le temps de perception - réaction du conducteur :

$$s = \frac{V.t}{3.6}$$

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

Avec :

V : Vitesse du véhicule (km/h) ;

t : Temps de perception – réaction (s). Le temps de réaction moyen pour un conducteur en forme est de 1 seconde (2 secondes pour un conducteur fatigué, 2 à 3 secondes pour un conducteur sous l'emprise d'alcool). Nous prenons un temps moyen de 2 secondes.

s : Distance parcourue (m).

On a :

$$\Rightarrow s = \frac{110 \times 2}{3.6} = 61.11 \text{ m}$$

s ≈ 62 m

➤ La distance de freinage d_0 :

$$d_0 = \frac{4V^2}{1000F_l}$$

Avec :

F_l : Coefficient de frottement longitudinale (g) ;

Vitesse de conception (km/h)						
40	60	80	100	110	120	140
0.46	0.46	0.42	0.38	0.36	0.34	0.31

V : Vitesse de référence (km/h)

d₀ : Distance (m).

On a :

$$\Rightarrow d_0 = \frac{4 \times 110^2}{1000 \times 0.36} = 134.44 \text{ m}$$

d₀ ≈ 135 m

➤ La distance d'arrêt en alignement droit : " d_1 "

$$d_1 = d_0 + 0.55 V \quad \Rightarrow \quad d_1 = 195 \text{ m}$$

➤ La distance d'arrêt en courbe : " d_2 "

$$d_2 = 1.25 d_0 + 0.55 V \quad \Rightarrow \quad d_2 = 229 \text{ m}$$

➤ La distance de visibilité de dépassement " d_d " et " d_D " : $V > 100 \text{ Km/h}$

$$d_d = 5 V_r \quad \Rightarrow \quad d_d = 550 \text{ m} \quad \text{Minimale}$$

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

$d_D = 7 V_r \Rightarrow d_D = 770 \text{ m}$ Maximale

➤ La distance de sécurité entre deux véhicules : "d_e"

$d_e = 0.2 V_r + 8 \Rightarrow d_e = 30 \text{ m}$

➤ La distance minimale de manœuvre de dépassement "d_{Md}"

$d_{Md} = \frac{0.4 v^2 + 16v}{\Delta v} =$	330 m	Pour $\Delta v = 20 \text{ km/h}$
	440 m	Pour $\Delta v = 15 \text{ km/h}$

➤ La distance minimale de visibilité d'anticipation ou de perception

Vitesse de conception (km/h)					
80	90	100	110	120	130
240	280	325	370	425	490

b. Valeurs des rayons du tracé en plan "Rh"

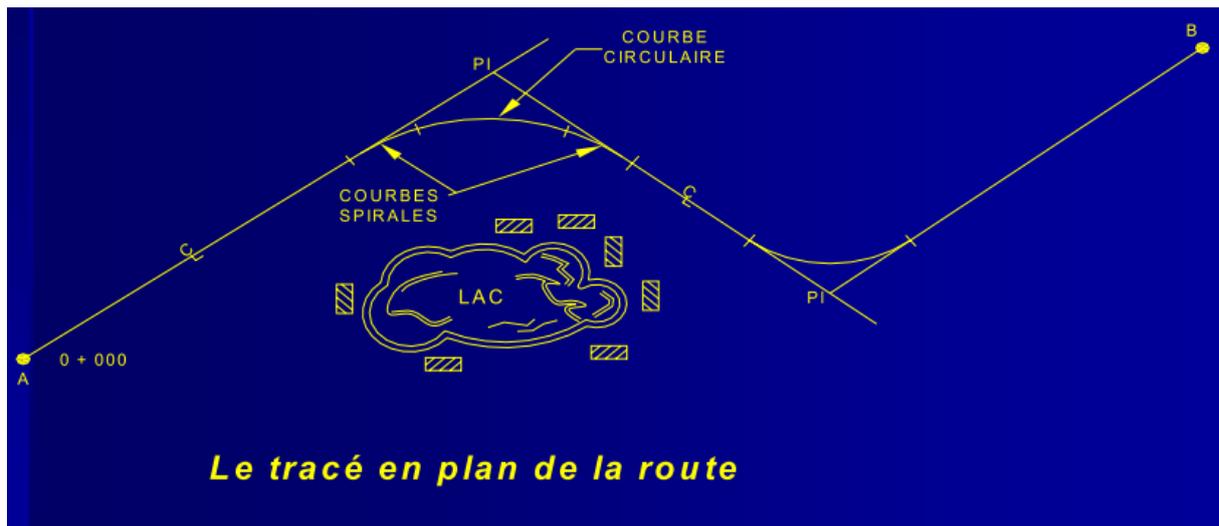


Figure 18 : Schéma de principe du tracé en plan

On évite les sections en plan rectilignes de trop grande longueur (c'est-à-dire d'une longueur supérieure à 1 km) ; elles peuvent être source d'accidents pour deux raisons :

- Les longs alignements droits sont favorables aux éblouissements par les phares la nuit ;
- Ils créent chez le conducteur une certaine torpeur (ralentissement des fonctions vitales, diminution de la sensibilité et de l'activité sans perte de conscience).

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

Tableau 36 : Valeurs minimales des rayons du tracé en plan

Vitesse de conception : 110 km/h			
Rayon minimal non déversé Rhnd (m)	Rayon au dévers minimum de "2,5 %" RHdm (m)	Rayon minimum RHm (m)	Dévers maximum dmax (%)
650	1200	400	7

(Confère "l'ICTAAL 200" page 19, pour les voies rapides et les autoroutes).

Il est conseillé de remplacer les longs alignements droits par des grands rayons. L'emploi de rayons supérieurs ou égaux à 1,5 Rhnd est souhaitable, dans la mesure où cela n'induit pas de surcoût sensible, afin d'améliorer le confort et faciliter le respect des règles de visibilité.

c. Valeurs des rayons du profil en long "Rv"

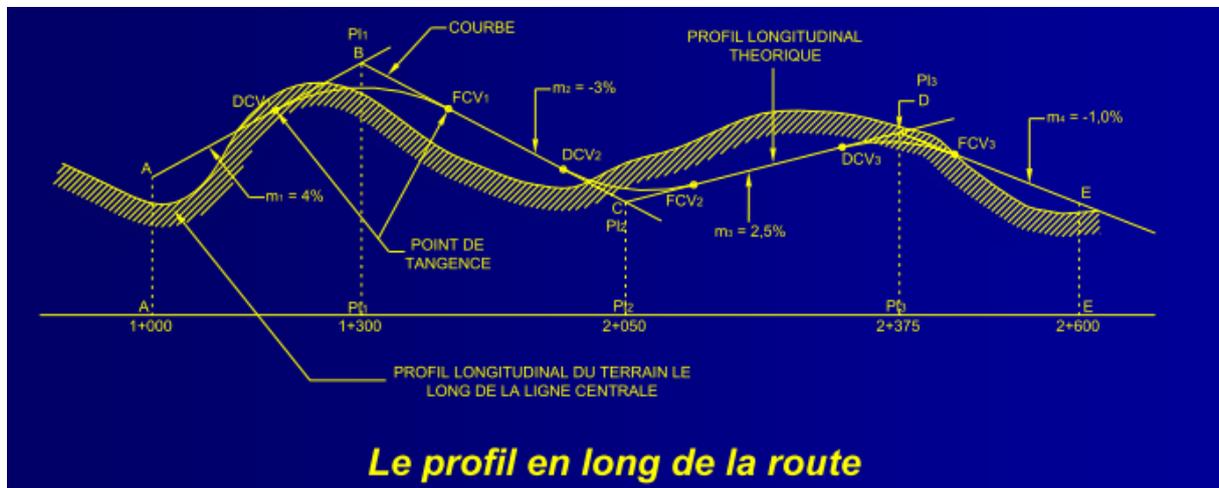


Figure 19 : Schéma de principe du profil en long

Tableau 37 : Valeurs limites des paramètres du profil en long

Catégorie L2- Vitesse de conception : 110 km/h		
Déclivité maximale (%)	Rayon minimal en angle saillant (m)	Rayon minimal en angle rentrant (m)
6	6000	3000

(Confère "l'ICTAAL 200" page 19, pour les voies rapides et les autoroutes).

L'utilisation de rayons supérieurs aux rayons minimaux est préconisée si cela n'induit pas de surcoût sensible.

2. Le tracé en plan

a. Enchaînement des éléments du tracé en plan

Des courbes circulaires de rayon modéré ($< 1,5 R_{nd}$) sont utilisées en respectant les règles d'enchaînement du tracé en plan ci-après :

- Introduire de telles courbes sur une longueur de 500 à 1 000 m à l'aide de courbes de plus grand rayon. En ce cas, deux courbes successives doivent satisfaire à la condition : $R_1 \leq 1,5R_2$, où R_1 est le rayon de la première courbe rencontrée et $R_2 (<1,5R_{nd})$ celui de la seconde.
- Séparer deux courbes successives par un alignement droit d'au moins 200 m, sauf pour deux courbes de sens contraire introduites par des raccordements progressifs.
- Les courbes de rayon inférieur à $1,5R_{nd}$ sont introduites par des raccordements progressifs (clothoïdes).

b. Démarche

Pour ce faire le topographe nous fournit le fond de plan topographique sous format dwg (format Autocad). Nous allons par la suite dans Autocad :

- Sortir et traiter l'axe en plan de notre tronçon routier ;
- Ressortir les coordonnées, les rayons et les courbures de l'axe du tracé en plan, les traiter dans excel et l'enregistrer sous l'extension « Texte (séparateur ; tabulation) ;
- Enregistrer l'axe en plan traité sous le format dxf puis ;
- Démarrer piste 5.10 ;
- Fichier- Nouveau- Fond de plan Tpl ;
- On donne un nom à notre fichier puis on l'enregistre dans le répertoire de travail ;
- Ensuite on part dans fichier lire et on choisit le fichier fond de plan.dxf, son ouverture exige le remplissage ou la confirmation de certains éléments comme : Xmin, Xmax, Ymin, Ymax, Zmin, Zmax, qui définit la plage des données. Il faudrait s'assurer que nos valeurs rentrent dans cette plage car les points ayant des coordonnées hors limites ne seront pas importés ;
 - Triangulation : calcul – trianguler ; il permet d'obtenir les lignes de pentes constantes afin de permettre la sortie des courbes de niveau ;
 - Calcul des courbes de niveaux : calcul – courbes de niveau ;
 - Calcul des points hauts et bas : il permet de calculer les points de hautes et basses altitudes.

La création du fond de plan du terrain naturel s'arrête à ce niveau. Nous venons ainsi de finir avec la création du fond de plan. On donne un nom à notre fichier puis on l'enregistre dans le répertoire de travail.

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

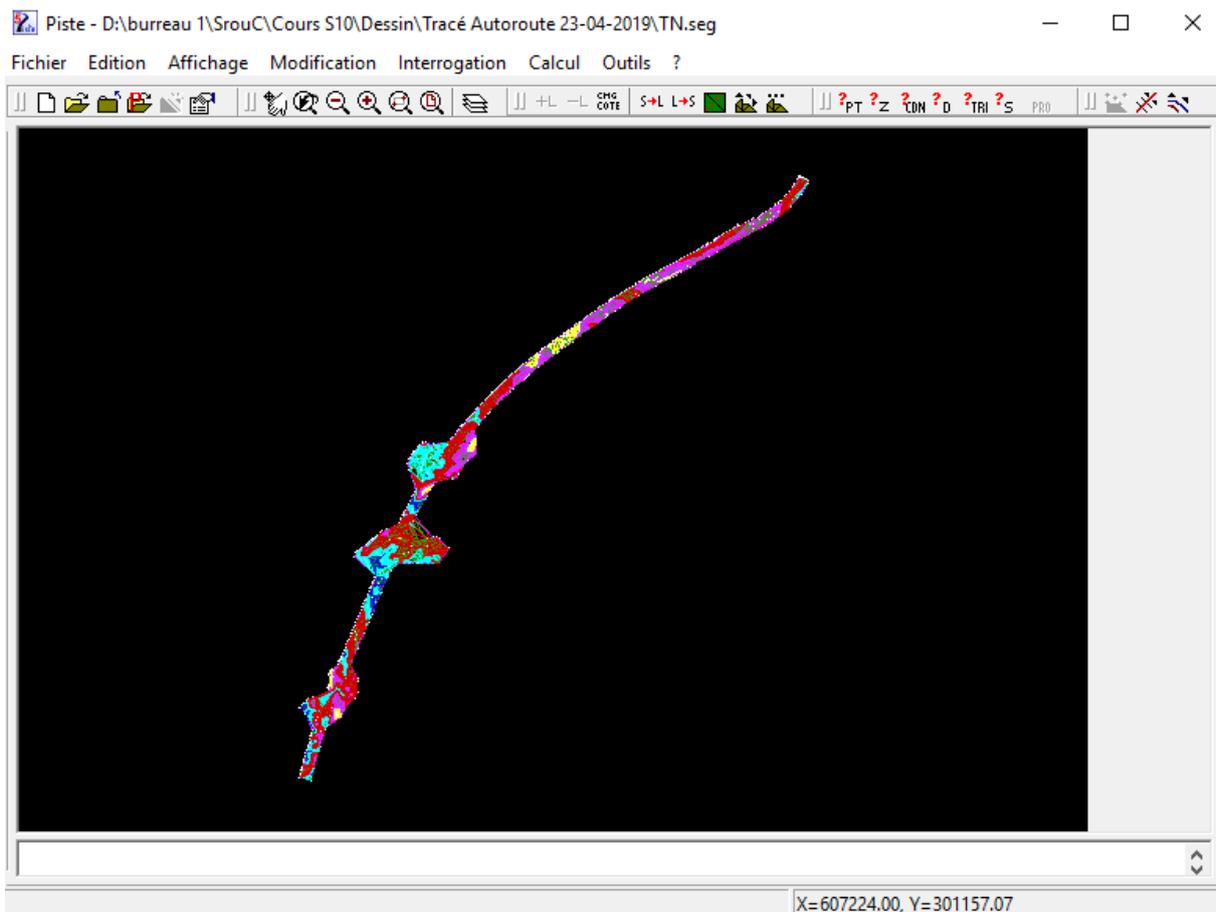


Figure 20 : Tracé géométrique - fond plan

3. Conception plane

Il s'agit pour nous ici de sortir le tracé de l'axe de la route en tenant compte des diverses contraintes.

▪ Déroulement de la méthode sur piste 5.10

- Fichier nouveau - conception plane - puis on donne le nom et on l'enregistre dans le répertoire de travail ;
- Ensuite nous faisons venir le fond de plan : fichier – fond de plan- Ouvrir puis. Le fond de plan apparaît et nous pouvons continuer avec la définition des éléments ;
- Définition d'un point : la commande permettant de définir un point est : POI Nom point
- Définition de la droite : DRO_ Nom de la droite _nom point 1_ nom point 2 ;
- Définition des rayons de raccordement : DIS_ nom rayon_ valeur du rayon ;
- Définition des raccordements simples : CER_ Nom du raccordement _1ère droite _2 ème droite_ nom du rayon ;
- Ensuite on crée l'axe avec la commande : AXE_ Nom de l'axe _P1 _AUTO ;
- Après avoir défini les différents profils tous les 25m en alignement droit et 15m en courba, on fait la tabulation de l'axe avec la commande : TAB_ Nom de l'axe _PIS ;

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

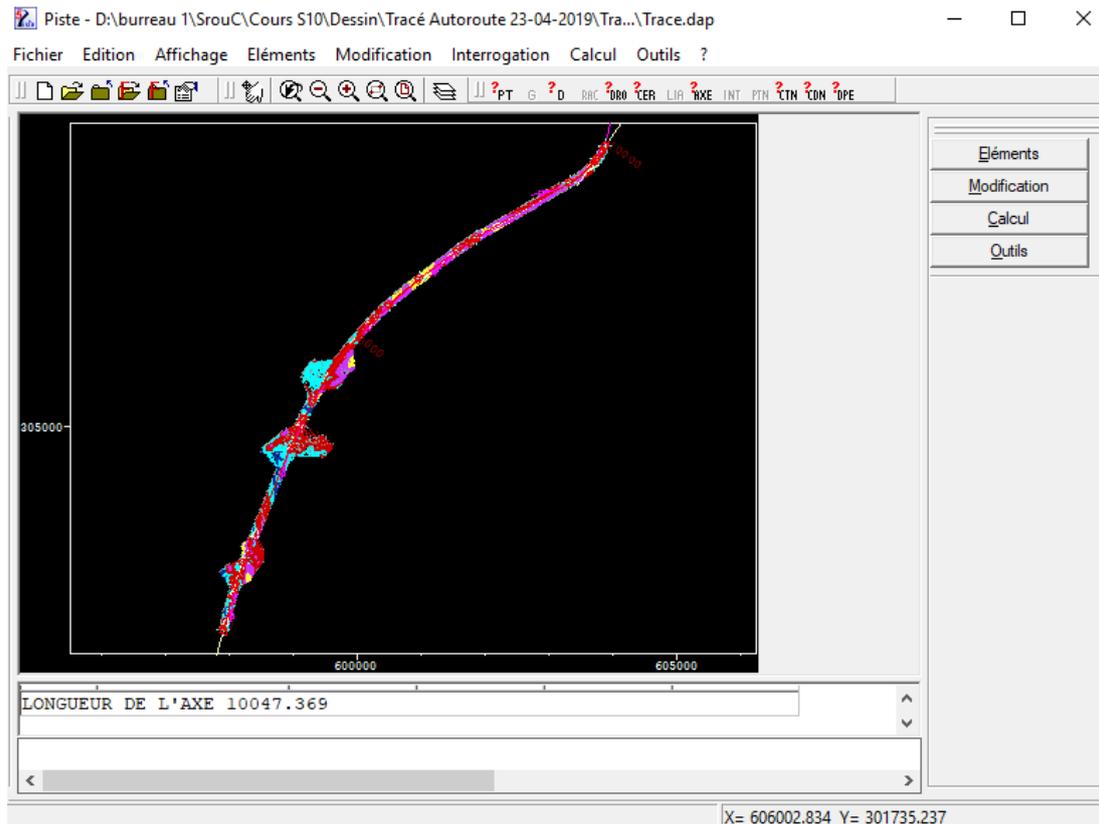


Figure 21 : Tracé géométrique - axe en plan

4. Profil en long

Le profil en long représente la coupe verticale au niveau de l'axe de la route.

La méthode adoptée pour générer le profil en long du terrain naturel est le suivant :

- Ouvrir le fichier piste précédemment créé par : Fichier- Ouvrir- Conception transversale puis choisir le fichier à ouvrir ;
- Calcul- Terrain-Outils- Interpoler- semi TPL, on choisit le fichier de fond de plan puis on remplit le tableau sorti au besoin puis on valide et les profils en long et en travers du terrain naturel sont générés.

En revenant au fichier projet, on retrouve le profil en long et les profils en travers

- Ensuite on fait le calage de la ligne rouge en faisant un assemblage de point, de droite et des raccordements paraboliques ;
- On trace ensuite l'axe avec la commande : AXE nom de l'axe_P1_AUTO ;
- Pour terminer on fait la tabulation avec la commande TAB.

▪ Calcul des devers :

Dans le mode de conception transversale, il faut aller dans le menu « Calcul/dévers » dans la fenêtre apparue, il faut prendre dans le menu « Calculer/Recherche auto » puis choisir les

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

caractéristiques de la voie. Nous avons aussi la possibilité d'entrer les valeurs des dévers pour chaque rayon. On quittera cette fenêtre à l'aide du menu « Fichier/ Fermer »

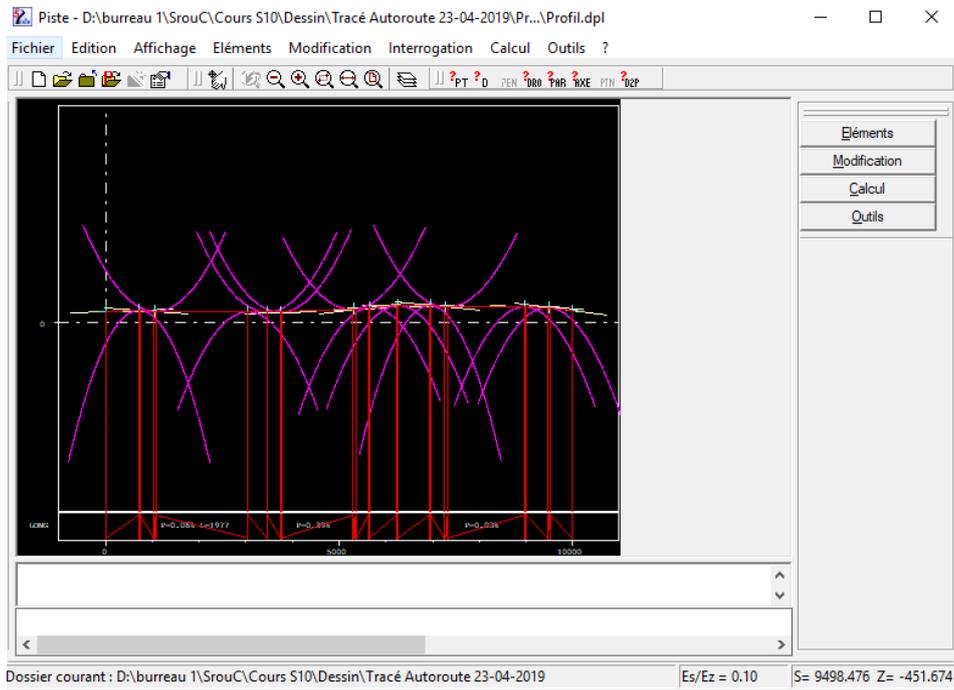


Figure 22 : Tracé géométrique - profil en long 1

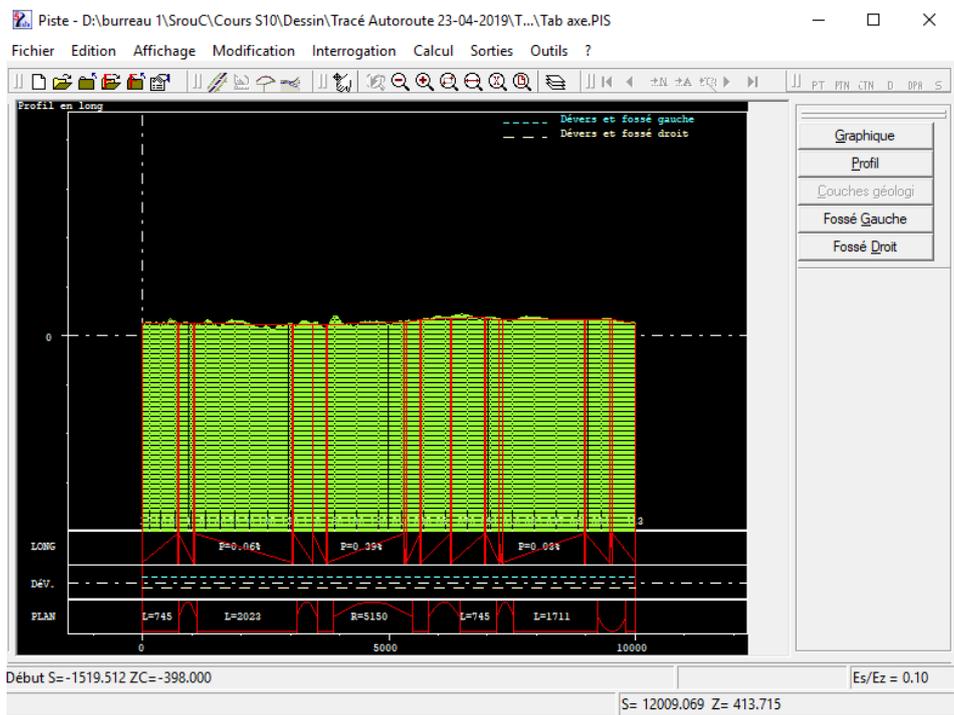


Figure 23 : Tracé géométrique - profil en long 2

5. Construction des profils en travers type :

Le profil en travers type définit le profil transversal que l'on donne à la route en projet.

Il porte tous les renseignements communs à tous les profils en travers, notamment le nombre et la largeur des chaussées, la largeur du terre-plein central, la largeur et la forme des accotements, la forme, les dimensions et la disposition des fossés, les pentes de talus des remblais, les pentes de talus des déblais.

▪ **Déroulement de la méthode sur piste 5.10**

▪ Dans le menu déroulant, cliquer sur "Fichier > Nouveau" et choisir le module « Profils type » puis donner un nom pour créer le nouveau fichier. Le fichier vide de profils en travers type est créé. Dans ce fichier, on peut créer plusieurs profils en travers types. On a créé deux types de profils : le type PT1 et PT2 ;

▪ Ensuite il suffit de créer les lignes nécessaires à l'obtention du modèle. Il suffit pour ce faire de juste indiquer les longueurs et les pentes correspondantes ;

▪ La dernière partie consiste à définir les différentes couches (base, fondation forme) ;

▪ On fait calcul projet : Cette partie permet de faire tous les calculs nécessaires à l'exploitation des résultats.

Pour ce faire : Ouvrir le fichier de conception transversale, dans le menu « Calcul/Projet..» dans la boîte de dialogue sortie, il suffit de donner les P.K de début et de fin en précisant le nom du profil type à utiliser. Ensuite lancer le calcul à l'aide du bouton « Calculer tout » et on obtient tous les profils en travers.

6. Calcul des perspectives

On fait cliquer sur calcul perspective, une fenêtre apparaît ensuite on clique sur ok et on obtient une vue en perspective de notre autoroute.

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

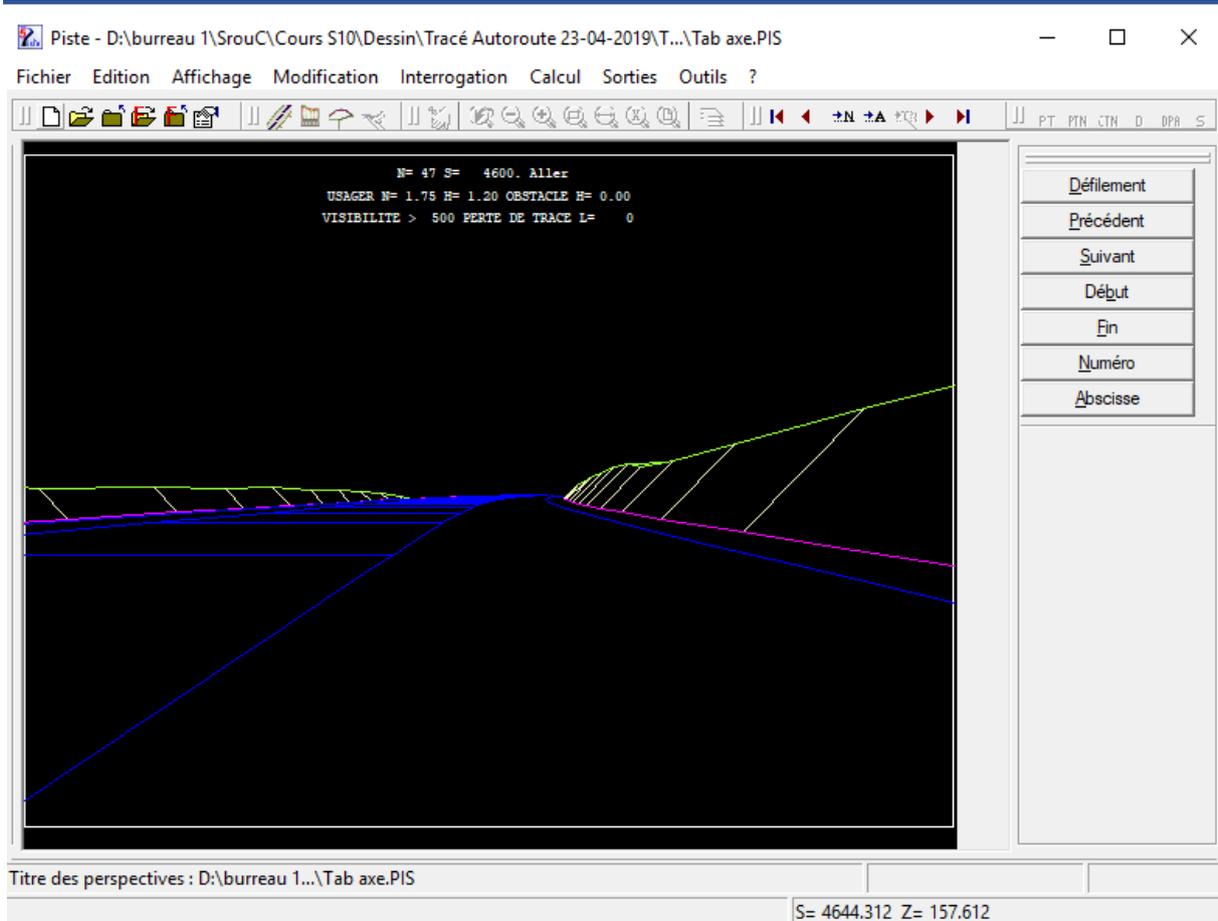


Figure 24 : Tracé géométrique - Vue en perspective

7. Sortie des dessins

a. Sorties des tableaux Excel

La sortie des résultats se fait en ouvrant le fichier de conception transversale. Dans le menu « sorties /Edition », nous avons la possibilité de paramétrer les éléments à envoyer sous Excel en prenant l'option composer avant de revenir la sortie proprement dite en cliquant sur imprimer. Cette dernière commande sort le tableau où nous pouvons sélectionner chacun des éléments à sauver. A l'aide du bouton « éditer » puis ensuite « Exporter », nous exportons chacun des éléments sur Excel. Nous avons sorti ici les éléments comme : éléments de l'axe en plan, les éléments du profil en long, la tabulation de l'axe et le volume de terrassement.

b. Sortie Des Plans

Dans le fichier de conception transversale, on a le menu « Sorties/Dessin », choisir le plan à sortir (Tracé en plan, Profil en long, Profils en travers, perspectives et Tracés combinés).

NB : Tous les plans sont présentés en annexe "13"

**Annexe 2 : NOTE DE CALCUL DU DIMENSIONNEMENT DE LA STRUCTURE DE
CHAUSSEE DE L'AUTOROUTE**

I. Dimensionnement par la méthode CEBTP

1. Le sol de plateforme

Pour l'étude, un sol de plateforme de classe :

S3 pour un

CBR minimal de 10

2. Calcul du trafic poids lourd cumulé

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

On a :

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

Avec :

t_1 : trafic moyen journalier de la première année ;

t_n : trafic moyen journalier de l'année n ;

n : nombre d'années ;

i : taux d'accroissement annuel du trafic ;

Taux d'accroissement annuel du trafic i = 5,07%

TMJA= $t_1 = 1588 \text{ PL/j}$;

Calcul du trafic pour l'année de service n=20 ans

$$\text{AN : } t_{20} = 1588 (1 + 0.0507)^{20-1}$$

$$\underline{t_{20} = 4064 \text{ PL}}$$

On a :

$$365 \times \sum_i^n t_n = 365 * 1588 * \frac{(1+0.0507)^{20}-1}{0.0507} = 1.93 * 10^7 \text{ PL}$$

$$\boxed{N = 1.93 * 10^7 \text{ PL}}$$

On a :

$$10^7 < N = 1.93 \times 10^7 \text{ PL} < 2 \times 10^7 \rightarrow \text{T5}$$

Le trafic est du type : T5

3. Choix de la structure de chaussée "CEBTP"

Tableau 38 : Choix de la structure de chaussée f(Trafic ; Classe de sol de plateforme)

TRAFIC T _s		S ₁	S ₂	S ₃	S ₄	S ₅
		T _s				
R	Béton bitumineux		10	10	10	10
B	Grave ciment		22	22	22	25
F	Graveleux latéritique ou grave naturelle ou tout-venant de concassage		35	20	25	0
R	Béton bitumineux	10	10	10	10	10
B	Grave ciment	22	22	22	22	25
F	Sable argileux ou grave améliorés au ciment	45	25	20	15	0
R	Béton bitumineux	7	7	7	7	7
B	Grave bitume	18	18	18	18	18

GUIDE PRATIQUE DE DIMENSIONNEMENT

F	Graveleux latéritique ou grave naturelle ou tout-venant de concassage	50	35	30	25	0
R	Béton bitumineux	7	7	7	7	7
B	Grave bitume	17	17	17	17	20
F	Grave améliorée au ciment	45	25	20	15	0
R	Béton bitumineux	7	7	7	7	7
B	Grave bitume	17	17	17	17	20
F	Sable bitume	45	25	20	20	0
R	Béton bitumineux		10	10	10	10
B	Grave ciment		22	22	22	25
F	Scories volcaniques (pouzzolanes)		35	30	25	0

DES CHAUSSÉES POUR LES PAYS TROPICAUX

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

Source : Guide pratique du dimensionnement des chaussées pour les pays tropicaux. p 50-53

Choix retenu :

4	Revêtement	7 cm	Béton bitumineux
	Base	17 cm	Grave Bitume
	Fondation	20 cm	Grave amélioré au ciment

4. Quelques caractéristiques des matériaux constitutifs de la structure de chaussée

▪ **Couche de fondation en Grave Ciment :**

Tableau 39 : Spécifications des caractéristiques normalisées des granulats pour GTLH

Couche de Fondation	Normes de références	Classe / Trafic
		T5
Dimension de la grave	NF.P. 98-116	0/14 - 0/20
Dureté	NF.P. 18-101 / NF.P. 18-540	E
Granularité des gravillons	NF.P. 18-101 / NF.P. 18-540	III
Granularité et propreté des sables	NF.P. 18-101 / NF.P. 18-540	b
Classe granulométrique	NF.P. 98-116	n°2
Indice de concassage		Ic ≥ 30

▪ **Couche de base en Grave Bitume :**

En plus des normes de références sur les granulats citées haut, nous avons : NF P 18-321 et NF P 98-138 :

Tableau 40 : Spécifications des caractéristiques de la Grave Bitume

Désignation	Valeur admissible	
Trafic	T5	
Fuseau granulométrique		
Passant	Formules semi-grenues	
	0/20	0/31.5
10 mm		45 ~ 60
6 mm	45 ~ 60	
2 mm	25 ~ 40	20 ~ 35
0.6 mm	16 ~ 29	14 ~ 25
80 um	6 ~ 9	6 ~ 9
Passant	Formules grenues	
	0/20	0/31.5

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

10 mm		35 ~ 50
6 mm	45 ~ 50	
2 mm	20 ~ 35	15 ~ 30
0.6 mm	14 ~ 25	11 ~ 22
80 um	6 ~ 9	6 ~ 9
Granulats		
Indice de concassage		100%
Los angeles		< 35
Equivalent de Sable (ES) du 0/2		> 40
Bitume		
Classe de Bitume		60/70 ou 80/100
Teneur en bitume		3.5 à 5 %
Module de richesse		2.5 à 3
Essai Marshall à 60°C : Bitume 80/100		
Stabilité Marshall		> 500 kg
Compacité		> 90 %
Fluage		< 4 mm
Essai Duriez dilaté à 18°C		
Résistance à la compression Rc		> 30 bars
Rapport $\frac{R_c}{R_c}$		> 0.6 (> 0.5 pour les graves émulsions)
Compacité Duriez		88 à 95 %

Source : Guide pratique du dimensionnement des chaussées pour les pays tropicaux. p 82.

▪ **Couche de roulement en béton bitumineux :**

En plus des normes de références sur les granulats citées haut, nous avons : NF P98-139

Tableau 41 : Spécifications des caractéristiques du Béton Bitumineux

Désignation	Valeur admissible			
Trafic	T5			
Fuseau granulométrique				
Refus à	Granulométrie du Béton Bitumineux			
	0/8	0/10	0/12	0/14
6 mm	10 ~ 25	25 ~ 35	32 ~ 42	40 ~ 50
2 mm	30 ~ 50	55 ~ 70	57 ~ 72	60 ~ 75
Teneur en fines	6 ~ 10	5 ~ 9	4 ~ 8	4 ~ 8
Granulats				

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

Indice de concassage	100%		
Los angeles	< 30		
Equivalent de Sable (ES)	Sables concassés	> 40	
	Sables roulés	> 70	
Bitume			
Classe de Bitume	80/100	60/70	40/50
Teneur en bitume	5 à 8 %		
Module de richesse	3.5 à 4		
Essai Marshall (50 coups)			
Stabilité Marshall à 60°C	≥ 800 kg	≥ 900 kg	≥ 1000 kg
Compacité	96 à 98 %		
Fluage	< 4 mm		
Essai Duriez dilaté (8 jours - 18°C) 1 mm/s			
Résistance à la compression Rc	≥ 50 bars	≥ 60 bars	≥ 70 bars
Rapport $\frac{R_c}{R_c}$	≥ 0.75		
Compacité Duriez	92 à 94 %		
Taux d'absorption d'eau	< 3 %		

Source : Guide pratique du dimensionnement des chaussées pour les pays tropicaux. p 93.

II. Vérification des couches de la structure de chaussée : calcul des déformations admissibles

1. Moyenne Journalière Annuelle par sens (MJA) et paramètres fondamentaux

MAJ = 1588 PL/J/sens

- La classe de trafic suivant le SETRA - LCPC

Tableau 42 : Classes de trafic en fonction du nombre total de poids lourds

Les classes de trafic Poids Lourds (PL)	La Moyenne Journalière Annuelle (MJA)
T0	T0 ≥ 750 PL/jour/sens
T1	300 PL/jour/sens ≤ T1 < 750 PL/jour/sens
T2	150 PL/jour/sens ≤ T2 < 300/jour/sens
T3	50 PL/jour/sens ≤ T3 < 150 PL/jour/sens
T4	25 PL/jour/sens ≤ T4 < 50 PL/jour/sens
T5	T5 < 25 PL/jour/sens

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

Source : Guide technique de conception et de dimensionnement des structures de chaussée communautaire. p 9.

▪ Rappel :

L'étude de la structure de notre chaussée se fera sur la base des hypothèses suivantes :

- La température équivalente à prendre en compte pour le dimensionnement des chaussées au Cameroun et particulièrement dans la ville de Kribi est de 27°C.
- Le projet a une durée de vie de 20 ans.
- Le taux d'accroissement géométrique de 5,07% ;
- Le sol de plateforme est de type PF2 ;

Notons cependant que d'après la méthode CEBTP, nous avons la structure de chaussée suivante : **7BB + 17GB + 20GC3**

- Les caractéristiques mécaniques des matériaux :

Tableau 43 : Caractéristiques mécaniques des différents matériaux utilisés pour l'étude

	7cm de Béton Bitumineux (BB)	17cm de Grave Bitume (GB3)	20cm de Grave Amélioré au Ciment (GC3)
Module E (27°) (MPa)	1 990	3 780	23 000
Module E (10°) (MPa)	7 200	12 300	-
Fatigue	100	90	0.75
Coefficient de poisson (nu)	0,35	0,35	0,25
Pente inverse 1/b	-5	-5	-15
Ecart type SN	0,25	0.3	1
Ecart type Sh	0,01	0,025	0,03
Coefficient Kr	0,775	0,691	0,667
Coefficient Kd	-	-	1
Coefficient Kc	1,1	1,3	1,4
CAM	0,8	0.8	1,3
Risque (r) en %	2	2	2.5

Pf2				
nu	CAM	A (fort trafic)	Pente (b)	Module E (MPa)
0.35	1	12000	-0.222	50

2. Calcul manuel des déformations verticales admissibles

a. Calcul du nombre "N" de poids lourd

$$N = 365 \times \text{MAJ} \times C$$

Avec :

"C" : Le facteur de cumul dépend de la période "n" de la chaussée et du taux de croissance géométrique annuel "τ" du trafic.

$$C = \frac{(1+\tau)^n - 1}{\tau} \quad \Rightarrow \quad C = \frac{(1+0,0507)^{20} - 1}{0,0507} = 33,31 \quad \Rightarrow \quad \underline{\underline{C=33,31}}$$

On a :

$$N = 365 \times 1588 \times 33,31 = \mathbf{1,93 * 10^7 PL}$$

$$\underline{\underline{N = 1,93 * 10^7 PL}}$$

b. La déformation verticale admissible ($\epsilon_{t,adm}$) de la couche de roulement en "BB"

$$\epsilon_{t,adm} = \epsilon_6(10^\circ\text{C} ; 25\text{hz}) \times \frac{(NE)^b}{10^6} \times K_\theta \times K_r \times K_c \times K_s$$

Avec :

- $K_r = 10^{-ub\delta}$

u : Pour notre étude et des matériaux bitumineux, nous avons un risque de 2% pour un trafic "T0", correspond à une valeur de u, variable aléatoire centrée réduite, égale à -2.054.

b : La pente de la courbe de fatigue du matériau est de $-1/5 = -0.2$

δ : C'est la dispersion à retenir pour prendre en compte les écarts sur les épaisseurs et les variations sur les caractéristiques mécaniques des matériaux :

$$\delta = (SN^2 + (c \times \frac{sh}{b})^2)^{1/2}$$

c : Coefficient associant la variation de déformation à la variation d'épaisseur ΔH de la couche bitumineuse. La valeur de "c" fixée à partir de l'étude de structures usuelles est de 2 m^{-1} .

$$\Rightarrow \delta = (0,25^2 + (2 \times \frac{0,01}{0,2})^2)^{1/2} = 0,269$$

$$\Rightarrow K_r = 10^{-(2,054) \times (-0,2) \times 0,269} = 0,775$$

- $K_c = 1,1$: C'est le coefficient de calage associé au béton bitumineux.
- $K_s = 1/1,1$: Car la couche de roulement (BB) repose sur une plateforme de type Pf2.
- $E(10^\circ\text{C}) = 7\,200 \text{ Mpa}$

- $\Theta_{\text{eq}} = 27^{\circ}\text{C} \Rightarrow E(\Theta_{\text{eq}}) = 1\,990 \text{ Mpa.}$
 - $K_{\theta} = \sqrt{\frac{E(10^{\circ}\text{C})}{E(\theta_{\text{eq}})}} = \sqrt{\frac{7200}{1990}} = 1.902$
 - $\epsilon_6(10^{\circ}\text{C} ; 25\text{hz}) = 100 \mu\text{def} ;$
 - $\text{CAM} = 0.8 \Rightarrow \text{NE} = N \times \text{CAM} \Rightarrow \text{NE} = 1.93 \times 10^7 \times 0.8 = \mathbf{1.54 \times 10^7 \text{ Essieux}}$
- $\Rightarrow \mathbf{NE = 1.54 \times 10^7 \text{ Essieux}}$

D'où

$$\epsilon_{t,\text{adm}} = 100 \times \left(\frac{1.5446 \times 10^7}{10^6}\right)^{-0.2} \times 1.902 \times 0.775 \times 1.1 \times \frac{1}{1.1} = 85.26 \mu\text{def}$$

$\epsilon_{t,\text{adm}} = \mathbf{85.26 \mu\text{def}}$

c. La déformation verticale admissible ($\epsilon_{t,\text{adm}}$) de la couche de base en "GB"

$$\epsilon_{t,\text{adm}} = \epsilon_6(10^{\circ}\text{C} ; 25\text{hz}) \times \frac{(NE)^b}{10^6} \times K_{\theta} \times K_r \times K_c \times K_s$$

Avec :

- $K_r = 10^{-ub\delta}$

u : Pour notre étude et des matériaux bitumineux, nous avons un risque de 2% pour un trafic "T0", correspond à une valeur de u, variable aléatoire centrée réduite, égale à -2.054.

b : La pente de la courbe de fatigue du matériau est de $-1/5 = -0.2$

δ : C'est la dispersion à retenir pour prendre en compte les écarts sur les épaisseurs et les variations sur les caractéristiques mécaniques des matériaux :

$$\delta = (SN^2 + (c \times \frac{sh}{b})^2)^{1/2}$$

c : Coefficient associant la variation de déformation à la variation d'épaisseur ΔH de la couche bitumineuse. La valeur de "c" fixée à partir de l'étude de structures usuelles est de 2 m^{-1} .

$$\Rightarrow \delta = (0.3^2 + (2 \times -\frac{0.025}{0.2})^2)^{1/2} = 0.39$$

$$\Rightarrow K_r = 10^{-(2.054) \times (-0.2) \times 0.39} = 0.691$$

- $K_c = 1.3$: C'est le coefficient de calage associé à la grave bitume.
- $K_s = 1/1.1$: Car la couche de base (en GB) repose sur une plateforme de type Pf2.
- $E(10^{\circ}\text{C}) = 12\,300 \text{ Mpa}$
- $\Theta_{\text{eq}} = 27^{\circ}\text{C} \Rightarrow E(\Theta_{\text{eq}}) = 3\,780 \text{ Mpa.}$

- $K_{\theta} = \sqrt{\frac{E(10^{\circ}C)}{E(\theta_{eq})}} = \sqrt{\frac{12300}{3780}} = 1.804$

- $\epsilon_6(10^{\circ}C ; 25hz) = 90 \mu\text{def}$;

- $CAM = 0.8 \Rightarrow NE = N \times CAM \Rightarrow NE = 1.93 \times 10^7 \times 0.8 = \mathbf{1.54 \times 10^7 \text{ Essieux}}$

$\Rightarrow \mathbf{NE = 1.54 \times 10^7 \text{ Essieux}}$

D'où

$$\epsilon_{t,adm} = 90 \times \left(\frac{1.5446 \times 10^7}{10^6}\right)^{-0.2} \times 1.804 \times 0.691 \times 1.3 \times \frac{1}{1.1} = 76.69 \mu\text{def}$$

$\epsilon_{t,adm} = \mathbf{76.69 \mu\text{def}}$

d. La déformation verticale admissible ($\sigma_{t,adm}$) de la couche de fondation en "GC"

$$\sigma_{t,adm} = \sigma_6 \times \frac{(NE)^b}{10^6} \times Kr \times Kc \times Kd \times Ks$$

Avec :

- $Kr = 10^{-ub\delta}$

u : Pour notre étude et des MTLH, nous avons un risque de 2.5% pour un trafic "T0", correspond à une valeur de u, variable aléatoire centrée réduite, égale à -1.960 ;

b : La pente de la courbe de fatigue du matériau est de $-1/15 = 0.067$;

δ : C'est la dispersion à retenir pour prendre en compte les écarts sur les épaisseurs et les variations sur les caractéristiques mécaniques des matériaux :

$$\delta = (SN^2 + (c \times \frac{sh}{b})^2)^{1/2}$$

c : Coefficient associant la variation de déformation à la variation d'épaisseur ΔH de la couche bitumineuse. La valeur de "c" fixée à partir de l'étude de structures usuelles est de 2 m^{-1} .

$\Rightarrow \delta = (1^2 + (2 \times -\frac{0.03}{0.067})^2)^{1/2} = 1.345$

$\Rightarrow Kr = 10^{-(1.960) \times (-0.067) \times 1.345} = 0.667$

- $Kc = 1.4$: C'est le coefficient de calage associé à la grave ciment ;

- $Kd = 1$; Coefficient de discontinuité ;

- $Ks = 1/1.1$: Car la couche de base (en GB) repose sur une plateforme de type Pf2 ;

- $\sigma_6 = 0.75 \text{ Mpa}$;

- $CAM = 1.3 \Rightarrow NE = N \times CAM \Rightarrow NE = 1.93 \times 10^7 \times 1.3 = \mathbf{2.51 \times 10^7 \text{ Essieux}}$

$\Rightarrow \mathbf{NE = 2.51 \times 10^7 \text{ Essieux}}$

D'où

$$\sigma_{t,adm} = 0.75 \times \left(\frac{2.51 \times 10^7}{10^6}\right)^{-0.067} \times 0.667 \times 1.4 \times 1 \times \frac{1}{1.1} = 0.514 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{t,adm} = \mathbf{0.514 \text{ Mpa}}$$

e. La déformation verticale admissible ($\epsilon_{z,adm}$) de la plateforme "Pf2"

$$\epsilon_{z,adm} = A \times (NE)^{-0.222}$$

Avec :

- $A = 12\ 000$, car nous avons un trafic fort ($T0 > T3$) ;
 - $CAM = 1 \Rightarrow NE = N \times CAM \Rightarrow NE = 1.93 \times 10^7 \times 1 = \mathbf{1.93 \times 10^7 \text{ Essieux}}$
- $\Rightarrow \mathbf{NE = 1.93 \times 10^7 \text{ Essieux}}$

D'où

$$\epsilon_{z,adm} = 12000 \times (1.93 \times 10^7)^{-0.222} = 289.59 \text{ }\mu\text{def}$$

$$\epsilon_{z,adm} = \mathbf{289.59 \text{ }\mu\text{def}}$$

3. Calcul et vérification des déformations verticales admissibles avec "ALIZE LCPC"

➤ **Couche de roulement (BB)**

La chaussée est une structure bitumineuse et " $h < 20 \text{ cm}$ ".

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

Trafic PL cumulé : données

<input checked="" type="checkbox"/> Moyenne journalière annuelle (MJA) :	1588
<input checked="" type="checkbox"/> Taux accroissement géométrique (%) :	5.07
<input type="checkbox"/> Taux accroissement arithmétique (%) :	7.01
<input checked="" type="checkbox"/> Durée de service (années) :	20
<input type="checkbox"/> Trafic cumulé PL :	1.9308E+7

Cocher au plus 3 cases

Valeurs admissibles : données

matériau type :	bitumineux
coefficient CAM :	0.8
risque (%) :	2.0
trafic cumulé NE :	1.5446E+7
Epsilon6 (µdef) :	100
-1/b :	5
E10*10Hz (MPa) :	7200
Etéq10Hz (MPa) :	1990
écart type Sh (m) :	0.01
écart type SN :	0.250
Kr (risque) :	0.775
Kc (calage) :	1.1
Ks (couche liée/pf2) :	1/1.1

EpsilonT
85.3 µdef
Annotation libre : CR: BB
Mémo ...
1 - EpsiT= 85.3 (CR: BB)

effacer=dbl click

Fermer

Figure 25 : Calcul de la valeur admissible de la couche de béton bitumineux

On obtient : $\mathcal{E}_{t,adm} = 85.3 \mu def$

➤ **Couche de base en Grave Bitume (GB3)**

La couche de base est en grave latéritique naturel amélioré au ciment "h < 20 cm".

Trafic PL cumulé : données

<input checked="" type="checkbox"/> Moyenne journalière annuelle (MJA) :	1588
<input checked="" type="checkbox"/> Taux accroissement géométrique (%) :	5.07
<input type="checkbox"/> Taux accroissement arithmétique (%) :	7.01
<input checked="" type="checkbox"/> Durée de service (années) :	20
<input type="checkbox"/> Trafic cumulé PL :	1.9308E+7

Cocher au plus 3 cases

Valeurs admissibles : données

matériau type :	bitumineux
coefficient CAM :	0.8
risque (%) :	2.0
trafic cumulé NE :	1.5446E+7
Epsilon6 (µdef) :	90
-1/b :	5
E10*10Hz (MPa) :	12300
Etéq10Hz (MPa) :	3780
écart type Sh (m) :	0.025
écart type SN :	0.300
Kr (risque) :	0.691
Kc (calage) :	1.3
Ks (couche liée/pf2) :	1/1.1

EpsilonT
76.7 µdef
Annotation libre : CB: GB
Mémo ...
1 - EpsiT= 85.3 (CR: BB)
2 - EpsiT= 76.7 (CB: GB)

effacer=dbl click

Fermer

Figure 26 : Calcul de la valeur admissible de la couche de base en GB3

On obtient : $\mathcal{E}_{t,adm} = 76.7 \mu def$

➤ **Couche de fondation en Grave amélioré au Ciment (GC3)**

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

Figure 27 : Calcul de la valeur admissible de la couche de fondation en GC3

On obtient : $\sigma_{t,adm} = 0.514 \text{ Mpa}$

➤ **Le sol support de plateforme (Pf2)**

Figure 28 : Calcul de la valeur admissible du sol de plateforme (Pf2)

On obtient : $\epsilon_{z,adm} = 289.6 \mu def$

➤ **Vérification des épaisseurs de couche**

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

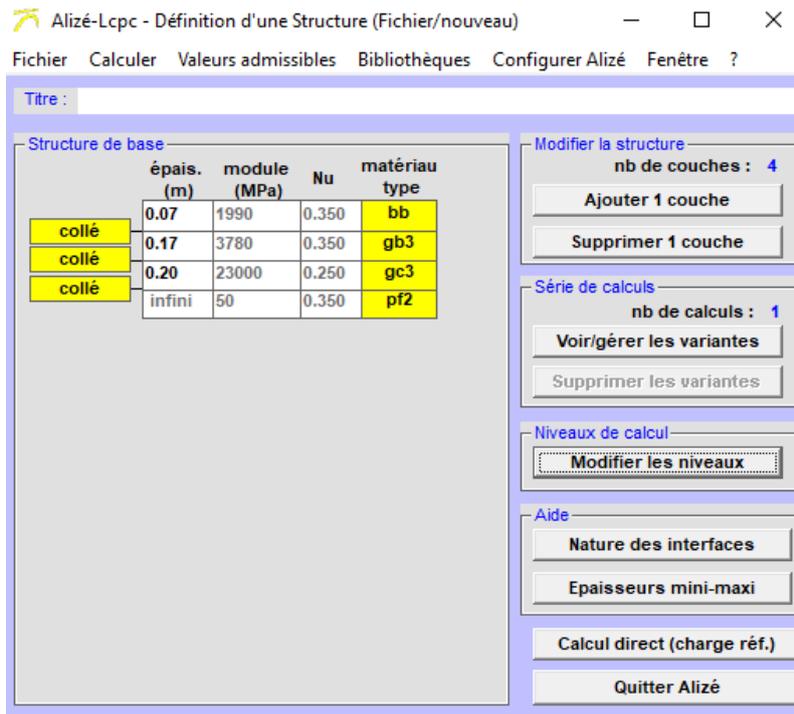


Figure 29 : modélisation de la structure de chaussée (7BB+17GB3+20GC3+ Pf2)

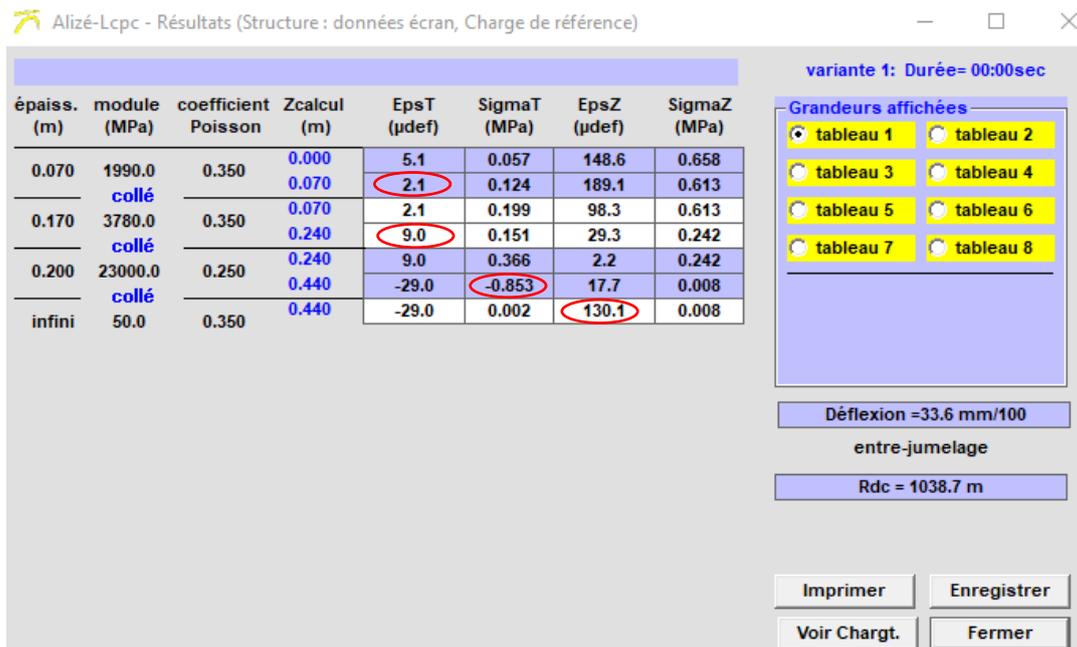


Figure 30 : Résultat du calcul des structures de chaussée dans "Alize"

Tableau récapitulatif des résultats N°1

	Epaisseur de couche (cm)	Valeurs admissibles	Valeur calculées	Conclusion
Roulement : BB (en µdef)	7	85.3	2.1	Ok
Base: GB3 (en µdef)	17	76.7	9	Ok
Fondation: GC3 (en Mpa)	20	0.514	0.853	Ok

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

Sol support : Pf2 (en μdef)	Pf2	289.6	130.1	Ok
-----------------------------------	-----	-------	-------	----

La couche de fondation ne vérifiant pas les conditions requises, nous allons procéder par itération tout en faisant varier les hauteurs des couches jusqu'à obtention d'un résultat satisfaisant.

Ainsi :

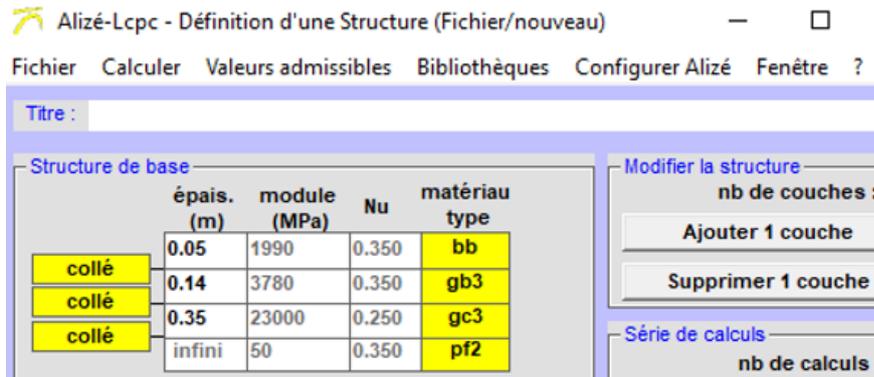


Figure 31 : Itération-modélisation de la structure de chaussée (5BB+14GB3+35GC3+ Pf2)

Nous avons :

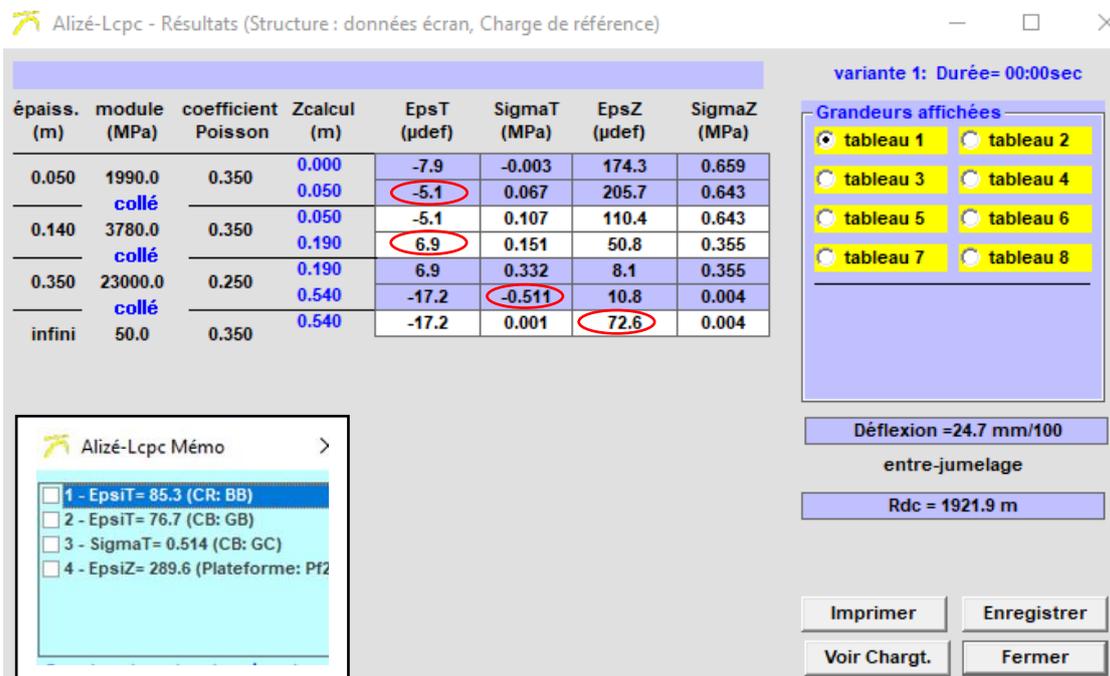


Figure 32 : Résultat du calcul de la structure de chaussée après itération

Tableau récapitulatif des résultats N°2

Epaisseur de couche (cm)	Valeurs admissibles	Valeur calculées	Conclusion
--------------------------	---------------------	------------------	------------

**Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et
d'un passage supérieur de 60m au PK6+350**

Roulement : BB (en μdef)	5	85.3	5.1	Ok
Base: GB3 (en μdef)	14	76.7	6.9	Ok
Fondation: GC3 (en Mpa)	35	0.514	0.511	Ok
Sol support : Pf2 (en μdef)	Pf2	289.6	72.6	Ok

Déflexion = 24.7 mm < 50mm Ok

Le dimensionnement avec ALIZE nous a permis d'obtenir les résultats contenus dans le tableau ci-dessus. Celui-ci indique que la contrainte au niveau de la couche de fondation est inférieure à la contrainte admissible pour cette couche et il en est de même pour les autres couches.

Nous avons donc la structure de chaussée :

5BB (Rev) + 14GB3 (C.B) + 35GC3 (C.F) + Pf2

**Annexe 3 : NOTE DE CALCUL DE LA CONCEPTION DU PASSAGE SUPERIEUR DU
PK6+350 ET NOTE D'HYPOTHESES GENERALES**

A. Hypothèse et base de calcul

La présente note de calcul se rapporte à l'un des ouvrages de franchissement de l'autoroute "Kribi-Lolabe" plus précisément du "Passage Supérieur du PK 6+350". Elle indique les références et les règlements de calcul, les hypothèses de charge et les caractéristiques des matériaux prises en comptes ainsi que les résultats des calculs de dimensionnement des différentes parties de l'ouvrage.

I. Description de l'ouvrage

Il s'agit d'un pont en béton précontraint comportant deux travées isostatiques de 30 m de portée maximale chacune reposant sur un appui intermédiaire et deux culées pour une longueur totale du pont égale à 60m et une hauteur libre prise à 6.50m. La largeur totale du tablier est de 10 m. Les accotements seront en béton armé sur une épaisseur de 30 cm au-dessus du hourdis et seront coiffés à leurs bords extérieurs par des corniches en béton armé préfabriquées (les corniches protégeront les parements de l'ouvrage contre les eaux et contribueront à l'amélioration de l'esthétique de l'ouvrage).

Le pont sera muni d'équipements latéraux qui représentent l'ensemble des dispositifs dont le but est de rendre un tablier de pont capable d'assurer sa fonction et d'assurer la durabilité de l'ouvrage. Pour que le tablier soit dans une bonne situation d'usage, il faut la prémunir des équipements suivants (CALGARO, 2000) :

- Des barrières de retenue modernes à lisses horizontales de type BN4 ;

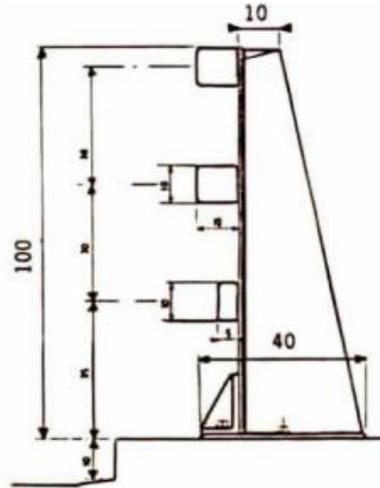


Figure 33 : Barrière métallique à lisses horizontales BN4

- Des joints de chaussées au droit des appuis ;
- Des joints d'accotement au droit des appuis ;
- Des appareils d'appui en élastomère fretté type Fressinet ;
- Des gargouilles de 150 mm de diamètre espacées de 20m des deux côtés de la chaussée ;

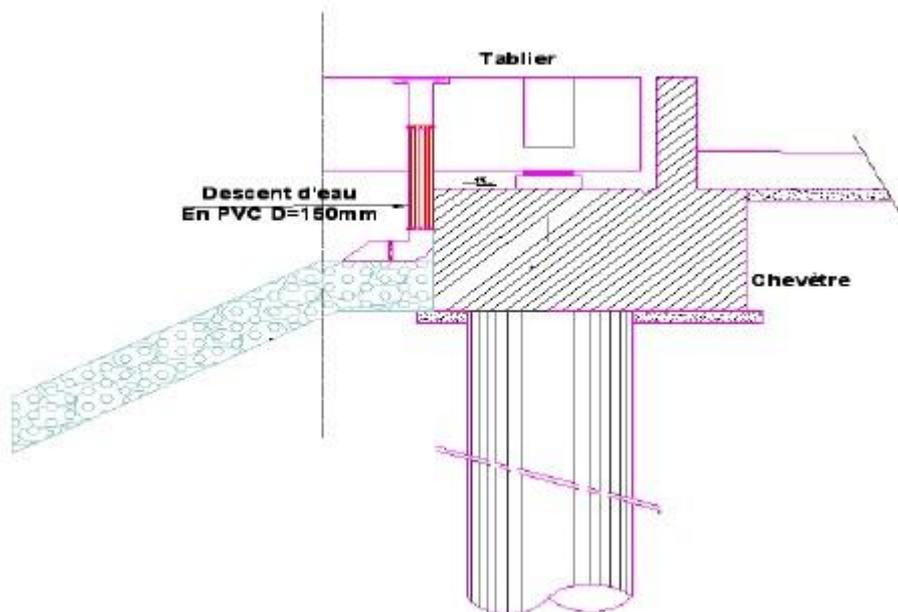


Figure 34 : Schéma d'une gargouille d'évacuation

- Des bossages pour appareils d'appui ;
- Des corniches préfabriquées en béton armé ;

Le rôle principal des corniches est l'esthétique. Surtout lorsque la dalle est coulée sur place, les corniches permettent de donner une bonne finition pour une bonne vue. C'est ainsi, qu'il vaut mieux les préfabriquer. En plus de ce rôle principal, les corniches peuvent se présenter comme un larmier pour l'écoulement latéral des eaux et ainsi éviter le ruissellement de l'eau sur la partie porteuse de la structure. Enfin, les corniches permettent aussi le scellement des garde-corps.

Les corniches sont surtout en BA préfabriqué et on prévoit un scellement par une contre-corniche (posé sur un bain de mortier). Dans ce cas le poids est de 0,2 à 0,3 t/ml. Mais, ils peuvent être aussi en acier ou même en BA coulé sur place.

II. Normes et règlement de calcul de l'ouvrage

Nous avons entre autres :

- Fascicule 61 - Titre II (concernant les charges d'exploitation) : Conception, calcul et épreuves des ouvrages d'art ;
- Fascicule 62 - Titre I – Section 1 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites – BAEL 91 révisée 99 [y compris les mises à jour 08/97 et 10/98 (révision 99)] ;
- Fascicule n° 62 - Titre I - Section II : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites - BPEL 91 révisé 99 ;
- Fascicule 62 – Titre V : Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil ;
- Fascicule 65 –A du CCTG et son additif : Exécution des ouvrages en génie civil en béton armé ou précontraint ;
- Bulletin technique N°1 du SETRA : Relatif au calcul des hourdis de ponts ;
- Bulletin technique N°4 LCPC-SETRA (concernant les appareils d'appui) : Relatif à l'environnement des appareils d'appui-recueil des règles d'art ;

III. Charges de calcul

1. Charges permanentes

Le poids propre des éléments du tablier sont consignés dans le tableau suivant :

Poids propre des éléments du tablier

DESIGNATION	VALEUR
-------------	--------

**Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et
d'un passage supérieur de 60m au PK6+350**

Poids propre (structure en béton armé)	25 KN/m ³
Revêtement en enrobé (béton bitumineux)	24 KN/m ³
Chappe d'étanchéité	24 KN/m ³
Corniche et contre corniche	25 KN/m ³
Séparateurs en béton type GBA et DBA	25 KN/m ³
BN4	0.65KN/ml
Équipements Divers (tout équipement divers)	1.50KN/ml

2. Charges d'exploitation

Conformément aux exigences du maître d'ouvrage consignées dans le « cahier des prescriptions techniques » du présent projet de construction de l'Autoroute Kribi-Lolabe actuellement en cours d'exécution par l'entreprise « CHEC », les charges d'exploitations à prendre en compte pour le dimensionnement des différents éléments de l'ouvrage sont :

- Le système de charges A ;
- Le système de charges B ;
- Les charges militaires Mc 120 ;
- Les surcharges sur remblai ;
- Les efforts de freinage ;
- Les surcharges de chantier ;
- Les surcharges exceptionnelles de type D et E ;
- Les charges accidentelles : Choc des véhicules routiers ;

Remarque :

La position et la diffusion des charges, les majorations dynamiques, les efforts de freinage et les forces centrifuges sont conformes au "fascicule 61-titre II".

a. Système de charges A : A(I)

Dans ce cas de chargement la chaussée supporte une surcharge uniformément répartie Variable suivant la longueur surchargée. On peut citer des cas d'embouteillages, de stationnement ou d'une simple circulation continue à vitesse uniforme. Cette surcharge uniforme équivaut à (*Fascicule 61 Titre 2, chapitre 1 Article 4*) :

$$A(l) = 230 + \frac{36000}{l+12}$$

Avec :

l : longueur chargée de l'ouvrage

b. Système de charges B :

Il est composé de trois sous-systèmes de chargements distincts (*Fascicule 61 Titre 2, chapitre 1 Article 5*) à savoir :

- **Le sous-système Bc :** composé de camions de poids individuel égal à 300 KN ;

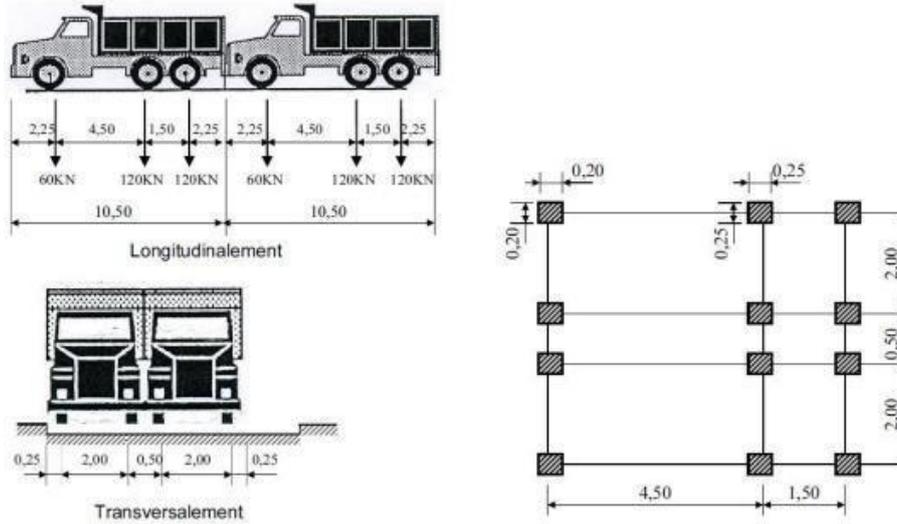
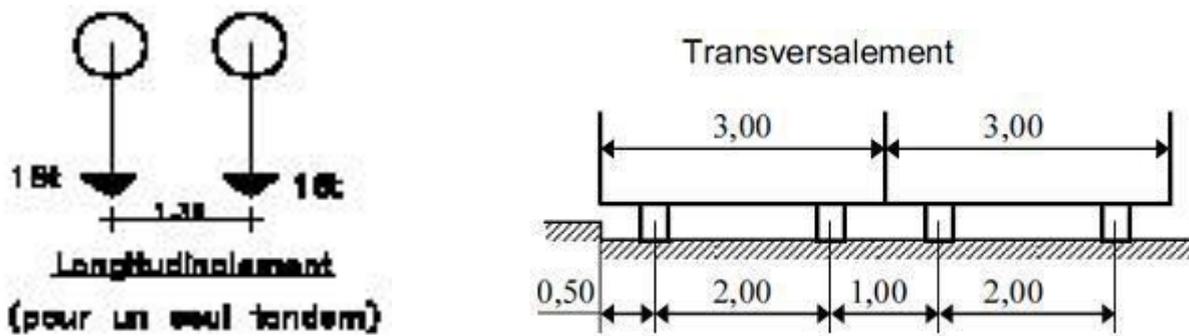


Figure 35 : Disposition du système de charges "Bc"

- **Le sous-système Bt :** composé de deux tandems à deux essieux de quatre roues chacun, le poids de chaque essieu étant de 160 KN ;



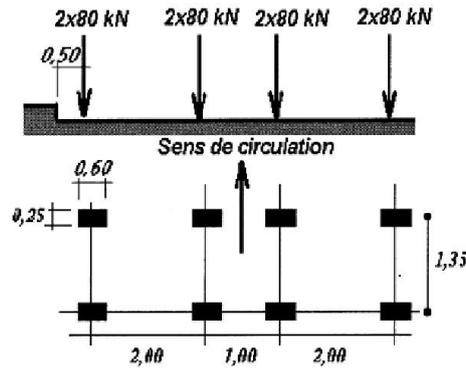


Figure 36 : Disposition du système de charge "Bt"

- **Le sous-système Br** : composé d'une roue isolée transmettant un effort de 100 kN à travers une surface d'impact rectangulaire de 0,60 x 0,30 m (la dimension 0,60, perpendiculaire à l'axe de déplacement des véhicules, représente la surface au sol de roues jumelées).

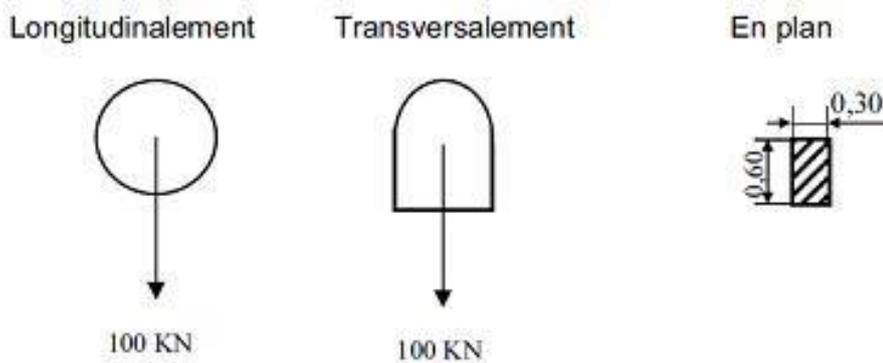


Figure 37 : Disposition du système de charge Br

c. Efforts de freinage

Les efforts de freinage n'intéressent généralement pas la stabilité des tabliers. Ils ne sont pris en $\frac{1}{20 + 0.0035 \times S}$ compte que pour la vérification de la stabilité des appuis (piles et culées) et la résistance des appareils d'appui. Ils ne concernent que les charges du système A et Bc (*Fascicule 61 Titre 2, chapitre 1 Article 6*). Ils valent :

- Pour la charge du système A, S étant la surface chargée en m².
- La charge totale d'un seul camion (30 t) pour le système Bc.

L'effort de freinage maximum équivaut donc à :

$$F_{\max} = \max \left[\frac{A}{20 + 0.0035 \times S}; 30t \right]$$

d. Surcharges sur remblai

Selon le cahier des prescriptions techniques du marché, les surcharges sur remblai seront prises égales à "1 t/m²" soit "10 kN/m²" (*Fascicule 61 Titre 2, chapitre 1 Article 8*).

e. Charges militaires

Le système de charges militaire est constitué de deux classes de convois. Chaque classe se compose de deux systèmes distincts Me et Mc, donc il y a lieu d'examiner indépendamment les effets pour chaque élément du pont, chaque système étant exclusif de toute autre charge routière (*Fascicule 61 Titre 2, chapitre 1 Article 9*) :

- Le système Me se compose d'un groupe de deux essieux ;
- Le système Mc se compose véhicules type à chenilles ;

Remarque :

Conformément aux prescriptions du marché, il ne sera envisagé que le système de charge Mc120.

Un véhicule type du système Mc120 comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes :

- Masse totale 110 t.
- Longueur d'une chenille 6,10 m.
- Largeur d'une chenille 1 m.
- Distance d'axe en axe des deux chenilles 3,30 m.

Le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément chargé.

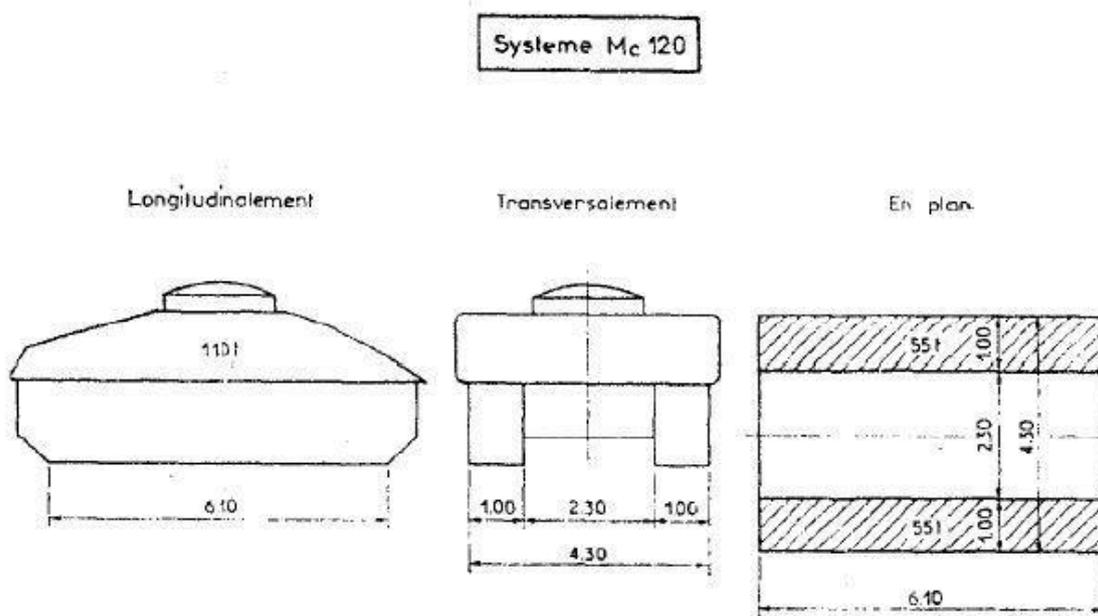


Figure 38 : Convoi Mc120

f. Surcharges de chantier

Les surcharges de chantier ne sont pas prises en compte dans le « fascicule 61 », toutefois, selon le cahier des prescriptions techniques du marché, elles seront prises égales à "0.5t/m² soit 5KN/m²".

g. Surcharges exceptionnelles de type D et E

Les véhicules types D ou E sont souvent plus défavorables que les systèmes A et B pour les éléments de couverture ou d'ossature des tabliers (dalles, entretoises, longerons et pièces de pont). Sur les itinéraires classés pour permettre la circulation de convois lourds exceptionnels de l'un des types D ou E, les ponts doivent être calculés pour supporter le véhicule-type correspondant (*Fascicule 61 Titre 2, chapitre 1 Article 9*).

➤ **Convoi-type D** : comporte deux remorques supportant chacune 140 t, dont le poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,30 m de large et 1 m de long ; la distance entre axes des deux rectangles est de 19 m.

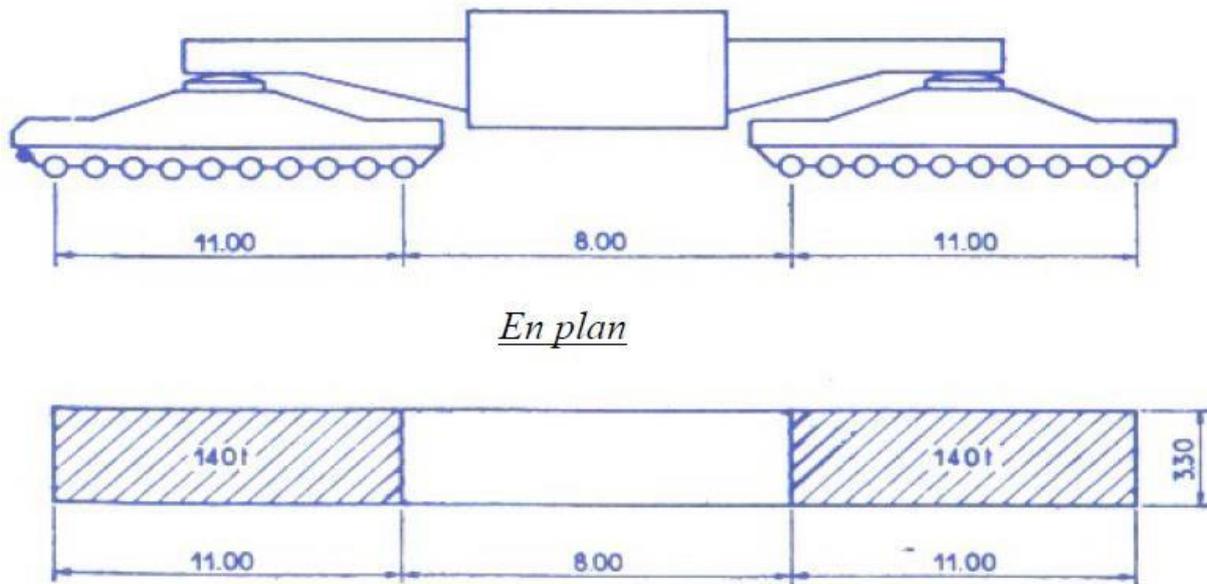


Figure 39 : Convoi-type D

➤ **Convoi-type D** : Comporte deux remorques de 200 t chacune. La surface d'impact d'une remorque est un rectangle uniformément chargé de 3,30 m de large et de 15 m de long. La distance entre axes des deux rectangles est de 33 m.

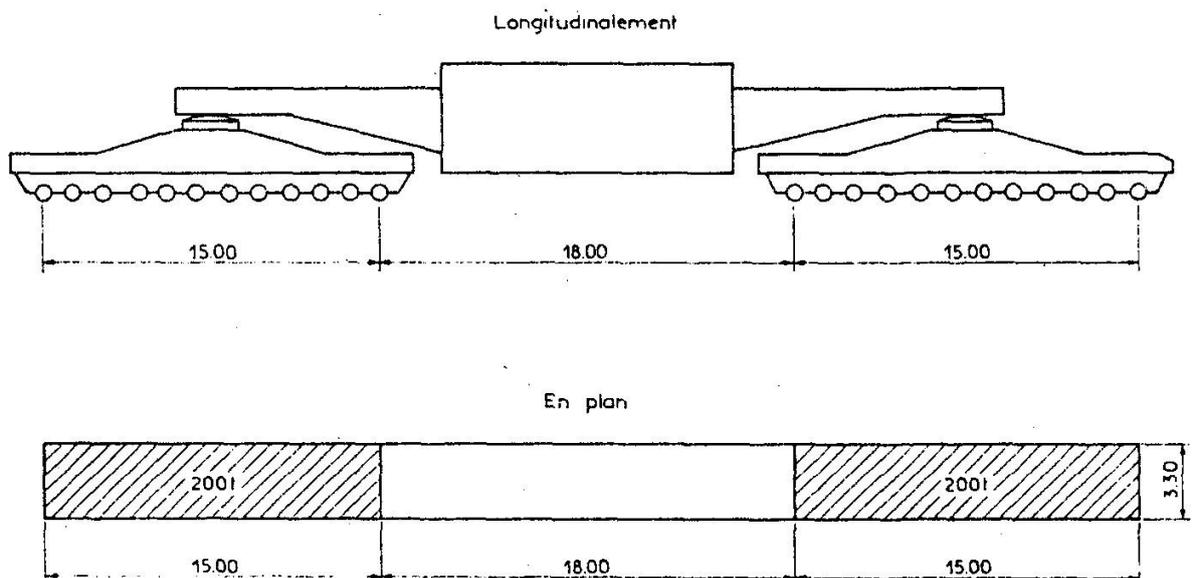


Figure 40 : Convoi-type E

h. Charges accidentelles : Choc des véhicules routiers

Certaines piles de l'ouvrage se trouveront à proximité des voies routières et pourraient être soumises à des efforts horizontaux de choc dit accidentel.

L'effort provoqué par le choc sur les piles est équivalent à un effort horizontal égal à

**Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et
d'un passage supérieur de 60m au PK6+350**

1000 kN (appliqué à 1.50 m au-dessus du niveau de la chaussée). Les charges appliquées seront conformes au dossier pilote PP73.

Les charges sur les dispositifs de sécurité (barrière BN4) sont conformes au dossier GC77 du SETRA :

- Force horizontale : $H=30$ t soit 300 kN ;
- Moment : $M= 20$ t.m soit 200 kN.m ;

Remarque :

Ces charges sont appliquées à la section la plus défavorable de l'encastrement des barrières "BN4" sur les murs.

3. Combinaisons d'actions

Le tableau suivant présente les coefficients des combinaisons d'action à considérer à chaque états limite :

Pondération des différents systèmes de charge en fonction de l'état limite

Etat limite	ELU			ELS		
	Coefficient pour valeur nominale	Coefficient du B.A.E.L	Produit	Coefficient pour valeur nominale	Coefficient du B.A.E.L	Produit
Gmax	-	1.35	1.35	-	1	1
Gmin	-	1	1	-	1	1
Trottoirs	1.07	1.5	1.605	1	1	1
A(l)	1.07	1.5	1.605	1.2	1	1.2
Bc, Bt, Br	1.07	1.5	1.605	1.2	1	1.2
M, D, E	1	1.35	1.35	1	1	1

(Confère : Fascicule 62 Titre 1, chapitre A.3 Article A.3/ Fascicule 61 Titre 2, section I Annexe D, rubrique D.1.1)

a. Définition des charges

- **Gmax** = Ensemble des actions permanentes défavorables ;
- **Gmin** = Ensemble des actions permanentes favorables ;
- **Q1** = Action variable de base ;
- **Qi** = Action variable d'accompagnement ;
- **FA** = Action accidentelle ;
- **G** = Valeur probable d'une charge permanente ;
- **Qprc** = Charges d'exécution connues (en grandeur et en position) ;

- **Q_{pra}** = Charges d'exécution aléatoires ;
- **Q_r** = Charges routières sans caractère particulier (système A, B et leurs effets annexes, charges de trottoirs) obtenues par multiplication des charges figurant au Fascicule 61 titre II par :
 - 1.07 à l'ELU
 - 1.20 à l'ELS
- **Q_{rp}** = Charge routière de caractère particulier (convois militaires ou exceptionnels) ;
- **W** = Action du vent définie par le fascicule 61 titre II. Les valeurs du vent normal étant multipliées par :
 - 1.20 à l'ELU
 - 1.00 à l'ELS
- **T** = Variation uniforme de la température ;
- **$\Delta\Theta$** = Gradient thermique.

b. Combinaison aux États Limites Ultimes

Formulation symbolique :

$$1.35G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1} \cdot Q1 + \sum_{i>1} 1.3\psi_{Qi} \cdot Qi$$

Expression dans laquelle : " $\gamma_{Q1}=1.50$ " dans le cas général.

➤ **État Limite Ultime fondamentale de construction**

$$1,35 (G_{\max} + Q_{prc}) + (G_{\min} + Q_{prc}) + 1,5 Q_{pra}$$

$$1,35 (G_{\max} + Q_{prc}) + (G_{\min} + Q_{prc}) + 1,5 W$$

$$1,35 (G_{\max} + Q_{prc}) + (G_{\min} + Q_{prc}) + 1,5 Q_{pra} + 1,3 W$$

$$1,35 (G_{\max} + Q_{prc}) + (G_{\min} + Q_{prc}) + 1,5 W + 1,3 Q_{pra}$$

$$1,35 (G_{\max} + Q_{prc}) + (G_{\min} + Q_{prc}) + 1,3 Q_{pra} + 1,3 [0,615 T + 0,30]$$

$$1,35 (G_{\max} + Q_{prc}) + (G_{\min} + Q_{prc}) + 1,35 T$$

➤ **État Limite Ultime fondamentale en service**

$$1,35 G_{\max} + G_{\min} + 1,5 Q_r$$

$$1,35 G_{\max} + G_{\min} + 1,5 W$$

$$1,35 G_{\max} + G_{\min} + 1,35 Q_{rp}$$

$$1,35 G_{\max} + G_{\min} + 1,35 T$$

$$1,35 G_{\max} + G_{\min} + 1,3 [0,615 T + 0,30]$$

➤ **Combinaisons accidentelles**

Formulation symbolique :

$$G_{\max} + G_{\min} + FA + \gamma_{11} \cdot Q1 + \sum_{i>1} \psi_{2i} \cdot Qi$$

Où :

$\psi_{11} \cdot Q1$ = Valeur fréquente d'une action variable ;

$\psi_{2i} \cdot Qi$ = Valeur quasi permanente d'une autre action variable.

$$G_{\max} + G_{\min} + FA + 0,6 Qr$$

$$G_{\max} + G_{\min} + FA + 0,2 W$$

$$G_{\max} + G_{\min} + FA + 0,5 T$$

$$G_{\max} + G_{\min} + FA + 0,5$$

➤ **Combinaisons aux États Limites en Service**

Formulation symbolique :

$$G_{\max} + G_{\min} + Q1 + \sum_{i>1} \psi_{Qi} \cdot Qi$$

- En construction

$$(G_{\max} + Q_{prc}) + (G_{\min} + Q_{prc}) + Q_{pra}$$

$$(G_{\max} + Q_{prc}) + (G_{\min} + Q_{prc}) + W$$

$$(G_{\max} + Q_{prc}) + (G_{\min} + Q_{prc}) + T$$

$$(G_{\max} + Q_{prc}) + (G_{\min} + Q_{prc}) + \Delta\Theta$$

$$(G_{\max} + Q_{prc}) + (G_{\min} + Q_{prc}) + Q_{pra} + W$$

$$(G_{\max} + Q_{prc}) + (G_{\min} + Q_{prc}) + Q_{pra} + 0,6 T$$

$$(G_{\max} + Q_{prc}) + (G_{\min} + Q_{prc}) + Q_{pra} + 0,5 \Delta\Theta$$

$$(G_{\max} + Q_{prc}) + (G_{\min} + Q_{prc}) + Q_{pra} + 0,6 T + 0,5 \Delta\Theta$$

- En service

$$G_{\max} + G_{\min} + Qr$$

$$G_{\max} + G_{\min} + Qrp$$

$$G_{\max} + G_{\min} + W$$

$$G_{\max} + G_{\min} + T$$

$$G_{\max} + G_{\min} + \Delta\Theta$$

$$G_{\max} + G_{\min} + Qr + [0,6 T + 0,5 \Delta\Theta]$$

IV. Caractéristiques des matériaux

1. Béton

a. Béton pour les éléments du tablier, bossages, et pieux forés

On utilisera pour l'exécution des éléments en béton armé du tablier (poutres préfabriquées, hourdis, entretoises), et pour exécution des bossages et pieux du béton qui a les caractéristiques suivantes :

- Dosage : 400 kg/m³ (béton Q400) ;
- Résistance à la compression après 28 jours : $f_{c28} = 40 \text{ MPa}$;
- Résistance à la traction après 28 jours : $f_{t28} = 3.00 \text{ MPa}$;
- Contrainte limite de compression du béton :
 - À l'ELU : $f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 22.67 \text{ Mpa}$
 - À l'ELS : $f_{ij} = 0.6 \times f_{c28} = 24 \text{ Mpa}$
- Module d'élasticité instantanée du béton : $E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 37619.47 \text{ Mpa}$
- Module d'élasticité différée du béton : $E_v = 3700 f_{c28}^{1/3} = 12653.82 \text{ Mpa}$
- Contrainte tangentielle limite : $\tau_{lim} = \min\left(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa}\right) = 4 \text{ Mpa}$
- Diamètre du plus gros granulat : $C_g = 25 \text{ mm}$;
- Enrobage des aciers : 3 cm ;

b. Béton pour les éléments de piles, culées, chevêtres, semelles de liaison

Le béton destiné aux éléments d'infrastructure est un "Q400", c'est-à-dire un béton dosé à 400 Kg/m³. Les caractéristiques du béton utilisé seront les suivantes :

- Dosage : 400 kg/m³ (béton Q400) ;
- Résistance à la compression après 28 jours : $f_{c28} = 40 \text{ MPa}$;
- Résistance à la traction après 28 jours : $f_{t28} = 3 \text{ MPa}$;
- Contrainte maximale de compression :

- - À l'ELU : $f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 22.67 \text{ Mpa}$
 - À l'ELS : $f_{ij} = 0.6 \times f_{c28} = 24 \text{ Mpa}$
- Module d'élasticité instantanée du béton : $Ei = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164 \text{ MPa}$;
- Module d'élasticité différée du béton : $Ev = 3700 f_{c28}^{\frac{1}{3}} = 10819 \text{ MPa}$;
- Contrainte de compression limite du béton à l'ELS : $\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$
- Contrainte tangentielle limite : $\tau_{lim} = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$
- Enrobage des aciers : 3 cm ;

2. Ciment

Les ciments utilisés sont les suivants :

- Pour les mortiers et bétons courants C150 et C250 : Ciment Portland CPA- CEM I 32.5 ;
- Pour les bétons de qualité (Q) et béton de qualité pour fondation (QF) donc la résistance caractéristique à 28 jours est supérieure à 40 MPa : Ciment Portland CPA-CEM I 42.5 ;
- Pour les bétons de qualité (Q) et béton de qualité pour fondation (QF) donc la résistance caractéristique à 28 jours est inférieure à 30 MPa : Ciment Portland CPA-CEM I 32.5 ;

3. Acier pour béton armé

a. Aciers pour les éléments de la superstructure

Les armatures destinées aux éléments du tablier (poutres préfabriquées, hourdis, entretoises) sont des hautes adhérence " HAFeE500" et des armatures douces "RLFeE235" ayant les caractéristiques mécaniques suivantes :

- Limite d'élasticité garantie (résistance mécanique) :
 - $f_e = 500 \text{ MPa}$ pour HAFeE500 ;
 - $f_e = 235 \text{ MPa}$ pour Doux RLFeE235 ;

La fissuration est considérée préjudiciable.

- Contrainte limite des aciers tendus à l'ELS :

$$\sigma_{st} = \inf \left[\frac{2}{3} f_e ; \max \left(0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) \right]$$

Avec :

η : Coefficient de fissuration dépendant de l'adhérence

- Pour les HAFeE500, $\eta = 1.6 \Rightarrow \sigma_s = 250 MPa$
- Pour les ronds lisses, $\eta = 1 \Rightarrow \sigma_s = 156.67 MPa$

➤ Contrainte limite d'adhérence :

$$\tau_{su} = 0.6\psi_s^2 f_{t28}$$

Avec :

ψ_s : Coefficient de scellement

- Pour les barres HA courantes, $\psi_s = 1.5 \Rightarrow \tau_{su} = 3.24 MPa$
- Pour les ronds lisses bruts de laminage, $\psi_s = 1 \Rightarrow \tau_{su} = 1.44 MPa$

➤ Module d'élasticité longitudinal :

$$E_s = 200000 \text{ Mpa}$$

b. Aciers pour les éléments de l'infrastructure et fondation

Les armatures destinées aux éléments de l'infrastructure (piles, culées, semelles de liaison, pieux) sont des hautes adhérence "**HAFeE500**" et des armatures douces "**RLFeE235**" ayant les caractéristiques mécaniques suivantes :

- Limite d'élasticité garantie (résistance mécanique) :
 - $f_e = 500 \text{ MPa}$ pour HAFeE500 ;
 - $f_e = 235 \text{ MPa}$ pour Doux RLFEE235 ;

La fissuration est considérée préjudiciable.

➤ Contrainte limite des aciers tendus à l'ELS :

$$\sigma_{st} = \inf \left[\frac{2}{3} f_e ; \max \left(0.5 f_e 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) \right]$$

Avec :

η : Coefficient de fissuration dépendant de l'adhérence

- Pour les HAFeE500, $\eta = 1.6 \Rightarrow \sigma_s = 250 MPa$
- Pour les ronds lisses, $\eta = 1 \Rightarrow \sigma_s = 156.67 MPa$

➤ Contrainte limite d'adhérence :

$$\tau_{su} = 0.6\psi_s^2 f_{t28}$$

Avec :

ψ_s

: Coefficient de scellement

- Pour les barres HA courantes, $\psi_s = 1.5 \Rightarrow \tau_{su} = 2.84 \text{ MPa}$
- Pour les ronds lisses bruts de laminage, $\psi_s = 1 \Rightarrow \tau_{su} = 1.26 \text{ MPa}$

➤ Module d'élasticité longitudinal :

$$E_s = 200000 \text{ Mpa}$$

4. Les éléments de précontrainte

Le T15S 1860 MPa est le plus utilisé à l'heure actuelle en post-tension : force de rupture garantie "fprg" = 1860 MPa ; force élastique garantie "fpeg" = 1650 MPa ; diamètre d'un toron $\varnothing_t = 15.7 \text{ mm}$; diamètre de la gaine de précontrainte $\varnothing_g = 80 \text{ mm}$; section d'un toron $A_p = 150 \text{ mm}^2$; coefficient de frottement linéaire $\phi = 0,002 \text{ m}^{-1}$; module d'élasticité de l'acier de précontrainte $E_p = 195000 \text{ MPa}$.

5. Sol support

Les études du sol support ont été effectuées par le laboratoire de Géotechniques "BHYGRAPH GEOTECHNIQUE S.A" à travers des sondages carottés, sondages pressiométriques (NF P 94-110), sondages au pénétromètre dynamique lourd (NF P 94-202), sondages scissométriques (NF P 91-112), et des essais de laboratoires (Essais d'identification, de compressibilité à l'œdomètre, de cisaillement rectiligne à la boîte de Casagrande, de résistance à la compression).

Les études menées au PK6350 montrent que le sol support est constitué de :

- Argile sableuse : entre 0.00 et 2.00 m ;
- Sable argileux sur-consolidé (en roche décomposée) : entre 2.00 et 35.00 m

Les détails de la coupe lithologique du sol support sont présentés en "annexe 12" du présent mémoire

B. Choix du type d'ouvrage

Pour franchir une brèche donnée, le concepteur recherche normalement la solution la plus économique respectant les contraintes imposées dont la nature peut être très diverse. Pour aboutir au meilleur choix, il doit d'une part bien connaître l'éventail des solutions possibles, avec leurs sujétions, leurs limites et leur coût, et d'autre part être en mesure de recenser et d'évaluer les contraintes avec la plus grande précision possible, afin de limiter au maximum les aléas pendant l'exécution.

La brèche à franchir étant au moins de 60 m, les tableaux "43 à 44" ci-après résument les domaines d'emploi des différents types d'ouvrages.

Tableau 44 : Domaine d'emploi des principaux types d'ouvrages courant

Type D'ouvrage	PORTEE (m)											
	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	
PSI-BA(1)				■	■	■	■	■	■	■	■	■
PRAD				■	■	■	■	■	■	■	■	■
PSI-DA(2)		■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
PSI-DP(2)			■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
PSI-DE(3)				■	■	■	■	■	■	■	■	■
PSI-DN					■	■	■	■	■	■	■	■
VIPP						■	■	■	■	■	■	■
PIPO			■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
PICF		■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■

Conception des ponts Anne BERNARD-CELY et Jean-Armand CALGARO page 43.

(1) Domaine courant	■
Domaine exceptionnel	■
(2) Section rectangulaire	■
Section à encorbellements latéraux	■
(3) Tablier de hauteur constante	■
Tablier de hauteur variable	■

Tableau 45 : Ponts métalliques.

TYPE D'OUVRAGE	PORTEES (m)								
	0	5	10	20	30	40	50	100	200
<u>TRAVEE INDEPENDANTE</u>									
Poutrelles enrobées			—	—	—	—	—		
Tablier mixte				—	—	—	—		
Dalle orthotrope							—	—	
<u>POUTRE CONTINUE</u>									
Poutrelles enrobées			—	—	—	—	—		
Tablier mixte				—	—	—	—		
Dalle orthotrope							—	—	

Conception des ponts Anne BERNARD-CELY et Jean-Armand CALGARO page 44.

Proposition des variantes de franchissement

Au vu de la brèche à franchir (L'autoroute d'une emprise de près de 60m), il est primordial pour nous d'avoir au plus deux (02) travées de 30m de portée chacune, nous avons suivant les gammes de portée :

➤ **Variante 1**

Passage supérieur ou inférieur en dalle nervurée : PSI-DN : Il est question ici d'un pont en dalle nervurée à 2 travées continues (2x30m).

➤ **Variante 2**

Viaduc à travée indépendantes à poutre précontrainte préfabriqué : VI-PP : Il est question ici d'un viaduc à 2 travées Indépendantes (2x30m).

➤ **Variante 3**

Passage supérieur ou inférieur à ossature mixte : PSI-OM : Il est question ici d'une structure composite monolithique (Acier-Béton) à 1 travée de 60m.

Ainsi, la variante retenue pour la suite de notre étude est la variante 2 dont la structure à poutres en béton précontraint (VI-PP) à deux travées indépendantes de 30m de portée chacune.

C. Conception détaillées de la variante choisie

I. Conception et Pré-dimensionnement du tablier

1. La hauteur des poutres "Ht"

- La portée maximale des travées du pont est de : $L=30\text{m}$;
- La Hauteur totale du tablier (Ht) : $Ht \geq \frac{L}{17} \Leftrightarrow Ht \geq \frac{30}{17}$
 $\Leftrightarrow Ht \geq 1.76\text{m} \Rightarrow Ht \approx 1.80\text{m}$

Toutefois pour augmenter l'inertie des poutres, nous allons prendre : **Ht = 2.22m**

2. Epaisseur des âmes "ep_{âme}"

Dans le cas d'un coffrage bois, la vibration est assurée par des aiguilles de pervibration pour lesquelles il convient de ménager des cheminées permettant une bonne mise en place du béton entre le ferrailage passif et les conduits des câbles de précontrainte. Dans la pratique, cette contrainte amène à une épaisseur minimale voisine de "**30 cm**", compte tenu des diamètres des conduits utilisés, épaisseur généralement suffisante vis-à-vis des cisaillements.

Dans le cas d'un coffrage métallique, la vibration est externe et est effectuée par le fond de moule et les joues de coffrage. L'épaisseur des âmes peut donc être réduite au strict minimum et descend couramment à "**20 cm ou 22 cm**" en zone courante. Il ne nous paraît pas prudent de concevoir des âmes plus minces pour ce type de poutres, pour des raisons liées à une bonne mise en œuvre du béton et à la résistance de l'âme elle-même.

Ainsi, pour des prévisions d'utilisation des coffrages en bois, nous allons prendre comme épaisseur pour l'âme :

ep_{âme} = 30cm

3. Tables de compression

Pour alléger les poutres, dans le but d'en faciliter la manutention, on serait tenté de réduire le plus possible la largeur des tables de compression. Toutefois, pour prévenir tout risque de déversement pendant les opérations de manutention, on ne descendra pas en dessous d'une largeur voisine de 60% de la hauteur.

- **l_{tc} > 0.6Ht** , $\Leftrightarrow l_{tc} > 0.6 \times 2.22 \Leftrightarrow l_{tc} > 1.33\text{m}$

Pour pouvoir placer les poutres directement en rive ou pour diminuer la portée libre des coffrages du hourdis, on prendra une largeur courante de :

l_{tc} = 1.90m

La jonction de l'âme et de la table de compression est assurée par un gousset supérieur qui joue un triple rôle :

- Il facilite, de par sa forme, la mise en œuvre du béton ;
- Il assure l'encastrement physique du hourdis dans l'âme ;
- Il permet de loger les ancrages des câbles relevés en travée dans de bonnes conditions.

Dans la pratique, ses dimensions sont voisines de "**0.15 m x 0.15 m**" avec une inclinaison sensiblement égale à "**45°**". Des adaptations sont nécessaires dans la zone de blochet ou, selon le cas, le gousset épaissit le nœud de jonction en débord de l'âme sur toute la longueur du blochet ou, au contraire, est progressivement absorbé par le blochet.

La face inférieure de la membrure présente une légère pente variant de "**1/10 à 1/15**", de sorte que l'épaisseur de la table à la jonction avec le gousset d'âme est majorée d'environ "**5 cm**" par rapport à l'épaisseur d'extrémité.

L'épaisseur de la table de compression est supérieure ou égale à "10 cm" dans le cas d'un hourdis général.

- $ep_{ext} \geq 10\text{cm}$; On prendra $ep_{ext} = 20\text{cm}$
- $ep_{int} = ep_{ext} + 5\text{cm}$; On a : $ep_{int} = 25\text{cm}$
- **Gousset de jonction : 15 x 15 cm, $\alpha = 45^\circ$**

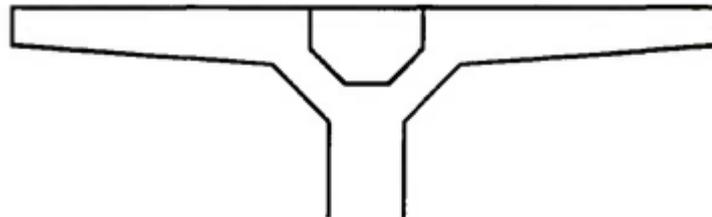


Figure 41 : Gousset de jonction âme-table de compression

4. Talons (bt)

En première approximation, pour un béton de 35 MPa de résistance, on pourra déterminer la largeur totale des talons " b_t " par la formule empirique suivante :

$$b_t = \frac{l * L^2}{H_t^2 * K} \quad \text{avec } 1100 \leq K \leq 1300$$

Avec :

- l : Largeur du tablier ;

- L : Portée de la travée ;
- H_t : Hauteur totale du tablier.
- On prendra « $K=1300$ ».

On a donc :

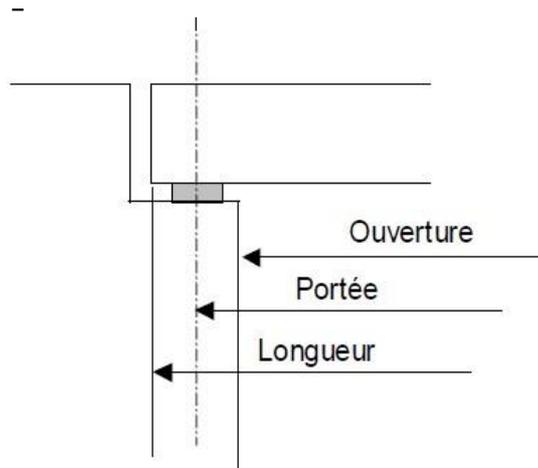
$$b_t = \frac{10 \cdot 30^2}{2.22^2 \cdot 1300} = 1.40\text{m}$$

Nous constatons que cette formule empirique nous donne des valeurs peu raisonnables, car dans le cas courant, la largeur des « Talons » ne doit dépasser 1.00m,

Par ailleurs, pour un ouvrage normalement élancé au 1/17, la largeur des talons varie de 0,60 à 0,90 m lorsque la distance entre axes des poutres varie de 2,50 m à 4,00 m.

La partie verticale du talon ou pied de talon est généralement comprise entre 0,10 m et 0,20 m pour des largeurs de talons variant de 0,60 m à 0,90 m.

➤ **Distance entre axes des poutres (da) :**



$$da = (10 - 1.9)/3 = 2.70\text{m}$$

Après interpolation, On prendra : **$b_t = 0.65\text{m}$**

La partie verticale : **$P_{\text{vert}} = 0.15\text{m}$**

Le pan incliné du talon doit être relativement pentu, ce qui est favorable à une bonne mise en œuvre du béton et conduit à faciliter le relevage des câbles de précontrainte. Ainsi, dans le schéma ci-dessous, la tangente de l'angle α est normalement comprise entre 1 et 1.5, et il est préférable de se rapprocher de la valeur supérieure. En tout état de cause, on exclura les talons rectangulaires.

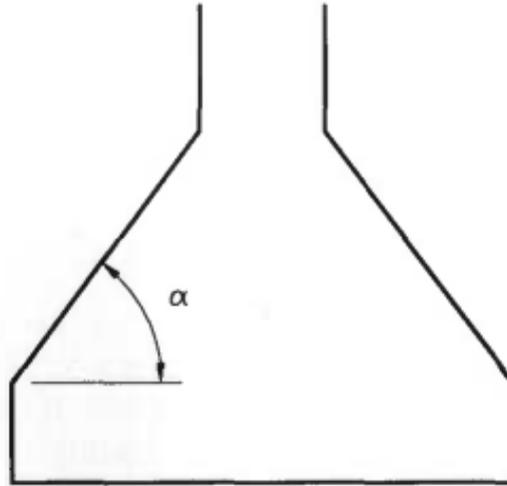


Figure 42 : Forme des talons

➤ **Le nombre de poutre (Np) :**

La relation suivante nous permet de déterminer le nombre de poutres sous chaussée et par travée :

$$(N_p - 1) \times d = Lu$$

Avec :

- Np : Nombre de poutres sous chaussée
- d : L'entraxe des poutres (d = 2.70m)
- Lu : Largeur totale du pont (Lu = 10m)

On a donc :

$$(N_p - 1) \times d = Lu \quad \Rightarrow N_p = \frac{Lu}{d} + 1 \quad \Rightarrow N_p = \frac{10}{2.7} + 1$$

$$\Rightarrow N_p = 3.70 \text{ Poutres}$$

Soit 4 Poutres par travée.

5. About (La)

C'est la partie de la poutre où se trouve la jonction des poutres avec les entretoises, l'ancrage des câbles de précontrainte et la Zone d'appui sur le chevêtre via l'appareil d'appui. La longueur d'about est souvent voisine de **0,5m**.

On aura donc : **La = 0.5m**

6. Entretoises (be)

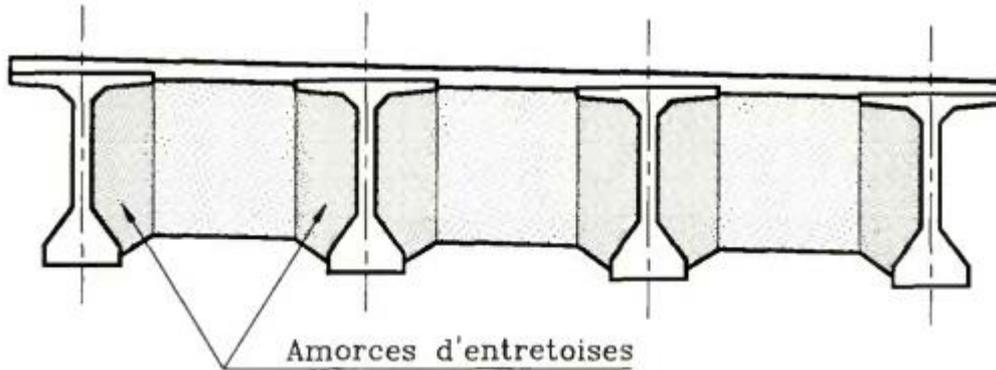


Figure 43 : Entretoises : Amorces et parties coulées en place

L'épaisseur des entretoises en pratique est voisine de "25 à 30 cm".

On choisira une épaisseur convenable avec celle des poutres principales. On prendra :

be = 30cm

Pour faciliter l'accès aux appareils d'appui, il convient mieux de laisser une distance entre chevêtre d'appui et entretoise d'au moins "50 cm".

7. Hourdis

Le hourdis est d'épaisseur sensiblement constante. Cette épaisseur est directement liée à la portée transversale du hourdis et donc à l'espacement des poutres.

"0.16 m" pour " $e < 2.75$ m" avec " e = espacement des poutres".

Une surépaisseur peut également se révéler nécessaire pour s'adapter à des particularités liées aux superstructures (ancrage de barrière BN4 par exemple nécessitant une épaisseur de "0.22 m").

Nous aurons donc : **ep_{hourdis} = 22cm**

8. Le type de coffrage

➤ Distance entre deux tables de compression successives

$$d_{-2Tc} = (10 - (1.9 \times 4))/3 = 0.80m$$

d_{-2Tc} = 0.80m

Nous allons utiliser un coffrage perdu du type : **Prédalles en béton armé**

Prédalles en béton armé

En pratique, ce type de coffrage est utilisé à partir de **0.80m** de portée libre. L'épaisseur strictement minimale à lui donner est de l'ordre de 6 cm.



Figure 44 : Prédalle en béton armé

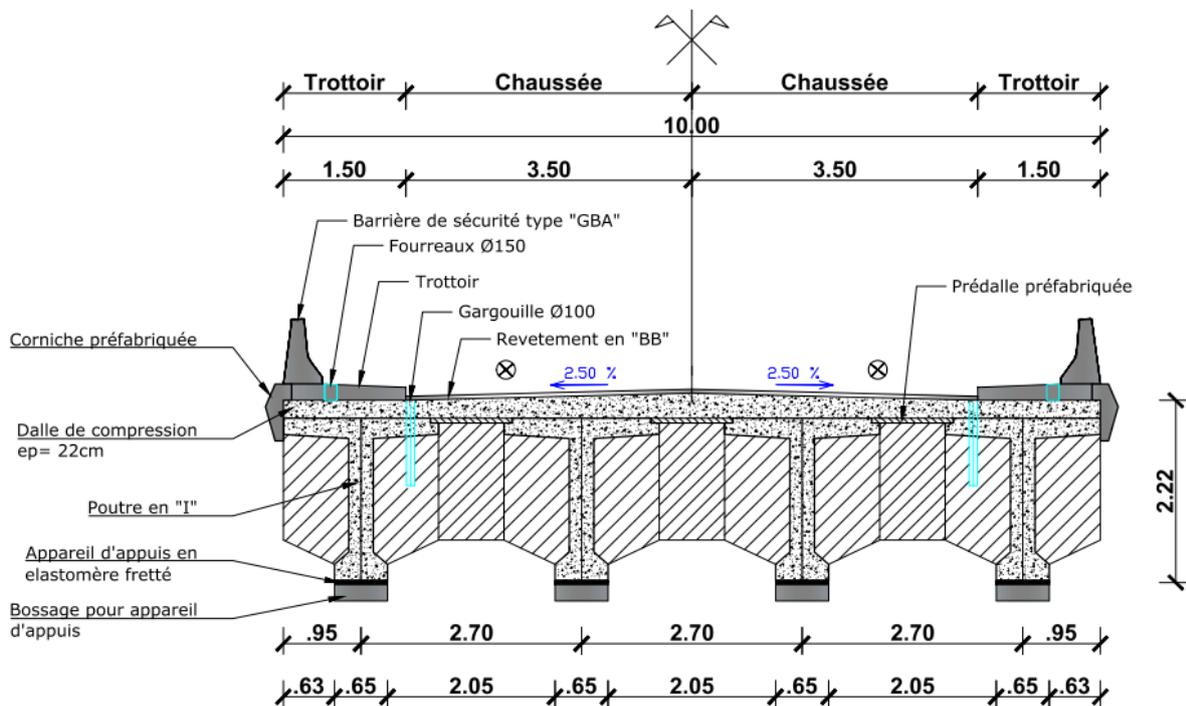


Figure 45 : Coupe transversale du tablier

II. Conception des éléments de l'infrastructure

1. Pré dimensionnement des chevêtres

➤ Chevêtres des piles intermédiaires

Les dimensions du chevêtre doivent répondre aux obligations suivantes :

- Ils doivent permettre l'ancrage des armatures des piles ;
- Ils doivent reprendre les efforts de flexion dus aux réactions du tablier lors du vérinage ;
- Ils doivent permettre l'emplacement des appareils d'appuis ;

Pour les ponts à poutres sous chaussée en béton armé, le chevêtre doit avoir une largeur minimale de **1 m**, une longueur quasiment du même ordre que la longueur transversale du pont et une hauteur d'environ **1.2 m**.

Nous choisissons alors les dimensions suivantes du chevêtre :

- Longueur : $L_{ch} = 9.45$ m ;
- Largeur : $l_{ch} = 1.90$ m ;
- Hauteur : $h_{ch} = 1.50$ m ;

2. Choix du type de piles du pont

On distingue deux catégories courantes de types de piles pour les ponts usuels :

- Piles de type voile en béton armé ;
- Piles de type poteau ou colonne en béton armé ;

Les piles de type colonnes sont plus économiques et présentent un coffrage et un ferrailage plus simples que les voiles. Ces derniers nous fournissent également une grande robustesse vis-à-vis des chocs des véhicules.

Les supports de chevêtre (partie supérieure de l'appuis de pile reposante sur la semelle de liaison) adoptés pour ce projet sont de section rectangulaire "1.30 x 1.20" et la distance entre axe est de "5.00m". Pour les piles, les colonnes de fondation adoptées pour ce pont sont de diamètre " $\Phi 1.50$ m".

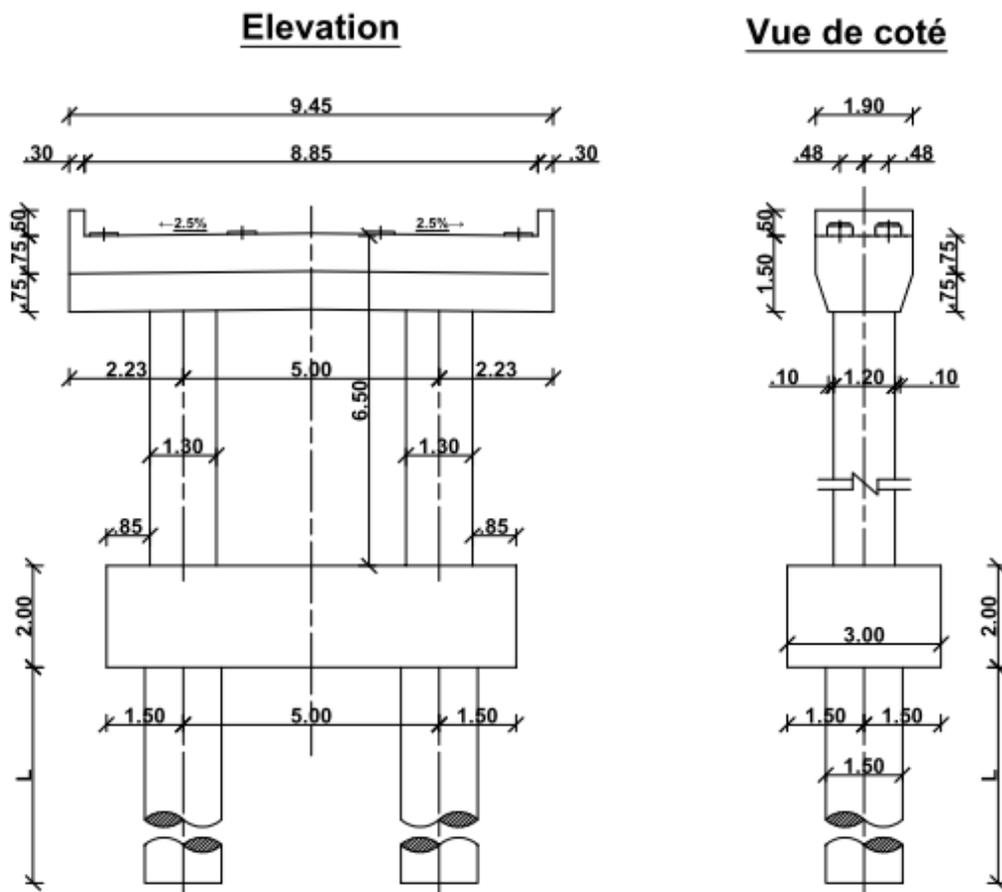


Figure 46 : Vue des éléments de pile

3. Choix du type de pile-culée

Une pile-culée se compose principalement de :

- Une fondation qui peut être superficielle ou profonde ;
- Une partie intermédiaire composée d'éléments verticaux transmettant les efforts vers la fondation ;
- Une partie supérieure sur laquelle repose le tablier.

Quelques types de piles-culées ainsi que leurs descriptions sont renseignées dans le tableau ci-dessous :

Description de quelques types de piles-culées

Type de culée	Description
Culées enterrées	Ce sont celles dont la structure porteuse est noyée dans le remblai d'accès à l'ouvrage. Elles assurent essentiellement une fonction porteuse car elles sont relativement peu sollicitées par des poussées de terres, hormis ceux s'exerçant sur le mur garde grève. Ce type de culée s'adapte facilement pour tout type de fondation et à n'importe quelle hauteur de remblais qui sont généralement talutés à 3H/2V. Si le sol présente une bonne capacité portante, la culée peut être fondée superficiellement ou par l'intermédiaire d'un massif de gros béton. Par contre, lorsque le sol en place ne présente pas une bonne capacité portante sur une profondeur telle qu'il n'est pas économique d'effectuer une purge, la culée est alors fondée sur des pieux.
Culées remblayées	Ce type de culée est constitué d'un ensemble de murs ou voiles en béton armé. Sur l'un d'entre eux appelé mur de front, repose le tablier de l'ouvrage. Les autres sont des éléments latéraux appelés murs en ailes ou murs en retour selon qu'ils sont parallèle ou pas à l'axe longitudinale de l'ouvrage. Ce type de culée se conçoit essentiellement avec des fondations superficielles, ce qui impose un sol de bonne capacité portante.
Culées creuses	Ce type de culée comporte un mur de front, des murs en retour et platelages supérieurs, formant ainsi une boîte renversée dans laquelle le remblai est taluté de manière à ne pas exercer de poussée sur le mur de front. Il s'agit d'une construction complexe que l'on conçoit uniquement dans des cas exceptionnels.

Ainsi, notre choix c'est porté sur l'adoption des culées enterrées à fûts circulaires, transmettant les efforts dans le sol.

➤ **Caractéristiques géométriques des culées**

Ce type de culée est principalement constitué de :

- Sommier d'appui ;
- Mur garde-grève ;
- Corbeau d'appui ;
- Mur en retour ;
- Fûts circulaires.

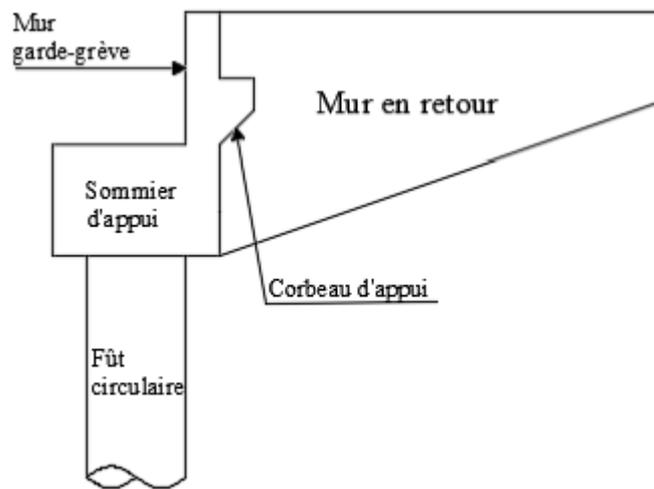


Figure 47 : Schéma descriptif de la culée

4. Prédimensionnement des éléments de la culée

Le sommier d'appui

Il joue le rôle de chevêtre en constituant l'appui du tablier et il repose sur des fûts transmettant les charges au sol. Il permet l'implantation des appareils d'appui et la mise en place des vérins pour le changement de ces derniers. Il assure également l'évacuation des eaux, du moins en phase de construction du tablier, d'où la nécessité de donner une pente d'au moins 2% à l'arase supérieure du sommier et de réaliser une cuvette contre le mur garde-grève pour recueillir les eaux.

Sa longueur dépend essentiellement de la largeur du tablier.

Le sommier d'appui étant un élément porteur, il doit être rigide vis-à-vis du tablier, ce qui implique que sa hauteur soit suffisante. Si " h_t " est la hauteur du tablier et " h_c " celle du sommier, la condition de rigidité a pour expression :

$$h_c \geq 1.25h_t \quad [14]$$

nous aurons : $h_c = 1.50m$

Le SETRA précise dans le PP73 que cette hauteur doit être respectée, même si elle est surabondante vis-à-vis des efforts de flexion et de cisaillement.

Les valeurs des autres paramètres sont déterminées, conformément aux prescriptions du « PP73 » qui nous propose plusieurs variantes de piles-culées enterrées, parmi lesquelles nous choisissons la variante N°4 illustrée par la "figure 44" :

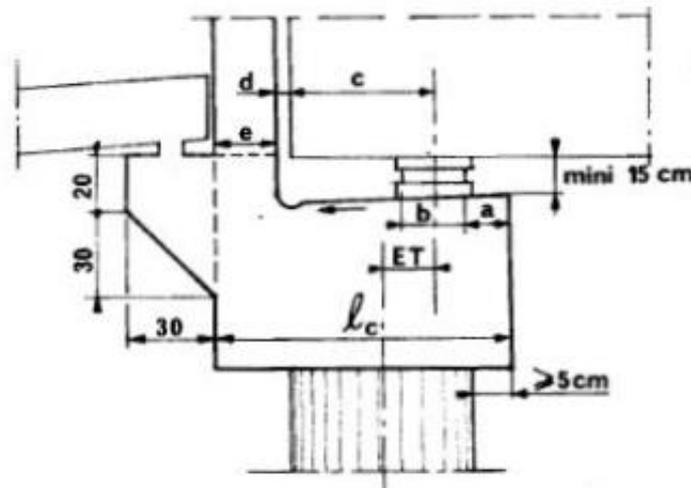


Figure 48 : Culée type SETRA

Avec :

$$a \geq 10cm ;$$

b : largeur des plaques d'appui ;

c : longueur d'about du tablier ;

$$d \geq 1cm \text{ (2cm si le joint le permet) ;}$$

e : épaisseur du mur garde-grève ;

ET : excentricité de l'axe d'appui par rapport à l'axe du fût l

l_c : Largeur du sommier d'appui

$$l_c = a + \frac{b}{2} + c + d + e$$

Nous avons donc :

- Longueur : $L_{sm} = 10.00 m$;
- Largeur : $l_{sm} = 1.70 m$;
- Hauteur : $h_{SM} = 1.40 m$;

- Pente : $P_{sm} = 2.5\%$;

Mur garde-grève

Il a pour fonction de séparer physiquement le remblai de l'ouvrage. Il s'agit d'un voile en béton armé construit après achèvement du tablier par reprise de bétonnage sur le sommier.

Cet élément doit résister aux efforts des poussées des terres, aux efforts de freinage dû aux charges d'exploitation et aux efforts transmis par la dalle de transition.

- Sa hauteur est variable, égale à la hauteur du tablier ajouté de la hauteur libre entre l'arase supérieur du sommier et la face inférieure du tablier. Dans le cas de notre ouvrage, cette hauteur varie de 2.22m (axe du tablier) à 1.88m (extrémité du tablier) ;
- Son épaisseur est fonction des efforts qu'il doit supporter. A titre de pré dimensionnement, si h désigne sa hauteur, son épaisseur e (en m) peut être prise égale à :

$$e = \max \left(0.3 ; \frac{h}{8} \right)$$

Nous avons ainsi : $e = 0.30$ m

Corbeau d'appui

A l'arrière du mur garde-grève, on trouve le corbeau d'appui de la dalle de transition. Il est conçu pour jouer le rôle d'appui linéaire pour la dalle de transition. Ses dimensions sont celles qui figurent sur la "Figure 48".

Mur en retour

Ce sont des voiles en béton armé, liés au mur garde-grève, conçus pour retenir latéralement les terres en tête de culées enterrées. Leur dimensionnement est fonction des efforts contre lesquels ils doivent résister, et la formule suivante lie la longueur à l'épaisseur : $E = \frac{L+2}{20}$
Avec : $2m \leq L \leq 6m$ et $E \geq 20cm$ [14].

En prenant $L = 3.00$ m, nous avons $E = 30cm$

Fûts

Ils ont pour rôle de transmettre les charges issues du sommier vers le système de fondation.

Etant donné que notre ouvrage devra être fondé sur des pieux, ces fûts ont été étudiés de la même manière que les pieux des piles car ils constitueront le système de fondation des culées. Ainsi, les fûts adoptés pour ce projet sont de diamètre " $\Phi 1.20m$ " et la distance entre axe est de " $5.50m$ ".

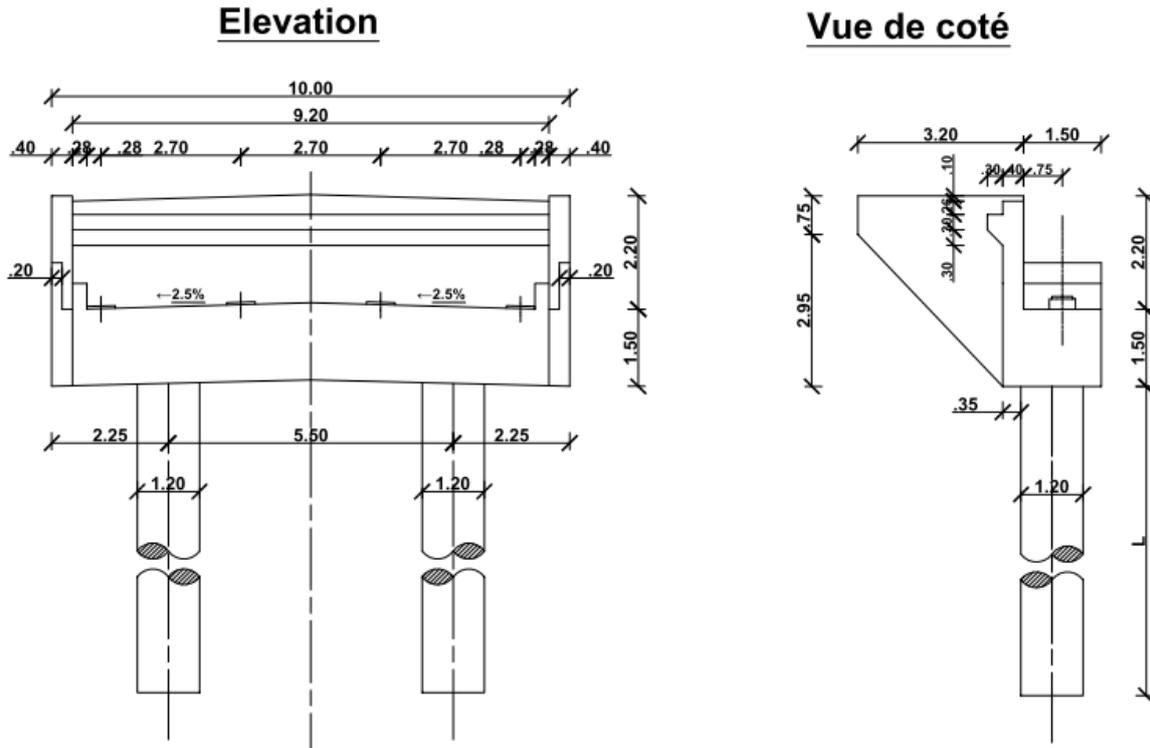


Figure 49 : Vue des éléments de Culée

Dalle de transition

La dalle de transition est un élément de prévention car les rampes d'accès peuvent, au cours du temps, subir un tassement qui conduit à une dénivellation entre la chaussée courante de l'ouvrage et les rampes d'accès. Ces dénivellations sont intolérables aux abords des ouvrages puisqu'elles sont dangereuses pour les usagers circulant à grande vitesse. D'où la nécessité de bien adapter une dalle de transition pour éviter le problème de tassement.

Toutefois, sa longueur doit être suffisante et le remblai sélectionné situé derrière les culées doit être minutieusement compacté, ce qui rend possible d'éviter à la dalle de transition toute rotation nuisible à la tenue du revêtement de chaussée.

- Longueur de la dalle de transition "**L_{DT}**"

La longueur de la dalle de transition ne devra pas dépasser six mètres ni descendre au-dessous de trois mètres pour une voie autoroutière. Elle est déterminée par la formule suivante (CALGARO, 2000) :

$$L_{DT} = \min 6.00m ; \sup (3.00m ; 0.6H) \quad [15]$$

Avec :

H : Hauteur totale de remblai (H= H_{culée} = 6.50m)

$$L_{DT} = \min [6.00m; \sup (3.00m; 0.6 \times 6.50)] \Rightarrow L_{DT} = \min [6.00m; \sup (3.00m; 3.90m)]$$

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

$L_{DT} = \min [6.00m; 3.90m]$

$L_{DT} = 3.90m$

- Largeur de la dalle de transition " l_{DT} "

La dalle doit contribuer à supporter la chaussée sous les zones circulées. Elle régnera donc au droit de la chaussée au sens géométrique et sa largeur sera au moins égale à celle de la chaussée augmentée de chaque côté d'un débord variable.

Soit une largeur totale $l_{DT} = 10.00 m$ par tablier.

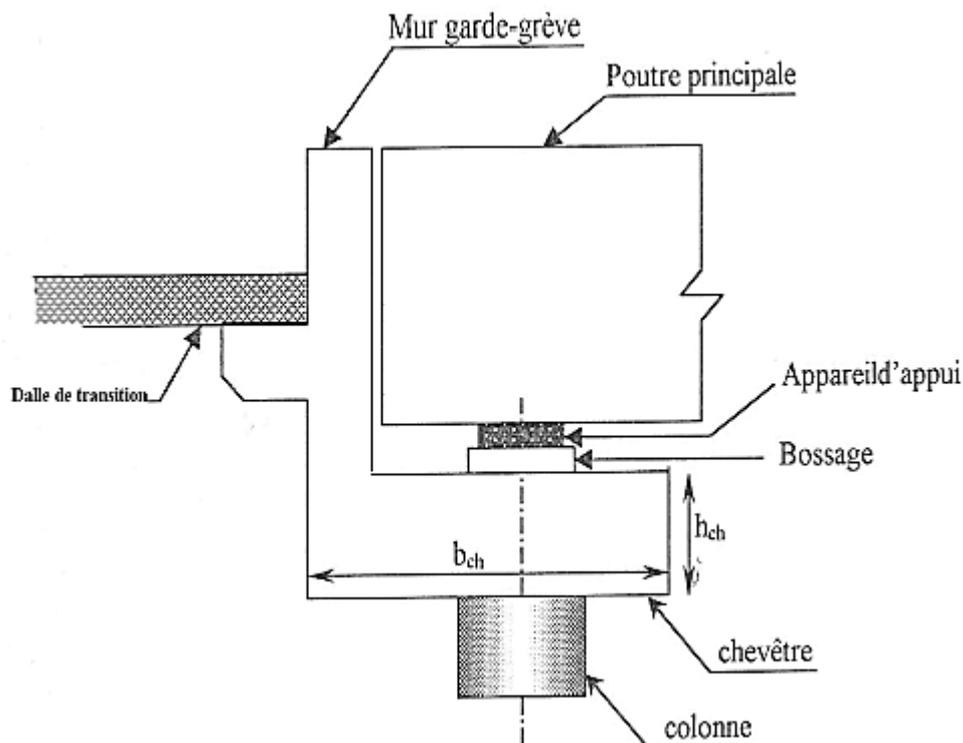
- Épaisseur de la dalle de transition " e_{DT} "

Son épaisseur est prise égale à 30 cm (CALGARO, 2000)

$e_{DT} = 30cm$

- Fondation sous la dalle de transition

La dalle de transition est coulée sur un béton de propreté dosé à 150 kg/m³ de ciment d'épaisseur égale à 10 cm. La mise en œuvre de ce béton est précédée d'un compactage du remblai sous-jacent.



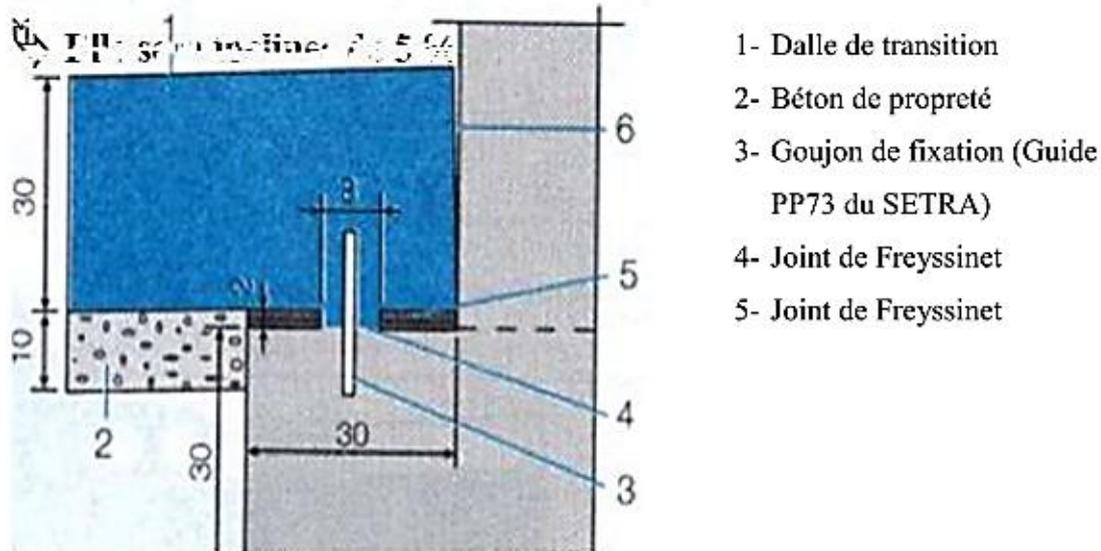


Figure 50 : Liaison dalle de transition-corbeau d'appui de type articulé

5. La fondation

Nous rappelons que le système de fondation profonde sera constitué de pieux de 1.5m de diamètre, forés à la boue, dont la capacité portante en fonction de la profondeur d'encrage est donnée en "Annexe 12".

Il s'agira donc principalement dans cette partie, de l'étude de la semelle de liaison des pieux.

D'après les résultats des études géotechniques, nous disposerons une file de deux pieux de 1.5m de diamètre, parallèlement à la ligne d'appui, et les caractéristiques de la semelle de liaison sont les suivantes.

a. Distance entre axes des pieux

La distance entre axe de deux pieux consécutifs doit être pris égale à : $l' \geq 3\emptyset$ [14].

Nous avons alors $l' \geq 4.50m$

Nous retiendrons : $l' = 5.00m$

b. Longueur de la semelle de liaison

La longueur de la semelle est déterminée dans le cas d'un voile unique par la formule suivante : $Ls = (3n - 1)\emptyset$ si $l' \geq 3\emptyset$, où "n" est le nombre de pieux. [14]

Nous avons alors : $Ls = (3 \times 2 - 1)1.5 = 7.50m$

Nous retiendrons : $Ls = 8.00m$

c. Largeur de la semelle de liaison

Elle dépend de l'arrangement géométrique du système de pieux, caractérisé par le nombre de file et la distance entre axe des files. Si "N" est le nombre de file et "l" la distance entre deux files, la largeur de la semelle de liaison est donnée par : $B = (N - 1) l + 2\phi$ [14]

Dans notre cas, $N = 1$ et $l = 0$, d'où $B = 3.00\text{m}$

d. Hauteur de la semelle de liaison

La semelle de liaison doit satisfaire aux conditions de rigidité et de fonctionnement mécanique.

Dans le cas des pieux forés de grand diamètre, et dans la mesure où un entre-axe de trois diamètres entre les pieux est respecté, l'épaisseur "h" de la semelle de liaison est prise égale à 1.2 fois le diamètre commun des pieux [14].

$ht = 1.2\phi = 1.80 \text{ m}$; nous retenons $ht = 2.00 \text{ m}$

De tout ce qui précède, nous récapitulons dans le tableau 8, les différents paramètres des culées et des piles :

Désignation	Dimensions			Distance entre axe (m)	Pente (%)
	Long (m)	larg / diam ϕ (m)	haut / ep (m)		
Chevêtres des piles intermédiaires	10.00	1.90	1.50		
Les supports de chevêtre (voiles)	1.30	1.20		5.00	
Piles : les colonnes de fondation adoptées		1.50		5.00	
Culées : les colonnes de fondation adoptées		1.20		5.50	
Le sommier d'appui	10.00	1.70	1.40		2.5
Mur garde-grève	10.00		2.20	0.30	
Mur en retour	3.00	0.30	2.20		
Semelle de liaison	8.00	3.00	2.00		
Dalle de transition	3.9	10.00	0.30		

**Annexe 4 : NOTE DE CALCUL DU DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE LA
SUPERSTRUCTURE DU PASSAGE SUPERIEUR**

I. Dimensionnement Des Eléments De La Superstructure

1. Justification du hourdis

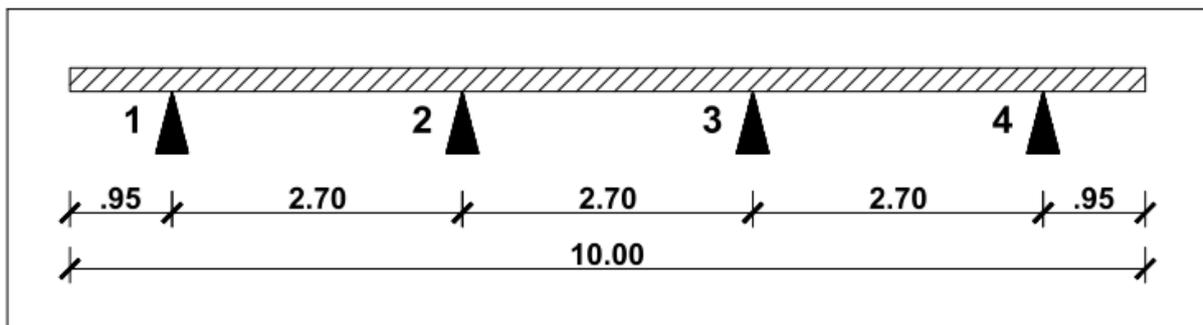
L'ouvrage étudié comporte un hourdis en béton armé, coulé sur place. Sa fonction essentielle consiste à transmettre les charges aux poutres et aux entretoises.

Les calculs seront faits suivant une méthode issue d'un modèle élastique et linéaire, plus précisément les résultats de calcul des plaques minces et éléments finis.

Le hourdis repose sur des poutres rigides à la torsion (dalle reposant sur des poutres en "I" à âme épaisse). Nous considérons alors que le hourdis est simplement appuyé sur les poutres puis nous tiendront compte de sa continuité d'une manière forfaitaire

NB : *Le calcul se fera sur une bande d'1 ml.*

a. Modélisation du hourdis

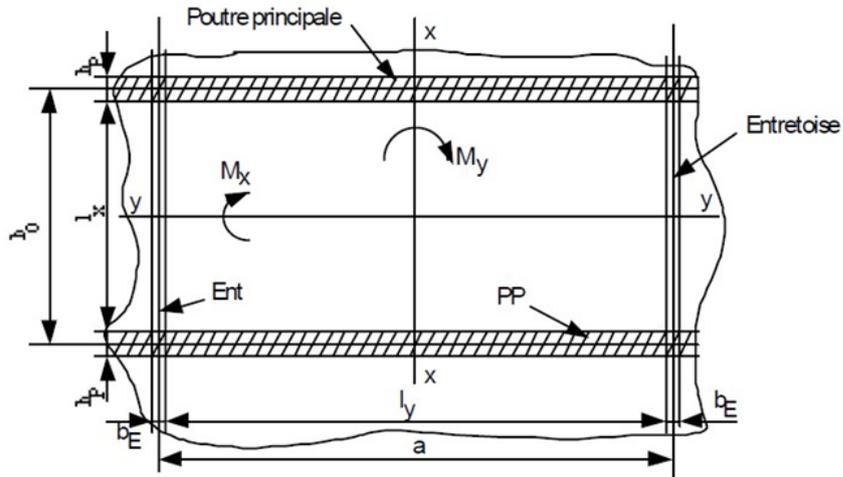


Modélisation du hourdis suivant le sens transversal

b. Calcul des sollicitations

Avant de calculer les sollicitations dans le hourdis, on les étudie pour un panneau de la dalle simplement appuyée sur les poutres principales et sur les entretoises, ensuite on considère la continuité à travers des coefficients forfaitaires.

Les travées de l'ouvrage ne sont pas entretoisées en zone courante. Les efforts dans le hourdis sont alors surtout donnés par les moments transversaux. Le hourdis jouant ainsi le rôle d'entretoisement va être calculé comme une entretoise. Donc il supporte en plus de la flexion locale la flexion globale.



Notations et Conventions d'un panneau d'hourdis

▪ **Sollicitations dues aux charges permanentes**

- Enrobé en béton bitumineux de 7 cm : $g_1 = \gamma_1 \times e_1 = 24 \times 0.07 = 1.68 \text{ kN/m}^2$
- Chape d'étanchéité (à base d'asphalte) de 5 cm : $g_2 = \gamma_2 \times e_2 = 24 \times 0.05 = 1.20 \text{ kN/m}^2$
- Dalle (en béton armé) : $g_3 = \gamma_3 \times e_3 = 25 \times 0.22 = 5.50 \text{ kN/m}^2$
- Prédalle (en béton armé) : $g_4 = \gamma_4 \times e_4 = 25 \times 0.05 = 1.25 \text{ kN/m}^2$

Avec :

- $\gamma_{i(1 \leq i \leq 4)}$: Poids volumique de l'élément concerné ;
- $e_{i(1 \leq i \leq 4)}$: Épaisseur de l'élément concerné.

➤ Total: $g_T = \sum_{i=1}^4 g_i = 9.63 \text{ kN/m}^2$

▪ **Coefficient de multiplication des charges**

- **a1** : Assimilable à un coefficient de dégressivité transversal. La valeur de "a1" est donnée par le tableau suivant :

Tableau 46 : Valeurs du coefficient de dégressivité transversal a1

Classe du pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	5
I	1	1	0.9	0.75	0.75
II	1	0.9	-	-	-
III	0.9	0.8			

Dans notre cas d'étude, nous avons un pont de première classe ayant deux voies chargées par tablier, donc on a : $a_1 = 1,00$

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

➤ **a2** : Le coefficient "a2" est défini par : $a2 = \frac{V_0}{V}$

Avec :

- V : La largeur d'une voie : $(\frac{L_r}{3})$;
- V_0 : Fonction de la classe du pont.

La valeur de a2 est donnée par le tableau suivant :

Tableau 47 : Valeurs du coefficient a2

Classe du pont	V_0 (m)
I	3.50
II	3.00
III	2.75

On a donc :

$$V = \frac{L_r}{3} = \frac{10}{3} = 3.33$$

$$V_0 = 3.50$$

➤ $a2 = \frac{3.50}{3.33} = 1.05$

a2 = 1.05

➤ **bc** : Coefficient de pondération assimilable à un coefficient de dégressivité transversal

La valeur de "bc" est donnée par le tableau suivant :

Tableau 48 : Valeurs du coefficient de pondération "bc"

Classe du pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	5
I	1.2	1.1	0.95	0.8	0.7
II	1	1	-	-	-
III	0.9	0.8			

Le pont étant de première classe et en considérant deux files de camions, on a : **bc = 1,1**

➤ **bt** : Coefficient de pondération

Pour les ponts de première classe, **bt=1,00** ;

➤ **br** : Le sous-système Br est frappé du même coefficient de majoration dynamique que "Bt"

On a donc : **br = bt = 1,00**

▪ **Coefficient de majoration dynamique**

Les charges des systèmes B et militaires sont affectées d'un coefficient de majoration dynamique. Le coefficient de majoration est applicable aux trois sous-systèmes "Bc, Br, Bt" et est le même pour chaque élément d'ouvrage. Le coefficient de majoration dynamique est déterminé par la formule suivante :

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4\frac{G}{S}}$$

Avec :

L : longueur chargée de la couverture correspondant à la plus petite des valeurs entre la largeur chargeable et la portée de la travée (*Fascicule 61-Titre II, chapitre 1, Article 5.5*). On aura donc $L = 10$ m.

G : charge permanente sur une longueur chargée ou encore c'est le poids du hourdis seul (ne pas tenir compte des poutres et des entretoises et des superstructures).

On a : $G = g_T \times L^2 = 9.63 \times 10^2 = 963$ kN, où (g_T représente la charge permanente supportée par le hourdis par mètre carré calculé précédemment).

G = 963kN

S : charge maximale du système en question pouvant être placée sur la longueur chargée "L" ; pour le système "B, S" est obtenue en plaçant un camion sur chaque voie. La charge obtenue est donc multipliée par "bc". On a alors :

$$S = bc \times [2 \times (60 + 120 + 120)] \quad \Rightarrow \quad S = 1.10 \times 600 = 660 \text{ kN}$$

S = 660kN

D'ou :

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2*10} + \frac{0.6}{1+4*\frac{963}{660}} \quad \Rightarrow \quad \delta = 1 + 0.133 + 0.0877 = 1.22$$

δ = 1.22

Pour le système Mc, S correspond au poids d'un véhicule Mc 120, soit 1100KN. On a donc :

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2*10} + \frac{0.6}{1+4*\frac{963}{1100}} \quad \Rightarrow \quad \delta = 1 + 0.133 + 0.133 = 1.27$$

δ = 1.27

▪ **Vérification au non poinçonnement du hourdis**

Il est nécessaire de vérifier le non poinçonnement du hourdis sous les roues "Bc, Bt" et "Br" afin de ne pas disposer d'armatures d'effort tranchant. Une roue est supposée être centrée sur une plaque de dalle. La partie de roue en contact avec la dalle a pour surface " $a_0 \times b_0$ "; L'effet de diffusion de la charge à " 45° " sous cette roue engendre au niveau du feuillet moyen de l'hourdis une charge poinçonnant s'exerçant une surface " $a \times b$ ".

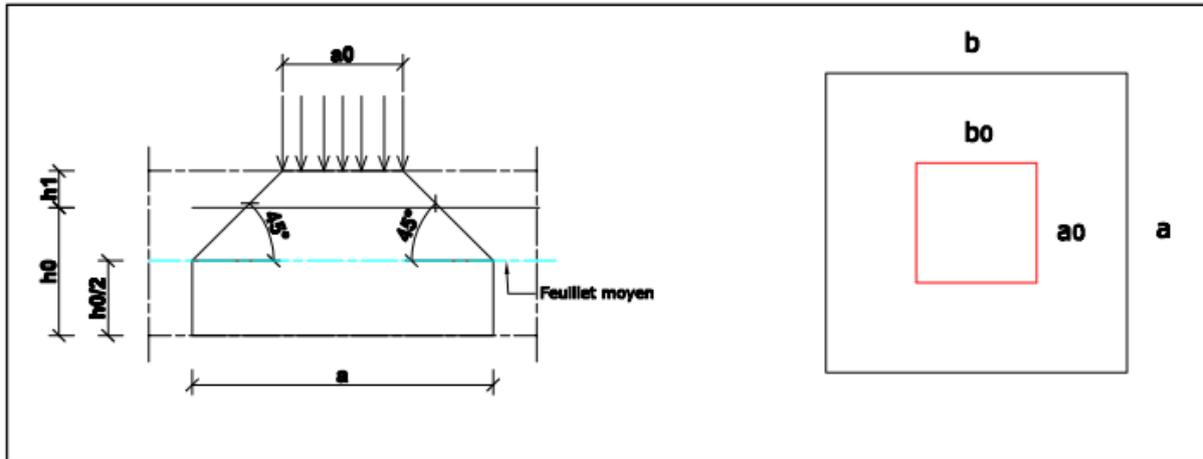


Figure 51 : Diffusion des charges localisées dans la dalle

On a :

$$a = h_0 + a_0 + 2 \cdot \xi \cdot h_1$$

$$b = h_0 + b_0 + 2 \cdot \xi \cdot h_1$$

Avec :

- h_1 : Épaisseur de la couche de revêtement y compris l'étanchéité (0.10m) ;
- h_0 : Épaisseur du hourdis (0.22m) ;
- ξ : Coefficient qui dépend de la nature du revêtement ($\xi = 0.75$) ;

Dans ces différentes expressions, le rectangle d'impact a pour dimensions " $a_0 \times b_0$ et $a \times b$ " les dimensions du rectangle au niveau du feuillet moyen.

Il n'y a aucun risque de poinçonnement du hourdis si et seulement si l'inégalité suivante est vérifiée pour les trois types de chargement du système B :

$$h_0 \geq h_{\min} = \frac{Q_u}{0.045 \times U_c \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}}$$

Avec :

- Q_u : Charge poinçonnante à l'ELU, multipliée par les coefficients " δ , bt et bc"

$$Q_u = 1.605 \times P \times (bc \text{ ou } bt) \times \delta_B$$

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

- h_0 : Épaisseur du hourdis (0.22m) ;
- γ_b : Coefficient partiel de sécurité du béton ($\gamma_b = 1.50$) ;
- f_{c28} : Résistance à la compression après 28 jours ($f_{c28} = 30\text{Mpa}$) ;
- U_c : Périmètre du feuillet moyen ($U_c = 2 \times (a+b)$) ;
- P : étant le poids des sous systèmes

Les résultats sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau 49 : Vérification du non poinçonnement du hourdis

Roues	Bt	Bc	Br	Unités
Poids (P)	80	60	100	KN
bt ou bc	1.00	1.10	1.00	-
δ	1.22	1.22	1.22	-
Q_u	156.65	129.23	195.81	KN
h_0	0.22	0.22	0.22	m
h_1	0.10	0.10	0.10	m
a_0	0.60	0.25	0.60	m
b_0	0.25	0.20	0.30	m
a	0.97	0.51	0.97	m
b	0.62	0.57	0.67	m
U_c	3.18	2.16	3.28	m
h_{min}	0.0547	0.0665	0.0663	m
Conclusion	$h_0 > h_{min}$, OK!	$h_0 > h_{min}$, OK!	$h_0 > h_{min}$, OK!	-

▪ **Détermination des sollicitations dans un panneau de hourdis isostatique**

On suppose un panneau de hourdis reposant sur les poutres et les entretoises.

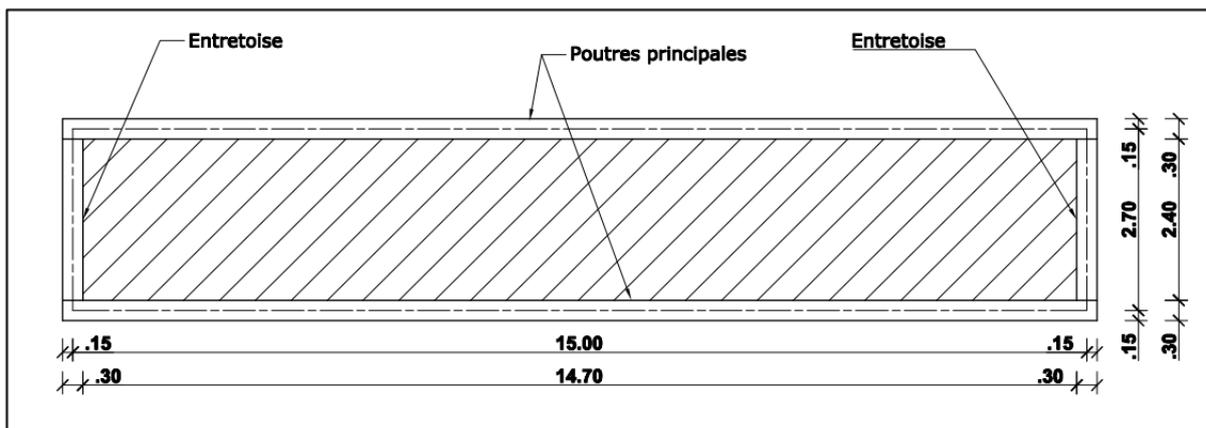


Figure 52 : Modèle isostatique de calcul du hourdis

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

Le panneau a pour dimensions :

$l_x = 2.40\text{m}$: Distance entre nu des poutres maitresses ;

$l_y = 14.70\text{m}$: Distance entre nu des entretoises ;

Soit :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \Rightarrow \rho = \frac{2.40}{14.70} = 0.1633$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.1633 < 0.40$$

Alors, Le panneau de dalle est appuyé sur deux côtés (la dalle repose dans un seul sens, celui de sa petite portée l_x).

Tableau 50 : Sens du travail du panneau de dalle

Type de charge	$\rho = \frac{l_x}{l_y}$	
	$\rho < 0.4$	$0.4 \leq \rho \leq 1$
Charges uniformément réparties sur toute la dalle	1 direction	2 directions
Charges non réparties sur toute la dalle (concentrée)	2 directions	2 directions

Remarque :

D'après l'article "A.3.2.5 des règles BAEL 83", on admet que les charges localisées appliquées à la surface de la dalle se diffusant suivant un angle de 45° jusqu'au plan moyen de la dalle. En ce qui concerne le revêtement qui est en général composé de matériaux moins résistant que le béton (asphalte coulé, béton bitumineux, enrobés), l'angle de diffusion des charges localisées diminue à 37° .

Soit une charge localisée "P" s'appliquant suivant une aire rectangulaire de dimension (u_0 , v_0).

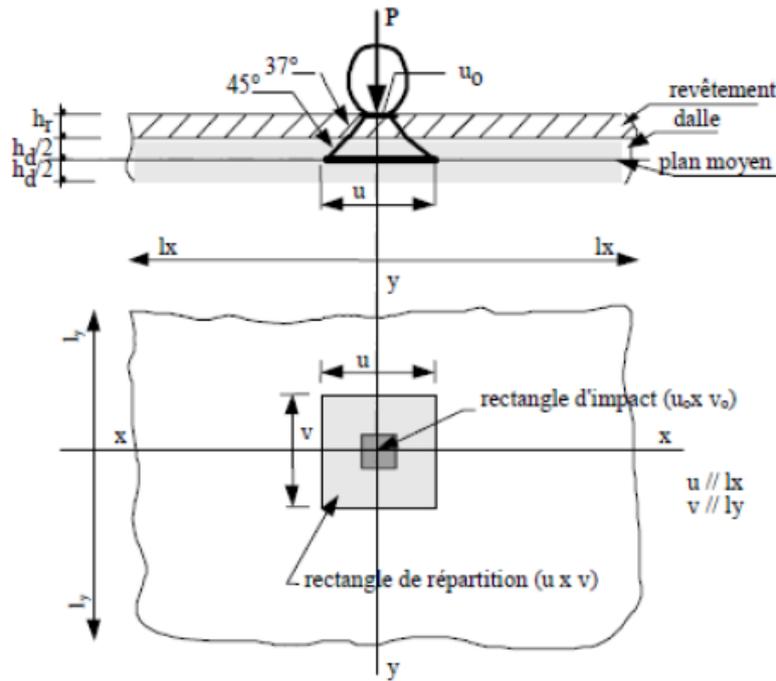


Figure 53 : Diffusion d'une charge "P" localisée sur le plan moyen du panneau de dalle

☞ Sollicitations dues aux charges permanentes sur le hourdis

Total des charges : $g_T = \sum_{i=1}^4 g_i = 9.63 \text{ kN/m}^2$ (Calculé en "I.1.b")

Moment fléchissant : $M_x = \frac{g_T \times l_x^2}{8} = \frac{9.63 \times 2.70^2}{8} = 8.775 \text{ KN.m / ml}$

$M_y = 0$

Effort tranchant : $V_x = \frac{g_T \times l_x}{2} = \frac{9.63 \times 2.70}{2} = 13.00 \text{ KN / ml}$

$V_y = 0$

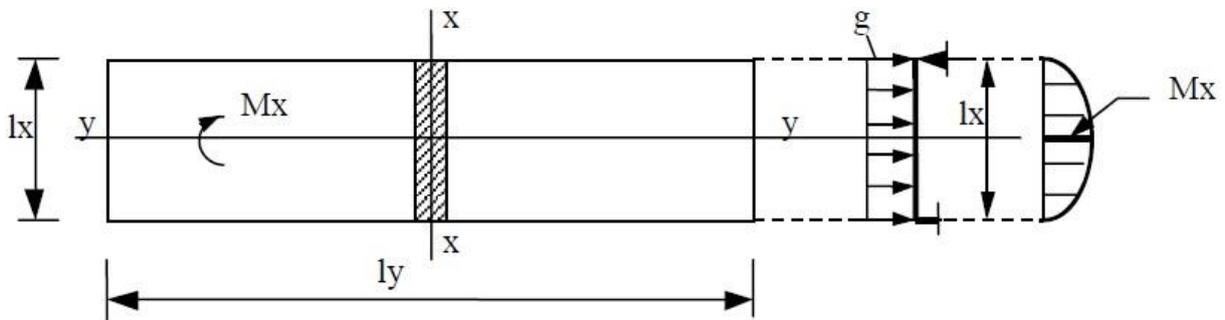


Figure 54 : Moment fléchissant d'une dalle portant dans une seule direction sous l'effet de la charge permanente

☞ **Sollicitations dues aux charges du système A**

$$A(l) = 230 + \frac{36\,000}{l+12} \quad \text{avec } l = \text{longueur chargée en m (} l = 30\text{m)}$$

$$\Rightarrow A(l) = 230 + \frac{36\,000}{30+12} = 1087.14 \text{ daN/ m}^2 = \mathbf{10.87 \text{ kN/m}^2}$$

Pour les grandes longueurs chargées, la charge "a1A(l)" est limitée par (4 – 0,002L) kN/m², de sorte que la densité de charge effective "q(L)" peut être mise sous la forme :

$$\mathbf{q(L) = \sup [a_1A(l) ; 4 - 0.002L]}$$

$$\Rightarrow q(L) = \sup [1.00 \times 10.87 ; 4 - 0.002 \times 30] \Rightarrow q(L) = \sup [10.87 ; 3.94]$$

$$\Rightarrow \mathbf{A_1 = q(L) = 10.87 \text{ kN/m}^2}$$

Cette valeur de "A(l)" est à multiplier par le coefficient "a2".

$$\mathbf{a_2 = \frac{V_0}{V}}$$
 avec V = la largeur d'une voie ;

V₀ = 3.50m pour les ponts de première classe.

On a :

$$a_2 = \frac{3.50}{3.50} = 1$$

$$\mathbf{a_2 = 1}$$

La charge à considérer s'obtient par :

$$A_2 = a_2 \times A_1 = 1 \times 10.87 \approx 10.87 \text{ kN/m}^2$$

$$\mathbf{A_2 = 10.87 \text{ kN/m}^2}$$

La valeur de surcharge "A" vaut alors :

$$Q_A = \gamma_q \times A_2$$

Avec :

γ_q : « 1.20 » à l'ELS et « 1.61 » à l'ELU.

$$\Rightarrow Q_A = 1.20 \times 10.87 = 13.044 \text{ kN/m}^2$$

$$\mathbf{Q_A = 13.044 \text{ kN/m}^2}$$

$$\mathbf{\text{Moment fléchissant : } M_x = \frac{Q_A \cdot l^2}{8} = \frac{13.044 \cdot 2.70^2}{8} = 11.886 \text{ kN.m/ ml}}$$

$$M_y = 0$$

$$\mathbf{\text{Effort tranchant : } V_x = \frac{Q_A \cdot l}{2} = \frac{13.044 \cdot 2.70}{2} = 17.609 \text{ kN/ ml}}$$

$$V_y = 0$$

☞ **Sollicitations dues aux charges du système Br**

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

La roue isolée "Br" est supposée centrée sur le panneau de dalle et les sollicitations sont déterminées à l'aide des abaques de « PIGEAUD » [tous retrouvables dans le livre cours d'ouvrage d'art "Ben Ouédou, Tome 2, Octobre 2012"]. Le rectangle d'impact est disposé normalement à l'axe de la chaussée.

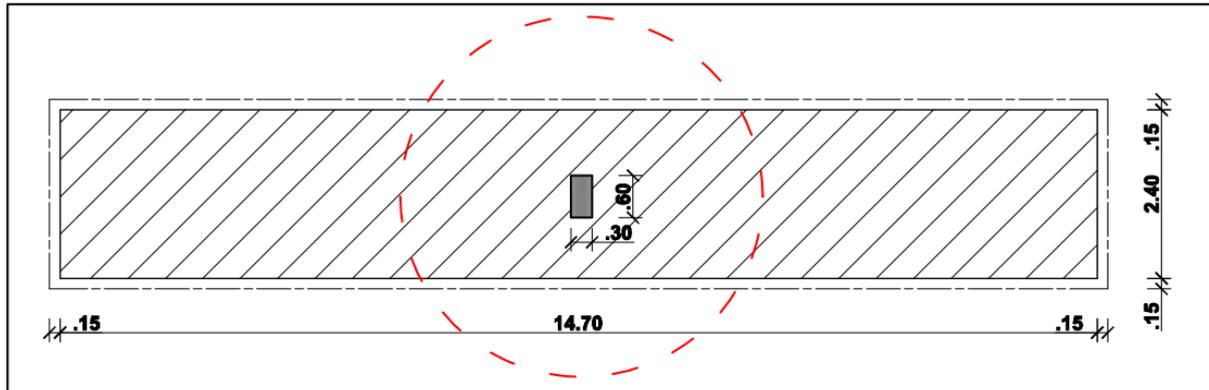


Figure 55 : Disposition de la roue du système "Br" sur le panneau de hourdis

On obtient donc les dimensions "a x b" du rectangle chargé au niveau du feuillet moyen données par :

$$a = h_0 + a_0 + 2\xi h_1$$

$$b = h_0 + b_0 + 2\xi h_1$$

Avec :

- h_1 : Épaisseur de la couche de revêtement y compris l'étanchéité (0.10m) ;
- h_0 : Épaisseur du hourdis (0.22m) ;
- ξ : Coefficient qui dépend de la nature du revêtement ($\xi = 0.75$) ;

Dans ces différentes expressions, le rectangle d'impact a pour dimensions " $a_0 \times b_0$:

$$a_0 = 60\text{cm}$$

$$b_0 = 30\text{cm}$$

On a donc :

$$a = 0.97\text{m}$$

$$b = 0.67\text{m}$$

$$\text{Moment fléchissant : } M_x = \frac{Q_A * l^2}{8} = \frac{13.044 * 2.70^2}{8} = 11.886 \text{ kN.m/ml}$$

L'évaluation des moments au centre de la dalle sera faite à partir des abaques de "PIGEAUD".

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

$$u = \frac{a}{l_x} = \frac{0.97}{2.4} = 0.404 ; \quad v = \frac{b}{l_y} = \frac{0.67}{14.7} = 0.046 ; \quad \text{pour } \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2.40}{14.70} = 0.1633$$

$$\begin{cases} u = 0.404 \\ v = 0.046 \\ \rho = 0.1633 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \text{Courbe : } v = 0.01 \Rightarrow M_1 = 0.08187 \\ \text{Courbe : } v = 0.05 \Rightarrow M_1 = 0.07899 \end{cases}$$

De même,

$$\begin{cases} u = 0.404 \\ v = 0.046 \\ \rho = 0.1633 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \text{Courbe : } v = 0.01 \Rightarrow M_1 = 0.0225 \\ \text{Courbe : } v = 0.05 \Rightarrow M_1 = 0.0112 \end{cases}$$

Après interpolation à partir des abaques, on obtient :

$$\begin{cases} M_1 = 0.0806 \approx 0.081 \\ M_2 = 0.0415 \approx 0.042 \end{cases}$$

Soit :

$$\begin{cases} M_{ox} = (M_1 + \eta M_2) \cdot P \cdot \delta_B \\ M_{oy} = (\eta M_1 + M_2) \cdot P \cdot \delta_B \end{cases} ,$$

Où " η " = coefficient de poisson qui est égale à zéro ($\eta = 0$) pour le béton armé en calcul des sollicitations conformément à « *l'article A.2.1.3 du BAEL 91* ».

On a donc :

$$\begin{cases} M_{ox} = 0.081 \times 100 \times 1.22 = 9.882 \text{ kN.m/ml} \\ M_{oy} = 0.042 \times 100 \times 1.22 = 5.368 \text{ kN.m/ml} \end{cases}$$

Effort tranchant :

Suivant "x" (sens de "a") :

$$V_{x.max} = \left(\frac{P}{2a+b} \right) \delta_B = \left(\frac{100}{2 \cdot 0.97 + 0.67} \right) \times 1.22 = 46.74 \text{ kN/ml}$$

Suivant "y" (sens de "b") :

$$V_{y.max} = \left(\frac{P}{3a} \right) \delta_B = \left(\frac{100}{3 \cdot 0.97} \right) \times 1.22 = 41.92 \text{ kN/ml}$$

☞ **Sollicitations dues aux charges du système "Bt"**

Une file de deux roues du tandem (chacune de 80 KN) est supposée centrée sur un

panneau de dalle.

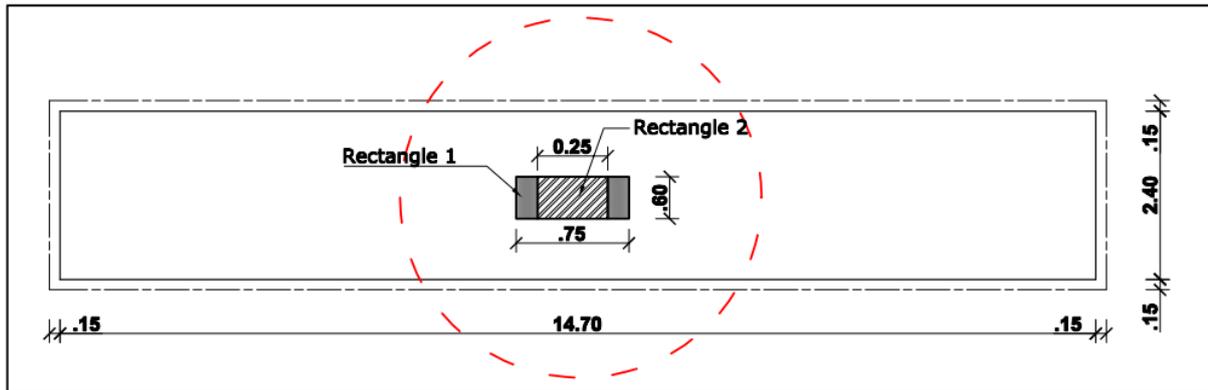


Figure 56 : Disposition du tandem "Bt" sur le hourdis

Le calcul comme précédemment est à l'aide des abaques de "PIGRAUD". On utilisera ici le principe de superposition : les sollicitations dues au chargement seront obtenues en soustrayant celles dues au rectangle 1 (grand rectangle) de celles dues au rectangle 2 (petit rectangle). Les résultats sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau 51 : Sollicitations dues aux charges du système "Bt"

Désignation	Rectangle 1	Rectangle 2	Unités
l_x	2.4	2.4	m
l_y	14.7	14.7	m
Poids (P)	240	80	KN
bt ou bc	1.00	1.10	
δ	1.22	1.22	
Q_u	469.94	172.31	KN
h_0	0.22	0.22	m
h_1	0.10	0.10	m
a_0	0.60	0.60	m
b_0	0.75	0.25	m
a	0.97	0.97	m
b	1.12	0.62	m
u	0.40	0.40	m
v	0.05	0.05	m
$M1$	0.032	0.053	kN.m/ ml
$M2$	0.017	0.042	kN.m/ ml
M_{ox}	9.282	5.189	kN.m/ ml
M_{oy}	5.036	4.089	kN.m/ ml
V_{ox}	152.294	51.066	kN/ ml
V_{oy}	100.619	33.540	kN/ ml

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

<i>Mox (1-2)</i>	4.092	kN.m/ ml
<i>Moy (1-2)</i>	0.947	kN.m/ ml
<i>Vox (1-2)</i>	101.229	kN/ ml
<i>Voy (1-2)</i>	67.079	kN/ ml

☞ **Sollicitations dues aux charges du système "Bc"**

Le convoi "Bc" se compose d'un ou au maximum de 02 camions types par file. Dans le sens transversal, le nombre de files est inférieur ou égal au nombre de voies. Un camion type du système Bc comporte 03 essieux, tous trois à roues simples munies de pneumatiques et répond aux caractéristiques suivantes :

Tableau 52 : Caractéristiques des essieux des camions du système "Bc"

Désignation	Valeur	Unités
Masse totale	30	t
Masse portée par chacun des essieux arrière	12	t
Masse portée par l'essieu avant	6	t
Longueur d'encombrement	10.5	m
Largeur d'encombrement	2.5	m
Distance des essieux arrière	1.5	m
Distance de l'essieu avant au premier essieu arrière	4.5	m
Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu	2	m
Surface d'impact d'une roue arrière	0.625	m ²
Surface d'impact d'une roue avant	0.04	m ²

Pour la détermination du moment fléchissant due au système Bc dans le sens transversal, nous allons utiliser la méthode de Pigeaud.

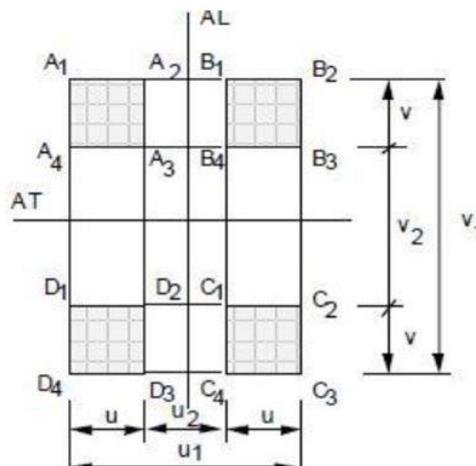


Figure 57 : Rectangle d'impact des charges du système "Bc"

Rectangle de répartition des charges (U et V). On a :

$$\begin{cases} U = U_0 + 1.5h_1 + h_0 \\ V = V_0 + 1.5h_1 + h_0 \end{cases}$$

Avec :

- h_1 : Épaisseur de la couche de revêtement y compris l'étanchéité (0.10m) ;
- h_0 : Épaisseur du hourdis (0.22m) ;

Surface $A_1B_2C_3D_4$

Moment fléchissant :

$$\begin{cases} U_0 = U_1 = 0.5 + 0.25 = 0.75m \\ V_0 = V_1 = 1.5 + 0.25 = 1.75m \end{cases} = \begin{cases} U = 0.75 + 1.5 \times 0.10 + 0.22 = 1.12m \\ V = 1.75 + 1.5 \times 0.10 + 0.22 = 2.12m \end{cases}$$

On a :

$$\begin{cases} \alpha = \frac{U}{l_x} = \frac{1.12}{2.4} = 0.467 ; \\ \beta = \frac{V}{l_y} = \frac{2.12}{14.7} = 0.144 ; \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \text{Courbe : } \beta = 0.10 \Rightarrow M_1 = 0.0445 \\ \text{Courbe : } \beta = 0.15 \Rightarrow M_1 = 0.0413 \end{cases}$$

De même,

$$\begin{cases} \alpha = \frac{U}{l_x} = \frac{1.12}{2.4} = 0.467 ; \\ \beta = \frac{V}{l_y} = \frac{2.12}{14.7} = 0.144 ; \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \text{Courbe : } \beta = 0.10 \Rightarrow M_2 = 0.0017 \\ \text{Courbe : } \beta = 0.15 \Rightarrow M_2 = 0.0010 \end{cases}$$

Après interpolation à partir des abaques, on obtient :

$$\begin{cases} M_1 = 0.01482 \approx 0.0148 \\ M_2 = 0.00435 \approx 0.0044 \end{cases}$$

Soit :

$$\begin{cases} \text{Mox}_{(A_1B_2C_3D_4)} = (M_1 + \eta M_2) \cdot P \cdot \delta_B \\ \text{Moy}_{(A_1B_2C_3D_4)} = (\eta M_1 + M_2) \cdot P \cdot \delta_B \end{cases}$$

Où " η " = coefficient de poisson qui est égale à zéro ($\eta = 0$) pour le béton armé en calcul des sollicitations conformément à « l'article A.2.1.3 du BAEL 91 ».

$$P = \frac{S \cdot P'}{A}$$

Avec

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

$$\left\{ \begin{array}{l} S = U_0 \times V_0 = 0.75 \times 1.75 = 1.3125 \text{m}^2 \\ P' = 6t = 60 \text{kN} \\ A = 0.25 \times 0.25 = 0.0625 \text{m}^2 \end{array} \right. \Rightarrow P = 1260 \text{kN}$$

On a donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ox(A1B2C3D4)} = 0.0148 \times 1260 \times 1.22 = 22.751 \text{ kN.m/ml} \\ M_{oy(A1B2C3D4)} = 0.0044 \times 1260 \times 1.22 = 6.764 \text{ kN.m/ml} \end{array} \right.$$

Effort tranchant :

Suivant "x" (sens de "U") :

$$V_{x,max(A1B2C3D4)} = \left(\frac{P}{2U+V} \right) \delta_B = \left(\frac{1260}{2 \times 1.12 + 2.12} \right) \times 1.22 = 352.568 \text{ kN/ml}$$

Suivant "y" (sens de "V") :

$$V_{y,max(A1B2C3D4)} = \left(\frac{P}{3U} \right) \delta_B = \left(\frac{1260}{3 \times 1.12} \right) \times 1.22 = 375 \text{ kN/ml}$$

Surface A₂B₁C₄D₃

Moment fléchissant :

$$\left\{ \begin{array}{l} U_0 = U_1 = 0.5 - 0.25 = 0.25 \text{m} \\ V_0 = V_1 = 1.5 + 0.25 = 1.75 \text{m} \end{array} \right. = \left\{ \begin{array}{l} U = 0.25 + 1.5 \times 0.10 + 0.22 = 0.62 \text{m} \\ V = 1.75 + 1.5 \times 0.10 + 0.22 = 2.12 \text{m} \end{array} \right.$$

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{U}{l_x} = \frac{0.62}{2.4} = 0.258 ; \\ \beta = \frac{V}{l_y} = \frac{2.12}{14.7} = 0.144 ; \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{Courbe : } \beta = 0.10 \Rightarrow M_1 = 0.0468 \\ \text{Courbe : } \beta = 0.15 \Rightarrow M_1 = 0.0445 \end{array} \right.$$

De même,

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{U}{l_x} = \frac{0.62}{2.4} = 0.258 ; \\ \beta = \frac{V}{l_y} = \frac{2.12}{14.7} = 0.144 ; \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{Courbe : } \beta = 0.10 \Rightarrow M_2 = 0.0016 \\ \text{Courbe : } \beta = 0.15 \Rightarrow M_2 = 0.0011 \end{array} \right.$$

Après interpolation à partir des abaques, on obtient :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_1 = 0.01238 \approx 0.0124 \\ M_2 = 0.00514 \approx 0.0051 \end{array} \right.$$

Soit :

$$\begin{cases} Mox_{(A_2B_1C_4D_3)} = (M_1 + \eta M_2) \cdot P \cdot \delta_B \\ Moy_{(A_2B_1C_4D_3)} = (\eta M_1 + M_2) \cdot P \cdot \delta_B \end{cases}$$

Où " η " = coefficient de poisson qui est égale à zéro ($\eta = 0$) pour le béton armé en calcul des sollicitations conformément à « l'article A.2.1.3 du BAEL 91 ».

$$P = \frac{S \cdot P'}{A}$$

Avec

$$\begin{cases} S = U_0 \times V_0 = 0.25 \times 1.75 = 0.4375 \text{m}^2 \\ P' = 6t = 60 \text{kN} \\ A = 0.25 \times 0.25 = 0.0625 \text{m}^2 \end{cases} \Rightarrow P = 420 \text{kN}$$

On a donc :

$$\begin{cases} Mox_{(A_2B_1C_4D_3)} = 0.0124 \times 420 \times 1.22 = 6.354 \text{ kN.m/ml} \\ Moy_{(A_2B_1C_4D_3)} = 0.0051 \times 420 \times 1.22 = 2.613 \text{ kN.m/ml} \end{cases}$$

Effort tranchant :

Suivant "x" (sens de "U") :

$$Vx.max_{(A_2B_1C_4D_3)} = \left(\frac{P}{2U+V} \right) \delta_B = \left(\frac{420}{2 \cdot 0.62 + 2.12} \right) \times 1.22 = 152.50 \text{ kN/ml}$$

Suivant "y" (sens de "V") :

$$Vy.max_{(A_2B_1C_4D_3)} = \left(\frac{P}{3U} \right) \delta_B = \left(\frac{420}{3 \cdot 0.62} \right) \times 1.22 = 275.48 \text{ kN/ml}$$

Surface A₄B₃C₂D₁

Moment fléchissant :

$$\begin{cases} U_0 = U_1 = 0.5 + 0.25 = 0.75 \text{m} \\ V_0 = V_1 = 1.5 - 0.25 = 1.25 \text{m} \end{cases} = \begin{cases} U = 0.75 + 1.5 \times 0.10 + 0.22 = 1.12 \text{m} \\ V = 1.25 + 1.5 \times 0.10 + 0.22 = 1.62 \text{m} \end{cases}$$

On a :

$$\begin{cases} \alpha = \frac{U}{l_x} = \frac{1.12}{2.4} = 0.467 ; \\ \beta = \frac{V}{l_y} = \frac{1.62}{14.7} = 0.110 ; \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \text{Courbe : } \beta = 0.10 \Rightarrow M_I = 0.0614 \\ \text{Courbe : } \beta = 0.15 \Rightarrow M_I = 0.0563 \end{cases}$$

De même,

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{U}{l_x} = \frac{1.12}{2.4} = 0.467 ; \\ \beta = \frac{V}{l_y} = \frac{1.62}{14.7} = 0.110 ; \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{Courbe : } \beta = 0.10 \Rightarrow M_2 = 0.0086 \\ \text{Courbe : } \beta = 0.15 \Rightarrow M_2 = 0.0047 \end{array} \right.$$

Après interpolation à partir des abaques, on obtient :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_1 = 0.02177 \approx 0.0218 \\ M_2 = 0.00878 \approx 0.0088 \end{array} \right.$$

Soit :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ox(A_4B_3C_2D_1)} = (M_1 + \eta M_2) \cdot P \cdot \delta_B \\ M_{oy(A_4B_3C_2D_1)} = (\eta M_1 + M_2) \cdot P \cdot \delta_B \end{array} \right. ,$$

Où " η " = coefficient de poisson qui est égale à zéro ($\eta = 0$) pour le béton armé en calcul des sollicitations conformément à « *l'article A.2.1.3 du BAEL 91* ».

$$P = \frac{S \cdot P'}{A}$$

Avec

$$\left\{ \begin{array}{l} S = U_0 \times V_0 = 0.75 \times 1.25 = 0.9375 \text{m}^2 \\ P' = 6t = 60 \text{kN} \\ A = 0.25 \times 0.25 = 0.0625 \text{m}^2 \end{array} \right. \Rightarrow P = 900 \text{kN}$$

On a donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ox(A_4B_3C_2D_1)} = 0.0218 \times 900 \times 1.22 = 23.9364 \text{ kN.m/ml} \\ M_{oy(A_4B_3C_2D_1)} = 0.0088 \times 900 \times 1.22 = 9.662 \text{ kN.m/ml} \end{array} \right.$$

Effort tranchant :

Suivant "x" (sens de "U") :

$$V_{x.max(A_4B_3C_2D_1)} = \left(\frac{P}{2U+V} \right) \delta_B = \left(\frac{900}{2 \cdot 1.12 + 1.62} \right) \times 1.22 = 284.46 \text{ kN/ml}$$

Suivant "y" (sens de "V") :

$$V_{y.max(A_4B_3C_2D_1)} = \left(\frac{P}{3U} \right) \delta_B = \left(\frac{900}{3 \cdot 1.12} \right) \times 1.22 = 490.18 \text{ kN/ml}$$

Surface A₃B₄C₁D₂

Moment fléchissant :

$$\begin{cases} U_0 = U_1 = 0.5 - 0.25 = 0.25m \\ V_0 = V_1 = 1.5 - 0.25 = 1.25m \end{cases} = \begin{cases} U = 0.25 + 1.5 \times 0.10 + 0.22 = 0.62m \\ V = 1.25 + 1.5 \times 0.10 + 0.22 = 1.62m \end{cases}$$

On a :

$$\begin{cases} \alpha = \frac{U}{l_x} = \frac{0.62}{2.4} = 0.258 ; \\ \beta = \frac{V}{l_y} = \frac{1.62}{14.7} = 0.110 ; \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \text{Courbe : } \beta = 0.10 \Rightarrow M_1 = 0.06501 \\ \text{Courbe : } \beta = 0.15 \Rightarrow M_1 = 0.06063 \end{cases}$$

De même,

$$\begin{cases} \alpha = \frac{U}{l_x} = \frac{1.12}{2.4} = 0.258 ; \\ \beta = \frac{V}{l_y} = \frac{1.62}{14.7} = 0.110 ; \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \text{Courbe : } \beta = 0.10 \Rightarrow M_2 = 0.0086 \\ \text{Courbe : } \beta = 0.15 \Rightarrow M_2 = 0.0054 \end{cases}$$

Après interpolation à partir des abaques, on obtient :

$$\begin{cases} M_1 = 0.02044 \approx 0.0204 \\ M_2 = 0.01045 \approx 0.0104 \end{cases}$$

Soit :

$$\begin{cases} M_{ox(A_3B_4C_1D_2)} = (M_1 + \eta M_2) \cdot P \cdot \delta_B \\ M_{oy(A_3B_4C_1D_2)} = (\eta M_1 + M_2) \cdot P \cdot \delta_B \end{cases}$$

Où "η" = coefficient de poisson qui est égale à zéro (η = 0) pour le béton armé en calcul des sollicitations conformément à « l'article A.2.1.3 du BAEL 91 ».

$$P = \frac{S \cdot P'}{A}$$

Avec

$$\begin{cases} S = U_0 \times V_0 = 0.25 \times 1.25 = 0.3125m^2 \\ P' = 6t = 60kN \\ A = 0.25 \times 0.25 = 0.0625m^2 \end{cases} \Rightarrow P = 300kN$$

On a donc :

$$\begin{cases} M_{ox(A_3B_4C_1D_2)} = 0.0204 \times 300 \times 1.22 = 7.466 \text{ kN.m/ml} \\ M_{oy(A_3B_4C_1D_2)} = 0.0104 \times 300 \times 1.22 = 3.806 \text{ kN.m/ml} \end{cases}$$

Effort tranchant :

Suivant "x" (sens de "U") :

$$V_{x.max} (A_3B_4C_1D_2) = \left(\frac{P}{2U+V} \right) \delta_B = \left(\frac{300}{2*0.62+1.62} \right) \times 1.22 = 127.97 \text{ kN/ml}$$

Suivant "y" (sens de "V") :

$$V_{y.max} (A_3B_4C_1D_2) = \left(\frac{P}{3U} \right) \delta_B = \left(\frac{300}{3*0.62} \right) \times 1.22 = 295.16 \text{ kN/ml}$$

Détermination des sollicitations d'ensemble

Moment fléchissant :

$$\begin{cases} M_{ox} = M_{ox}(A_1B_2C_3D_4) - M_{ox}(A_2B_1C_4D_3) - M_{ox}(A_4B_3C_2D_1) + M_{ox}(A_3B_4C_1D_2) \\ M_{oy} = M_{oy}(A_1B_2C_3D_4) - M_{oy}(A_2B_1C_4D_3) - M_{oy}(A_4B_3C_2D_1) + M_{oy}(A_3B_4C_1D_2) \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{ox} = 22.751 - 6.354 - 23.936 + 7.466 = -0.073 \text{ kN.m/ml} \\ M_{oy} = 6.764 - 2.613 - 9.662 + 3.806 = -1.705 \text{ kN.m/ml} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{ox} = -0.073 \text{ kN.m/ml} \\ M_{oy} = -1.705 \text{ kN.m/ml} \end{cases}$$

Effort tranchant :

$$\begin{cases} V_{ox} = V_{ox}(A_1B_2C_3D_4) - V_{ox}(A_2B_1C_4D_3) - V_{ox}(A_4B_3C_2D_1) + V_{ox}(A_3B_4C_1D_2) \\ V_{oy} = V_{oy}(A_1B_2C_3D_4) - V_{oy}(A_2B_1C_4D_3) - V_{oy}(A_4B_3C_2D_1) + V_{oy}(A_3B_4C_1D_2) \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} V_{ox} = 352.568 - 152.5 - 284.46 + 127.97 = 43.578 \text{ kN/ml} \\ V_{oy} = 375 - 275.48 - 490.18 + 295.16 = -95.50 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} V_{ox} = 43.578 \text{ kN/ml} \\ V_{oy} = -95.50 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

☞ Sollicitations dues aux surcharges militaires

Il s'agit ici, conformément aux termes de référence du marché, du système de convois type Mc120. Une chenille est centrée sur le panneau, et les sollicitations sont déterminées à l'aide des abaques de PIGEAUD. Le calcul est résumé dans le tableau suivant :

*Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et
d'un passage supérieur de 60m au PK6+350*

Tableau 53 : Sollicitations dues aux charges militaires

Convoi	Mc120	Unités
<i>lx</i>	2.4	m
<i>ly</i>	14.7	m
Poids (P)	550	KN
Mc	1.00	-
δM	1.27	-
Qu	1121.09	KN
<i>h0</i>	0.22	m
<i>h1</i>	0.10	m
<i>a0</i>	1.00	m
<i>b0</i>	6.10	m
<i>a</i>	1.37	m
<i>b</i>	6.47	m
<i>u</i>	0.42	m
<i>v</i>	0.44	m
<i>M1</i>	0.002	kN.m/ ml
<i>M2</i>	0.002	kN.m/ ml
<i>Mox</i>	1.090	kN.m/ ml
<i>Moy</i>	1.250	kN.m/ ml
<i>Vox</i>	133.82	kN/ ml
<i>Voy</i>	59.72	kN/ ml

☞ **Récapitulatif des sollicitations sur le hourdis**

Tableau 54 : Récapitulatif des sollicitations non pondérées sur le hourdis

Charges	Charges permanentes	Charges d'exploitation						Systeme défavorable
		A	Bc	Br	Bt	Mc120	Max	
<i>Mox (kN.m/ml)</i>	8.775	11.89	0.07	9.88	4.09	1.09	11.89	<i>Al</i>
<i>Moy (kN.m/ml)</i>	0	0.00	1.71	5.37	0.95	1.250	5.37	<i>Br</i>
<i>Vox (kN/ml)</i>	13	17.61	43.58	46.74	101.23	133.82	133.82	<i>Mc120</i>
<i>Voy (kN/ml)</i>	0	0.00	95.50	41.92	67.08	59.72	95.50	<i>Bc</i>

☞ **Sollicitations aux différents états limites**

Pour le calcul des sollicitations, les efforts tranchants sont calculés à l'Etat Limite Ultime (ELU) et les moments fléchissant sont calculés à l'Etat Limite de Service (ELS).

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

Etat Limite Ultime (ELU) :

Tableau 55 : Effort tranchant sur le hourdis à l'ELU

Système	A	Bc	Br	Bt	Mc120	Max	Systeme défavorable
Combinaison	1.35G+1.605A	1.35G+1.605Bc	1.35G+1.605Br	1.35G+1.605Bt	1.35G+1.35M		
Vox (kN/ml)	45.81	87.49	92.57	180.02	198.21	198.21	<i>Mc120</i>
Voy (kN/ml)	0.00	153.28	67.28	107.66	80.62	153.28	<i>Bc</i>

Etat Limite de Service (ELS)

Tableau 56 : Moment fléchissant sur le hourdis à l'ELS

Système	A	Bc	Br	Bt	Mc120	Max	Systeme défavorable
Combinaison	G+1.2A	G+1.2Bc	G+1.2Br	G+1.2Bt	G+Mc120		
Mox (kN.m/ml)	23.04	8.86	20.63	13.69	9.87	23.04	<i>Al</i>
Moy (kN.m/ml)	0.00	2.05	6.44	1.14	1.25	6.44	<i>Br</i>

☞ **Prise en compte de l'hyperstaticité du hourdis**

Pour prendre en compte l'hyperstaticité du hourdis, il est procédé à une redistribution des moments isostatiques obtenus plus haut en travées et sur appuis. Les coefficients de redistribution sont respectivement "0.80" en travée et "0.50" sur appuis (CALGARO, 2000). Les calculs sont menés en fissuration préjudiciable donc à l'Etat Limite de Service.

Désignation	Appuis	Travée	Unités
Moment Isostatique	23.04		kN.m/ ml
Coefficient de redistribution	0.50	0.80	
Moment de calcul	11.519	18.431	kN.m/ ml

☞ **Calcul de la partie de la dalle en encorbellement**

Évaluation des sollicitations dues aux charges permanentes

Charges surfaciques sur l'encorbellement

Trottoir : $g_1 = \gamma_b \times e_a = 25 \times 0.20 = 5.00 \text{ kN/m}^2$

Dalle : $g_2 = \gamma_b \times e_d = 25 \times 0.22 = 5.50 \text{ kN/m}^2$

Total charges surfaciques : $g_e = g_1 + g_2 = 5 + 5.5 = 10.50 \text{ kN/m}^2$

Charges à l'extrémité de l'encorbellement

Il s'agit ici de la barrière de retenue de type "GBA" et de la corniche préfabriquée :

$P = P_{\text{corniche}} + P_{\text{barrière}} = 0.25 \times 25 + 0.438 \times 25 = 17.2 \text{ kN/ml}$

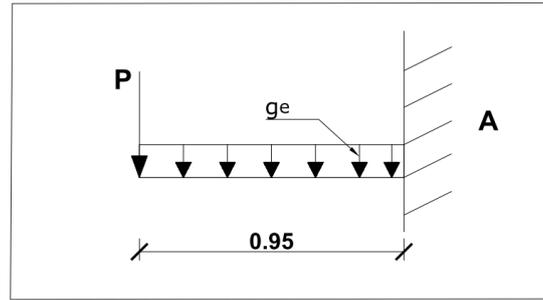


Figure 58 : Modélisation du hourdis en encorbellement

▪ **Moment fléchissant :**

$$M_G = \frac{g_e * l^2}{2} + P * l = \frac{10.50 * 0.95^2}{2} + 17.2 * 0.95 = 21.08 \text{ kN.m/ ml}$$

- **Effort tranchant** (l'effort tranchant est obtenue en dérivant l'expression du moment par rapport à "x" ; comme ici "x = l", alors l'expression du moment sera dérivée par rapport à "l") :

$$T_G = g_e * l + P = 10.50 * 0.95 + 17.20 = 27.175 \text{ kN.m}$$

Évaluation des sollicitations dues aux charges d'exploitation

Les sollicitations sont calculées conformément au "Fascicule 61-Titre 2, chapitre 2, article 11" qui définit une charge locale pour bordure de chaussée :

$$Q = 4.50 \text{ kN/m}^2$$

▪ **Moment fléchissant :**

$$M_Q = \frac{Q * l^2}{2} = \frac{4.50 * 0.95^2}{2} = 2.03 \text{ kN.m/ ml}$$

Effort tranchant :

$$T_Q = Q * l = 4.50 * 0.95 = 4.275 \text{ kN.m}$$

Sollicitations de calcul de l'encorbellement

Le calcul en flexion est mené à l'ELS sous la combinaison "G+1.2Q" pour le calcul du moment fléchissant et à l'ELU sous la combinaison "1,35G+1,605Q", pour le calcul de l'effort tranchant.

▪ **Moment de service :**

$$M_{ser} = M_G + 1.2M_Q = 21.08 + 1.2 * 2.03 = 23.516 \text{ kN.m/ ml}$$

▪ **Effort tranchant ultime :**

$$T_U = 1.35T_G + 1.605T_Q = 1.35 * 27.175 + 1.605 * 4.275 = 43.55 \text{ kN / ml}$$

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

Vérification de la limite de cisaillement dans le hourdis

Cette vérification permet de se dispenser des armatures transversales dans le hourdis. Pour cela, il faudrait vérifier que :

$$T_{Umax} \leq T_{Ulim} = 0.07d \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Dans le cadre de notre projet, $T_{Umax} = 153.28 \text{ kN/ml}$.

$$T_{Ulim} = 0.07 \times 0.9 \times 0.22 \times \frac{40}{1.5} \times 10^3 = 369.60 \text{ kN/ml}$$

On constate bien que : $T_{Umax} \leq T_{Ulim}$, donc pas besoin d'armatures transversales dans la dalle.

▪ **Calcul des armatures du hourdis**

Le calcul des armatures est mené à l'ELS en fissuration préjudiciable sur "1 mètre linéaire de dalle".

Tableau 57 : Calcul des armatures de l'hourdis

BETON ARME AUX ETATS LIMITES		Suiv. Lx		Suiv. Ly	Unités
		Appuis	Travée	Travée	
Données					
Largeur	b	1.00			m
Hauteur	$h0$	0.22			m
Hauteur utile des acier tendus	$d = 0.9h0$	0.198			m
Moment de service	$Mser$	0.0115	0.0184	0.0064	$MN.m$
Limite d'élasticité des aciers	Fe	500			Mpa
Limite de résistance du béton	$fc28$	40			Mpa
Calcul des aciers					
Résistance à la traction du béton	$ft28 = 0.6 + 0.06fc28$	3.00			Mpa
Contrainte de calcul du béton	$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$	24.00			Mpa
Contrainte de calcul des aciers	$\overline{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} f_e; \max \left(\frac{1}{2} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) \right]$	250.00			Mpa
Coefficient $\overline{\alpha}_{ser}$	$\overline{\alpha}_{ser} = \frac{15 \overline{\sigma}_{bc}}{15 \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_{st}}$	0.59			Mpa
Moment résistant du béton	$\overline{M}_{rserb} = b \times d^2 \times \overline{\sigma}_{bc} \times \frac{1}{2} \overline{\alpha}_{ser} \times \left(1 - \frac{\overline{\alpha}_{ser}}{3} \right)$	0.223			$MN.m$
Vérification	$Mser \leq \overline{M}_{rserb} ?$	Oui, donc pas besoin d'armatures comprimées !			

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

Bras de levier	$\bar{Z}_{ser} = d \left(1 - \frac{\alpha_{ser}}{3} \right)$	0.159			<i>m</i>
Section des aciers	$A_{st} = \frac{M_{ser}}{Z_{ser} \times \sigma_{st}}$	2.897	4.635	1.62	<i>cm²</i>
Section minimale	$A_{st\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$	2.732			<i>cm²</i>
Armatures principales	<i>As</i>	4.71	4.71	4.71	<i>cm²</i>
	<i>Choix</i>	6 HA 10	6 HA 10	6 HA 10	
Armatures de répartition	<i>Ar</i>	3.02			<i>cm²</i>
	<i>Choix</i>	6 HA 8			

2. Etude de la prédalle.

a. Calcul des sollicitations :

Les charges appliquées sur la prédalle sont :

- Les charges permanentes dues à son propre poids :

D'après le prédimensionnement du tablier ci-dessus, la largeur définie est "*l* = 1.10 m" ;
Nous fixons ici la longueur à "*L* = 2.80 m".

D'après le « *Guide de construction VIPP* » du "SETRA", l'épaisseur strictement minimale est : "*ep* ≥ 6 cm" pour un parfait enrobage du ferrailage.

Donc, $g_{pp} = ep \times \rho_b = 0.06 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 1.50 \text{ kN/m}^2$

- Les charges permanentes dues aux poids du hourdis sur la prédalle :

$g_{ph} = eh \times \rho_b = 0.20 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 5 \text{ kN/m}^2$

- Une charge d'exploitation de "1kN/ml" prévue par le BPEL

➤ *Moment fléchissant :*

Le moment maximal en travée est : $M_t = \frac{q \times l^2}{8}$

$g_p = (5 + 1.5) \times 1 \text{ m} = 6.50 \text{ kN/ml}$

$q_p = 1 \text{ kN/ml}$

ELS : $q = g_p + q_p = 6.5 + 1 = 7.50 \text{ kN/ml}$

$M_t = \frac{7.50 \times 2.80^2}{8} = 7.35 \text{ kN.m}$

ELU : $q = 1.35g_p + 1.5q_p = 1.35 \times 6.5 + 1.5 \times 1 = 10.28 \text{ kN/ml}$

$M_t = \frac{10.28 \times 2.80^2}{8} = 10.07 \text{ kN.m}$

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

➤ **L'effort tranchant maximal :**

ELS : $T_{\max} = \frac{q \times l}{2} = \frac{7.50 \times 2.80}{2} = 10.50 \text{ kN}$

ELU : $T_{\max} = \frac{q \times l}{2} = \frac{10.28 \times 2.80}{2} = 14.39 \text{ kN}$

b. Calcul de la section d'aciers

Tableau 58 : Calcul des armatures de la prédalle

Données			
Hauteur prédalle	h_{pred}	0.06	m
Largeur	$Larg (b)$	1.10	m
Hauteur utile des acier tendus	$d = 0.9h$	0.054	m
Hauteur utile des aciers comprimés	$d' = 0.1h$	0.006	m
Limite de résistance du béton	f_{c28}	40	Mpa
Cas de fissuration	FP		
Effort tranch. de service	T_{ser}	0.0105	MN
Effort tranch. Ultime	T_u	0.01439	MN
Limite d'élasticité des aciers	F_e	500	Mpa
En Appuis			
Moment de service	M_{ser}	0.00735	MN.m
Moment Ultime	M_u	0.01007	MN.m
En Travée			
Moment de service	M_{ser}	0.00735	MN.m
Moment Ultime	M_u	0.01007	MN.m
Calcul des armatures longitudinales			
Béton	$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$	22.67	Mpa
Résistance à la traction du béton	$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28}$	3.00	Mpa
Résistance à la traction des aciers	$f_{su} = f_e / 1.15$	434.78	Mpa
Contrainte de calcul du béton	$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$	24.00	Mpa
Contrainte de calcul des aciers	$\overline{\sigma}_s = \xi = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right\}$	250.00	Mpa
Section d'Aciers tendus			
Paramètre de déformation de la section	$\overline{\alpha}_1 = \frac{15 \overline{\sigma}_{bc}}{15 \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_s}$	0.59	

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

Moment de résistance dans le béton "Mrb"	$Mrb = \frac{1}{2} \alpha_1 \left[1 - \frac{\alpha_1}{3} \right] b d^2 \sigma_{bc}$	0.02	MN.m
Comparaisons entre Mser et Mrb	$Mrb > Mser$	Donc, il n'y a pas nécessité d'armature comprimés : A's = 0	
Bras de levier	$Zb = d \left[1 - \frac{\alpha_1}{3} \right]$	0.04	m
Section d'aciers tendus (Théorique)	$A'_{ser} = \frac{M_{ser}}{Zb \cdot \sigma_s}$	6.78	cm ²
Section minimale d'aciers "As min"	$Asmin = 0,23 b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e$	0.82	cm ²
Choix des aciers	Choix	9 HA 10	
Section réelle	A's réelle	7.07	cm ²
Dispositions des aciers tendus	<i>Soit : 1 lit de 9 paquets de 1barres de HA10 chacun</i>		
Vérifications			
Contrainte de cisaillement conventionnelle	$\tau_u = T_u / bd$	0.24	Mpa
Contrainte de cisaillement limite	$\tau_{lim} = \min \{0,15 f_{c28} / \gamma_b ; 4MPa\}$	4.00	Mpa
Comparaisons	$\tau_u < \tau_{lim}$	Ok	
Conditions de non fragilité	$\frac{A_{st}}{b_0 \times d} \geq \frac{0,23 \times f_{tj}}{f_e}$		
(a)	$\frac{A_{st}}{b_0 \times d}$	1.19024	
(b)	$\frac{0,23 \times f_{tj}}{f_e}$	0.00138	
Comparaisons	$\frac{A_{st}}{b_0 \times d} \geq \frac{0,23 \times f_{tj}}{f_e}$	Ok	
Conditions de non fragilité	$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times d} \geq 0,4 \text{ MPa}$		
(c)	$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times d}$	5.95118	Mpa
Comparaisons	$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times d} \geq 0,4 \text{ MPa}$	Ok	

3. Calcul des coefficients de répartition transversale de Guyon - Massonnet

Lorsque la rigidité torsionnelle des éléments d'un pont ne peut être négligée, la section transversale du pont est considérée comme étant déformable. C'est alors qu'on utilise la méthode de "Guyon-Massonnet" (développée originalement par Guyon en 1946 et mise sous forme de

tableaux numériques par Massonnet en 1954). Cette méthode est une méthode de calcul des dalles ou de réseaux de poutres.

Principes fondamentaux de la méthode :

➤ Le premier principe fondamental est de substituer au pont réel un pont à structure continue qui a les mêmes rigidités moyennes à la flexion et à la torsion que l'ouvrage réel. Ce premier principe n'est nécessaire que pour les hypothèses mathématiques (continuité des fonctions).

➤ Le deuxième principe est d'analyser de façon approximative l'effet de la répartition transversale des charges en admettant que cette répartition est la même que si la distribution des charges selon l'axe du pont est sinusoïdale et de la forme:

$$p' = p \sin\left(\frac{\pi x}{L}\right)$$

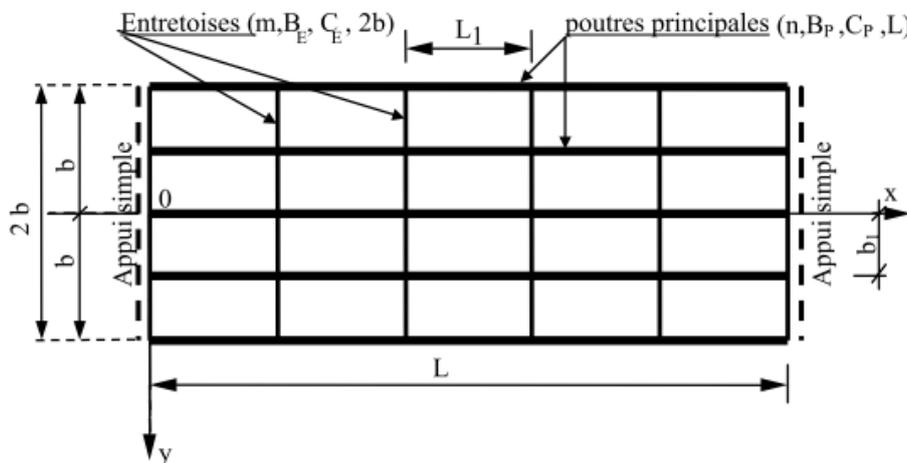
p: constante;

L: portée du pont.

Les calculs peuvent être affinés en développant la charge en série de Fourier, en fonction de l'abscisse longitudinale.

Paramètres fondamentaux :

On considère une travée indépendante, de portée "L", de largeur "2b", dont l'ossature est constituée par une poutraison croisée de n poutres longitudinales (portée "L", espacement "b1") et de "m" entretoises (portées "2b", et espacement "L1") intermédiaires, disposées transversalement (*figure ci-dessous*).



Modèle du tablier de pont d'après Guyon-Massonnet

Toutes les poutres sont identiques et caractérisées par :

- Leur rigidité à la flexion (ρ_p ; ρ_E) ;
- leur rigidité à la torsion (γ_E ; γ_P) ;

Le comportement du pont est complètement défini par "2" paramètres principaux :

- Paramètre de torsion (α) ;
$$\alpha = \frac{\gamma_P + \gamma_E}{2\sqrt{\rho_P \rho_E}}$$

- Paramètre d'entretoisement (θ) ;
$$\theta = \frac{b}{L} \sqrt[4]{\frac{\rho_P}{\rho_E}}$$

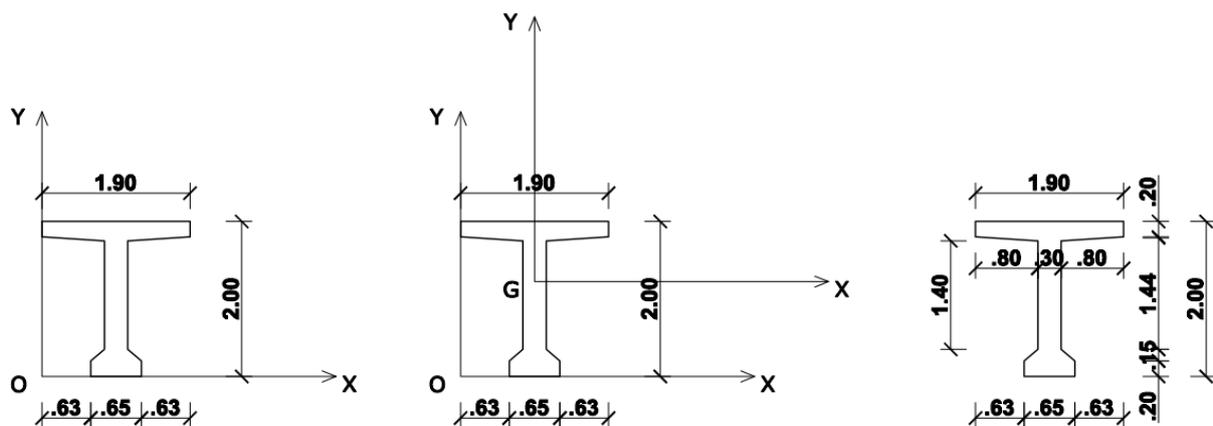
Le paramètre de torsion " α " prend en compte en plus des rigidités de flexion " ρ_p et ρ_E " celles de la torsion " γ_E et γ_P ". Il caractérise donc l'influence de la torsion et varie entre « 0 et 1 ».

$$\begin{array}{l} \alpha = 0 \quad (\gamma_P + \gamma_E) = 0 \Rightarrow \text{La résistance à la torsion est négligeable.} \\ \alpha = 1 \quad \left| \begin{array}{l} \rho_P = \rho_E = \rho \Rightarrow \text{Le pont est une dalle isotrope} \\ (\gamma_P + \gamma_E) = 2\rho \end{array} \right. \end{array}$$

Ainsi, pour le calcul d'un tablier des ponts dalles, on suppose que la dalle est isotrope et par conséquent on prend " α " = 1. Les structures réelles d'un pont à poutres ont un comportement intermédiaire entre ces 2 cas particuliers.

Lorsque le pont est très allongé ou les entretoises sont très rigides, le paramètre d'entretoisement " θ " est voisin de zéro. Pour " $\theta < 0,3$ ", on peut admettre que les entretoises sont infiniment rigides [4], ce qui correspond à " $\theta = 0$ ". Dans ce cas, on utilise la méthode de Courbon [5].

a. Calcul de l'inertie propre de la poutre



Section de poutre en I

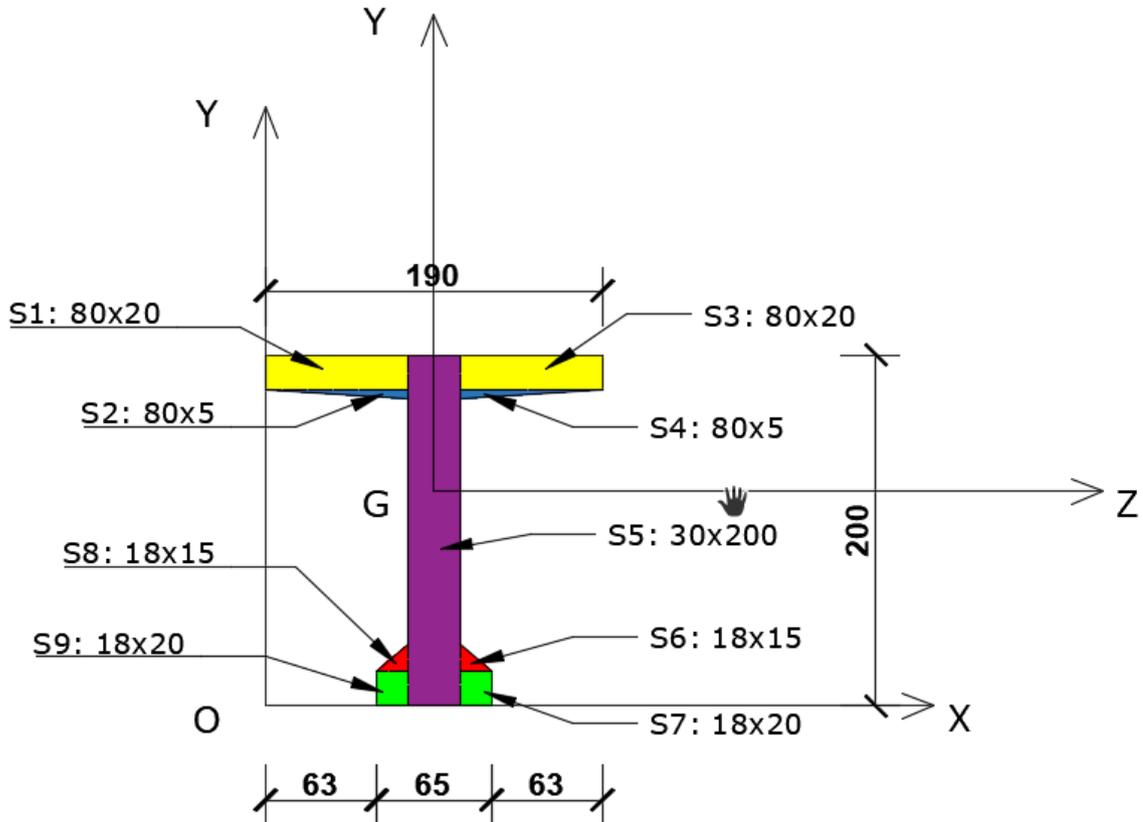


Figure 59 : Division de la poutre en surface élémentaires (dimensions en cm)

D'après le théorème de Huygens on a : $I_{GX} = I_{G_{X_i}} + S \times d^2$

Avec :

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 800 \times 200 = 160000 \text{mm}^2; & Y_{1/OX} &= 2000 - \frac{200}{2} = 1900 \text{mm}; & X_{1/OY} &= \frac{800}{2} = 400 \text{mm}; \\
 S_2 &= (800 \times 50) / 2 = 20000 \text{mm}^2; & Y_{2/OX} &= 2000 - 200 - \frac{50}{3} = 1783.33 \text{mm}; & X_{2/OY} &= \frac{2 \times 800}{3} = 533.33 \text{mm}; \\
 S_3 &= 800 \times 200 = 160000 \text{mm}^2; & Y_{3/OX} &= 2000 - \frac{200}{2} = 1900 \text{mm}; & X_{3/OY} &= 1100 + \frac{800}{2} = 1500 \text{mm}; \\
 S_4 &= (800 \times 50) / 2 = 20000 \text{mm}^2; & Y_{4/OX} &= 2000 - 200 - \frac{50}{3} = 1783.33 \text{mm}; & X_{4/OY} &= 1100 + \frac{800}{3} = 1366.67 \text{mm}; \\
 S_5 &= 300 \times 2000 = 600000 \text{mm}^2; & Y_{5/OX} &= \frac{2000}{2} = 1000 \text{mm}; & X_{5/OY} &= \frac{1900}{2} = 950 \text{mm}; \\
 S_6 &= (180 \times 150) / 2 = 13500 \text{mm}^2; & Y_{6/OX} &= 200 + \frac{150}{3} = 250 \text{mm}; & X_{6/OY} &= 1100 + \frac{180}{3} = 1160 \text{mm}; \\
 S_7 &= 180 \times 200 = 36000 \text{mm}^2; & Y_{7/OX} &= \frac{200}{2} = 100 \text{mm}; & X_{7/OY} &= 1100 + \frac{180}{2} = 1190 \text{mm}; \\
 S_8 &= (180 \times 150) / 2 = 13500 \text{mm}^2; & Y_{8/OX} &= 200 + \frac{150}{3} = 250 \text{mm}; & X_{8/OY} &= 800 - \frac{180}{3} = 740 \text{mm}; \\
 S_9 &= 180 \times 200 = 36000 \text{mm}^2; & Y_{9/OX} &= \frac{200}{2} = 100 \text{mm}; & X_{9/OY} &= 800 - \frac{180}{2} = 710 \text{mm};
 \end{aligned}$$

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

La position du centre de gravité "G"

Soit $G (X_G, Y_G)$, on a :

$$X_G = \frac{\sum_{i=1}^n (S_i \cdot X_i)}{\sum_{i=1}^n S_i} = \frac{S_1 \cdot X_1 + S_2 \cdot X_2 + S_3 \cdot X_3 + S_4 \cdot X_4 + S_5 \cdot X_5 + S_6 \cdot X_6 + S_7 \cdot X_7 + S_8 \cdot X_8 + S_9 \cdot X_9}{S_1 + S_2 + S_3 + S_4 + S_5 + S_6 + S_7 + S_8 + S_9}$$

$X_G = 950\text{mm}$

$$Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n (S_i \cdot Y_i)}{\sum_{i=1}^n S_i} = \frac{S_1 \cdot Y_1 + S_2 \cdot Y_2 + S_3 \cdot Y_3 + S_4 \cdot Y_4 + S_5 \cdot Y_5 + S_6 \cdot Y_6 + S_7 \cdot Y_7 + S_8 \cdot Y_8 + S_9 \cdot Y_9}{S_1 + S_2 + S_3 + S_4 + S_5 + S_6 + S_7 + S_8 + S_9}$$

$Y_G = 1221\text{mm}$

Le moment d'inertie "I_{GZ}"

Soit le théorème de "Huygens" :

$$I_A = I_X + S \cdot d^2$$

Avec:

d : la distance entre le solide et l'axe "Δ" ;

s : la section du solide ;

I_X : le moment d'inertie du solide par rapport à l'axe "X"

On a :

$$I_{GZ1} = I_{GZ3} = \frac{b \cdot h^3}{12} + S \cdot d^2 = \frac{800 \cdot 200^3}{12} + 160000 \times (679)^2 = 74299893333.333\text{mm}^4$$

$$I_{G'2} = \frac{b \cdot h^3}{12} - S \cdot d'^2 = \frac{800 \cdot 50^3}{12} - 20000 \times \left(\frac{50}{3}\right)^2 = 2777777.778\text{mm}^4$$

$$\Rightarrow I_{GZ2} = I_{GZ4} = I_{G'2} + S \cdot d^2 = + 20000 \times (562.33)^2 = 6327078355.778\text{mm}^4$$

$$I_{GZ5} = \frac{b \cdot h^3}{12} + S \cdot d^2 = \frac{300 \cdot 2000^3}{12} + 600000 \times (221)^2 = 229304600000.000\text{mm}^4$$

$$I_{G'6} = \frac{b \cdot h^3}{12} - S \cdot d'^2 = \frac{180 \cdot 150^3}{12} - 13500 \times \left(\frac{150}{3}\right)^2 = 16875000.000\text{mm}^4$$

$$\Rightarrow I_{GZ6} = I_{GZ8} = I_{G'6} + S \cdot d^2 = + 13500 \times (971)^2 = 12745228500.000\text{mm}^4$$

$$I_{GZ7} = I_{GZ9} = \frac{b \cdot h^3}{12} + S \cdot d^2 = \frac{180 \cdot 200^3}{12} + 36000 \times (1121)^2 = 45359076000.000\text{mm}^4$$

Ainsi,

$$I_{GZ} = \sum_{i=1}^n I_{Gi} \Rightarrow I_{GZ} = 506767152378.222\text{mm}^4 \Rightarrow I_{GZ} = 0.5068\text{m}^4$$

Tableau récapitulatif du calcul de l'inertie propre de la poutre

N° de section	B (Cm)	H (Cm)	S (Cm ²)	y _{Gj/ox} (Cm)	M/ox	I _{Gxi}	d (Cm)	I _{gx} (cm ⁴)
1	80	20	1600.00	40.00	64000.000	53333.333	67.90	7429989.3333

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

2	80	5	200.00	53.33	10666.000	277.778	56.23	632640.3578
3	80	20	1600.00	150.00	240000.000	53333.333	67.90	7429989.3333
4	80	5	200.00	136.67	27334.000	277.778	56.23	632640.3578
5	30	200	6000.00	95.00	570000.000	20000000	22.10	22930460.0000
6	18	15	135.00	116.00	15660.000	1687.500	97.10	1274522.8500
7	18	20	360.00	119.00	42840.000	12000.000	112.10	4535907.6000
8	18	15	135.00	74.00	9990.000	1687.500	97.10	1274522.8500
9	18	20	360.00	71.00	25560.000	12000.000	112.10	4535907.6000
		$\sum S =$	10590.0	$\sum M =$	1006050.00		$\sum I_{GX} =$	50676580.282

Calcul de la rigidité de flexion de la poutre

I_p = moment d'inertie de flexion, d'une poutre

L_u = largeur du tablier

b = demi-largeur active du pont

$$b = \frac{L_u}{2} \Rightarrow b = \frac{10.00}{2} = 5.00$$

E_b = le module d'élasticité longitudinale du béton

γ_E et γ_P représente les rigidités torsionnelles de la dalle

G_b = module d'élasticité transversale du béton

$G_b = E_b/2$ avec $E_b=34179,558$ Mpa

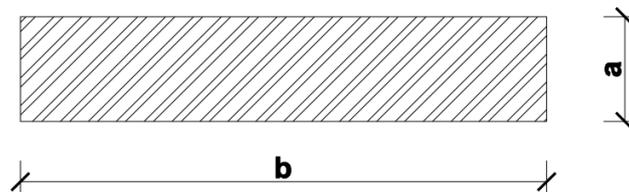
$$\rho_p = \frac{I_{GZ}}{b} \cdot E_b = \frac{0.5068}{5.40} \cdot E_b \approx 0.0939E_b \quad (\text{Rigidité de flexion de la poutre})$$

b. Moment d'inertie de torsion

D'après la théorie de l'analogie de la membrane l'inertie de torsion d'un rectangle de longueur "b" et de largeur "a" est donné par :

$$T = k (b/a) \cdot b \times a^3 \quad \text{avec } k=f(b/a)$$

Tel que ($b > a$) :



Rectangle pour la détermination de l'inertie de torsion

Dans notre cas la section en "T" avec talon est décomposée en trois éléments comme l'illustre la figure ci-dessous :

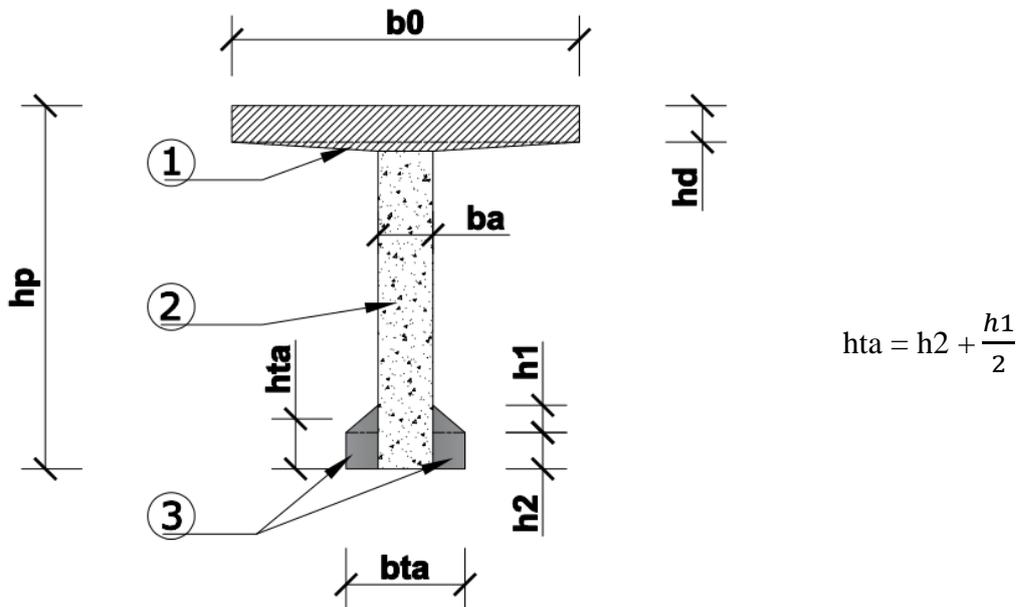


Figure 60 : Division de la poutre en "T" pour la détermination de l'inertie de torsion

Détermination des éléments intervenant dans le calcul

$b_0 = 1.90\text{m}$; $b_a = 0.30\text{m}$; $h_d = 0.20\text{m}$;

$h_p - h_d = 1.80\text{ m}$; $h_2 = 0.20\text{m}$; $h_1 = .15$; $h_{ta} = 0.275\text{ m}$; $b_{ta} = 0.65$

Le moment d'inertie de torsion par élément est :

$$\Gamma_1 = \frac{1}{2} * \frac{1}{3} * b_0 \cdot h_d^3$$

$$\Gamma_2 = k \left(\frac{2(h_p - h_d)}{b_a} \right) * (h_p - h_d) * b_a^3$$

$$\Gamma_3 = k \left(\frac{b_{ta} - b_a}{h_{ta}} \right) * (b_{ta} - b_a) * h_{ta}^3$$

Calcul du paramètre k

Tableau 59 : Valeur du coefficient k en fonction de b/a.

b/a	1.0	1.2	1.5	1.8	2.0	2.3	2.5	3.0	4.0	5.0	10.0	∞
k	0.141	0.166	0.196	0.213	0.229	0.240	0.249	0.263	0.281	0.292	0.312	0.333

Ainsi nous avons :

$$k = f\left(\frac{b}{a}\right) \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} k_2 = f(1.80/0.30) = f(6) \quad \Rightarrow \quad k_2 = 0.296 \text{ après une interpolation linéaire} \\ k_3 = f(0.65/0.275) = f(2.36) \quad \Rightarrow \quad k_3 = 0.243 \text{ après une interpolation linéaire} \end{array} \right.$$

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

on a :

$$\Gamma_1 = \frac{1}{2} * \frac{1}{3} * b_0 \cdot h_d^3 = \frac{1}{2} * \frac{1}{3} * 1.90 * (0.20)^3 = 0.00253$$

$$\Gamma_2 = k \left(\frac{2(h_p - h_d)}{b_a} \right) * (h_p - h_d) * b_a^3 = 0.296 * \left(\frac{2(2.00 - 0.2)}{0.3} \right) * (2.00 - 0.2) * (0.30)^3 = 0.17262$$

$$\Gamma_3 = k \left(\frac{b_{ta} - b_a}{h_{ta}} \right) * (b_{ta} - b_a) * h_{ta}^3 = 0.243 * \left(\frac{0.65 - 0.30}{0.275} \right) * (0.65 - 0.30) * (0.275)^3 = 0.00225$$

Moment d'inertie de torsion de la section est la somme des trois moments :

$$K_P = \sum \Gamma_1 + \Gamma_2 + \Gamma_3$$

$$K_P = 0.1774$$

les rigidités à la flexion et à la torsion

$$\gamma_E = K_P * \frac{G_b}{b} = 0.1774 * \frac{34179,558}{2 * 5.40} = 561.47 \text{ (Rigidité de torsion du hourdis)}$$

$$\gamma_P = \frac{1}{2} * \frac{1}{3} * h_d^3 * G_b = \frac{1}{2} * \frac{1}{3} * (0.20)^3 * 34179,558 = 45.57 \text{ (Rigidité de torsion de la poutre)}$$

$$\rho_P = \frac{I_{GZ}}{b} \cdot E_b = 0.0939 E_b = 0.0939 * 34179,558 = 3209.46 \text{ (Rigidité de flexion de la poutre)}$$

$$\rho_E = I_h * E_b \text{ avec } I_h = \frac{(h_d)^3}{12} \Rightarrow \frac{(0.20)^3}{12} * 34179,558 = 22.79 \text{ (Rigidité de flexion du hourdis)}$$

Calcul des paramètres fondamentaux : α et θ

Le comportement du pont est défini par deux paramètres principaux :

$$\alpha = \frac{\gamma_E + \gamma_P}{2 * \sqrt{\rho_P * \rho_E}} = \frac{561.47 + 45.57}{2 * \sqrt{3209.46 * 22.79}} = 1.12 \text{ (Paramètre de torsion)}$$

$$\theta = \frac{b}{L} * \sqrt[4]{\frac{\rho_P}{\rho_E}} = \frac{5.00}{30.00} * \sqrt[4]{\frac{3209.46}{22.79}} = 0.57 \text{ (Paramètre d'entretoisement)}$$

on a :

$\theta = 0.57 > 0.30 \Rightarrow$ On utilisera la méthode de Guyon-Massonnet pour la détermination des coefficients de répartition transversal.

c. Détermination des coefficients de répartition transversale (CRT)

Le Coefficient de Répartition Transversale (CRT), " η " est donnée par (Ben OUÉZDOU, Tome 2, Octobre 2012) :

$$\eta = \frac{\sum_{i=1}^n P_i \cdot K_i}{\sum_{i=1}^n P_i} = \frac{p \sum K_i}{n \cdot p} = \frac{\sum K_i}{n} = \frac{K}{n}$$

Avec :

P_i : Charge sinusoïdale appliquée sur le pont. On remarque ici que p se simplifie et on n'a donc pas besoin d'écrire son expression sinusoïdale.

$$\Rightarrow \eta = \frac{K}{n}$$

Avec :

n : Nombre de poutres ($n=4$).

K : Coefficient déterminé par les tableaux de Guyon-Massonnet.

" K " dépend de :

- la valeur du paramètre de torsion " α " ;
- la valeur du paramètre d'entretoisement " θ " ;
- l'excentricité de la charge " e ".
- l'ordonnée de la poutre considérée " y ".

$$\begin{cases} \alpha = 0 \\ \alpha = 1 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} K_0 \\ K_1 \end{cases}$$

Pour " α " quelconque, l'interpolation n'est pas linéaire. Elle est donnée par "Massonnet" :

$$K = K_0 + (K_1 - K_0)\sqrt{\alpha}$$

Pour plus de précision, "Sattler" a proposé les relations suivantes :

$$\begin{cases} K = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha^{0,05} & 0 \leq \theta \leq 0,1 \\ K = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha(1 - e^{-\theta_0}) & 0,1 \leq \theta \leq 1 \quad \text{avec} \quad \theta_0 = \frac{0,065 - \theta}{0,663} \\ K = K_0 + (K_1 - K_0)\sqrt{\alpha} & \theta > 1 \end{cases}$$

" K_0 et K_1 " sont données par les tables de "Guyon-Massonnet" en fonction de " θ ", " e " et " y ".

Calcul des CRT pour la poutre de rive

Interpolation sur α

Pour $0.1 \leq \theta \leq 1$, Sattler nous propose la relation suivante :

$$K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\alpha(1 - e^{-\theta_0}), \text{ avec } \theta_0 = \frac{0,065 - \theta}{0,663}$$

$$K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) 1.12 (1 - e^{-0.762}) = K_0 + (K_1 - K_0) \times 0.597 = K_0 - 0.597K_0 + 0.597K_1$$

$$K_\alpha = 0.403K_0 + 0.597K_1$$

Interpolation sur θ

$\theta = 0,62$, donc interpolation entre $\theta_1 = 0,55$ et $\theta_2 = 0,60$

$$K_{\theta=0.57} = K_{\theta_1} + \frac{\theta - \theta_1}{\theta_2 - \theta_1}(K_{\theta_2} - K_{\theta_1}) = K_{\theta_1} + \frac{0.57 - 0.55}{0.60 - 0.55}(K_{\theta_2} - K_{\theta_1}) = K_{\theta_1} + 0.40(K_{\theta_2} - K_{\theta_1})$$

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

$$K_{\theta=0.57} = K_{\theta_1} + 0.40K_{\theta_2} - 0.40K_{\theta_1} = 0.60K_{\theta_1} + 0.40K_{\theta_2}$$

$$K_{\theta=0.57} = 0.60K_{\theta_1=0.55} + 0.40K_{\theta_2=0.60}$$

Interpolation sur y (position de la poutre de rive)

$$y = 2.7 + 1.35 = 4.05 \text{ m} \quad \text{et} \quad b = 5.00 \text{ m}, \quad \text{donc} \quad y = + \frac{4.05}{5.00} b = 0.81b$$

$$0.75b \leq y \leq b$$

Les tableaux de Massonnet donnent les valeurs de K pour

$$K_{y=0.75b} = K_{y=3b/4} \quad \text{et} \quad K_b = K_{y=b}$$

$$K_{0.81b} = K_{0.75b} + \frac{0.81 - 0.75}{1 - 0.75} (K_b - K_{0.75b}) = K_{0.75b} + 0.24(K_b - K_{0.75b}) = K_{0.75b} + 0.24K_b - 0.24K_{0.75b}$$

$$K_{0.81b} = 0.76 K_{0.75b} + 0.24K_b$$

$$K_{y=0.81b} = 0.76 K_{y=3b/4} + 0.24K_{y=b}$$

En résumé, on a trois interpolations à faire. On choisit par ordre:

- 1- $K_{y=0.81b} = 0.76 K_{y=3b/4} + 0.24K_{y=b}$
- 2- $K_{\alpha} = 0.403K_0 + 0.597K_1$
- 3- $K_{\theta=0.57} = 0.60K_{\theta_1=0.55} + 0.40K_{\theta_2=0.60}$

Il ne reste plus qu'à retrouver "K =K(e)". On détermine tout d'abord un tableau pour " $\theta_1 = 0.55$ " et pour " $\theta_1 = 0.60$ ".

➤ **1er cas : Tableau pour " $\theta_1 = 0.55$ "**

O=0.55		e	b	3b/4	b/2	b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
K0	K_(y=3b/4)	-0.8871	-0.5279	-0.1538	0.2657	0.7666	1.3746	2.0885	2.8585	3.6081	3.6081
	K_(y=b)	-1.2289	-0.8871	-0.5233	-0.0883	0.4848	1.2654	2.3046	3.6081	5.0997	5.0997
	K_(y=0.81b)	-0.9691	-0.6141	-0.2425	0.1807	0.6990	1.3484	2.1404	3.0384	3.9661	3.9661
K1	K_(y=3b/4)	0.3922	0.4737	0.5777	0.7192	0.9069	1.1411	1.6611	1.8520	1.8520	1.8520
	K_(y=b)	0.3153	0.3922	0.4916	0.6309	0.8255	1.0889	1.8520	2.3314	2.3314	2.3314
	K_(y=0.81b)	0.3737	0.4541	0.5570	0.6980	0.8874	1.1286	1.7069	1.9671	1.9671	1.9671
Kalpha	K01	-0.1674	0.0236	0.2348	0.4895	0.8114	1.2172	1.8816	2.3988	2.7727	2.7727

les valeurs de "K₀" et de "K₁" pour "K_{3b/4}" et "K_b" sont directement recopiés à partir des tableaux de "Massonnet" (les deux premières lignes pour chaque K) [Tableaux tous retrouvables dans le livre "Ben Ouézdou, Tome 2, Octobre 2012"]; Ensuite, on effectue une première interpolation sur y pour obtenir "K_{0,81b}", à savoir :

$$\left\{ \begin{array}{l} K_{0,y=0.81b} = 0.76 K_{y=3b/4} + 0.24K_{y=b} \end{array} \right.$$

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

$$K_{l/y=0.81b} = 0.76 K_{y=3b/4} + 0.24K_{y=b}$$

La troisième interpolation a été effectuée sur α en utilisant la 3ème ligne pour chaque "K" pour obtenir la dernière ligne " K_{θ_1} ".

$$K_{/\alpha} = K_{/\theta=0.57} = 0.403K_0 + 0.597K_1$$

➤ **2ème cas : Tableau pour " $\theta_1 = 0.60$ "**

"K" pour " $\theta_2 = 0.60$ " après 2 interpolations (sur "y" puis sur "a")

$\theta_2 = 0.60$										
e		-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
K₀	K_{y=3b/4}	-0.7808	-0.4806	-0.1615	0.2154	0.6968	1.3177	2.0778	2.9106	3.7122
	K_{y=b}	-1.0112	-0.7808	-0.5241	-0.1808	0.3347	1.1155	2.2358	3.7122	5.4480
	K_{y=0.81b}	-0.8361	-0.5526	-0.2485	0.1203	0.6099	1.2692	2.1157	3.1030	4.1288
K₁	K_{y=3b/4}	0.3362	0.4171	0.5243	0.6761	0.8839	1.1510	1.4582	1.7518	1.9607
	K_{y=b}	0.2627	0.3362	0.4349	0.5792	0.7878	1.0792	1.4686	1.9607	2.5312
	K_{y=0.81b}	0.3186	0.3977	0.5028	0.6528	0.8608	1.1338	1.4607	1.8019	2.0976
Kα	K_{\theta_2}	-0.1468	0.0147	0.2000	0.4382	0.7597	1.1883	1.7247	2.3263	2.9162

les valeurs de " K_0 " et de " K_1 " pour " $K_{3b/4}$ " et " K_b " sont directement recopiés à partir des tableaux de "Massonnet" (les deux premières lignes pour chaque K) [Tableaux tous retrouvables dans le livre "Ben Ouédjou, Tome 2, Octobre 2012"]; Ensuite, on effectue une première interpolation sur y pour obtenir " $K_{0,81b}$ ", à savoir :

$$\begin{cases} K_{0/y=0.81b} = 0.76 K_{y=3b/4} + 0.24K_{y=b} \\ K_{1/y=0.81b} = 0.76 K_{y=3b/4} + 0.24K_{y=b} \end{cases}$$

La deuxième interpolation a été effectuée sur α en utilisant la 3ème ligne pour chaque "K" pour obtenir la dernière ligne " K_{θ_2} ".

$$K_{/\alpha} = K_{/\theta=0.57} = 0.403K_0 + 0.597K_1$$

Ainsi, on obtient " $K=K(e)$ ", après les 3 interpolations :

" $K=K(e)$ ", après les 3 interpolations

$\theta = 0.57$										
e		-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
K		-0.1592	0.0201	0.2209	0.4690	0.7907	1.2056	1.8188	2.3698	2.8301

Les valeurs trouvées de "K" sont arrondies à "2 chiffres" après la virgule pour qu'on puisse tracer la courbe de "K" :

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

Valeurs arrondis de " $K=K(e)$ "

$\theta = 0.57$									
e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
K	-0.16	0.02	0.22	0.47	0.79	1.21	1.82	2.37	2.83

On choisit une échelle pour tracer la courbe " $K=K(e)$ ", qui représente la ligne d'influence (Li) de "K" pour la poutre de rive (N°1) (figure 10). On trace la courbe de "K" de préférence sur un papier millimétrique.

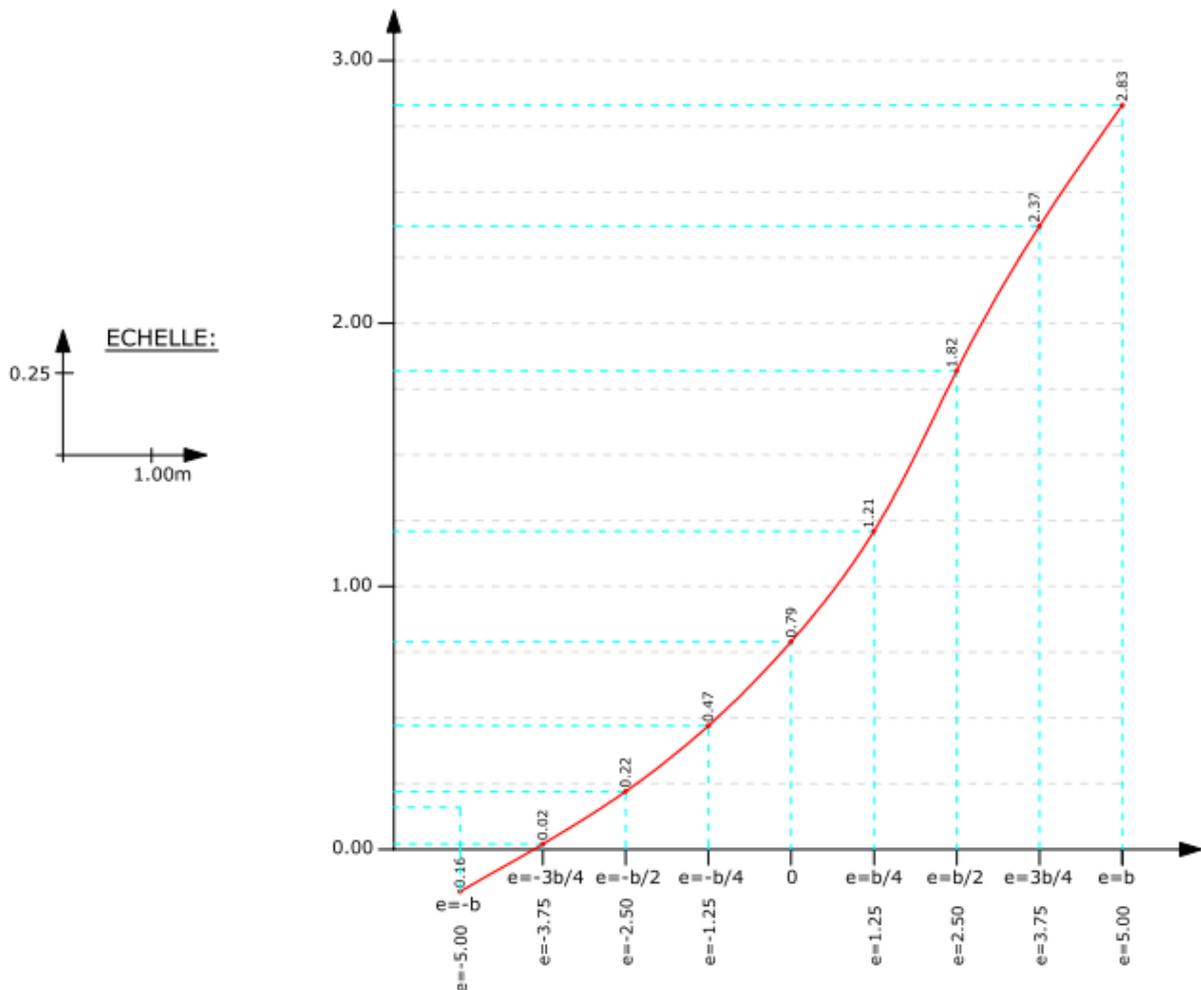


Figure 61 : Ligne d'influence de "K" pour la poutre de rive.

A partir donc de ses valeurs et de la courbe tracée nous allons déterminer les valeurs du "CRT" pour les différents cas de chargements.

Détermination des CRT

- Caractéristiques du pont

On détermine les caractéristiques du pont d'après les règlements des charges . La largeur

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

chargeable "Lch", est la même que la largeur roulable, "Lr", puisqu'il n'y a pas de glissière de sécurité sur la chaussée. $\Rightarrow Lch = Lr = 7,00 \text{ m}$.

Le nombre de voie est : $Nv = E\left(\frac{Lch}{3}\right) = E\left(\frac{7,00}{3}\right) = 2 \text{ voies}$

D'où la largeur d'une voie "V" est : $V = \frac{7,00}{2} = 3,50 \text{ m}$

$Lr = 7,00 \text{ m} \geq 7,00 \text{ m} \Rightarrow$ alors Le pont est de la 1^{ère} classe.

▪ **Charge AL**

On place la charge "AL" suivant les règles de chargement de la manière la plus défavorable. Pour cela et à cause de la variation de "a1" et de la largeur de chargement "L_{Al}", on essaye différents cas (1voie ou 2voies chargées), (figure 11).

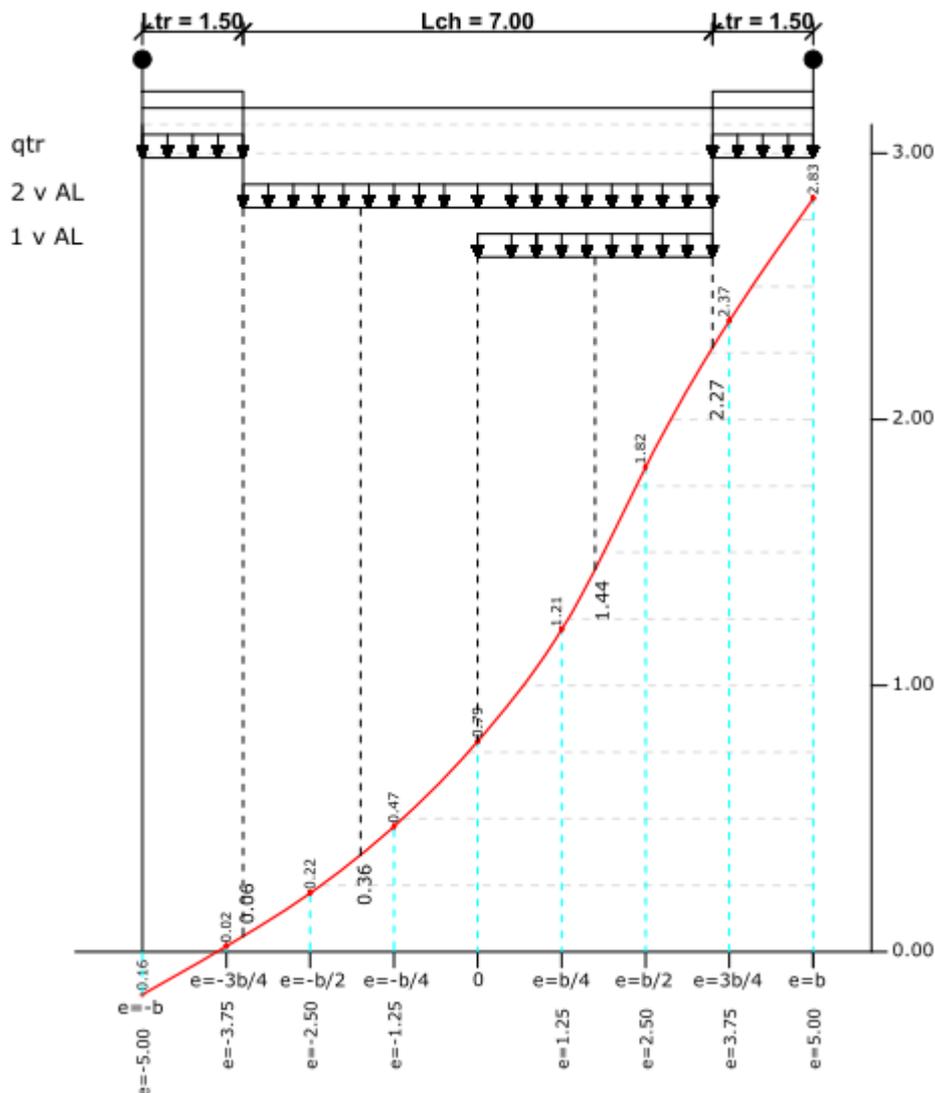


Figure 62 : Application de la charge "AL" et celle du trottoir "qtr" sur la "Li" de "K" pour la poutre de rive.

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

1^{er} cas : 1 voie chargée de largeur, $L_{Al} = 1.V = 3.50$ m

Pont de la 1^{ère} classe et 1 voie chargée $\Rightarrow a_1=1.0$

Ici, la fin de la voie chargée coïncide avec $e = b - (L_{tr} + 1.V) \approx 0$.

Le coefficient "K" pour ce cas de chargement de "Al" est l'aire " ω_{Al} " de la "Li" correspondant à la charge divisée par la largeur du chargement:

$$K_{Al} = \frac{\omega_{Al}}{L_{Al}}$$

$$K_{Al} = \frac{1}{L_{Al}} \left[\frac{1}{2} K(e=b-L_{tr}-0.25) + K(e=\frac{b}{2} - 0.75) + K(e=0) \right] \frac{b}{4}$$

$$K_{Al} = \frac{1}{L_{Al}} \left[\frac{1}{2} K(e=\frac{3b}{4} - 0.25) + K(e=\frac{b}{2} - 0.75) + \frac{1}{2} K(e=0) \right] \frac{b}{4}$$

$$K_{Al} = \frac{1}{3.50} \left[\frac{1}{2} \times 2.27 + 1.44 + \frac{1}{2} \times 1.21 \right] \frac{5}{4}$$

$$K_{Al} = 1.136$$

Le CRT " η_{Al} " est :

$$\eta_{Al} = \frac{K_{Al}}{n} = \frac{1.136}{4} = 0.284$$

$$a_1 \cdot \eta_{Al} \cdot L_{Al} = 1.00 \times 0.284 \times 3.50 = 0.994$$

2^{ème} cas : 2 voies chargées de largeur, $L_{Al} = 2.V = 7.00$ m

Toute la largeur roulable est chargée. Pont de la 1^{ère} classe et 2 voies chargées $\Rightarrow a_1= 1.00$

$$K_{Al} = \frac{\omega_{Al}}{L_{Al}}$$

$$K_{Al} = \frac{1}{L_{Al}} \left[\frac{1}{2} K(e=\frac{3b}{4}-0.25) + K(e=\frac{b}{2}-0.75) + 2 \times K(e=0) + K(e=-\frac{b}{2}-0.75) + \frac{1}{2} K(e=-\frac{3b}{4}+0.25) \right] \frac{b}{4}$$

$$K_{Al} = \frac{1}{7.00} \left[\frac{1}{2} \times 2.27 + 1.44 + 2 \times 1.21 + 0.36 + 0.47 + \frac{1}{2} \times 0.06 \right] \frac{5}{4}$$

$$K_{Al} = 1.05$$

Le CRT " η_{Al} " est :

$$\eta_{Al} = \frac{K_{Al}}{n} = \frac{1.05}{4} = 0.263$$

$$a_1 \cdot \eta_{Al} \cdot L_{Al} = 1.00 \times 0.263 \times 7.00 = 1.841$$

Donc, Le cas le plus défavorable est celui avec 2 voies chargées.

Charge du trottoir "qtr" : $L_{tr} = 1.50$ m

Cas le plus défavorable : 2 trottoirs chargés

Les extrémités des chargements correspondent au début et à la fin des trottoirs, ceci coïncide avec " $e = b$ " et " $e = b - L_{tr} = 3b/4$ " pour le trottoir de droite et avec " $e = -b$ " et " $e = -$

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

$b+L_{tr}=-3b/4$ " pour le trottoir de gauche (*figure 59*). De même que pour "A1", le coefficient "K" est le rapport entre l'aire " Ω_{tr} " de la "Li" correspondant au chargement du trottoir par sa largeur " L_{tr} ".

$$K_{tr} = \frac{\Omega_{tr}}{L_{tr}}$$

$$K_{tr} = \frac{1}{2} [K(e=b) + K(e=b-L_{tr})] \frac{L_{tr}}{L_{tr}} + \frac{1}{2} [K(e=-b+L_{tr}) + K(e=-b)] \frac{L_{tr}}{L_{tr}}$$

$$K_{tr} = \frac{1}{2} [K(e=b) + K(e=3b/4 - 0.25) + K(e=-3b/4 + 0.25) + K(e=-b)]$$

$$K_{tr} = \frac{1}{2} [2.83 + 2.27 + 0.06 - 0.16]$$

$$K_{tr} = 2.50$$

Le CRT " η_{tr} " est :

$$\eta_{tr} = \frac{K_{tr}}{n} = \frac{2.50}{4} = 0.625$$

$\eta_{tr} = 0.625$ avec $L_{tr} = 1.50$ m

▪ **Charge Bc**

Le coefficient bc dépend du nombre de files de camions à placer. Pont de la 1^{ère} classe

- 1 file => bc=1.2
- 2 files => bc=1.1

A cause de la variation de "bc", on essaye 2 cas différents (1 file et 2 files Bc) (*figure 60*). On place les différentes files de roues sur la largeur chargeable de la manière la plus défavorable. Donc on place les convois de "Bc" décalées à droite en prenant soin de laisser "0.25 m" entre le bord du trottoir et la première file de roues.

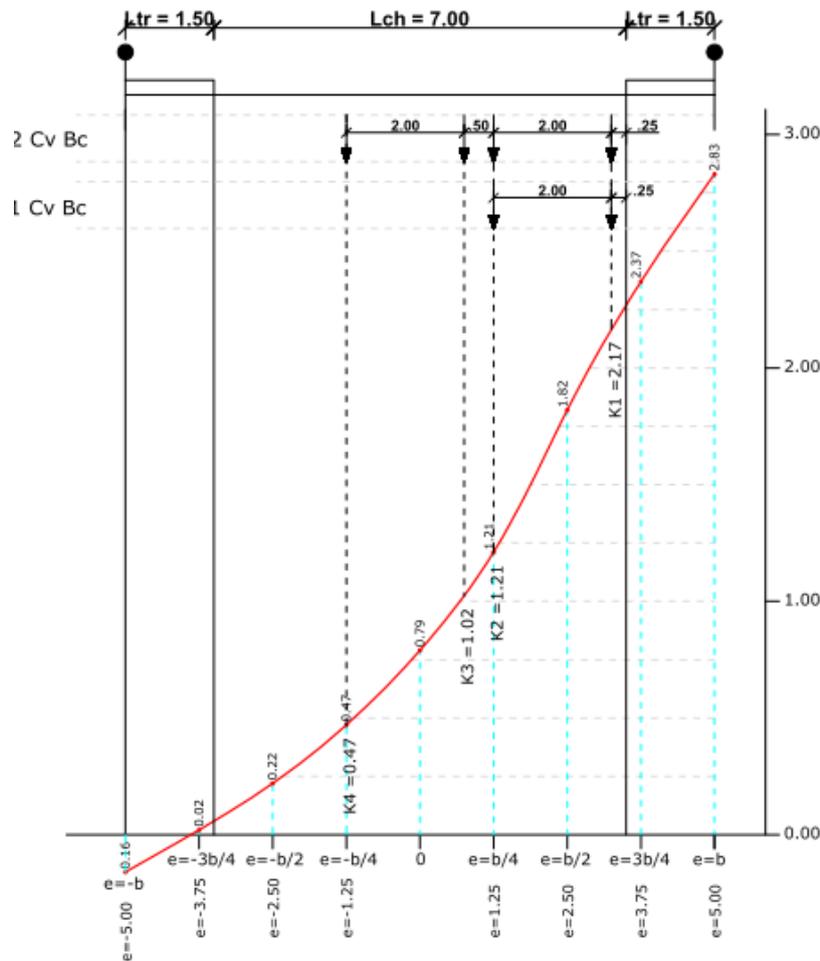


Figure 63 : Application de la charge "Bc" sur la Li de "K" pour la poutre de rive.

1^{er} cas : 1 file de "Bc" avec "bc = 1.2"

$$K_{Bc} = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^2 Ki = \frac{1}{2} (K_1 + K_2) = \frac{1}{2} (2.17 + 1.21) = 1.69$$

On rappelle que le facteur "1/2" est introduit pour indiquer que longitudinalement on prend la charge d'un essieu et non pas d'une roue. Les "Ki" sont déterminées graphiquement sur la figure (figure 60). Ainsi le CRT " η_{Bc} " est :

$$\eta_{Bc} = \frac{K_{Bc}}{n} = \frac{1.69}{4} = 0.42$$

Pour la comparaison, on utilise "bc. η_{Bc} ".

$$bc.\eta_{Bc} = 1.2 \times 0.42 = 0.51$$

2^{ème} cas : 2 files de "Bc" avec "bc = 1.1"

$$K_{Bc} = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^2 Ki = \frac{1}{2} (K_1 + K_2 + K_3 + K_4) = \frac{1}{2} (2.17 + 1.21 + 1.02 + 0.47) = 2.435$$

On rappelle que le facteur "1/2" est introduit pour indiquer que longitudinalement on

Cas : 2 tandems de "Bt" avec "bt = 1.00"

$$K_{Bt} = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^2 Ki = \frac{1}{2} (K_1 + K_2 + K_3 + K_4) = \frac{1}{2} (2.06 + 1.12 + 0.79 + 0.32) = 2.145$$

On rappelle que le facteur "1/2" est introduit pour indiquer que longitudinalement on prend la charge d'un essieu et non pas d'une roue. Les "Ki" sont déterminées graphiquement sur la figure (*figure 61*). Ainsi le CRT " η_{Bt} " est :

$$\eta_{Bt} = \frac{K_{Bt}}{n} = \frac{2.145}{4} = 0.536$$

Pour la comparaison, on utilise "bt. η_{Bt} ".

$$bt.\eta_{Bt} = 1.00 \times 0.536 = 0.536$$

A retenir un CRT pour "Bt" :

$\eta_{Bt} = 0.536$ avec bt = 1.00 et P = 16t essieux arrière) et 16t (essieux avant).

▪ **Charge Mc120**

1 Char, c.à.d., 2 chenilles avec $L_{Mc} = 1.00$ m; (*voir figure 61*)

$$K_{Mc} = \frac{1}{2} \left[\frac{1}{2} (K_5 + K_6) + \frac{1}{2} (K_7 + K_8) \right] \frac{L_{Mc}}{L_{Mc}} = \frac{1}{4} (K_5 + K_6 + K_7 + K_8)$$

$$K_{Mc} = \frac{1}{4} (2.27 + 1.82 + 0.85 + 0.58) = 1.38$$

Le CRT " η_{Mc} " est :

$$\eta_{Mc} = \frac{K_{Mc}}{n} = \frac{1.38}{4} = 0.345$$

A retenir un CRT pour "Mc120" :

$\eta_{Mc} = 0.345$ avec $L_{Mc} = 1.00$ m et longitudinalement P = 110t

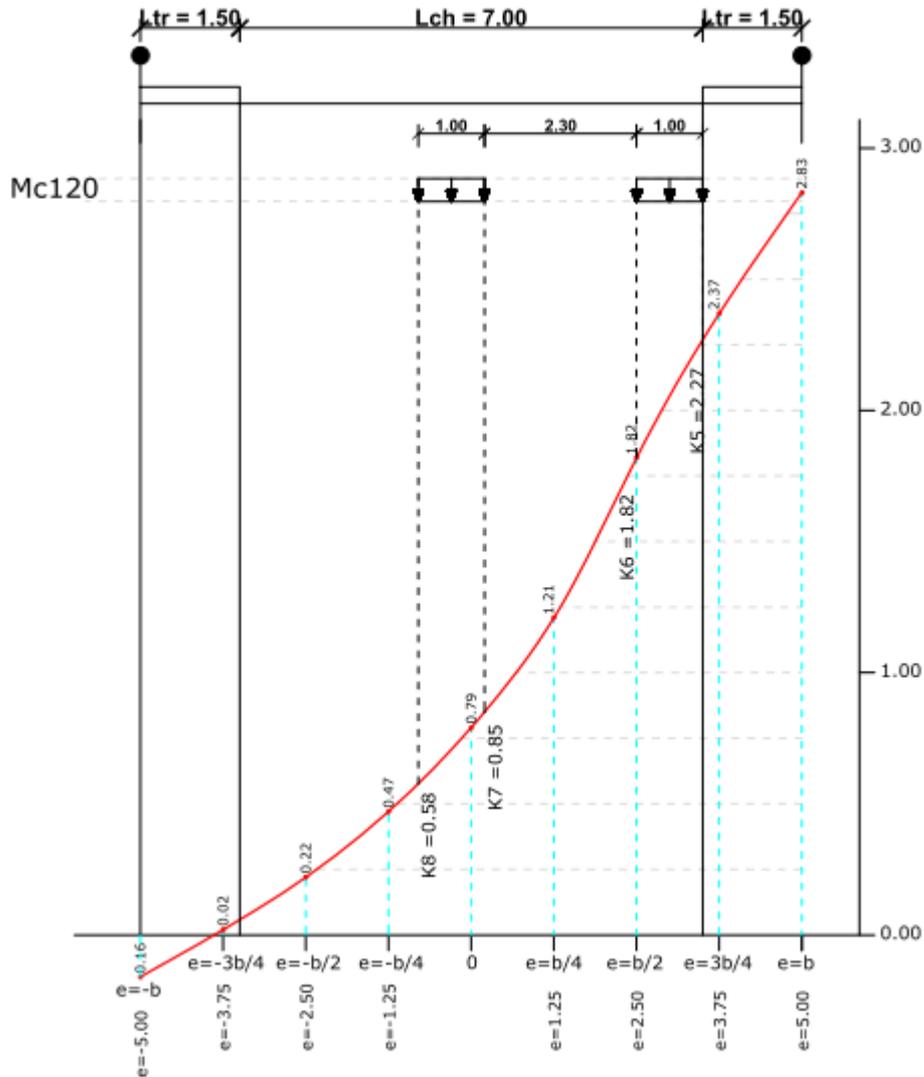


Figure 65 : Application de la charge "Mc120" sur la Li de "K" pour la poutre de rive.

Calcul des CRT pour les poutres intermédiaires

Interpolation sur α

Pour $0.1 \leq \theta \leq 1$, Sattler nous propose la relation suivante :

$$K_{\alpha} = K_0 + (K_1 - K_0)\alpha(1 - e^{\theta_0}), \text{ avec } \theta_0 = \frac{0.065 - \theta}{0.663}$$

$$K_{\alpha} = K_0 + (K_1 - K_0) 1.12 (1 - e^{-0.762}) = K_0 + (K_1 - K_0) \times 0.597 = K_0 - 0.597K_0 + 0.597K_1$$

$$K_{/\alpha} = 0.403K_0 + 0.597K_1$$

Interpolation sur θ

$\theta = 0,62$, donc interpolation entre $\theta_1 = 0,55$ et $\theta_2 = 0,60$

$$K_{/\theta=0.57} = K_{\theta_1} + \frac{\theta - \theta_1}{\theta_2 - \theta_1}(K_{\theta_2} - K_{\theta_1}) = K_{\theta_1} + \frac{0.57 - 0.55}{0.60 - 0.55}(K_{\theta_2} - K_{\theta_1}) = K_{\theta_1} + 0.40(K_{\theta_2} - K_{\theta_1})$$

$$K_{/\theta=0.57} = K_{\theta_1} + 0.40K_{\theta_2} - 0.40K_{\theta_1} = 0.60K_{\theta_1} + 0.40K_{\theta_2}$$

$$K_{/\theta=0.57} = 0.60K_{/\theta_1=0.55} + 0.40K_{/\theta_2=0.60}$$

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

Interpolation sur y (position de la poutre intermédiaire)

$$y = 1.35 \text{ m} \quad \text{et} \quad b = 5.00 \text{ m}, \quad \text{donc} \quad y = + \frac{1.35}{5.00} b = 0.27b$$

$$0.25b \leq y \leq 0.5b$$

Les tableaux de Massonnet donnent les valeurs de K pour

$$K_{y=0.25b} = K_{y=b/4} \quad \text{et} \quad K_{0.5b} = K_{y=b/2}$$

$$K_{0.27b} = K_{0.25b} + \frac{0.27 - 0.25}{0.50 - 0.25} (K_{0.5b} - K_{0.25b}) = K_{0.25b} + 0.08(K_{0.5b} - K_{0.25b}) = K_{0.25b} + 0.08K_{0.5b} -$$

$$0.08K_{0.25b}$$

$$K_{0.27b} = 0.92 K_{0.25b} + 0.08K_{0.5b}$$

$$K_{y=0.27b} = 0.92 K_{y=b/4} + 0.08K_{y=b/2}$$

En résumé, on a trois interpolations à faire. On choisit par ordre:

1- $K_{y=0.27b} = 0.92 K_{y=b/4} + 0.08K_{y=b/2}$

2- $K_{\alpha} = 0.403K_0 + 0.597K_1$

3- $K_{\theta=0.57} = 0.60K_{\theta_1=0.55} + 0.40K_{\theta_2=0.60}$

Il ne reste plus qu'à retrouver "K =K(e)". On détermine tout d'abord un tableau pour " $\theta_1=0.55$ " et pour " $\theta_1=0.60$ ".

➤ **1er cas : Tableau pour " $\theta_1 = 0.55$ "**

O=0.55		e	b	3b/4	b/2	b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
K0	K_(y=3b/4)	-	-	-	0.2657	0.7666	1.3746	2.0885	2.8585	3.6081	3.6081
	K_(y=b)	1.2289	0.8871	0.5233	0.0883	0.4848	1.2654	2.3046	3.6081	5.0997	5.0997
	K_(y=0.81b)	-0.9691	-0.6141	-0.2425	0.1807	0.6990	1.3484	2.1404	3.0384	3.9661	3.9661
K1	K_(y=3b/4)	0.3922	0.4737	0.5777	0.7192	0.9069	1.1411	1.6611	1.8520	1.8520	1.8520
	K_(y=b)	0.3153	0.3922	0.4916	0.6309	0.8255	1.0889	1.8520	2.3314	2.3314	2.3314
	K_(y=0.81b)	0.3737	0.4541	0.5570	0.6980	0.8874	1.1286	1.7069	1.9671	1.9671	1.9671
Kalpha	K01	-0.1674	0.0236	0.2348	0.4895	0.8114	1.2172	1.8816	2.3988	2.7727	2.7727

les valeurs de "K₀" et de "K₁" pour "K_{b/4}" et "K_{b/2}" sont directement recopiés à partir des tableaux de "Massonnet" (les deux premières lignes pour chaque K) [Tableaux tous retrouvables dans le livre "Ben OUÉZDOU, Tome 2, Octobre 2012"]; Ensuite, on effectue une première interpolation sur y pour obtenir "K_{0,27b}", à savoir :

$$K_{0,y=0.27b} = 0.92 K_{y=b/4} + 0.08K_{y=b/2}$$

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

$$K_{l/y=0.27b} = 0.92 K_{y=b/4} + 0.08K_{y=b/2}$$

La troisième interpolation a été effectuée sur α en utilisant la 3ème ligne pour chaque "K" pour obtenir la dernière ligne " K_{θ_1} ".

$$K_{/\alpha} = K_{\theta=0.57} = 0.403K_0 + 0.597K_1$$

➤ **2ème cas : Tableau pour " $\theta_1 = 0.60$ "**

"K" pour " $\theta_2 = 0.60$ " après 2 interpolations (sur "y" puis sur " α ")

$\theta_2 = 0.60$										
e		-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
K₀	K_{y=b/4}	-0.181	0.2154	0.6119	0.998	1.332	1.524	1.485	1.318	1.116
	K_{y=b/2}	-0.524	-0.162	0.2117	0.612	1.045	1.485	1.858	2.078	2.236
	K_{y=0.27b}	-0.2083	0.1852	0.5799	0.9668	1.3086	1.5206	1.5151	1.3785	1.2051
K₁	K_{y=b/4}	0.5792	0.6761	0.7992	0.955	1.122	1.236	1.221	1.151	1.079
	K_{y=b/2}	0.4349	0.5243	0.641	0.799	1	1.221	1.399	1.458	1.469
	K_{y=0.27b}	0.5677	0.6640	0.7865	0.9421	1.1117	1.2349	1.2350	1.1756	1.1104
Kα	K_{\theta_2}	0.2550	0.4710	0.7033	0.9521	1.1911	1.3500	1.3479	1.2574	1.1485

les valeurs de "K₀" et de "K₁" pour "K_{b/4}" et "K_{b/2}" sont directement copiés à partir des tableaux de "Massonnet" (les deux premières lignes pour chaque K) [Tableaux tous retrouvables dans le livre "Ben OUEZDOU, Tome 2, Octobre 2012"]; Ensuite, on effectue une première interpolation sur y pour obtenir "K_{0,27b}", à savoir :

$$\begin{cases} K_{0/y=0.27b} = 0.92 K_{y=b/4} + 0.08K_{y=b/2} \\ K_{1/y=0.27b} = 0.76 K_{y=b/4} + 0.08K_{y=b/2} \end{cases}$$

La deuxième interpolation a été effectuée sur " α " en utilisant la 3ème ligne pour chaque "K" pour obtenir la dernière ligne " K_{θ_2} ".

$$K_{/\alpha} = K_{\theta=0.57} = 0.403K_0 + 0.597K_1$$

Ainsi, on obtient "K=K(e)", après les 3 interpolations :

"K=K(e)" après les 3 interpolations

$\theta = 0.57$										
e		-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
K		0.29	0.50	0.72	0.95	1.17	1.32	1.32	1.25	1.19

Les valeurs trouvées de "K" sont arrondies à "2 chiffres" après la virgule pour qu'on puisse tracer la courbe de "K" :

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

Valeurs arrondis de " $K=K(e)$ "

$\theta = 0.57$									
e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
K	0.29	0.50	0.72	0.95	1.17	1.32	1.32	1.25	1.19

On choisit une échelle pour tracer la courbe " $K=K(e)$ ", qui représente la ligne d'influence (Li) de "K" pour les poutres intermédiaires (figure 63). On trace la courbe de "K" de préférence sur un papier millimétrique.

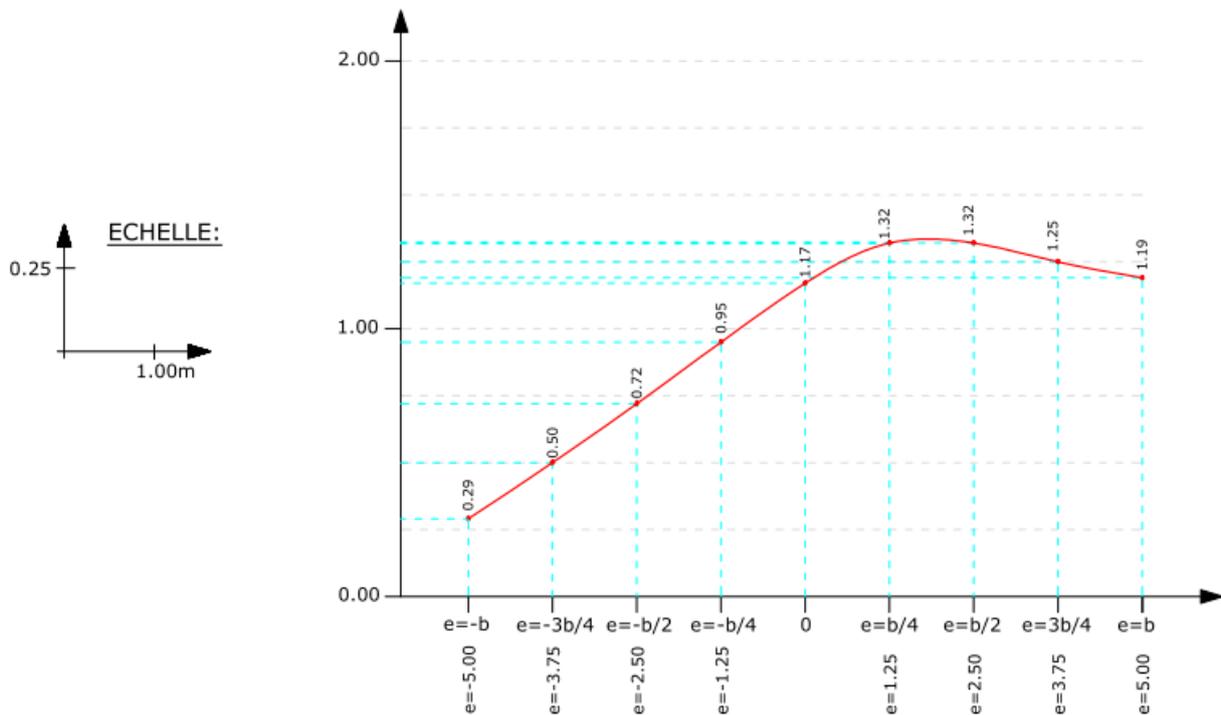


Figure 66 : Ligne d'influence de "K" pour la poutre intermédiaire.

Détermination des CRT

- Caractéristiques du pont

Le pont conserve les mêmes caractéristiques, à savoir :

$L_{ch} = L_r = 7.00$ m

$N_v = 2$ voies et $V = 3.50$ m

Pont de la 1^{ère} classe

- Charge AL

On place la charge "AL" suivant les règles de chargement de la manière la plus défavorable. Pour cela et à cause de la variation de "a1" et de la largeur de chargement " L_{Al} ", on essaye différents cas (1voie ou 2voies chargées), (figure 64).

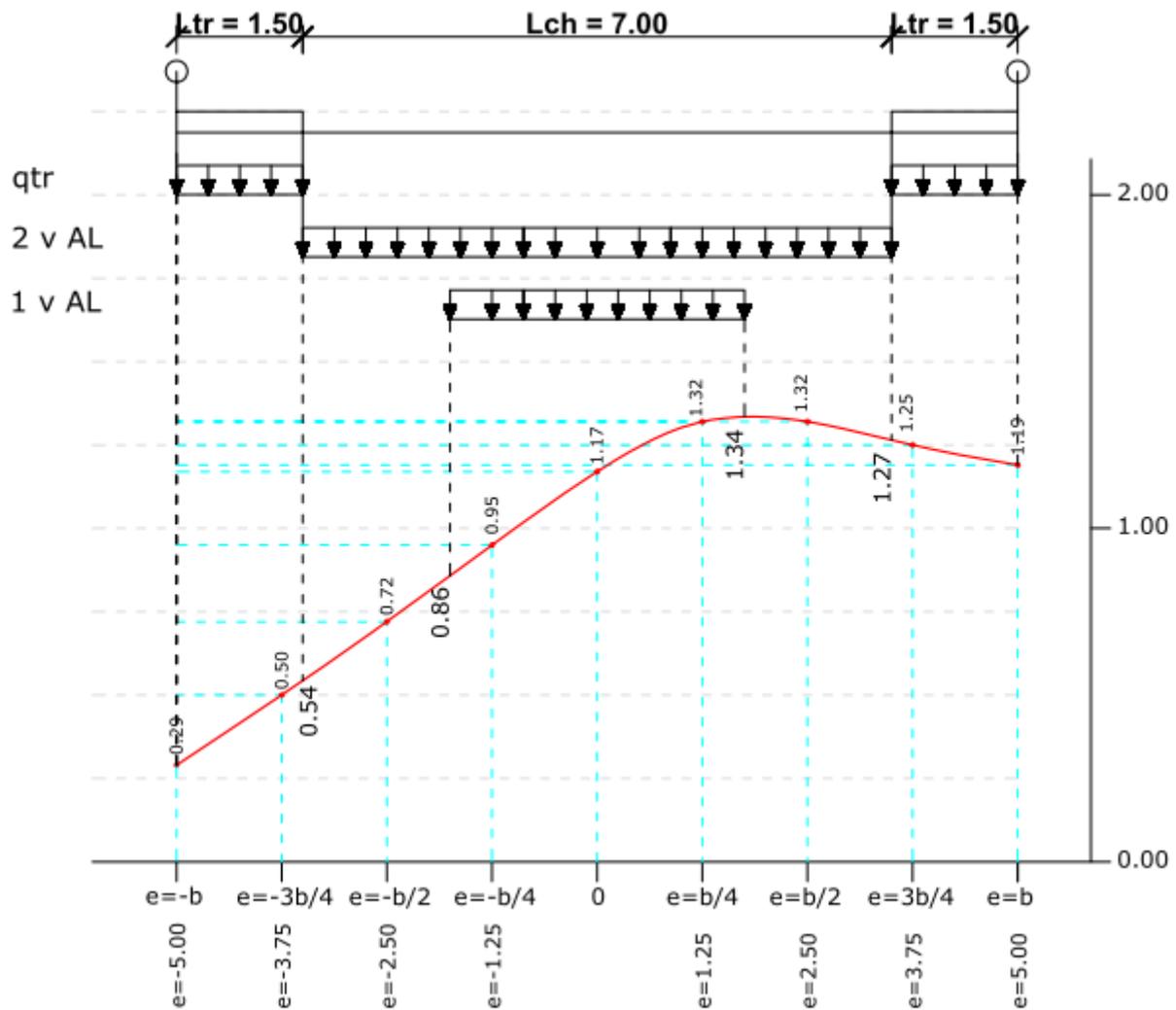


Figure 67 : Chargement de "Al" et de "qtr" sur la Li de "K" pour la poutre intermédiaire.

1^{er} cas : 1 voie chargée de largeur, $L_{Al} = 1.V = 3.50$ m

Pont de la 1^{ère} classe et 1 voie chargée $\Rightarrow a_1=1.0$

Ici, la fin de la voie chargée coïncide avec $e = b - (Ltr + 1.V) \approx b/4$.

Le coefficient "K" pour ce cas de chargement de "Al" est l'aire " ω_{Al} " de la "Li" correspondant à la charge divisée par la largeur du chargement:

$$K_{Al} = \frac{\omega_{Al}}{L_{Al}}$$

$$K_{Al} = \frac{1}{3.50} [1.17 + 1.34 + 1.17 + 0.86] \times \frac{5}{4}$$

$$K_{Al} = 1.62$$

Le CRT " η_{Al} " est :

$$\eta_{Al} = \frac{K_{Al}}{n} = \frac{1.62}{4} = 0.405$$

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

$$a1.\eta_{Al}.L_{Al} = 1.00 \times 0.405 \times 3.50 = 1.418$$

2^{ème} cas : 2 voies chargées de largeur, $L_{Al} = 2.V = 7.00$ m

Toute la largeur roulable est chargée. Pont de la 1^{ère} classe et 2 voies chargées $\Rightarrow a1 = 1.00$

$$K_{Al} = \frac{\omega_{Al}}{L_{Al}}$$

$$K_{Al} = \frac{1}{7.00} [1.17 + 0.54 + 0.86 + 1.17 + 1.34 + 1.27] \frac{5}{4}$$

$$K_{Al} = 1.134$$

Le CRT " η_{Al} " est :

$$\eta_{Al} = \frac{K_{Al}}{n} = \frac{1.134}{4} = 0.28$$

$$\mathbf{a1.\eta_{Al}.L_{Al} = 1.00 \times 0.28 \times 7.00 = 1.96}$$

Donc, Le cas le plus défavorable est celui avec 2 voies chargées.

Charge du trottoir "qtr" : $L_{tr} = 1.50$ m

Cas le plus défavorable : 2 trottoirs chargés

Les extrémités des chargements correspondent au début et à la fin des trottoirs, ceci coïncide avec " $e = b$ " et " $e = b - L_{tr} - 0.25 = 3b/4 - 0.25$ " pour le trottoir de droite et avec " $e = -b$ " et " $e = -b + L_{tr} + 0.25 = -3b/4 + 0.25$ " pour le trottoir de gauche (*figure 64*). De même que pour "Al", le coefficient "K" est le rapport entre l'aire " ω_{tr} " de la "Li" correspondant au chargement du trottoir par sa largeur " L_{tr} ".

$$K_{tr} = \frac{\omega_{tr}}{L_{tr}}$$

$$K_{tr} = 2 \times \frac{1}{2} [K(e=b) + K(e=b-L_{tr}-0.25) + K(e=-b+L_{tr}+0.25) + K(e=-b)] \frac{L_{tr}}{L_{tr}}$$

$$K_{tr} = K(e=b) + K(e=(3b/4-0.25)) + K(e=(-3b/4+0.25)) + K(e=-b)$$

$$K_{tr} = 1.19 + 1.27 + 0.54 + 0.29 = 3.29$$

$$K_{tr} = 3.29$$

Le CRT " η_{tr} " est :

$$\eta_{tr} = \frac{K_{tr}}{n} = \frac{3.29}{4} = 0.823$$

$$\mathbf{\eta_{tr} = 0.823 \text{ avec } L_{tr} = 1.50 \text{ m}}$$

▪ **Charge Bc**

C'est le cas le plus difficile à traiter. Tout d'abord, comme pour la poutre de rive, le coefficient bc dépend du nombre de files de camions à placer. Pont de la 1^{ère} classe,

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

- 1 file => bc=1.2
- 2 files => bc=1.1

En plus de cette variation de "bc", le choix de l'emplacement des files est essentiel pour avoir le cas le plus défavorable parce que la maximum de la courbe de "K" est sur l'axe centrale (e=0); dans chaque cas de "n" files de "Bc", il faut trouver la position la plus défavorable.

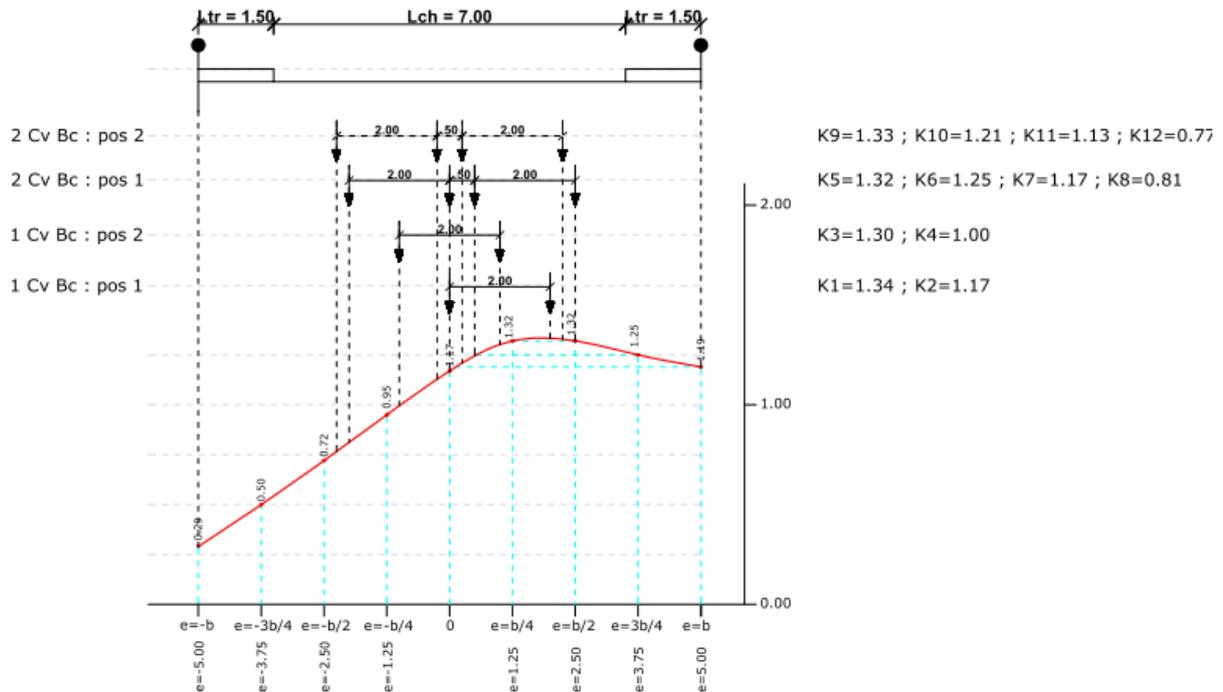


Figure 68 : Application de la charge "Bc" sur la Li de "K" pour la poutre intermédiaire.

1^{er} cas : 1 file de "Bc" avec "bc = 1.2"

Il suffit de vérifier "2" dispositions :

- Une file de roues placée sur l'axe centrale ;
- Deux files symétriques par rapport à l'axe central.

1^{ère} disposition : 1 file de roues placée sur l'axe centrale, l'autre file distant de 2.00 m est placée à droite (ou à gauche) de la première file.

$$K_{Bc} = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^2 Ki = \frac{1}{2} (K_1 + K_2) = \frac{1}{2} (1.34 + 1.17) = 1.26$$

$$\eta_{Bc} = \frac{K_{Bc}}{n} = \frac{1.26}{4} = 0.315$$

$$bc \cdot \eta_{Bc} = 1.2 \times 0.315 = 0.378$$

2^{ème} disposition : 2 files de roues placées symétriquement par rapport à l'axe centrale.

$$K_{Bc} = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^2 Ki = \frac{1}{2} (K_3 + K_4) = \frac{1}{2} (1.30 + 1.00) = 1.15$$

$$\eta_{Bc} = \frac{K_{Bc}}{n} = \frac{1.15}{4} = 0.288$$

$$bc.\eta_{Bc} = 1.2 \times 0.288 = 0.346$$

A retenir pour le 1^{er} cas : **bc. η_{Bc} = 0.378**

2^{ème} cas : 2 files de "Bc" avec "bc = 1.1"

On vérifie 2 dispositions les plus logiques:

- Une des files de roues adjacente au 2^{ème} camion est placée sur l'axe central ;
- Les 2 convois de Bc placés symétriquement par rapport à l'axe central.

1^{ère} disposition : Une des files de roues adjacente au 2^{ème} camion est placée sur l'axe central.

$$K_{Bc} = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^2 Ki = \frac{1}{2} (K_5 + K_6 + K_7 + K_8) = \frac{1}{2} (1.32 + 1.25 + 1.17 + 0.81) = 2.275$$

$$\eta_{Bc} = \frac{K_{Bc}}{n} = \frac{2.275}{4} = 0.569$$

$$bc.\eta_{Bc} = 1.1 \times 0.569 = 0.626$$

2^{ème} disposition: Les 2 convois de Bc placés symétriquement par rapport à l'axe central

$$K_{Bc} = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^2 Ki = \frac{1}{2} (K_9 + K_{10} + K_{11} + K_{12}) = \frac{1}{2} (1.33 + 1.21 + 1.13 + 0.77) = 2.22$$

$$\eta_{Bc} = \frac{K_{Bc}}{n} = \frac{2.22}{4} = 0.555$$

$$bc.\eta_{Bc} = 1.1 \times 0.555 = 0.611$$

A retenir pour le 2^{ème} cas : **bc. η_{Bc} = 0.626**

Donc le cas le plus défavorable est déterminé d'après le 2^{ème} cas avec sa 1^{ère} disposition qui donne un CRT pour la charge Bc : **η_{Bc} = 0.569**

▪ Charge Bt

Le système Bt étant composé de deux tandems à deux essieux de quatre roues chacun et le poids de chaque essieu étant de 160 kN,

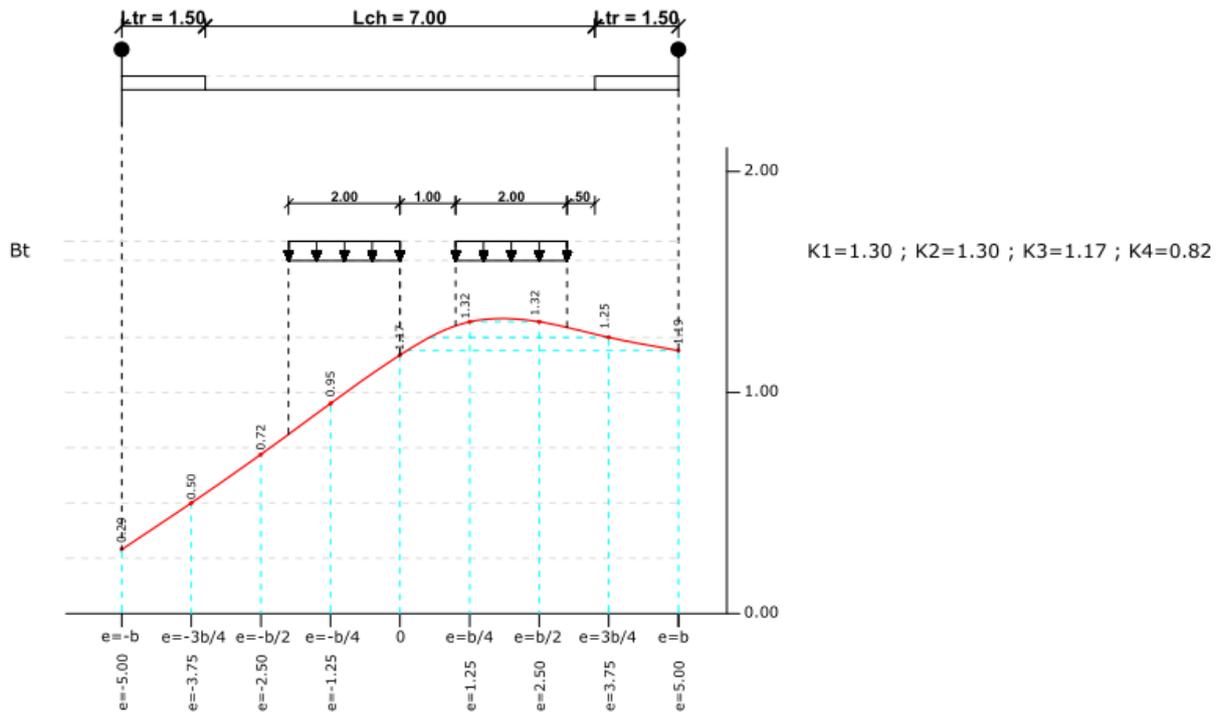


Figure 69 : Application de la charge "Bt" sur la Li de "K" pour la poutre intermédiaire.

Cas : 2 tandems de "Bt" avec "bt = 1.00"

$$K_{Bt} = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^2 Ki = \frac{1}{2} (K_1 + K_2 + K_3 + K_4) = \frac{1}{2} (1.30 + 1.30 + 1.17 + 0.82) = 2.295$$

On rappelle que le facteur "1/2" est introduit pour indiquer que longitudinalement on prend la charge d'un essieu et non pas d'une roue. Les "Ki" sont déterminées graphiquement sur la figure (figure 66). Ainsi le CRT " η_{Bt} " est :

$$\eta_{Bt} = \frac{K_{Bt}}{n} = \frac{2.295}{4} = 0.574$$

Pour la comparaison, on utilise "bt. η_{Bt} ".

$$bt.\eta_{Bt} = 1.00 \times 0.574 = 0.574$$

A retenir un CRT pour "Bt" :

$\eta_{Bt} = 0.574$ avec bt = 1.00 et P = 16t essieux arrière) et 16t (essieux avant).

▪ **Charge Mc120**

1 Char, c.à.d., 2 chenilles avec $L_{Mc} = 1.00$ m; (voir figure 67)

1^{ère} disposition : Une chenille dont l'extrémité est sur l'axe central, l'autre à 2.30 m.

$$K_{Mc} = \frac{1}{4} (K_1 + K_2 + K_3 + K_4)$$

$$K_{Mc} = \frac{1}{4} (1.28 + 1.33 + 1.17 + 1.00) = 1.38$$

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

Le CRT " η_{Mc} " est :

$$\eta_{Mc} = \frac{K_{Mc}}{n} = \frac{1.195}{4} = 0.299$$

2^{ème} disposition : 2 chenilles symétriques.

$$K_{Mc} = \frac{1}{4} (K_5 + K_6 + K_7 + K_8)$$

$$K_{Mc} = \frac{1}{4} (1.33 + 1.31 + 0.97 + 0.79) = 1.10$$

Le CRT " η_{Mc} " est :

$$\eta_{Mc} = \frac{K_{Mc}}{n} = \frac{1.10}{4} = 0.275$$

A retenir un CRT pour "Mc120" :

$\eta_{Mc} = 0.299$ avec $L_{Mc} = 1.00$ m et longitudinalement $P = 110t$

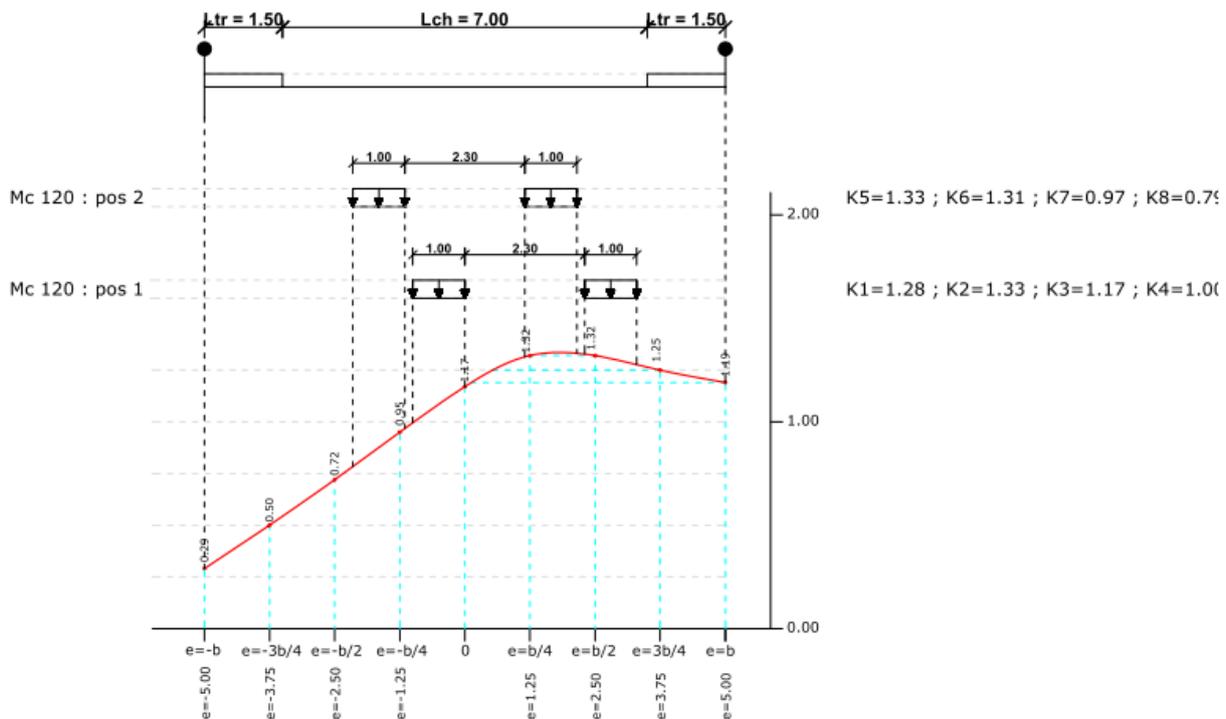


Figure 70 : Application de la charge "Mc120" sur la Li de "K" pour la poutre intermédiaire.

- **Coefficient de repartition transversale à retenir.**

Tableau de comparaison des CRT pour les deux poutres.

Poutres de rives		Poutres Intermédiaires	
Charges	CRT	Charges	CRT
Al	0.263	Al	0.280
qtr	0.625	qtr	0.823
Bc	0.609	Bc	0.569

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

Bt	0.536	Bt	0.574
Mc120	0.345	Mc120	0.299

Nous choisissons les valeurs les plus défavorables pour calculer une poutre unique (poutre modèle). Ainsi, toutes les poutres auront le même ferrailage.

Ainsi nous avons pour la poutre modèle de calcul :

CRT poutre modèle de calcul

Poutre Modèle de calcul	
Charge	CRT
Al	0.280
qtr	0.823
Bc	0.609
Bt	0.574
Mc120	0.345

4. Calcul des sollicitations des poutres

a. Évaluation des sollicitations dues aux charges permanentes

On évalue la charge permanente par mètre linéaire de la poutre principale. En général, cette charge est composée de la somme des poids propres des éléments constitutifs du tablier :

- Poids propre de la poutre "g_p" :

$$g_p = S_p \times \gamma_b \text{ (kN/m)}$$

g_p : Poids propre de la poutre (KN/m) ;

S_p : Section de la poutre (m²) ;

γ_b : Masse volumique du béton = 25 kN/m³

$$g_p = 1.057 \times 25 = 26.425 \text{ kN/m}$$

- Poids du hourdis sur la poutre "g_h" :

$$g_h = S_h \times \gamma_b \text{ (kN/m)} = 2.70 \times 0.22 \times 25 = 14.85 \text{ kN/m}$$

- Poids du trottoir "g_{tr}" :

$$g_{tr} = S_{tr} \times \gamma_b \text{ (kN/m)} = 1.50 \times 0.2 \times 25 = 7.50 \text{ kN/m}$$

- Poids de la corniche "g_c" :

$$g_c = S_c \times \gamma_b \text{ (kN/m)} = 0.25 \times 25 = 6.25 \text{ kN/m}$$

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

➤ Poids des équipements divers GBA "g_{GBA}" :

$$g_{GBA} = S_{GBA} \times \gamma_b \text{ (kN/m)} = 0.438 \times 25 = 10.95 \text{ kN/m}$$

➤ Poids du revêtement en BB "g_{BB}" :

$$g_{BB} = S_{BB} \times \gamma_{re} \text{ (kN/m)} = 2.70 \times 0.05 \times 24 = 3.24 \text{ kN/m}$$

➤ Poids de la couche d'étanchéité "g_{et}" :

$$g_{et} = S_{et} \times \gamma_{et} \text{ (kN/m)} = 2.70 \times 0.03 \times 24 = 1.95 \text{ kN/m}$$

➤ Poids de la prédalle "g_{pred}" :

$$g_{pred} = S_{pred} \times \gamma_b \text{ (kN/m)} = 1.00 \times 0.06 \times 25 = 1.50 \text{ kN/m}$$

On a donc :

$$g_{Total} = G_p = \sum g_i = 72.665 \text{ kN/ml}$$

Pour pallier au problème d'incertitude du poids propre des éléments du pont, un coefficient de majoration est prévu à cet effet " $\gamma_p = 1.03$ ".

▪ **Moment fléchissant :**

La charge permanente est une charge répartie sur toute la poutre. Pour déterminer les sollicitations dues à cette charge, on n'a pas besoin d'utiliser le principe des lignes d'influence. Le problème se réduit à déterminer les sollicitations d'une charge répartie sur toute une poutre sur appui simple.

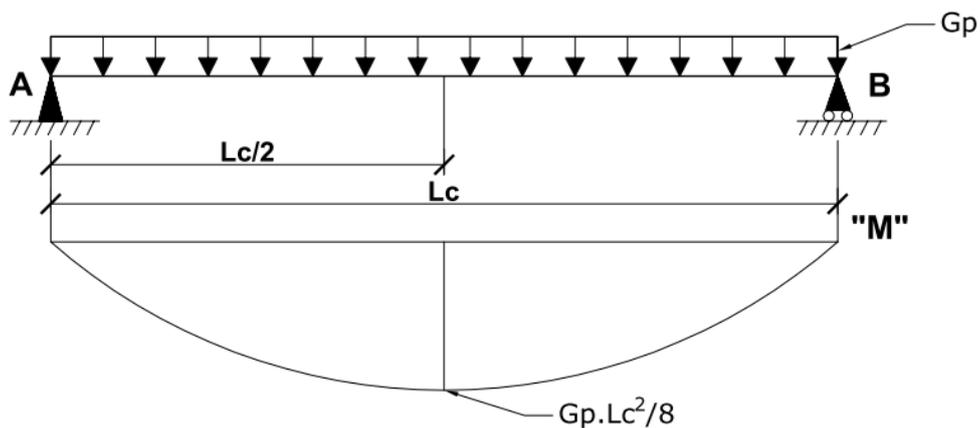


Diagramme des moments fléchissant sous l'effet de la charge permanente

$$M_{G_{pmax}} = \frac{G_p \cdot L_c^2}{8} \quad \text{avec } L_c = 30\text{m}$$

$$\Rightarrow M_{G_{pmax}} = \frac{72.665 \cdot 1.03 \cdot 30^2}{8} = 8420.0568 \text{ kN.m} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{M_{G_{pmax}} = 8420.06 \text{ kN.m}}$$

Moment fléchissant maximal due aux charges permanentes

Position	Valeur sans pondération (kN.m)
Lc/2	8420.06

▪ **Effort tranchant :**

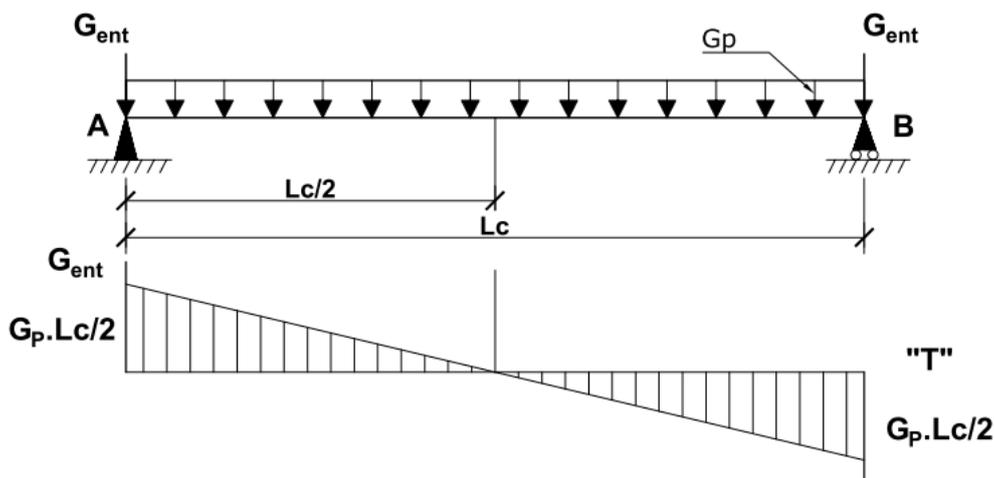
Pour le calcul de l'effort tranchant, en plus du poids propre de la poutre, intervient le poids des entretoises d'about appliqué sur les poutres au point d'appui.

➤ Poids des entretoises d'about "g_{ent}" :

$$g_{ent} = S_{ent} \times \gamma_b \text{ (kN/m)} = 0.90 \times 0.30 \times 25 = 6.75 \text{ kN/m}$$

Ce poids est aussi à pondérer par un coefficient " $\gamma_p = 1.03$ ".

$$\Rightarrow g_{ent} = 18.77 \text{ kN/m}$$



Distribution de l'effort tranchant sous l'effet des charges permanentes

L'effort tranchant maximal est obtenu au droit des appuis de la poutre :

$$T_{max} = G_p \times \frac{L_c}{2} = 72.665 \times 1.03 \times \frac{30}{2} = 1122.6743 \text{ kN} \quad \Rightarrow \quad T_{max} = 1122.67 \text{ kN}$$

Effort tranchant maximal due aux charges permanentes

Position	Valeur sans pondération (kN.m)
L = 0 et L = 30 m	1122.67

b. Coefficient de majoration dynamique de la poutre

Le coefficient de majoration dynamique de la poutre est donné par la formule suivante :

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4\frac{G}{S}}$$

Avec :

L : portée de la travée la plus contraignante de l'ouvrage (L = 30m)

G : charges permanentes sur une travée de l'ouvrage.

On a : $G = G_p \times L = 72.665 \times 30 = 2179.95 \text{ kN}$

S : charge maximale du système en question pouvant être placée sur la longueur chargée "L" ; pour le système "B", "S" est obtenue en plaçant un camion sur chaque voie. La charge obtenue est donc multipliée par "bc". On a alors :

$$S = bc \times [2 \times (60 + 120 + 120)] \quad \Rightarrow \quad S = 1.10 \times 600 = 660 \text{ kN}$$

D'où :

$$\delta_{Bc} = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 30} + \frac{0.6}{1+4 \times \frac{2179.95}{660}} \quad \Rightarrow \quad \delta_{Bc} = 1.09936$$

$\delta_{Bc} = 1.10$

Pour le système "Bt", "S" correspond au poids de "02 tandems à 02 essieux" de "160 kN" chacun, soit 320 kN. On a donc :

$$\delta_{Bt} = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 30} + \frac{0.6}{1+4 \times \frac{2179.95}{320}} \quad \Rightarrow \quad \delta_{Bt} = 1.078$$

$\delta_{Bt} = 1.08$

Pour le système "Mc", "S" correspond au poids d'un véhicule "Mc 120", soit "1100 kN". On a donc :

$$\delta_M = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 30} + \frac{0.6}{1+4 \times \frac{2179.95}{1100}} \quad \Rightarrow \quad \delta_M = 1.12435$$

$\delta_M = 1.12$

c. Sollicitations dues aux charges du système A

$$A(l) = 2.30 + \frac{360}{L+12}, \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\Rightarrow A(l) = 2.30 + \frac{360}{30+12} = 10.87 \text{ kN/m}^2$$

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

La valeur obtenue est multipliée par les coefficients :

$$\begin{cases} a_1 = 1.00 \\ a_2 = 1.00 \end{cases}$$

$$A(l) = 10.87 \times a_1 \times a_2 = \mathbf{10.87 \text{ kN/m}^2}$$

Or nous avons dans ce cas d'étude, deux voies de 3.50 m chacune, chargées. D'où :

$$q_A = 10.87 \times 2 \times 3.50 = 76.09 \text{ kN/m}$$

▪ **Moment fléchissant :**

La charge "A1" s'applique sur la poutre linéairement, donc le calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant est analogue à celui de la charge permanente.

Ainsi, nous avons :

$$M_{L/2} = \frac{A_1 * L_p^2}{8} \quad \text{avec } L_p = 30\text{m}$$

$$\Rightarrow M_{L/2} = \frac{76.09 * 30^2}{8} = 8560.125 \text{ kN.m}$$

Moment fléchissant maximal dû aux charges "A1"

Position	Valeur sans pondération (kN.m)
Lc/2	8560.13

▪ **Effort tranchant :**

$$T = A_1 \times \frac{L_p}{2} = 76.09 \times \frac{30}{2} = 1141.35 \text{ kN}$$

$$T_{\max} = \gamma_{Q1} \times T$$

Effort tranchant maximal dû aux charges "A1"

Position	Valeur sans pondération (kN)
L = 0 et L = 30 m	1141.35

d. Sollicitations dues à la charge du trottoir :

La charge linéairement répartie sur la poutre est : $q_{tr} = 7.50 \text{ kN/m}$ et le coefficient de pondération de la charge.

▪ **Moment fléchissant :**

$$M_{L/2} = \frac{q_{tr} * Lc^2}{8} = \frac{7.50 * (30)^2}{8} = 843.75 \text{ kN.}$$

Moment fléchissant maximal due à la charge " qtr "

Position	Valeur sans pondération (kN.m)
Lc/2	843.75

▪ **Effort tranchant :**

$$T_{tr} = \frac{q_{tr} * Lc}{2} = \frac{7.50 * 30}{2} = 112.50 \text{ kN}$$

Effort tranchant maximal due à la charge "qtr"

Position	Valeur sans pondération (kN)
L = 0 et L = 30 m	112.50

e. Sollicitations dues aux charges du système Bc

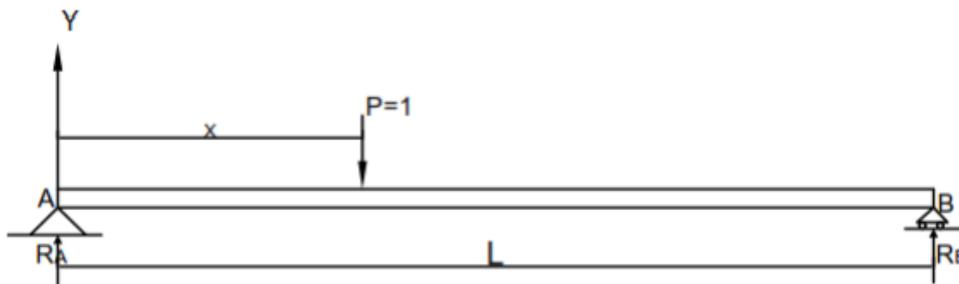
Le coefficient de répartition transversale est CRT = 0.609 et Le coefficient de majoration dynamique $\delta_{Bc} = 1.10$

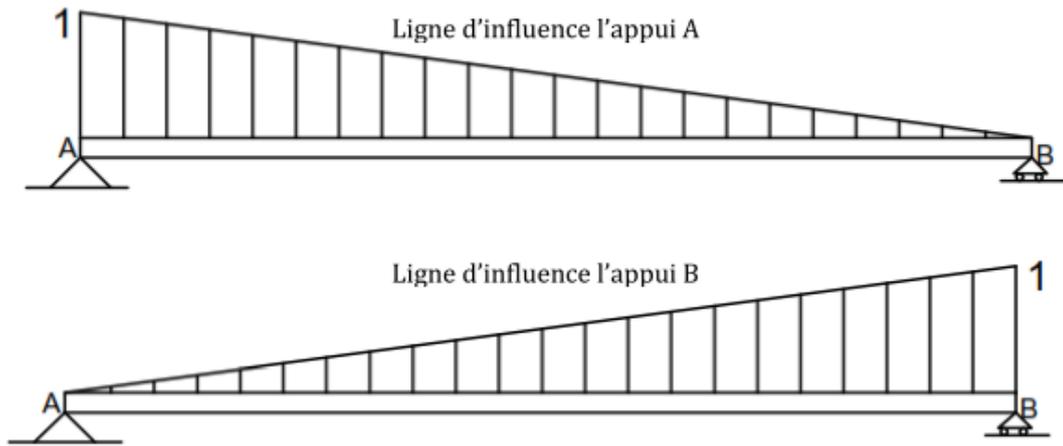
Pour les charges concentrées (ponctuelles) appliquées sur une poutre donnée, le moment maximal est obtenu par les lignes d'influences de la poutre.

▪ **Lignes d'influences d'une poutre :**

La ligne d'influence est la déformation d'une poutre au droit d'une section donnée sous l'influence d'une charge mobile unitaire.

Soit une charge unitaire "P" mobile placée sur la poutre. Les lignes d'influences dues à cette charge sont :





Ligne d'influence des réactions d'appuis

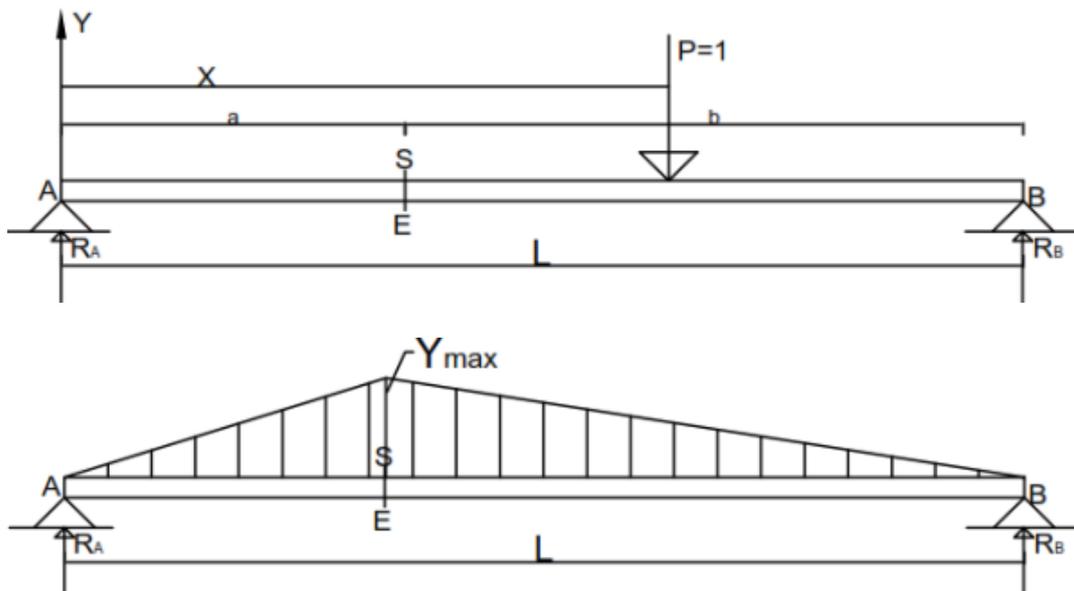
$$\sum M/B = 0 \Rightarrow R_A \times L - P \times (L - X) = 0$$

$$R_A = P \times \frac{L-X}{L} \Rightarrow \begin{cases} X = 0, & R_A = P = 1 \\ X = L, & R_A = 0 \end{cases}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times L - P \times X = 0$$

$$R_B = P \times \frac{X}{L} \Rightarrow \begin{cases} X = L, & R_B = P = 1 \\ X = 0, & R_B = 0 \end{cases}$$

▪ **Ligne d'influence du moment fléchissant :**



Ligne d'influence du moment fléchissant.

Si la charge mobile "P=1" est à gauche de la section "SE" :

$$\sum M/droite = 0 \Rightarrow (R_B \times b) - M_{SE} = 0 \Rightarrow M_{SE} = R_B \times b = \frac{X}{L} \times b$$

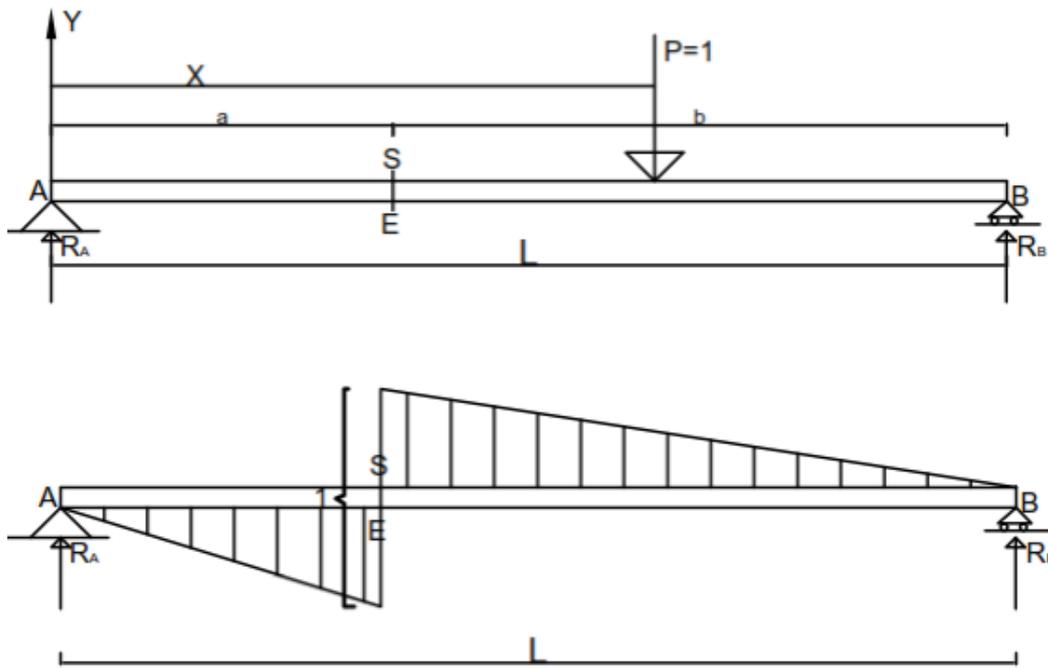
$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si : } X = 0, \Rightarrow M_{SE} = 0 \\ \text{Si : } X = L, \Rightarrow M_{SE} = b \end{array} \right.$$

Si la charge mobile "P=1" est à droite de la section "SE" :

$$\sum M/gauche = 0 \Rightarrow (R_A \times a) - M_{SE} = 0 \Rightarrow M_{SE} = R_A \times a = \frac{L - X}{L} \times a$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si : } X = 0, \Rightarrow M_{SE} = a \\ \text{Si : } X = L, \Rightarrow M_{SE} = 0 \end{array} \right.$$

▪ **Ligne d'influence de l'effort tranchant**



Ligne d'influence de l'effort tranchant

$$\sum M/gauche = 0 \Rightarrow R_A - T_g = 0 \Rightarrow T_g = R_A = \frac{L - X}{L}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si : } X = 0, \Rightarrow T_g = 1 \\ \text{Si : } X = L, \Rightarrow T_g = 0 \end{array} \right.$$

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

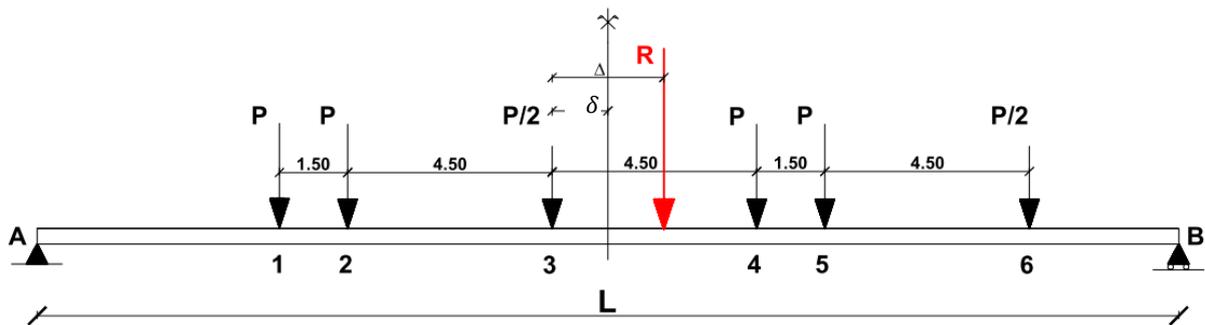
$$\sum M/droite = 0 \Rightarrow R_B + T_g = 0 \Rightarrow T_g = -R_B = -\frac{X}{L}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si : } X = 0, \Rightarrow T_g = 0 \\ \text{Si : } X = L, \Rightarrow T_g = -1 \end{array} \right.$$

▪ **Moment fléchissant :**

Théorème de Barré Saint venant :

Le moment fléchissant est maximum au droit d'un essieu lorsque cet essieu et la résultante générale du convoi se trouvent dans des sections symétriques par rapport au milieu de la poutre.



Position de la charge critique.

Soit la charge "N° 3, P/2" symétrique à la résultante "R" par rapport au milieu de la travée.

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow R_A \times L - R \left[\frac{L}{2} - (\Delta - \delta) \right] = R_A \times L - R \left(\frac{L}{2} - \Delta + \delta \right)$$

$$\Rightarrow R_A = \frac{R}{L} \left(\frac{L}{2} - \Delta + \delta \right),$$

Or : $\Delta = 1.05 \text{ m}$; $\delta = 0.525 \text{ m}$; $P = 12\text{t}$

$$R = \sum P_i = (12 + 12 + 6) \times 2 = 60\text{t} = 600 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow R_A = \frac{60}{30} \left(\frac{30}{2} - 1.05 + 0.525 \right) = 28.95\text{t}$$

$$\sum M/P3 = 0 \Rightarrow R_A \times \left[\frac{L}{2} - \delta \right] - P_2 \times 4.50 - P_1 \times 6.00 - M = 0$$

$$\Rightarrow M = R_A \times \left(\frac{L}{2} - \delta \right) - P_2 \times 4.50 - P_1 \times 6.00$$

$$\Rightarrow M = 28.95 \times \left(\frac{30}{2} - 0.525 \right) - 12 \times 4.50 - 12 \times 6.00 = 293.05 \text{ t.m}$$

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

$$M = 293.05 \text{ t.m} = 2930.50 \text{ kN.m}$$

Une étude basée sur ce théorème a été faite pour le convoi réglementaire "Bc". Les dispositions les plus défavorables des essieux pour différentes longueurs de travées et les expressions des moments maximaux correspondants sont données dans le tableau ci-dessous pour le cas de travée indépendante.

Tableau 60 : Expression du moment maximale sous l'effet du convoi "Bc" dans une poutre à travée indépendante

Portées (Lc en m)	Dispositions des essieux	δ (m)	Moments maximaux (M_{max})
$0 < Lc < 2,56 \text{ m}$		0	$M = 0,25 P Lc$
$2,56 < Lc < 9,19$		0,375	$M = P (0,50 Lc + \frac{0,281}{Lc} - 0,75)$
$9,19 < Lc < 11,75$		0,15	$M = P (0,625 Lc + \frac{0,056}{Lc} - 1,875)$
$11,75 < Lc < 17,44$		0,375	$M = P (0,75 Lc + \frac{0,422}{Lc} - 3,375)$
$17,44 < Lc < 18,38$		0,844	$M = P (Lc + \frac{2,848}{Lc} - 7,875)$
$18,38 < Lc$		1,725	$M = P(1,25 Lc + \frac{14,878}{Lc} - 13,125)$

Nous déduisons ainsi que notre moment maximal est : $Lc = 30 \text{ m} > 18,38 \text{ m}$

$$M = P (1,25Lc + \frac{14,878}{Lc} - 13,125)$$

$$\Rightarrow M = 12 (1,25 \times 30 + \frac{14,878}{30} - 13,125) = 298.451 \text{ t.m}$$

$$M = 298.45 \text{ t.m} = 2984.51 \text{ kN.m}$$

On suppose que ce moment maximal est à "L/2" et est égale à :

$$M_{max} = \delta_{Bc} \times bc \times M$$

$$M_{max} = 1.1 \times 1.1 \times 2984.51 = 3611.26 \text{ kN.m}$$

Moment fléchissant maximal due à la charge "Bc"

Position	Valeur sans pondération (kN.m)
Lc/2	3611.26

▪ **Effort tranchant :**

Les efforts tranchants sont obtenus à partir de leur ligne d'influence et la position la plus défavorable est telle que "2" essieux arrière sont sur le maximum de la ligne d'influence.

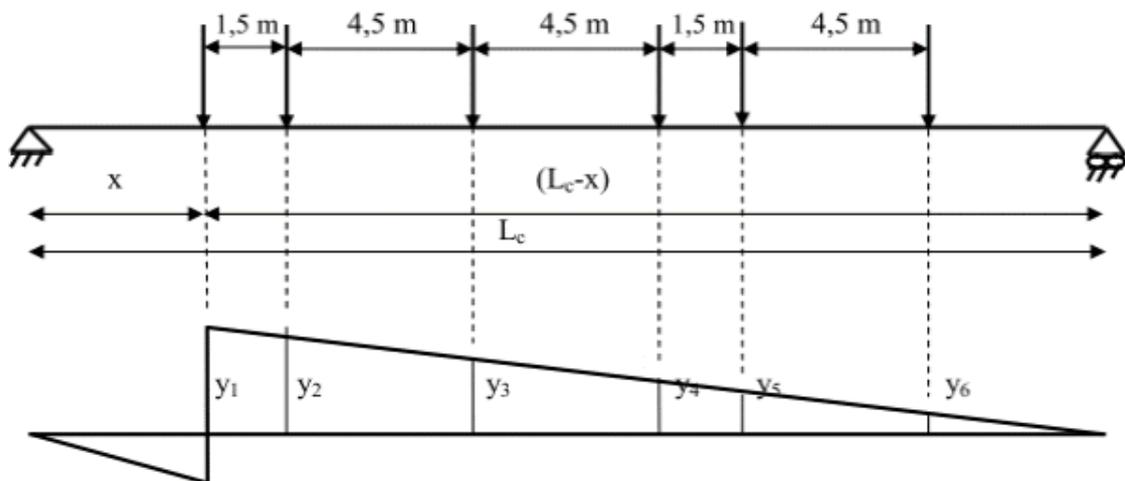


Figure 71 : Ligne d'influence de l'effort tranchant.

$$T = \sum P_i \times y$$

Et

$$y_1 = \left(1 - \frac{x}{L_c}\right) = 1\text{ m}$$

En appliquant le théorème de Thalès nous obtenons les valeurs suivantes :

$$y_2 = \frac{20.053 * y_1}{21.525} \approx 0.931 \text{ m}$$

$$y_3 = \frac{15.625 * y_1}{21.525} \approx 0.726 \text{ m}$$

$$y_4 = \frac{11.06 * y_1}{21.525} \approx 0.514 \text{ m}$$

$$y_5 = \frac{9.525 * y_1}{21.525} \approx 0.442 \text{ m}$$

$$y_6 = \frac{5.025 * y_1}{21.525} \approx 0.233$$

$$T = 12 \times 1 + 12 \times 0.931 + 6 \times 0.726 + 12 \times 0.514 + 12 \times 0.442 + 6 \times 0.233$$

$$T = 40.398 \text{ kN}$$

$$T_{\max} = \delta_B \times bc \times T$$

$$T_{\max} = 1.1 \times 1.1 \times 40.398 = 48.88 \text{ kN}$$

Effort tranchant maximal due à la charge "Bc"

Position	Valeur sans pondération (kN)
L = 0 et L = 30 m	48.88

f. Sollicitations dues à la charge du système "Bt"

Un essieu tandem de "32 tonnes" dans le sens longitudinal et deux essieux tandem dans le sens transversal sont disposés de façon à produire l'effet le plus défavorable pour le calcul des sollicitations.

- **Moment fléchissant :**

$$M = \frac{P * L}{2} \left(1 - \frac{a}{2 * L}\right)^2$$

$$M = \frac{320 * 30}{2} \left(1 - \frac{1.35}{2 * 30}\right)^2 = 3771.65 \text{ kN.m}$$

On suppose que ce moment maximal est à "L/2" et est égale à :

$$M_{\max} = \delta_{Bt} \times bt \times M$$

$$M_{\max} = 1.08 \times 1.00 \times 4586.43 = 4073.38 \text{ kN.m}$$

Moment fléchissant maximal due à la charge "Bt"

Position	Valeur sans pondération (kN.m)
Lc/2	4073.38

- **Effort tranchant :**

$$T = P \left(2 - \frac{a}{L}\right)$$

$$T = 320 \times \left(2 - \frac{1.35}{30} \right) = 289.21 \text{ kN}$$

$$T_{\max} = \delta_{Bt} \times bt \times T$$

$$T_{\max} = 1.08 \times 1.00 \times 625.60 = 612.343 \text{ kN}$$

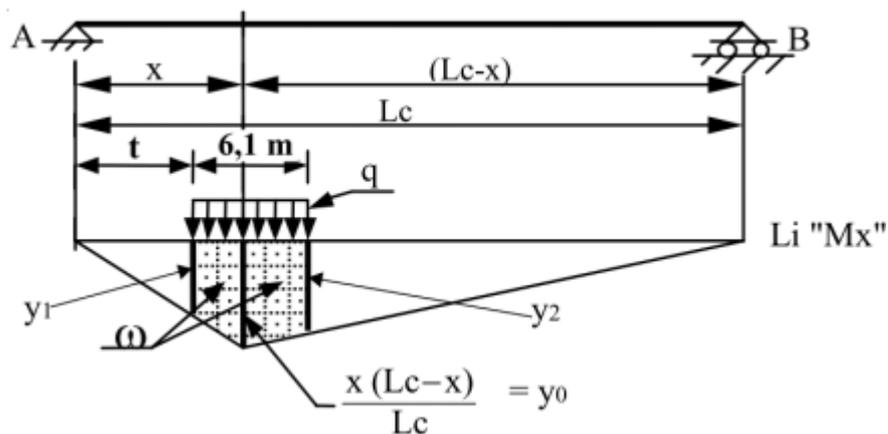
Effort tranchant maximal due à la charge "Bt"

Position	Valeur sans pondération (kN)
L = 0 et L = 30 m	312.34

g. Sollicitations dues à la charge militaire Mc120

Coefficient de pondération de la charge : à l'ELS Coefficient de répartition transversale
 $\delta_M = 1.12$; $q = 180 \text{ kN/m}$

▪ **Moment fléchissant :**



Ligne d'influence du moment fléchissant dues à la charge militaire Mc120.

Lorsque la longueur de la poutre ne permet de disposer qu'un seul char sur la poutre, le moment fléchissant maximal est obtenu en plaçant la charge à une distance "t" de l'appui gauche.

Pour la charge Mc120, $t = \frac{x}{L_c} (Lc - 6.10)$ en m

$$M = q \times \omega$$

avec ω : l'aire maximal correspondant à la charge (figure ci dessus).

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

Pour : $x = \frac{L}{2} \Rightarrow t = \frac{1}{2} (30 - 6.10) = 11.95 \text{ m}$

$y_0 = \frac{x}{L_c} (L_c - x) = \frac{11.95}{30} (30 - 11.95) = 7.19 \text{ m}$

$y_1 = \frac{t * y_0}{(t + \frac{6.1}{2})} = \frac{11.95 * 7.19}{(11.95 + 3.05)} \approx 5.73 \text{ m}$

$y_2 = \frac{(30 - t - 6.10) * y_0}{(30 - t - \frac{6.1}{2})} = \frac{(30 - 11.95 - 6.10) * 7.19}{(30 - 11.95 - 3.05)} \approx 5.73 \text{ m}$

$\omega = 2 \left[\frac{(y_0 + y_1)}{2} \times 3.05 \right] = (y_0 + y_1) \times 3.05 = (7.19 + 5.73) \times 3.05 = 39.406 \text{ m}^2$

Alors,

$M = q \times \omega = 180 \times 39.406 = 7093.08 \text{ kN.m}$

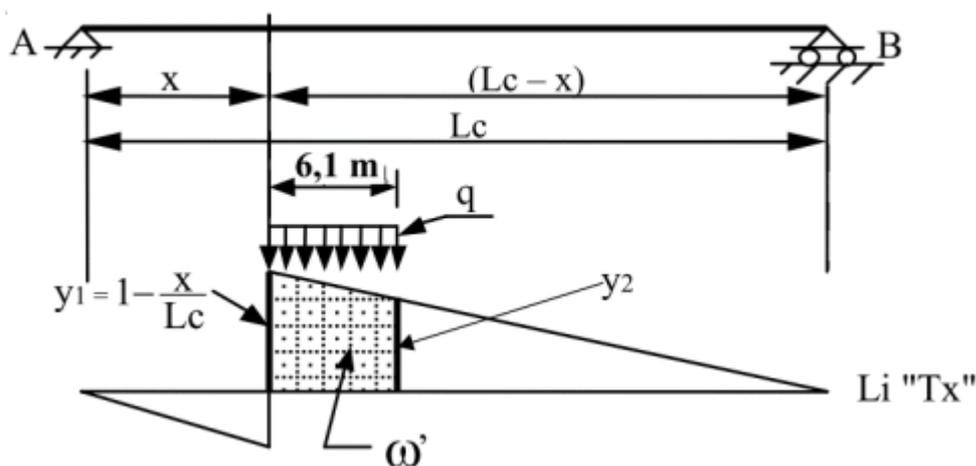
$M_{\max} = \delta_M \times M$

$\delta_M \times M = 1.12 \times 7093.08 = 7944.25 \text{ kN.m}$

Moment fléchissant maximal due à la charge "Mc120"

Position	Valeur sans pondération (kN.m)
Lc/2	7944.25

▪ **Effort tranchant :**



Ligne d'influence de l'effort tranchant due à la charge "Mc120"

$y_1 = 1 - \frac{x}{L_c} = 1 - \frac{11.95}{30} = 0.60 \text{ m}$

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

$$y_2 = \frac{(30-t-6.10) * y_1}{(30-t)} = \frac{(30-11.95-6.10) * 0.60}{(30-11.95)} \approx 0.40 \text{ m}$$

$$\omega = \left[\frac{(y_1 + y_2)}{2} \times 6.10 \right] = \left[\frac{(0.60 + 0.40)}{2} \times 6.10 \right] = 3.05 \text{ m}^2$$

$$T = q \times \omega = 180 \times 3.05 = 549.00 \text{ kN}$$

$$T_{\max} = \gamma_{Q1} \times \delta_M \times T$$

$$\delta_M \times T = 1.12 \times 549 = 614.88 \text{ kN}$$

Effort tranchant maximal due à la charge "Mc120"

Position	Valeur sans pondération (kN.m)
L = 0 et L = 30 m	614.88

Le tableau suivant représente la valeur du coefficient de répartition transversal à utiliser par système de chargement ainsi que les valeurs des sollicitations sur le tablier.

Récapitulatif du Coefficients de répartition transversale à utiliser et sollicitations dues aux différentes charges.

Sollicitation	Sous système de chargement					
	Perm	Al	Qtr	Bc	Bt	Mc120
CRT		0.30	0.823	0.569	0.574	0.299
M (kN.m)	8420.06	10272.15	843.75	4333.51	4073.38	7944.25
T (kN)	1122.67	1369.62	112.50	58.66	312.34	614.88

Détermination des sollicitations dans chaque poutre

La détermination des sollicitations dans chaque poutre consiste à diviser la charge totale (moment fléchissant et effort tranchant) agissant sur le tablier par le nombre de poutre, la valeur obtenu est ensuite multipliée par le coefficient de répartition transversale de la poutre considérée calculée précédemment :

$$M_i = \frac{M_T}{n} \times CRT \quad \text{et} \quad T_i = \frac{T_T}{n} \times CRT$$

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

Tableau 61 : Charge sur la poutre maitresse appliquée des coefficients de Massonnet

Sollicitation	Systèmes et cas de chargement					
	Perm	Al	Qtr	Bc	Bt	Mc120
M (kN.m)	2105.01	642.01	173.60	513.70	584.53	593.83
T (kN)	280.67	85.60	23.15	6.95	44.82	45.96

Le calcul des armatures de flexion est mené à l'ELS en fissuration préjudiciable et celui des armatures de l'effort tranchant à l'ELU. Les combinaisons qui en résultent sont les suivantes :

$$ELS = G + \max[1.2 \max(Al ; Bc ; Bt) ; Mc120] + 1.2Qtr$$

$$ELU = 1.35G + \max[1.605 \max(Al ; Bc ; Bt) ; 1.35Mc120] + 1.605Qtr$$

On obtient le tableau suivant :

▪ **ELS :**

Sollicitation	Cas de chargement : ELS				M (kN.m)	M (MN.m)
	(G; Al; Qtr)	(G; Bc; Qtr)	(G; Bt; Qtr)	(G; Mc120; Qtr)		
M (kN.m)	3083.75	2929.78	3014.77	2907.17	3083.75	3.08
T (kN)	411.17	316.79	362.23	354.41	411.17	0.41

▪ **ELU :**

Sollicitation	Cas de chargement : ELU				M (kN.m)	M (MN.m)
	(G; Al; Qtr)	(G; Bc; Qtr)	(G; Bt; Qtr)	(G; Mc120; Qtr)		
M (kN.m)	4150.82	3944.89	4058.56	3922.07	4150.82	4.15
T (kN)	553.44	427.21	487.99	478.10	553.44	0.55

5. Calcul des armatures et ferrailages des poutres

Tableau 62 : Calcul des sections d'aciers de la poutre maitresse et vérifications

Données			
Largeur de la table de compression	<i>b</i>	1.90	<i>m</i>
Largeur âme	<i>b0</i>	0.30	<i>m</i>
Hauteur poutre	<i>h</i>	2.00	<i>m</i>
Hauteur âme	<i>h0</i>	1.40	<i>m</i>
Hauteur table de compression	<i>hd</i>	0.20	<i>m</i>

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

Hauteur utile des acier tendus	$d = 0.9h$	1.8	m
Hauteur utile des aciers comprimés	$d' = 0.1h$	0.2	m
Moment de service	M_{ser}	3.08	MN.m
Moment Ultime	M_u	4.15	MN.m
Effort tranch de service	T_{ser}	0.41	MN
Effort tranch Ultime	T_u	0.55	MN
Limite d'élasticité des aciers	F_e	500	Mpa
Limite de résistance du béton	f_{c28}	40	Mpa
Cas de fissuration	FP		
Calcul des armatures longitudinales			
Béton	$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$	22.67	Mpa
Paramètre "u"	$\mu = M_u / b d^2 f_{bu}$	0.04	Mpa
Paramètre de déformation	$\alpha_u = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_u})$	0.05	Mpa
Position de la fibre neutre	$y_u = \alpha_u \cdot d$	0.09	m
Comparaisons entre y_u et $1.25hd$	$y_u \leq 1.25hd$	Donc seule la table est comprimée ==> calcul de section rectangulaire	
Résistance à la traction du béton	$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$	3.00	Mpa
Résistance à la traction des aciers	$f_{su} = f_e / 1.15$	434.78	Mpa
Contrainte de calcul du béton	$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$	24.00	Mpa
Contrainte de calcul des aciers	$\bar{\sigma}_s = \xi = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right\}$	250.00	Mpa
Paramètre de déformation de la section	$\alpha_1 = \frac{15 \bar{\sigma}_{bc}}{15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s}$	0.59	
Moment de résistance dans le béton "Mrb"	$M_{rb} = \frac{1}{2} \alpha_1 \left[1 - \frac{\alpha_1}{3} \right] b d^2 \bar{\sigma}_{bc}$	35.02	MN.m
Comparaisons entre M_{ser} et M_{rb}	$M_{rb} > M_{ser}$	Donc, il n' y a pas nécessité d'armature comprimés : A's = 0	
Bras de levier	$Z_b = d \left[1 - \frac{\alpha_1}{3} \right]$	1.45	m
Section d'aciers tendus (Théorique)	$A'_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z_b \cdot \bar{\sigma}_s}$	85.21	cm ²
Section minimale d'aciers "As min"	$A_{smin} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e$	47.20	cm ²
Choix des aciers	Choix	18 HA 25	

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

Section réelle	<i>A's relle</i>	88.36	cm ²
4% de la Section de l'âme de la poutre	4%Ac "ame"	168.00	cm ²
Vérification de la section du béton comprimé : Comparaison	As < 4% Ac	Ok	

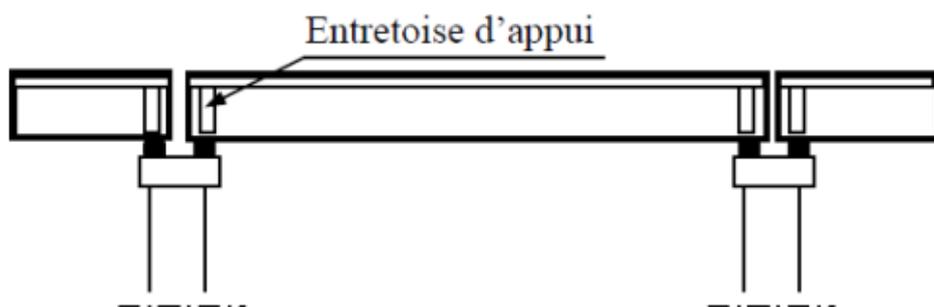
Condition de non fragilité			
Paramètre "u"	$v = \frac{1(b_o - b_a).hd^2 + b_a.hp^2}{2[(b_o - b_a).hd + b_a.hp]}$	0.34	m
Calcul de "Amin"	$A_{st} \geq A_{min} = \frac{l}{\left(d - \frac{ho}{3}\right).v} \frac{f_{t28}}{f_e}$	18.54	cm ²
Comparaisons	A_{st} ≥ A_{min}	En toute section, On a bien la condition "As > Amin" est vérifiée	
Vérification des sections d'aciers			
Calculer le moment "Mbtu" équilibré par la table seule par rapport au c.d.g	Mbtu = b.ho.(d - ho/2).fbu	14.64	MN.m
Comparaisons	Mbtu > Mu	Donc l'axe neutre est bien dans la table	
Calcul du paramètre "βu"	βu = (1-0,4αbu)	0.98	m
Calcul de la Section théorique à l'ELU	Au = Mu / (β bu.d.σsu)	54.13	cm ²
Comparaisons	As ≥ Au	On a bien la condition As ≥ Au est vérifiée.	
Armatures transversales			
Contrainte de cisaillement conventionnelle	τu = Tu / bd	0.16	Mpa
Contrainte de cisaillement limite	τlim = min {0,15fc28 / γb ; 4MPa}	4.00	Mpa
Comparaisons	τu < τlim	Ok	
Armatures d'âme	As/St ≥ b.γs (τu - 0,3K.fc28)/0,9.fe	0.05749	m ² /cm
Pourcentage minimal d'armatures d'âme	Ast/St ≥ 0,4 b.γs/fe	0.00175	m ² /cm
Comparaisons	Ast/St ≥ 0,4 b.γs/fe	Ok	
Diamètre des aciers transversaux	Øt > ØV3	8.33333	mm
	De plus, Øt < min $\begin{cases} \text{Ølim :} \\ \text{hp/35} \\ \text{bp/10} \end{cases}$	20.00	mm
		57.14	mm
		190.00	mm

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

Diamètre des aciers transversaux	Donc on adoptera "ϕ_t"	12.00	mm
Espacement maximal	$St \max < \min \begin{cases} 0,9d \\ 40 \text{ cm} \\ 15\phi_{lim} \end{cases}$	162.00	cm
		40.00	cm
		30.00	cm
Espacement maximal	Donc on adoptera "St"	25.00	cm
Dispositions constructives			
Armatures de peau	$A_p = 3P$ où P désigne le périmètre	24.63	cm ²
Choix des aciers	Choix	9 HA 20	
Section réelle	A_p réelle	28.25	cm ²
Espacement des aciers			
Espacement vertical	$e_v = \geq \sup (a, c)$	3.50	cm
Espacement horizontal	$e_h \geq \sup (a ; 1,5.c)$	3.50	cm

6. Justification des poutres secondaires ou entretoises

De nos jours, les poutres dans le tablier des ponts à poutres sont préfabriquées. L'emploi des entretoises complique l'exécution, puisque la technique de la préfabrication a pour but d'éviter de mettre un échafaudage au sol (étaie). Lorsque les poutres sont mises en place, le coulage des entretoises sans étaie n'est aisé que pour les entretoises sur appui (utilisation de l'appui tel que le chevêtre pour l'exécution des entretoises). Ainsi, dans ce type de pont, on ne conçoit que des entretoises d'appui.



Section transversale d'un tablier d'un pont à poutres montrant les entretoises d'appui

Il est vrai que ces entretoises d'appui solidarissent la section transversale, mais elles sont nécessaires surtout lors de l'opération du vérinage. Cette opération est souvent effectuée pour un changement des appareils d'appui. En effet les appareils d'appui les plus employés de nos jours sont en élastomère fretté (ou en caoutchouc fretté). Leur durée de vie est assez limitée et ils nécessitent souvent un changement. Cette opération demande un soulèvement du tablier à

l'aide des vérins. *C'est pourquoi on l'appelle opération du vérinage*. Des vérins sont placés sur la tête des appuis (tel que chevêtre), et sous les entretoises d'appui. À ce moment, ces éléments vont supporter le poids propre du tablier.

Le nombre et la répartition des vérins dépendent de leur puissance et du poids du tablier à soulever. De nos jours des bossages frettés sont conçus pour indiquer l'emplacement des vérins et éviter le poinçonnement des appuis.

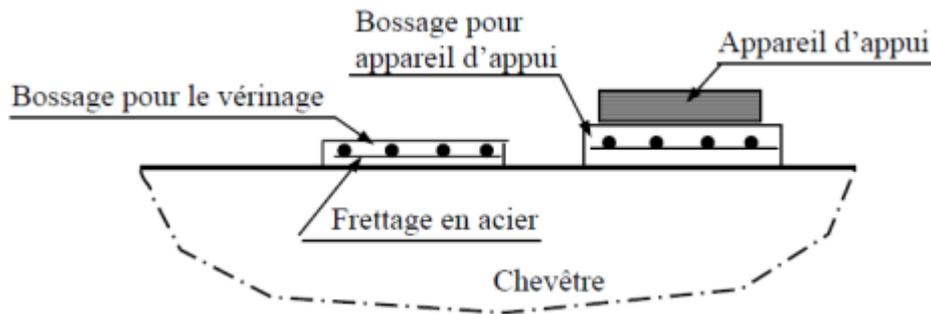
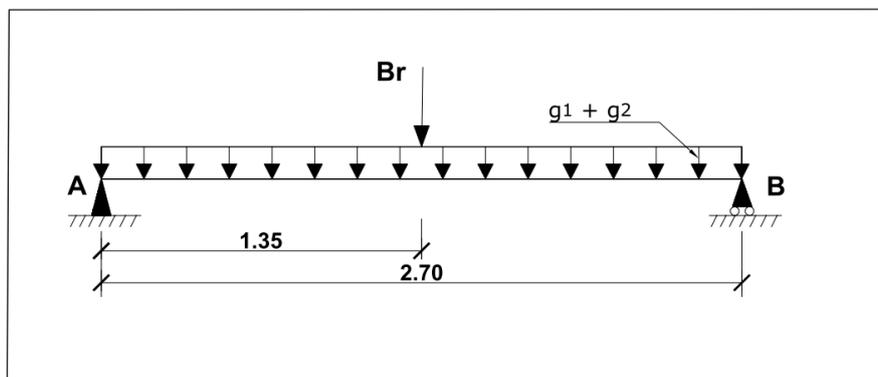


Figure 72 : Bossage pour vérinage et pour appareil d'appui

Lors du vérinage, les vérins jouent un rôle d'appui provisoire pour les entretoises. Ainsi, l'entretoise est calculée comme une poutre supportant son poids propre (répartie) et le poids propre de la superstructure (équipement), des hourdis et des poutres principales à travers ce dernier (charge concentrée).

Les entretoises du pont seront semi-encastées sur les poutres principales. Après calcul du moment isostatique " M_0 ", la redistribution se fait en considérant « $0.8M_0$ en travée et $0.5M_0$ sur appuis » (CHARON, 1986). Le ferrailage des entretoises est continu sur toute la longueur (pas d'arrêt de barres). On détermine le moment maximum positif (pour avoir le ferrailage inférieur) et le moment maximum négatif (pour avoir le ferrailage supérieur). Le cas le plus courant pour les ponts à poutres est celui de l'emploi de trois vérins ou plus.

a. Évaluation des sollicitations



Chargement isostatique de l'entretoise

➤ **Poids propre de l'entretoise "g₁" :**

$$g_1 = S_{ent} \times \gamma_b \text{ (kN/m)}$$

g₁ : Poids propre de l'entretoise (kN/m) ;

S_{ent} : Section de l'entretoise (m²) ;

γ_b : Masse volumique du béton = 25 kN/m³

$$g_1 = 0.90 \times 0.30 \times 25 = 6.75 \text{ kN/m}$$

➤ **Poids de la dalle d'about (supposée uniformément répartie)"g₂" :** $g_2 = \frac{g_T \cdot l_x}{4}$

Avec :

g_T : Charge permanente par mètre carré supportée par la dalle (Cf. III.1.b) ;

l_x : le petit côté du panneau de dalle ;

$$g_2 = \frac{9.63 \cdot 2.40}{4} = 5.78 \text{ kN/m}$$

▪ **Moment fléchissant :**

$$M_G = \frac{(g_1 + g_2)l^2}{8} = \frac{(6.75 + 5.78)2.40^2}{8} = 9.022 \text{ kN.m}$$

▪ **Effort tranchant :**

$$T_G = -\frac{(g_1 + g_2) \cdot l}{2} = -\frac{(6.75 + 5.78) \cdot 2.40}{2} = -15.04 \text{ kN}$$

Avec :

l : Entraxe entre les poutres maitresses (l = 2.40m)

➤ **Roue isolée du système "Br" de "100 kN" (tablier en service) :**

▪ **Moment fléchissant :**

$$M_{Q1} = \frac{(\delta_{Bc} \cdot Br) \cdot l}{4} = \frac{(1.10 \cdot 100) \cdot 2.40}{4} = 66 \text{ kN.m}$$

▪ **Effort tranchant :**

$$T_{Q1} = \frac{(\delta_{Bc} \cdot Br)}{2} = \frac{(1.10 \cdot 100)}{2} = 55 \text{ kN.m}$$

➤ **Sollicitations dues au « vérinage » :**

On supposera qu'il n'y a pas de surcharges lors du changement des appareils d'appui et que le vérin est un appui simple. Le soulèvement du tablier pour le remplacement des appareils d'appui se fait par un vérin entre chaque poutre qui induisent des sollicitations dont l'évaluation permettra de calculer les armatures supérieures de l'entretoise. Dans ce cas, l'entretoise

est considérée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

Pour la détermination de sollicitations de calcul combinées, il est envisagé deux cas de chargement : dans un premier cas l'entretoise supporte les effets dus à la roue Br et dans un second cas les effets dus au vérinage.

Cas 1 : l'entretoise supporte son poids propre et les effets dus à la roue "Br" (Tablier en service) :

Moment isostatique à l'ELS : $M_{ser1} = M_G + 1.2M_{Q1} = 88.22 \text{ kN.m}$

Moment de calcul en travée à l'ELS : $M_{T1} = 0.8M_{ser1} = 70.58 \text{ kN.m}$

Moment de calcul sur appuis à l'ELS : $M_{A1} = -0.5M_{ser1} = -35.29 \text{ kN.m}$

Effort tranchant : $T_{U1} = 1.35T_G + 1.605T_{Q1} = 67.97 \text{ kN}$

Cas 2 : l'entretoise supporte son poids propre et les effets des vérins situés entre chaque poutre (Tablier en vérinage) :

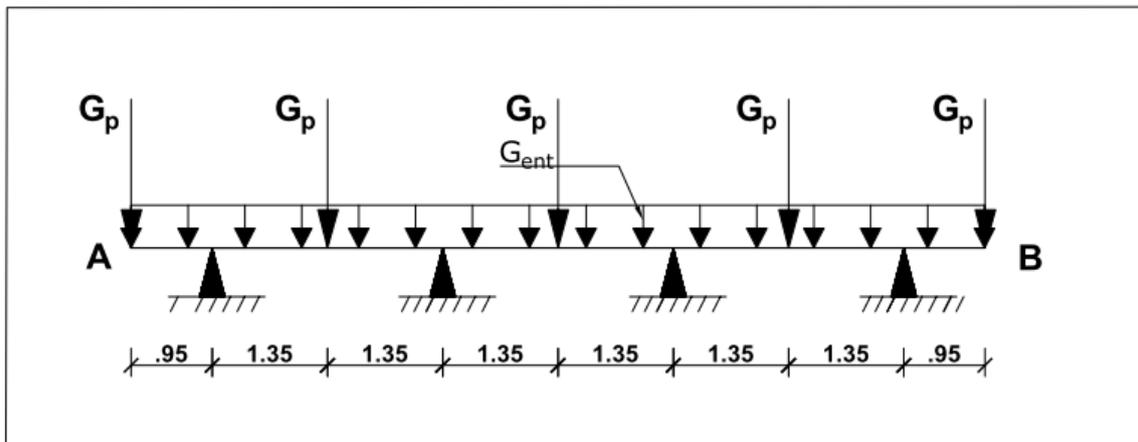


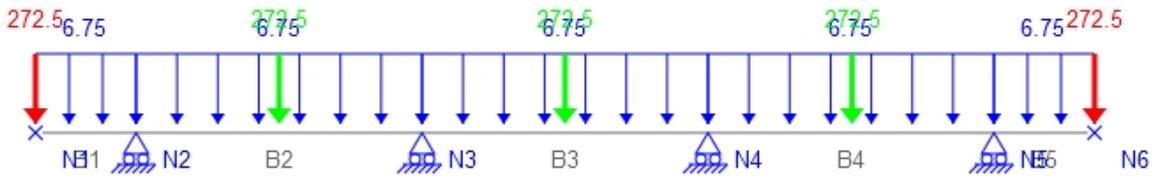
Schéma statique de l'entretoise

G_p : Charge permanente sur une poutre principale (III.3.A) réparties sur les deux entretoises d'about :

$$G_p = \frac{1}{4} \left(\frac{72.665 \cdot 30}{2} \right) = 272.49 \text{ kN}$$

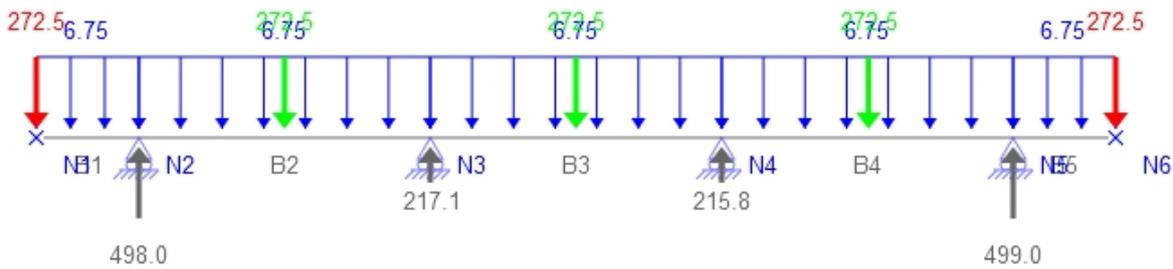
La résolution est effectuée soit par la méthode des "3 moments", soit par des logiciels de calcul de poutre continue. Pour ce qui concerne le projet actuel, nous évaluerons les sollicitations sur l'entretoise à partir du logiciel de calcul de structure nommée « PYBAR ». On obtient donc les résultats suivant :

➤ **Chargement :**



Chargement de l'entretoise obtenue par le logiciel PYBAR

➤ **Trace des inconnues de liaison :**



Tracé des inconnues de liaison obtenue par le logiciel PYBAR

➤ **Trace de l'effort tranchant ::**

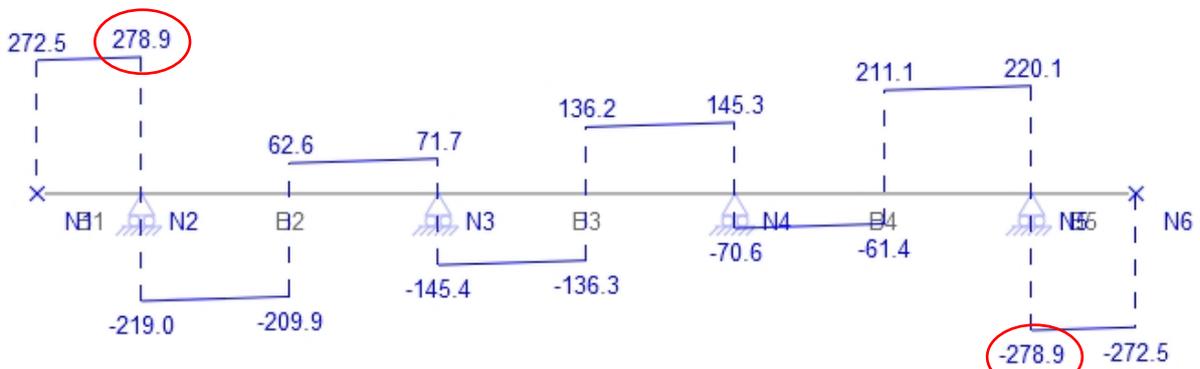


Figure 73 : Tracé de l'effort tranchant obtenue par le logiciel PYBAR

➤ **Trace du moment fléchissant :**

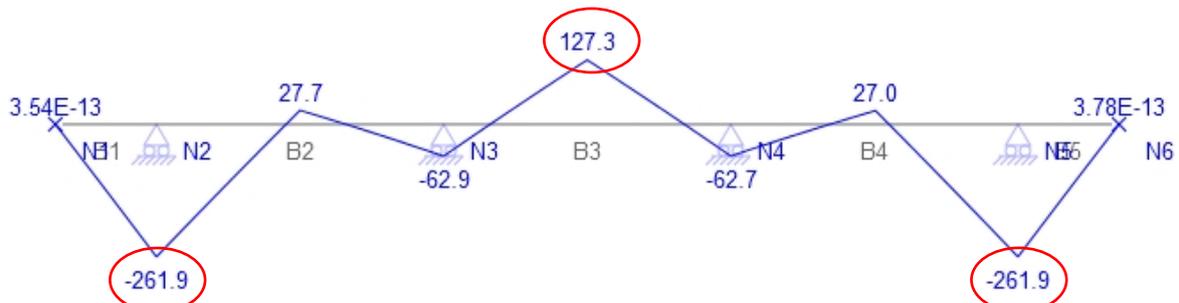


Figure 74 : Tracé du moment fléchissant obtenue par le logiciel PYBAR

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

➤ **Trace de la déformée:**



Tracé de la déformée obtenue par le logiciel PYBAR

On a :

Moment de calcul en travée à l'ELS : $M_{Tser} = 127.30 \text{ kN.m}$

Moment de calcul sur appuis à l'ELS : $M_{Aser} = 261.90 \text{ kN.m}$

Effort tranchant à l'ELU : $T_U = 278.90 \text{ kN}$

Soit le tableau récapitulatif des cas de sollicitation sur l'entretoise suivant :

Récapitulatif des cas de sollicitations maximales sur l'entretoise

ELU			ELS		
Effort tranchant (kN/m)	Moment fléchissant (kN.m)		Effort tranchant (kN/m)	Moment fléchissant (kN.m)	
	En appui	En travée		En appui	En travée
447.64	420.35	204.32	278.90	261.90	127.30

b. Calcul des armatures

Tableau 63 : Récapitulatif du calcul des armatures de l'entretoise

Données			
Hauteur Entretoise	h_{ent}	0.90	m
Epaisseur	$e_{ent} (b)$	0.30	m
Hauteur utile des acier tendus	$d = 0.9h$	0.81	m
Hauteur utile des aciers comprimés	$d' = 0.1h$	0.09	m
Limite de résistance du béton	f_{c28}	40	Mpa
Cas de fissuration	FP		
Effort tranch de service	T_{ser}	0.2789	MN
Effort tranch Ultime	T_u	0.44764	MN
Limite d'élasticité des aciers	F_e	500	Mpa
En Appuis			
Moment de service	M_{ser}	0.2619	MN.m
Moment Ultime	M_u	0.42035	MN.m
En Travée			
Moment de service	M_{ser}	0.1273	MN.m

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

Moment Ultime	M_u	0.20432	MN.m
Calcul des armatures longitudinales			
Béton	$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$	22.67	Mpa
Comparaisons entre y_u et $1.25hd$	$y_u \leq 1.25hd$	Donc seule la table est comprimée ==> calcul de section rectangulaire	
Résistance à la traction du béton	$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28}$	3.00	Mpa
Résistance à la traction des aciers	$f_{su} = f_e / 1.15$	434.78	Mpa
Contrainte de calcul du béton	$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$	24.00	Mpa
Contrainte de calcul des aciers	$\overline{\sigma}_s = \xi = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0,5f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}) \right\}$	250.00	Mpa
Section d'Aciers tendus en Appuis			
Paramètre de déformation de la section	$\overline{\alpha}_1 = \frac{15\overline{\sigma}_{bc}}{15\overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_s}$	0.59	
Moment de résistance dans le béton "Mrb"	$M_{rb} = \frac{1}{2} \overline{\alpha}_1 \left[1 - \frac{\overline{\alpha}_1}{3} \right] b d^2 \overline{\sigma}_{bc}$	1.12	MN.m
Comparaisons entre M_{ser} et M_{rb}	$M_{rb} > M_{ser}$	Donc, il n'y a pas nécessité d'armature comprimés : $A'_s = 0$	
Bras de levier	$Z_b = d \left[1 - \frac{\overline{\alpha}_1}{3} \right]$	0.65	m
Section d'aciers tendus (Théorique)	$A'_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z_b \cdot \overline{\sigma}_s}$	16.10	cm ²
Section minimale d'aciers "As min"	$A_{smin} = 0,23 b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e$	3.35	cm ²
Choix des aciers	Choix	4 HA 20 + 2 HA 16	
Section réelle	A's réelle	16.59	cm ²
Dispositions des aciers tendus	<i>Soit : 1 lit de 4 barres de HA20 + 1 lit de 2 barres HA 16</i>		
Section d'Aciers tendus en Travée			
Paramètre de déformation de la section	$\overline{\alpha}_1 = \frac{15\overline{\sigma}_{bc}}{15\overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_s}$	0.59	
Moment de résistance dans le béton "Mrb"	$M_{rb} = \frac{1}{2} \overline{\alpha}_1 \left[1 - \frac{\overline{\alpha}_1}{3} \right] b d^2 \overline{\sigma}_{bc}$	1.12	MN.m
Comparaisons entre M_{ser} et M_{rb}	$M_{rb} > M_{ser}$	Donc, il n'y a pas nécessité d'armature comprimés : $A'_s = 0$	
Bras de levier	$Z_b = d \left[1 - \frac{\overline{\alpha}_1}{3} \right]$	0.65	m
Section d'aciers tendus (Théorique)	$A'_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z_b \cdot \overline{\sigma}_s}$	7.83	cm ²

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

Section minimale d'aciers "As min"	$As_{min} = 0,23 \text{ b.d.ft}28 / f_e$	3.35	cm ²
Choix des aciers	<i>Choix</i>	4 HA 20	
Section réelle	<i>A's réelle</i>	12.57	cm ²
Dispositions des aciers tendus	<i>Soit : 1 lit de 4 barres de HA20</i>		
Dispositions constructives			
Armatures de peau	$A_p = 3P$ où P désigne le périmètre	7.20	cm ²
Choix des aciers	<i>Choix</i>	4 HA 16	
Section réelle	<i>Ap réelle</i>	8.04	cm ²
Dispositions des aciers tendus	<i>Soit : 1 lit de 3 barres de HA 14 + 1 lit de 3 barres de HA 12</i>		
Vérification des sections d'aciers			
Armatures transversales			
Contrainte de cisaillement conventionnelle	$\tau_u = T_u / b d$	1.84	Mpa
Contrainte de cisaillement limite	$\tau_{lim} = \min \{0,15 f_c 28 / \gamma b ; 4 \text{MPa}\}$	4.00	Mpa
Comparaisons	$\tau_u < \tau_{lim}$	Ok	
Armatures d'âme*	$As/St \geq b \cdot \gamma_s (\tau_u - 0,3 K \cdot f_{t28}) / 0,9 \cdot f_e$	0.00549	m ² /cm
Pourcentage minimal d'armatures d'âme	$A_{st}/St \geq 0,4 \text{ b} \cdot \gamma_s / f_e$	0.00028	m ² /cm
Comparaisons	$A_{st}/St \geq 0,4 \text{ b} \cdot \gamma_s / f_e$	Ok	
Armatures d'âme	$\frac{A_t}{St} \geq \frac{b \cdot \gamma_s \cdot \tau_u - 0,3 \cdot K \cdot f_{t28}}{f_e [0,9 (\sin \alpha + \cos \alpha)]}$	1.33	cm ² /cm
Diamètre des aciers transversaux	$\emptyset_t > \emptyset/3$	8.33333	mm
	De plus, $\emptyset_t < \min \begin{cases} \emptyset_{lim} \\ hp/35 \\ bp/10 \end{cases}$	16.00	mm
		25.71	mm
Diamètre des aciers transversaux	<i>Donc on adoptera \emptyset_t</i>	12.00	mm
Espacement maximal	$St \text{ max} < \min \begin{cases} 0,9d \\ 40 \text{ cm} \\ 15\emptyset_{lim} \end{cases}$	72.90	cm
		40.00	cm
		24.00	cm
Espacement maximal	<i>Donc on adoptera St</i>	25.00	cm

7. Dimensionnement des crochets de levage

La mise en œuvre des poutres préfabriquées se fait au moyen des crochets de levage tel qu'indiqué sur la figure ci-dessous :

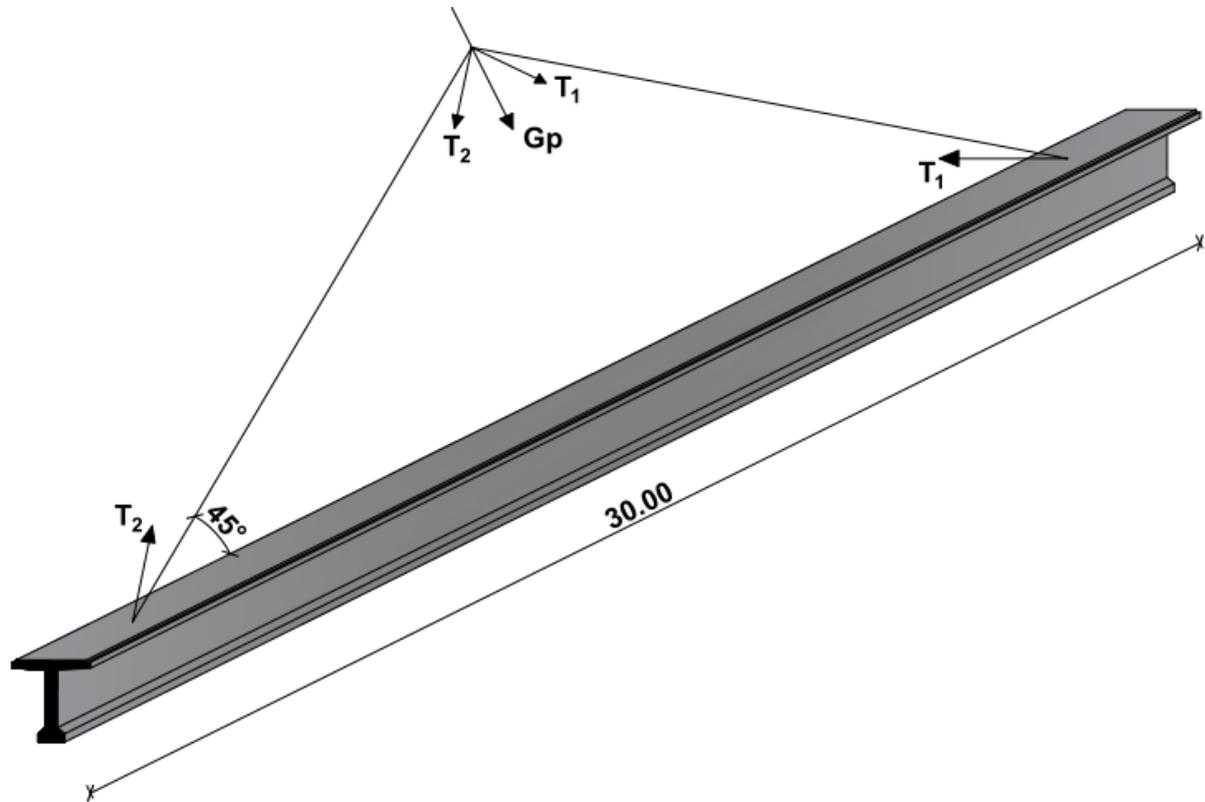


Figure 75 : Processus de levage des poutres

- Poids propre de la poutre $G_p = 25 \times 30 \times 1.06 = 795 \text{ kN}$
- Tension des câbles : $T_{\max} = 1.35 G_p \times (\cos 45^\circ) = 758.90 \text{ kN}$
- Section du crochet de levage : $A_{cr} = 1.4 \times T_{\max} / \sigma_{st} = 24.44 \text{ cm}^2$

Avec : $\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$

Donc on adoptera "6 crochets" de type "HA25" minimum avec "Acr = 29.45 cm²"

8. Justification et calcul de la précontrainte

Le "BPEL" définit deux valeurs de précontrainte pour la détermination de la précontrainte minimale de calcul et de son excentricité : maximum "P1" et minimum "P2". Les deux précontraintes représentent respectivement la précontrainte obtenue en section "*sous critique*" (le fuseau de passage des câbles est au-dessus de la zone d'enrobage) et la précontrainte obtenue en section "*sur critique*" (l'extrémité inférieure du fuseau de passage des câbles dépasse la zone d'enrobage).

a. Rappel des Hypothèses de calculs

- Câbles du type Fressinet : T15S^(*) ;
- Force de rupture garantie "fprg" : 1860 Mpa ;
- Force élastique garantie "fpeg" : 1650 Mpa ;
- Diamètre d'un toron "Øt" : 15.7 mm ;
- Section d'un toron $A_p = 150 \text{ mm}^2$;
- Relaxation à 1000 heures : $\rho_{1000} = 2.5\%$;
- Relaxation à 3000 heures : $\rho_{3000} = 3\%$;
- Module d'élasticité : $E_p : 195000 \text{ Mpa}$;
- Recul d'ancrage au relâchement du vérin : $g = 5 \text{ mm}$;
- Coefficient de frottement linéaire " ϕ " : $0,002 \text{ m}^{-1}$;
- Résistance caractéristique du béton à 28 jours : 40 Mpa .

Caractéristiques géométriques des poutres

Caractéristiques géométriques	
$I_{g/z} \text{ (m}^4\text{)}$	0.5068
$V \text{ (m)}$	1.221
$V' \text{ (m)}$	0.779
$Y_G \text{ (m)}$	1.221
$B \text{ (m}^2\text{) (section)}$	1.06

V' : distance de la fibre supérieure au centre de gravité de la section ;

V : distance de la fibre inférieure au centre de gravité de la surface de la section ;

$I_{g/z}$: moment d'inertie de la section

Etant donné que nos poutres sont préfabriquées, nous ferons les calculs sur "une seule phase" car pour les poutres sont préfabriquées, les câbles sont tendus une seule fois en considérant leur état d'exploitation.

b. Calcul de la Précontrainte à 28 jours

Pendant cette phase, la poutre est soumise bien évidemment à son propre poids, le poids du tablier et ses équipements et ainsi que les surcharges routières. Les sollicitations prise en compte sont présentées ci-dessous :

Sollicitations de calcul (ELS)	Symbole	Valeurs (MN.m)
Moment due au poids propre de la poutre	Mg_1	2.97
Moment due au poids propre des éléments de la superstructure.	Mg_2	5.20

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

Moment maximum dû aux charges d'exploitation	M_q	3.93
Moment total (ELS)	M_{max}	12.10

➤ **Contraintes limites**

Les contraintes limites en traction et en compression sont données par la norme Française et ont été calculées conformément aux prescriptions du "Fascicule 65 A" portant l'exécution des ouvrages de génie civil en béton armé ou en béton précontraint.

$$f_{c28} = 40 \text{ Mpa}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 3.00 \text{ Mpa}$$

Tableau 64 : Contraintes limites admissibles pour chaque section

Classe de calcul	Combinaison		
	Contrainte	Rare (2)	Nature des contraintes
CLASSE II	$\bar{\sigma}_1$: section hors enrobage	$-1.5f_{tj} = -4.50 \text{ Mpa}$	Contrainte admissible en traction sur la fibre inférieure
	$\bar{\sigma}_2$: section enrobage	$-f_{tj} = -3.00 \text{ Mpa}$	Contrainte admissible en traction sur la fibre supérieure
	$\bar{\sigma}_1' = \bar{\sigma}_2$	$0.6f_{cj} = 24 \text{ Mpa}$	

➤ **Combinaison**

ELS :

Combinaison caractéristique (SC) :

$$M = M_{g1} + M_{g2} + M_q = 2.97 + 5.20 + 3.93 = 12.10 \text{ MN.m}$$

Combinaison fréquente (SF) :

$$M = M_{g1} + M_{g2} + 0.75M_q = 2.97 + 5.20 + 0.75 \times 3.93 = 11.12 \text{ MN.m}$$

Combinaison quasi-permanente (SQP) :

$$M = M_{g1} + M_{g2} = 2.97 + 5.20 = 8.17 \text{ MN.m}$$

On a :

Récapitulatif des valeurs de combinaison d'actions

Combinaison		Valeurs des sollicitations (MN.m)
ELS	Caractéristique (SC)	12.10
	Fréquente (SF)	11.12
	Quasi-permanente (SQP)	8,17

➤ **Calcul de la précontrainte**

La précontrainte sera calculée sous la combinaison caractéristique. Ensuite nous partirons d'une hypothèse d'une section "Sous Critique" en calculant "PI" et si pas vérifié, la section sera donc "Sur Critique" et nous calculerons donc "PII" et nous déduirons la valeur de la précontrainte ceci en phase d'exploitation.

▪ **Hypothèse d'une section "Sous Critique"**

$$P_I = \frac{\Delta M + \frac{I_{GZ} \overline{\sigma}_1}{v} + \frac{I_{GZ} \overline{\sigma}'_2}{v'}}{H\rho}$$

Avec :

$$\Delta M = 12.10 - 8.17 = 3.93 \text{ MN.m}$$

$$\frac{I_{GZ}}{v} = \frac{0.5068}{1.221} = 0.415 \text{ m}^3$$

$$\frac{I_{GZ}}{v'} = \frac{0.5068}{0.779} = 0.651 \text{ m}^3$$

$$\rho = \frac{I_{GZ}}{B.v.v'} = \frac{0.5068}{1.06 * 1.221 * 0.779} = 0.50$$

On a donc :

$$P_I = \frac{3.93 + 0.415 * (-4.50) + 0.651 * (-3.00)}{2.00 * 0.5} = 0.874 \text{ MN}$$

$P_I = 0.1095 \text{ MN}$

Calcul de l'excentricité "e_I"

$$g = -\rho.v. \left[\frac{B}{P} \cdot \overline{\sigma}'_2 - 1 \right] = -0.50 \times 1.221 \left[\frac{1.06}{0.1095} * (-3.00) - 1 \right] = 18.34 \text{ m}$$

$$\text{Soit : } e_I = g - \frac{M_{max}}{P} = 18.34 - \frac{12.10}{0.1095} = -92.16 \text{ m}$$

$$(v' - d') = (0.779 - 0.15) = 0.629 \text{ m ;}$$

Où "d'"représente la valeur de l'enrobage « d' = 0.15 m = 15 cm

$e_I = -92.16 < -(v' - d') = -0.629 \rightarrow$ Donc la section est sur critique

▪ **Calcul en section "Sur Critique"**

$$P_{II} = \frac{M_{max} + \frac{I_{GZ} \overline{\sigma}'_2}{v'}}{v' + \rho v - d'}$$

$$\Rightarrow P_{II} = \frac{12.10 + 0.651 * (-3.00)}{0.779 + 0.5 * 1.221 - 0.15} = 8.19 \text{ MN}$$

$P_{II} = 8.19 \text{ MN}$ avec une excentricité $e_0 = -(v' - d') = -0.629 \text{ m}$

▪ **Vérification des contraintes limites**

- Sur fibre supérieure

Sous M_{min} :

$$\sigma_{(v)} = \frac{P}{B} + \frac{M_{min}}{\frac{IGZ}{V}} + \frac{P \cdot e_0}{\frac{IGZ}{V}} = \frac{8.19}{1.06} + \frac{3.93}{0.415} + \frac{8.19 \cdot (-0.629)}{0.415} = 4.78 \text{ Mpa}$$

On a donc : $\sigma_{(v)} = 4.78 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_2 = 24 \text{ Mpa} \Rightarrow$ Condition vérifiée

Sous M_{max} :

$$\sigma_{(v)} = \frac{P}{B} + \frac{M_{max}}{\frac{IGZ}{V}} + \frac{P \cdot e_0}{\frac{IGZ}{V}} = \frac{8.19}{1.06} + \frac{12.10}{0.415} + \frac{8.19 \cdot (-0.629)}{0.415} = 21.89 \text{ Mpa}$$

On a donc : $\sigma_{(v)} = 21.89 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_2 = 24 \text{ Mpa} \Rightarrow$ Condition vérifiée

- Sur la fibre inférieure

Sous M_{min} :

$$\sigma'_{(v')} = \frac{P}{B} - \frac{M_{min}}{\frac{IGZ}{V'}} - \frac{P \cdot e_0}{\frac{IGZ}{V'}} = \frac{8.19}{1.06} - \frac{3.93}{0.651} - \frac{8.19 \cdot (-0.629)}{0.651} = 9.60 \text{ Mpa}$$

On a donc : $\sigma'_{(v')} = 9.60 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_2 = 24 \text{ Mpa} \Rightarrow$ Condition vérifiée

Sous M_{max} :

$$\sigma'_{(v')} = \frac{P}{B} - \frac{M_{max}}{\frac{IGZ}{V'}} - \frac{P \cdot e_0}{\frac{IGZ}{V'}} = \frac{8.86}{1.06} - \frac{12.10}{0.651} - \frac{8.86 \cdot (-0.579)}{0.651} = -2.95 \text{ Mpa}$$

On a donc : $\sigma'_{(v')} = -2.95 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_1 = 24 \text{ Mpa} \Rightarrow$ Condition vérifiée

c. Calcul des pertes de précontrainte

On a : $\sigma_{p0} = \min(0.8 f_{prg} ; 0.9 f_{peg}) = \min(0.8 \times 1860 ; 0.9 \times 1650) = \min(1488 ; 1485)$

$\sigma_{p0} = 1485 \text{ Mpa}$

➤ **Pertes instantanées**

- Pertes par frottement à mis-travée ($x = 15.00 \text{ m}$)

$$\sigma_p(x) = \sigma_{p0}(\exp(-(f\alpha + \varphi x)));$$

Puisque nos poutres sont préfabriquées le flux est linéaire donc " α " est nul, ainsi :

$$\sigma_p(x) = \sigma_{p0}(\exp(-(\varphi \cdot x)))$$

$$= 1485 \times \exp(0.0015 \cdot 15)$$

$$\sigma_p(x) = 1451.96 \text{ Mpa}$$

$$\Delta\sigma_f = \sigma_{p0} - \sigma_p(x) = 1485 - 1451.96 = 33.04 \text{ Mpa}$$

$$\Delta\sigma_f = 33.04 \text{ Mpa}$$

- Pertes dues au recul d'encrage

$$d = -\frac{1}{k(x)} \ln \left(1 - \sqrt{\frac{g \cdot k \cdot E_p}{\sigma_{p0}}} \right); \quad k(x) = \frac{f\alpha + \varphi x}{x};$$

$$\begin{cases} \text{si } x = 15 > d, \text{ alors } \Delta\sigma_g = 0 \text{ Mpa} \\ \text{si } x = 15 < d, \text{ alors } \sigma'_{p0} = \sigma_{p0} \exp(-2k(d) + k(x)) \end{cases}$$

$$k(15) = \frac{0.0015 \cdot 15}{15} = 1.5 \cdot 10^{-3} m^{-1}$$

$$d = -\frac{1}{1.5 \cdot 10^{-3}} \ln \left(1 - \sqrt{\frac{0.005 \cdot 1.5^{-3} \cdot 195000}{1485}} \right)$$

$$D = 21.26 > 15m \text{ donc : } \sigma'_{p0} = \sigma_{p0} \exp(-2k(d) + k(x))$$

$$k(d) = 0.0015 \cdot 21.26 = 0.03189$$

$$k(x) = 0.0015 \cdot 15 = 0.0225$$

$$\sigma'_{p0} = 1485 \exp(-2 \cdot 0.03189 + 0.0225)$$

$$\sigma'_{p0} = 1424.95 \text{ Mpa}$$

$$\Delta\sigma_g = \sigma_{p0} - \sigma'_{p0} = 1485 - 1424.95 = 60.05 \text{ Mpa}$$

$$\Delta\sigma_g = \mathbf{60.05 \text{ Mpa}}$$

- Perte due à la déformation instantanée du béton

$$\Delta\sigma_n = \frac{1}{2} \frac{E_p}{E_{cm}} \sigma_b \text{ avec } E_p = 195000 \text{ Mpa}; E_{cm} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$\Delta\sigma_n = \frac{1}{2} \cdot \frac{195000}{37619.47} \cdot 21.89 = 56.73 \text{ Mpa}$$

$$\Delta\sigma_n = \mathbf{56.73 \text{ Mpa}}$$

Les pertes instantanées totales se résument à :

$$\Delta\sigma_{pi} = \Delta\sigma_n + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_f$$

$$\Delta\sigma_{pi} = 33.04 + 60.05 + 56.73 = 149.82 \text{ Mpa}$$

$$\Delta\sigma_{pi} = \mathbf{149.82 \text{ Mpa}}$$

On a donc la tension initiale dans le câble :

$$\sigma_{pi} = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pi} = 1485 - 149.82 = 1335.18 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{pi} = \mathbf{1335.18 \text{ Mpa}}$$

➤ Pertes différées

- Retrait du béton

$$\Delta\sigma_r = \varepsilon_r \cdot E_p$$

$$\Delta\sigma_r = 195000 * 2.5 * 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_r = 48.75 \text{ Mpa}$$

- Fluage du béton

$$\Delta\sigma_{fl} = \frac{E_p}{E_{cm}} (\sigma'_b + \sigma_M)$$

$$\sigma'_b = \frac{P_f}{S} - \frac{P_f * e_p^2}{I_{GZ}} + \frac{M_g * e_p}{I_{GZ}} \quad \text{avec } P_f = A_p * (\sigma_{po} - \Delta\sigma_{pi} - \Delta\sigma_r - \Delta\sigma_\varphi)$$

$$P_f = 150 \times 10 \times (1485 - 149.82 - 48.75 - 57.65) = 1.843 \text{ MN}$$

$$\sigma'_b = \frac{1.843}{1.06} + \left(\frac{-1.843 * 1.05}{0.5068} + \frac{8.17}{0.5068} \right) * 1.05 = 14.66 \text{ Mpa}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = \frac{195000}{37619.47} (2 * 14.66) = 151.98 \text{ Mpa}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 151.98 \text{ Mpa}$$

- Perte due à la relaxation de l'acier

$$\Delta\sigma_\varphi = \frac{6}{100} \rho_{1000} \left(\frac{\sigma_{pi}}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \sigma_{pi} ; \quad \text{Avec } \mu_0 = 0.43 \text{ pour les armatures de très basse relaxation.}$$

$$\Delta\sigma_\varphi = \frac{6}{100} * 2.5 \left(\frac{1335.18}{1860} - 0.43 \right) * 1335.18 = 57.65 \text{ Mpa}$$

$$\Delta\sigma_\varphi = 57.65 \text{ Mpa}$$

Les pertes différées totales sont égales à :

$$\Delta\sigma_{pd} = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \Delta\sigma_\varphi$$

$$= 48.75 + 151.98 + 57.65 = 258.38 \text{ Mpa}$$

$$\Delta\sigma_{pd} = 258.38 \text{ Mpa}$$

La tension finale dans le câble est de :

$$\sigma_p = \sigma_{po} - \Delta\sigma_{pi} - \Delta\sigma_{pd}$$

$$\sigma_p = 1485 - 149.82 - 258.38 = 1076.80 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_p = 1076.80 \text{ Mpa}$$

d. Calcul des torons

Calcul de la section des torons : soit "10T15S(*)"

$$S = 10 \times 150 = 1500 \text{ mm}^2$$

$$S = 1500 \text{ mm}^2$$

Déterminons ensuite la section "A_p" qui est la section d'emprise de la précontrainte à mi-travée.

$$A_p = \frac{P}{\sigma_p} = \frac{8.19}{1076.80} = 7.605 \times 10^{-3}$$

Le nombre de câble de type "10T15S(*)" à mettre en place est de :

$$n = \frac{A_p}{s}$$

$$n = \frac{0,007605}{1500} \times 10^6 = 5.07 \approx 6 \text{ Cables}$$

Soit 6 câbles de type 10T15S(*) à mettre en place sur chaque poutre

e. Calcul des armatures passives

$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \frac{N_{bt}}{f_e} \times \frac{ft_{28}}{\sigma_{bt}}$$

B_t = Surface du béton tendu ;

N_{bt} = Effort normal dans la partie du béton tendu ;

ft_{28} = Contrainte de traction du béton à 28 jours ;

σ_{bt} = contrainte de traction réelle dans le béton ;

$\sigma_i = 3 \text{ Mpa}$;

$B_t = 0.1992\text{m}^2$

$$N_{bt} = \frac{\sigma_{bt} \times B_t}{2}$$

$$N_{bt} = \frac{3 \times 0.1992}{2} = 0.02988\text{MN}$$

$N_{bt} = 29.88 \text{ kN}$

Calcul de A_s

$$A_s = \frac{0.1992}{1000} + \frac{0.02988}{500} \times \frac{4.5}{3} = 2.888 \text{ cm}^2$$

$A_s = 2.89 \text{ cm}^2$

Choix : soit "4HA12" de section réelle : 4.52 cm²

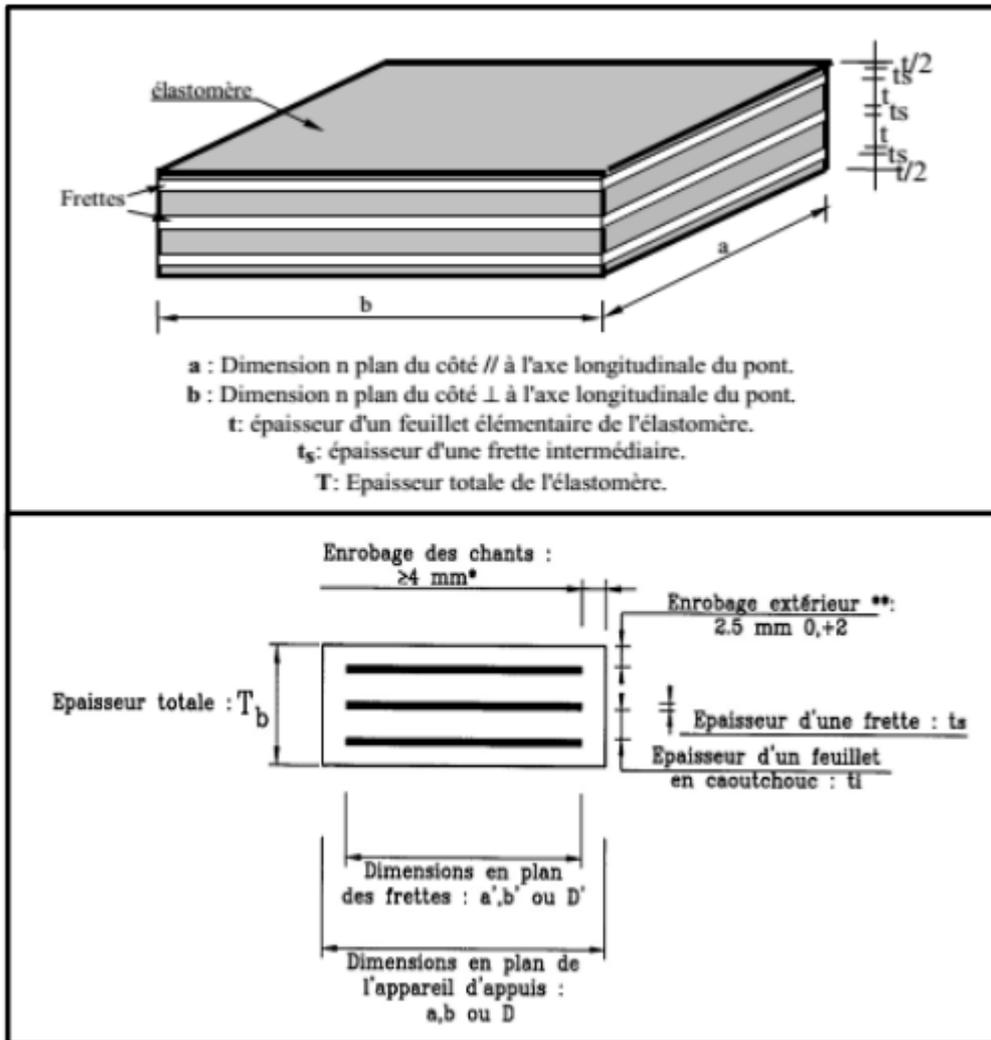
**Annexe 5 : NOTE DE CALCUL DU DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE
L'INFRASTRUCTURE DU PASSAGE SUPERIEUR**

1. Étude des appareils d'appui

Le tablier reposera sur les piles et les culées par l'intermédiaire des appareils d'appui qui sont conçus pour transmettre à la fois les efforts verticaux et horizontaux et permettre les mouvements de rotation dus aux charges d'exploitation ou aux déformations imposées (SETRA, 2007). Il sera mis en place des appareils d'appui en "élastomère fretté de type B" avec frettage intermédiaire. Les calculs seront effectués selon les recommandations du SETRA dans le guide « *appareils d'appui en élastomère fretté – Utilisation sur les ponts, viaducset structures similaires de Juillet 2007* ».

Un appareil d'appui en élastomère fretté est un bloc d'élastomère vulcanisé renforcé intérieurement par une ou plusieurs frettes en acier, collées chimiquement (adhésion) pendant la vulcanisation. L'élastomère est un matériau macromoléculaire qui reprend approximativement sa forme et ses dimensions initiales après avoir subi une importante déformation sous l'effet d'une faible variation de contrainte.

Le choix du type d'appareil d'appui dépend de nombreux facteurs : descente de charge, rotation maximale, déplacements horizontaux, durabilité, coût, le type d'ouvrage, son environnement et ses dispositions constructives.



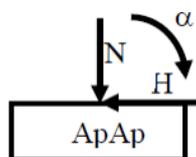
Appareil d'appui en élastomère fretté de type "B"

Le dimensionnement de l'appareil d'appui en élastomère fretté consiste à la vérification de sa résistance au cisaillement résultant des efforts qui lui sont appliqués. Ce cisaillement se produit au niveau du plan de frettage.

a. Détermination des charges

Les charges appliquées aux appareils d'appui proviennent souvent :

- D'un effort normal de compression dû aux charges et surcharges des poutres ;
- Des efforts horizontaux dus aux freinages ;
- Des variations linéaires du tablier : fluage, retrait, température ;



Sollicitations appliquées sur l'appareil d'appui

" α ", représente ici la rotation due à la pose et aux surcharges.

➤ **Effort normal maximal de compression :**

Poutre principale :

$$M_{\max} (\text{Elu}) = 8420.06 \times 1.35 = 11367.08 \text{ kN.m}$$

$$\text{Nous avons : } M_{\max} = \frac{ql^2}{8} \Rightarrow q = \frac{8 \times M_{\max}}{l^2}$$

$$\text{Or, } N_{PP} = \frac{ql}{2} \Rightarrow q = \frac{2 \times N_{PP}}{l}$$

$$\Leftrightarrow q = \frac{2 \times N_{PP}}{l} = \frac{8 \times M_{\max}}{l^2} \Rightarrow N_{PP} = \frac{4 \times M_{\max}}{l} = \frac{4 \times 11367.08}{30} = 1515.61 \text{ kN}$$

Entretoise :

$$N_{\text{ent}} = \frac{1}{4} (b \times h \times L \times \gamma_b) = \frac{1}{4} (0.30 \times 0.90 \times 10.00 \times 25) = 16.88 \text{ kN}$$

- L'effort normal maximal est donc : $N_{\max} = 1515.61 + 16.88 = 1532.49 \text{ kN}$
- L'effort normal minimal est donc : $N_{\min} = 1135.18 \text{ kN}$

➤ **Efforts horizontaux**

Force de freinage :

$$\text{Pour la charge uniformément répartie "A1" : } F_{A1} = \frac{A_l \times L_{ch} \times l_c}{20 + 0.0035(L_{ch} \times l_c)}$$

Avec :

$L_{ch} = 7.00 \text{ m}$: largeur roulable ;

$l_c = 30.00 \text{ m}$: portée de calcul ;

$A_l = 10.87 \text{ kN/m}^2$: charge surfacique uniformément répartie ;

On a donc :

$$F_{A1} = \frac{10.87 \times 7.00 \times 30}{20 + 0.0035(7 \times 30)} = 110.09 \text{ kN}$$

$$\text{Pour le convoie "BC" : } F_{BC} = 30t = 300 \text{ kN}$$

Dilatation linéaire thermique :

$$U_t = \varepsilon_t \times l_c$$

Action de courte durée : $\varepsilon_t = 4 \times 10^{-4}$

$$U_t = 4 \times 10^{-4} \times 30 = 0.012 = 1.2 \times 10^{-2} \text{ m}$$

Action de longue durée : $\varepsilon_t = 3 \times 10^{-4}$

$$U_t = 3 \times 10^{-4} \times 30 = 0.009 = 9 \times 10^{-3} \text{ m}$$

Retrait de fluage :

$$U_r = \varepsilon_r \times l_c$$

Pour les ponts en béton précontraint : $\varepsilon_r = 7 \times 10^{-4}$

$$U_r = 7 \times 10^{-4} \times 30 = 0.021 = 2.1 \times 10^{-2} \text{ m}$$

Rotation :

Cas de charge répartie "q" sur la poutre

$$\theta = \frac{q \times l^3}{24EI}$$

Avec :

l = longueur de l'élément ;

E : module d'élasticité :

$$= \begin{cases} \text{Pour les surcharges, module instantané } E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 37619.47 \\ \text{Pour les charges permanentes, module différé "Ev" } = \frac{1}{3} E_i = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 12653.82 \end{cases}$$

Pour la charge permanente : $G = 85.20 \text{ kN/ml}$

$$\theta = \frac{85.20 \times 30^3}{24 \times 12653.82 \times 0.5068} = \mathbf{14.95^\circ}$$

Pour les surcharges "Bc + Trottoir" :

Cherchons la charge uniformément répartie équivalente des forces concentrées du système "Bc".

Le moment maximal développé par "Bc" sur la poutre est : $M_{Bc} = 4333.51 \text{ kN.m}$

$$M_{Bc} = \frac{ql^2}{8} \Rightarrow q = \frac{8 \times M_{Bc}}{l^2} = \frac{8 \times 4333.51}{30^2} = 38.52 \text{ kN/ml}$$

Pour la charge de trottoir : $q = 1.5 \times 1.5 = 2.25 \text{ kN/ml}$

Donc : $q_{\text{surch}} = 38.52 + 2.25 = 40.77 \text{ kN/ml}$

$$\Rightarrow \theta = \frac{40.77 \times 30^3}{24 \times 12653.82 \times 0.5068} = \mathbf{7.15^\circ}$$

Calcul de la surface de l'appareil d'appui :

Soit a et b, les dimensions en plan de l'appareil d'appui en élastomère fretté. La contrainte moyenne de l'appareil d'appui "EF" est limitée à :

$$\sigma_m = \frac{N_{\text{max}}}{a \times b} \Rightarrow a \times b < 15 \text{ Mpa} \Rightarrow a \times b > \frac{N_{\text{max}}}{15} = \frac{1532.49 \times 10^{-3}}{15} = 0.102 \text{ m}^2 = 1020 \text{ cm}^2$$

hauteur nette de l'élastomère (T) :

$$T \geq 2U_1$$

Avec : $U_1 = U_r + U_t = 2.1 \times 10^{-2} + 9 \times 10^{-3} = 3.00 \times 10^{-2} \text{ m} = 3.00 \text{ cm}$

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

=> $T \geq 2 \times 3 \approx 6 \text{ cm}$ prenons **$T = 9.6 \text{ cm} = 96 \text{ mm}$**

Pour "n" feuillets d'épaisseurs "t", nous avons : **$T = n \times t$**

Fixons l'épaisseur des feuillets à "t = 15 mm", on a : $n = \frac{T}{t} = \frac{96}{15} = 6.4$; on retient 8 feuillets

Dimension en plan :

Condition de non fragilité : $\frac{a}{10} < T < \frac{a}{5}$ et $a \leq b$

$5T < a < 10T \Rightarrow 480 \text{ mm} < a < 960 \text{ mm} \Rightarrow$ prenons **"a = 500 mm" et "b = 550 mm"**

Epaisseur des frettes :

$$ts \geq \begin{cases} \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \\ 2 \text{ mm} \end{cases}$$

avec : $\sigma_m = \frac{N_{max}}{a \times b} \Rightarrow \frac{1532.49 \times 10^3}{500 \times 550} \approx 5.57 \text{ Mpa}$

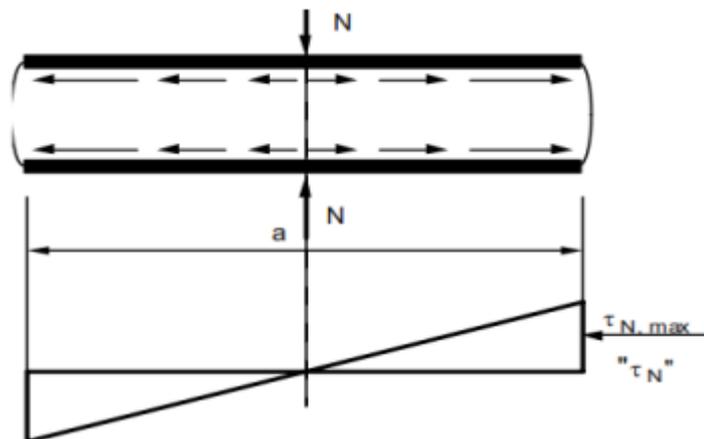
$\sigma_e = 215 \text{ Mpa}$ pour l'acier, E24 si $ts < 3 \text{ mm}$

$$\beta = \frac{a \times b}{2t(a+b)} = \frac{500 \times 550}{2 \times 15(500 + 550)} = 8.73 \text{ "Coefficient de forme"}$$

On a donc: $ts \geq \begin{cases} \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} = \frac{500}{8.73} \times \frac{5.57}{215} = 1.48 \text{ mm} \\ 2 \text{ mm} \end{cases} =$ **prenons : $ts = 2.5 \text{ mm}$**

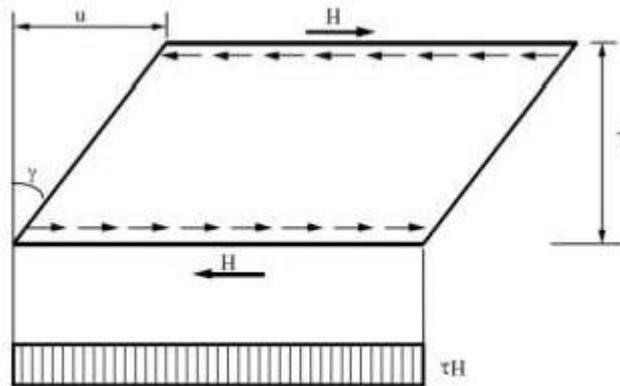
Calcul des contraintes :

➤ Compression " τ_N " :



$$\tau_N = \frac{1.5 \times \sigma_m}{\beta} = \frac{1.5 \times 5.57}{8.73} = \mathbf{0.96 \text{ Mpa}}$$

- Distorsion " γ_1 " :



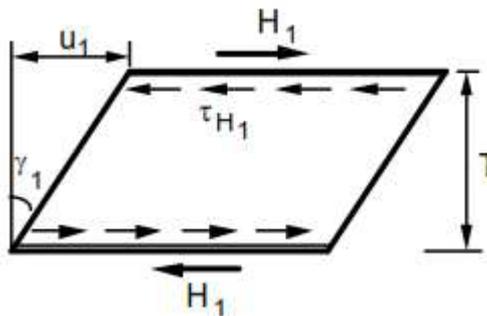
Répartition des contraintes de cisaillement sous l'effet de la distorsion.

Sous l'effet des déformations lentes de l'appareil (dilatation thermique de longue durée, retrait et fluage).

L'angle de distorsion est : $\text{tg}(\gamma_1) = \frac{U_1}{T}$

$$\text{tg}(\gamma_1) = \frac{3}{9.6} = 0.3125 \Rightarrow \gamma_1 = 17.35^\circ$$

- Contrainte de cisaillement :



Effet de la déformation " U_1 ".

$$\tau_{H1} = G \cdot \text{tg}(\gamma_1)$$

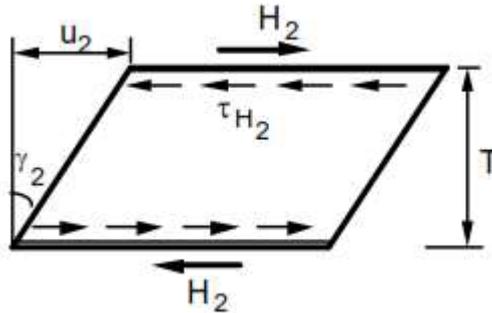
avec " $G = 0.9 \text{ Mpa}$ " : le module d'élasticité transversal pour les chargements statiques.

$$\Rightarrow \tau_{H1} = G \cdot \text{tg}(\gamma_1) = 0.9 \times 0.3125 = \mathbf{0.28 \text{ Mpa}}$$

L'effort horizontal correspondant à la distorsion :

$$H_1 = a \times b \times \tau_{H1} = 500 \times 550 \times 0.28 = \mathbf{77000 \text{ N} \approx 77 \text{ kN}}$$

- Déformation due à l'effort dynamique (freinage) " H_2 " :



Effet de l'effort de freinage.

Contrainte de cisaillement due à l'effort "H₂" :

$$\tau_{H2} = \frac{H_2}{a \times b} \quad \text{avec} \quad H_2 = \frac{F_{Bc}}{8} \frac{300}{8} = 37.50 \text{ kN}$$

$$\tau_{H2} = \frac{37.50 \times 10^3}{500 \times 550} = \mathbf{0.14 \text{ Mpa}}$$

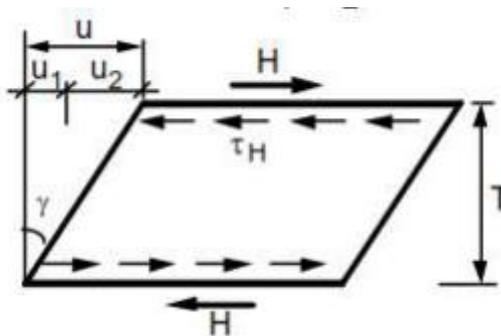
Angle de distorsion "γ₂" :

$$\text{tg}(\gamma_2) = \frac{\tau_{H2}}{2G}$$

Avec "G = 1.8 Mpa" sous les actions dynamiques.

$$\text{tg}(\gamma_2) = \frac{0.14}{2 \times 1.8} = 0.039 \Rightarrow \gamma_2 = \mathbf{2.23^\circ}$$

Pour les vérifications de la résistance au cisaillement, on introduit une contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul, qui sous effort statique seul, nous donne la même déformation totale que celle du "retrait-fluage" et "freinage combinés".



Effet d'une déformation totale conventionnelle "u".

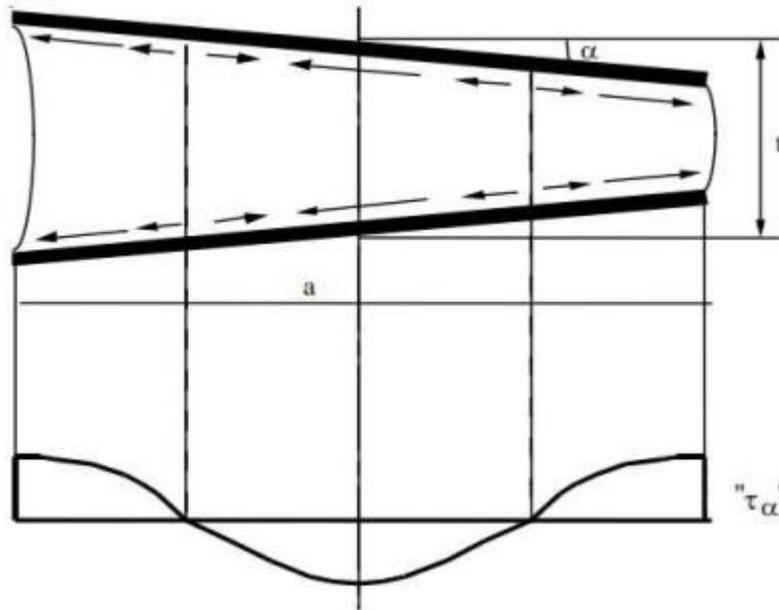
Cette contrainte conventionnelle est :

$$U = U_1 + U_2$$

$$\tau_H = G \times \text{tg}(\gamma) = \tau_{H1} + \frac{1}{2} \tau_{H2} = 0.28 + \frac{1}{2} \times 0.14 = 0.35 \text{ Mpa}$$

$\tau_H = 0.35 \text{ Mpa}$

➤ Rotation :



Variation des contraintes de cisaillement dues à la rotation.

La contrainte maximale apparait généralement sur les bords parallèles à l'axe de rotation et a pour valeur :

$$\tau_\alpha = \frac{G}{2} \left(\frac{a}{t}\right)^2 \times \alpha_t$$

On tient compte des défauts de pose en ajoutant à la rotation due aux charges une rotation " α_0 ", telle que : " $\alpha_0 = 10 \times 10^{-3} \text{ rad} = 0.57^\circ$ " pour les tabliers en béton préfabriqués.

$\alpha_t = \frac{\alpha_T + \alpha_0}{n}$: angle de rotation d'un feuillet élémentaire ;

$$\alpha_T = \frac{N \times n \times t^3}{G \times a^5 \times b} = \frac{1532.49 \times 10^3 \times 8 \times 15^3}{0.9 \times 500^5 \times 550} = 2.67 \times 10^{-6} \text{ rad}$$

$$\Rightarrow \alpha_t = \frac{2.67 \times 10^{-6} + 10 \times 10^{-3}}{8} = 0.00125 \text{ rad}$$

$$\tau_\alpha = \frac{G}{2} \left(\frac{a}{t}\right)^2 \times \alpha_t = \frac{0.9}{2} \left(\frac{500}{15}\right)^2 \times 0.00125 = 0.63 \text{ Mpa}$$

➤ Vérification des contraintes :

Limitation des contraintes de cisaillement :

$$\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_\alpha \leq 5G$$

$$\tau = 0.96 + 0.35 + 0.63 = 1.94 \text{ Mpa} \leq 5G = 4.50 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\tau_{H1} \leq 0.5G$$

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

$\tau_{H1} = 0.28 \text{ Mpa} \leq 0.45 \text{ Mpa}$ **Condition vérifiée**

$\tau_H \leq 0.7G$

$\tau_H = 0.35 \text{ Mpa} \leq 0.63 \text{ Mpa}$ **Condition vérifiée**

Condition de non-cheminement et de non-glissement :

$\sigma_{m,\min} = \frac{N_{\min}}{a \times b} \geq 2 \text{ Mpa}$

$\sigma_{m,\min} = \frac{1135.18 \times 10^3}{500 \times 550} = 4.13 \text{ Mpa} \geq 2 \text{ Mpa}$ **Condition vérifiée**

Condition de non soulèvement :

$\alpha t \leq \frac{3}{\beta} \left(\frac{t}{a}\right)^2 \times \frac{\sigma_m}{G}$

$\alpha t = 0.00125 \text{ rad} \leq \frac{3}{8.73} \times \left(\frac{15}{500}\right)^2 \times \frac{5.57}{0.9} = 0.00191 \text{ rad}$ **Condition vérifiée**

Tableau 65 : Résultat du dimensionnement de l'appareil d'appuis

a (mm)	b (mm)	t (mm)	ts (mm)	T (mm)	n
500	550	15	2.5	96	8

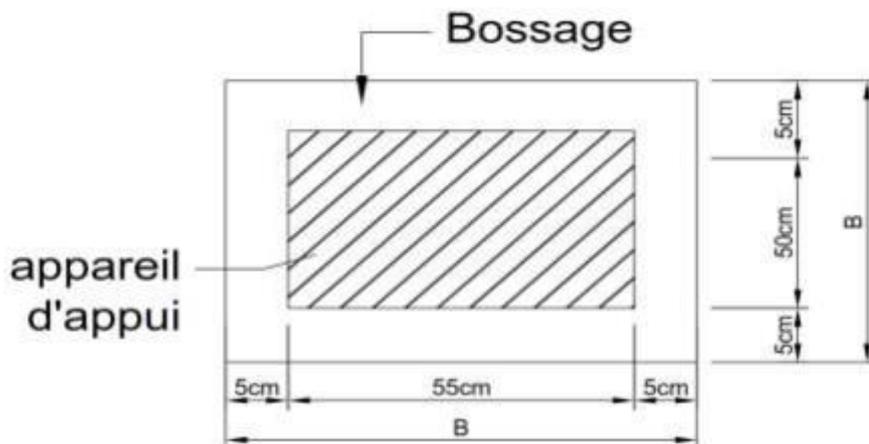
2. Dimensionnement du bossage d'appui

Nous avons :

Longueur : $L \geq b_{\text{app}} + 10 \text{ cm}$

Largeur : $l \geq a_{\text{app}} + 10 \text{ cm}$

Hauteur : $h \geq 5 \text{ cm}$



Les bossages d'appui sont soumis à la compression simple sous la charge verticale du tablier.

Calcul du ferrailage :

- Contrainte de compression du bossage :

$$N = 1532.49 \text{ kN}$$

$$S = 600 \times 650 \text{ mm}^2$$

$$\sigma = \frac{N}{S} = \frac{1532.49 \times 10^3}{600 \times 650} = 3.93 < \sigma_{\text{béton}} = 40 \text{ Mpa} , \text{ le bossage sera ferrillé avec les armatures minimales.}$$

- Armatures minimales

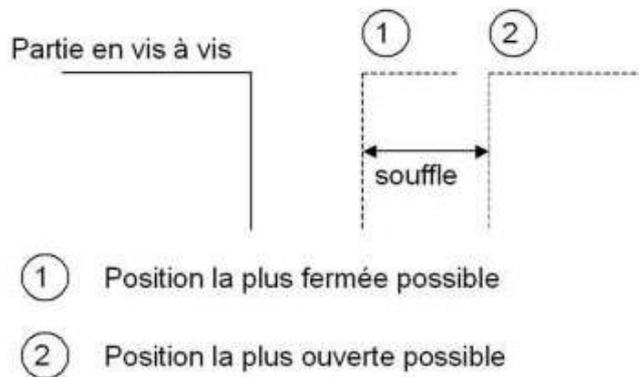
$$A_{\min} = \max \left[\frac{0.2B}{100} ; 4\% \text{ du périmètre} \right] = \max [7.8 \text{ cm}^2 ; 10 \text{ cm}^2]$$

As = 10 cm² Soit 7HA14.

3. Dimensionnement du joint de chaussée.

Détermination du souffle :

Le souffle d'un joint est le déplacement relatif maximal prévisible des deux éléments en regard, mesuré entre les positions extrêmes.



Sollicitations :

- Dilatation linéaire thermique :

Action de courte durée : $U_t = 1.2 \times 10^{-2} \text{ m}$

Action de longue durée : $U_t = 9 \times 10^{-3} \text{ m}$

- Retrait et fluage :

$$U_r = 2.1 \times 10^{-2} \text{ m}$$

- Rotation :

$$\Delta l_{\text{rotation}} = \frac{4 \times f}{L} \times H_p$$

Avec :

H_P : hauteur de la poutre ;

f : flèche maximale sous charges ;

L : portée de la travée ;

a : la distance de l'about à l'appareil d'appui

Calcul de la flèche "f" :

$$f = \frac{5 \times g \times L^4}{384EI} : \text{Pour les charges linéaires uniformément réparties}$$

Pour " $g = 70.55 \text{ kN/ml (ELS)}$ "

$$f = \frac{5 \times 70.55 \times 10^{-3} \times 30^4}{384 \times 12653.82 \times 0.5068} = 0.11 \text{ m} = \mathbf{11 \text{ cm}}$$

Pour " $g = 72.66 \text{ kN/ml (ELU)}$ "

$$f = \frac{5 \times 72.66 \times 10^{-3} \times 30^4}{384 \times 12653.82 \times 0.5068} = 0.12 \text{ m} = \mathbf{12 \text{ cm}}$$

Pour " $q = 40.77 \text{ kN/ml (ELS)}$ "

$$f = \frac{5 \times 40.77 \times 10^{-3} \times 30^4}{384 \times 12653.82 \times 0.5068} = 0.06 \text{ m} = \mathbf{6 \text{ cm}}$$

Pour " $q = 65.44 \text{ kN/ml (ELU)}$ "

$$f = \frac{5 \times 65.44 \times 10^{-3} \times 30^4}{384 \times 12653.82 \times 0.5068} = 0.10 \text{ m} = \mathbf{10 \text{ cm}}$$

$$\text{Flèche admissible : } f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{30}{250} \approx 0.12 \text{ m} = \mathbf{12 \text{ cm}}$$

$$\Delta l_{\text{rotation}} = \frac{4 \times 0.11}{30} \times 2.00 = 0.029 \text{ m} = 2.9 \text{ cm} \quad \text{Sous charge permanente (ELS)}$$

$$\Delta l_{\text{rotation}} = \frac{4 \times 0.12}{30} \times 2.00 = 0.032 \text{ m} = 3.2 \text{ cm} \quad \text{Sous charge permanente (ELU)}$$

$$\Delta l_{\text{rotation}} = \frac{4 \times 0.06}{30} \times 2.00 = 0.016 \text{ m} = 1.6 \text{ cm} \quad \text{Sous charge d'exploitation (ELS)}$$

$$\Delta l_{\text{rotation}} = \frac{4 \times 0.10}{30} \times 2.00 = 0.027 \text{ m} = 2.7 \text{ cm} \quad \text{Sous charge d'exploitation (ELU)}$$

➤ Freinage :

La valeur maximale de force de freinage est celle du convoi "Bc" : $F_{Bc} = 30t = 300 \text{ kN}$

Le tablier repose sur "8" appareils d'appui en élastomère fretté de $500 \times 550 \times 8(15 + 2.5)$.

Le déplacement longitudinal dû à l'effort de freinage est :

$$V_x = \frac{f_x \times T_q}{(G \times a \times b)}$$

$$V_x = \frac{\left(\frac{300 \times 10^3}{8}\right) \times 8 \times 15}{(1.8 \times 500 \times 550)} = 9.09 \text{ mm} = 0.91 \text{ cm}$$

➤ Combinaison d'actions pour la détermination du type de joint :

T_k : Effet de la température avec sa valeur caractéristique ;

Q_{k-fq} : effet des charges du trafic (rotation) avec leur valeur fréquentes sans charge de trottoir ;

Q_{k-c} : Effet des charges de trafic (rotation) avec leur valeur caractéristique, y compris les charges du trottoir cumulables ;

Q_{k1} : Effet des forces de freinage, avec leur valeur caractéristique ;

Q_{tk} : Effet des forces centrifuges ou transversales, avec leur valeur caractéristique.

A l'état limite de services :

$$\text{ELS 1 : } G + Q_{k-c} + 0.6T_k = 2.9 + 1.6 + 0.6 \times 1.2 = 5.22 \text{ cm}$$

$$\text{ELS 2 : } G + Q_{k-fq} + Q_{k1} + Q_{tk} + 0.6T_k = 2.9 + 1.6 + 2.1 + 0.91 + 0.6 \times 1.2 = 8.23 \text{ cm}$$

$$\text{ELS 3 : } G + Q_{k-fq-trot} + T_k = 2.9 + 1.6 + 1.2 = 5.70 \text{ cm}$$

A l'état limite ultime :

$$\text{ELU 1 : } 1.35G + 1.35Q_{k-c} + 1.5 \times 0.6T_k = 3.2 + 2.7 + 1.5 \times 0.6 \times 1.2 = 6.98 \text{ cm}$$

$$\text{ELU 2 : } 1.35G + 1.35(Q_{k-fq} + Q_{k1} + Q_{tk}) + 1.5 \times 0.6T_k = 3.2 + 0.91 + 1.35 \times 2.1 + 1.5 \times 0.6 \times 1.2 = 8.03 \text{ cm}$$

$$\text{ELU 3 : } 1.35G + 1.35Q_{k-fq-trot} + 1.5T_k = 3.2 + 2.7 + 1.5 \times 1.2 = 7.70 \text{ cm}$$

Dans notre cas, les coefficients de pondération ont été déjà intégrés dans le calcul des sollicitations (*voir calcul des sollicitations de la poutre*). Donc pour les déplacements provoqués par la rotation due aux charges d'exploitation et permanente pas besoin de pondérer les valeurs.

Choix du type de joint :

Le choix du soufflé se fait suivant la combinaison la plus défavorable à l'ELS tout en s'assurant que le vide entre maçonnerie permette de reprendre l'allongement ELU sans mise en contact.

Le soufflé obtenu dans notre cas à l'ELS est : $S = 8.23 \text{ cm} = 82.3 \text{ mm}$.

Dans le catalogue de Freyssinet nous avons le modèle "CIPEC Wd110" présentant les caractéristiques suivant :

Souffle nominale : "110 mm", l'intervalle entre deux éléments métalliques en vis-à-vis peut varier de "10 mm à 120 mm".

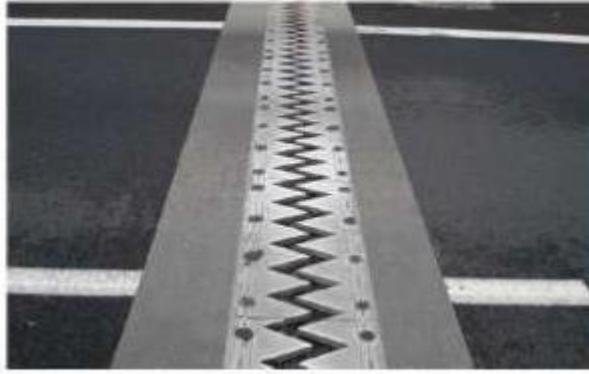


Illustration du joint de type "CIPEC Wd110"

4. Dimensionnement du chevêtre :

Le chevêtre est soumis sous l'action de son poids propre et des charges du tablier. Il sera dimensionnement comme une poutre dont les appuis sont les colonnes d'appui.

- Poids propre :

$$g_{ch} = 1.90 \times 1.50 \times 25 = 71.25 \text{ kN/m}$$

- Charge ponctuelle provenant d'un appareil d'appui :

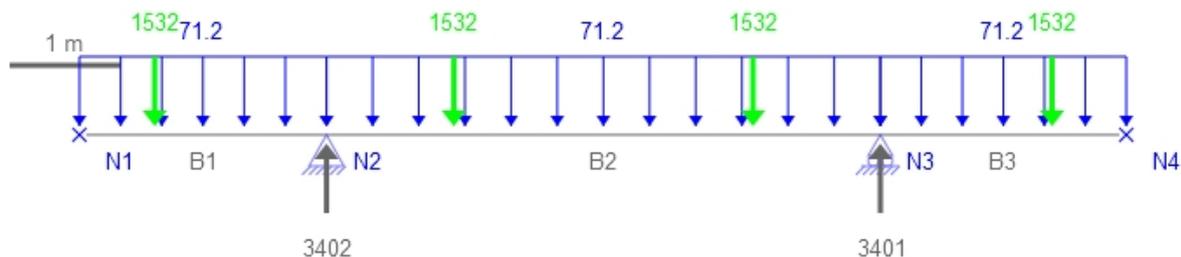
$$R_{A.ap} = 1532.49 \text{ kN (ELS)}$$

$$R_{A.ap} = 2068.86 \text{ kN (ELU)}$$

Les réactions horizontales ne sont considérées que pour le calcul de la résistance des appareils d'appuis et la stabilité des appuis.

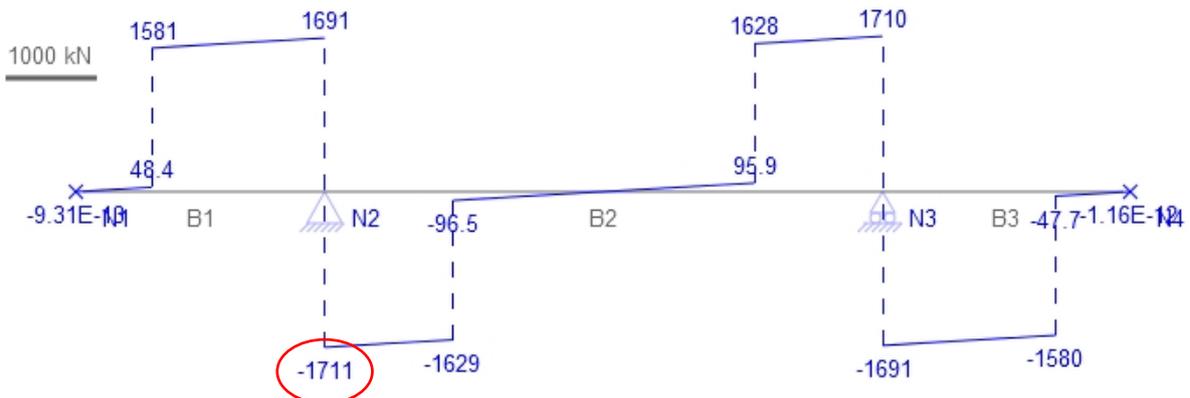
Calcul des sollicitations :

- **Trace des inconnues de liaison (A L'ELS) :**



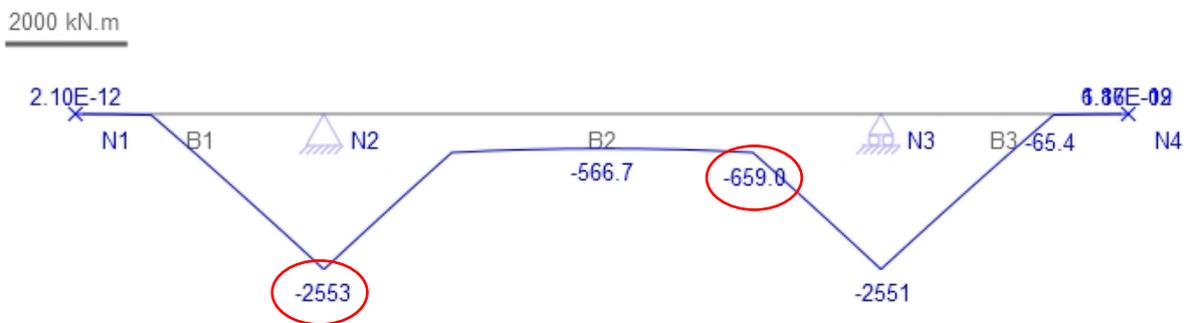
Tracé des inconnues de liaison obtenue par le logiciel PYBAR

➤ **Trace de l'effort tranchant (A L'ELS) :**



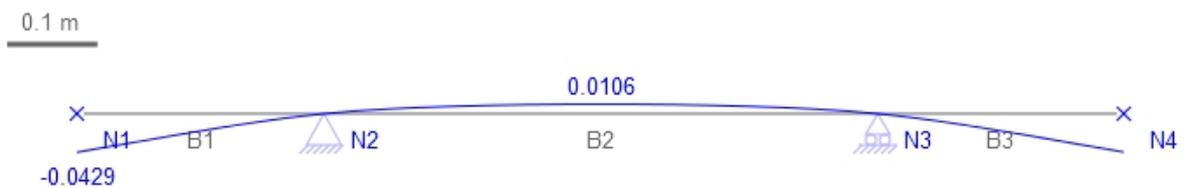
Tracé de l'effort tranchant obtenue par le logiciel PYBAR

➤ **Trace du moment fléchissant (A L'ELS) :**



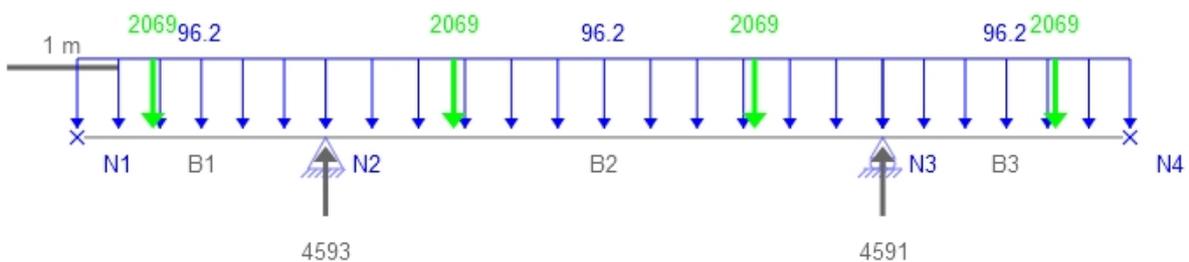
Tracé du moment fléchissant obtenue par le logiciel PYBAR

➤ **Trace de la déformée (A L'ELS) :**



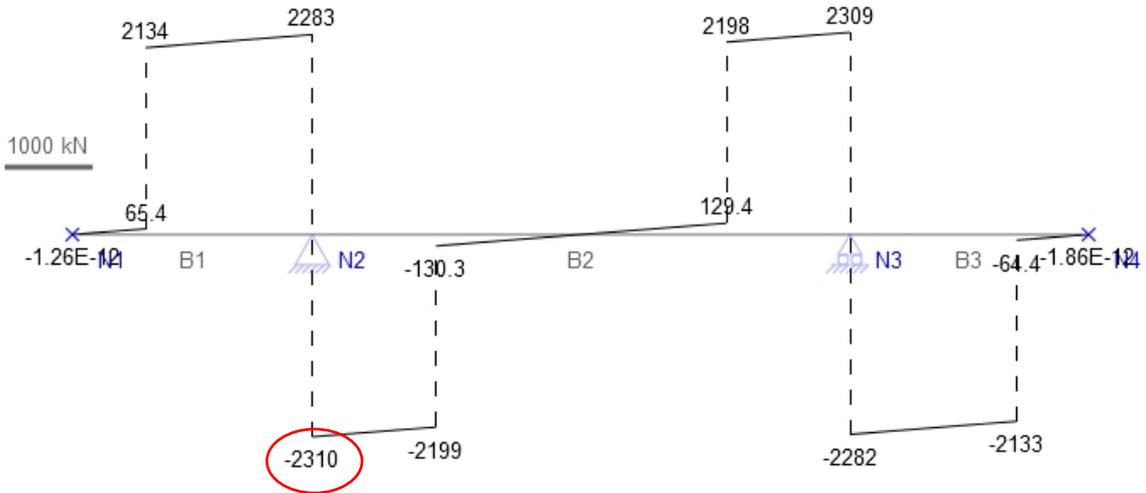
Tracé de la déformée obtenue par le logiciel PYBAR

➤ **Trace des inconnues de liaison (A L'ELU) :**



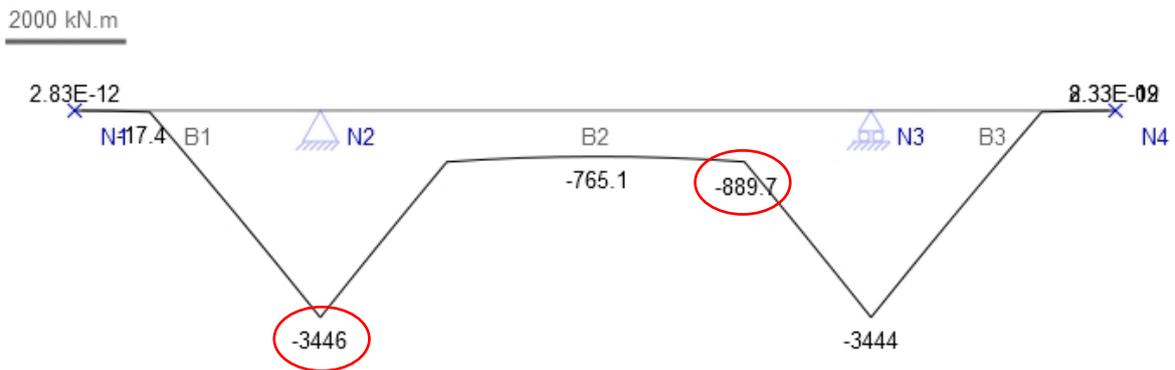
Tracé des inconnues de liaison obtenue par le logiciel PYBAR

➤ **Trace de l'effort tranchant (A L'ELU) :**



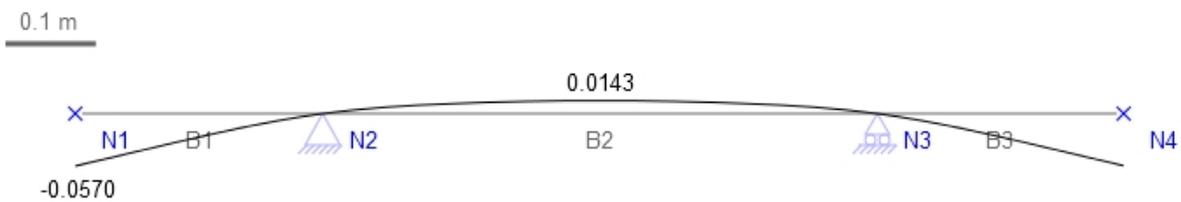
Tracé de l'effort tranchant obtenue par le logiciel PYBAR

➤ **Trace du moment fléchissant (A L'ELU) :**



Tracé du moment fléchissant obtenue par le logiciel PYBAR

➤ **Trace de la déformée (A L'ELU) :**



Tracé de la déformée obtenue par le logiciel PYBAR

Tableau 66 : Récapitulatif des sollicitations sur chevêtre :

ELS			ELU		
M _{travée} (kN.m)	M _{appui} (kN.m)	T _{max} (kN)	M _{travée} (kN.m)	M _{appui} (kN.m)	T _{max} (kN)
659	2553	1711	889.7	3446	2310

a. Calcul des armatures du chevron :

Tableau 67 : Récapitulatif du calcul des armatures du chevron

Données			
Hauteur Chevron	h_{chev}	1.50	m
Epaisseur	$E_{chev} (b)$	1.90	m
Hauteur utile des aciers tendus	$d = 0.9h$	1.35	m
Hauteur utile des aciers comprimés	$d' = 0.1h$	0.15	m
Limite de résistance du béton	f_{c28}	40	Mpa
Cas de fissuration	FP		
Moment de service	T_{ser}	1.711	MN
Moment Ultime	T_u	2.31	MN
Limite d'élasticité des aciers	F_e	500	Mpa
En Appuis			
Moment de service	M_{ser}	2.553	MN.m
Moment Ultime	M_u	3.446	MN.m
En Travée			
Moment de service	M_{ser}	0.659	MN.m
Moment Ultime	M_u	0.8897	MN.m
Calcul des armatures longitudinales			
Béton	$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$	22.67	Mpa
Résistance à la traction du béton	$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28}$	3.00	Mpa
Résistance à la traction des aciers	$f_{su} = f_e / 1.15$	434.78	Mpa
Contrainte de calcul du béton	$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$	24.00	Mpa
Contrainte de calcul des aciers	$\overline{\sigma}_s = \xi = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right\}$	250.00	Mpa
Section d'Aciers tendus en Appuis			
Paramètre de déformation de la section	$\overline{\alpha}_1 = \frac{15 \overline{\sigma}_{bc}}{15 \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_s}$	0.59	
Moment de résistance dans le béton "Mrb"	$M_{rb} = \frac{1}{2} \overline{\alpha}_1 \left[1 - \frac{\overline{\alpha}_1}{3} \right] b d^2 \overline{\sigma}_{bc}$	19.70	MN.m
Comparaisons entre Mser et Mrb	$M_{rb} > M_{ser}$	Donc, il n'y a pas nécessité d'armature comprimés : A's = 0	

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

Bras de levier	$Zb = d \left[1 - \frac{\alpha_1}{3} \right]$	1.08	m
Section d'aciers tendus (Théorique)	$A'_{ser} = \frac{M_{ser}}{Zb \cdot \sigma_s}$	94.17	cm ²
Section minimale d'aciers "As min"	Asmin = 0,23 b.d.ft28 / fe	35.40	cm ²
Choix des aciers	Choix	16 HA 25 + 8 HA 16	
Section réelle	A's réelle	94.62	cm ²
Dispositions des aciers tendus	Soit : 1 lit de 8 paquets de 2 barres de HA25 chacun + 1 lit d'une barres de HA16		
Section d'Aciers tendus en Travée			
Paramètre de déformation de la section	$\alpha_1 = \frac{15 \overline{\sigma_{bc}}}{15 \overline{\sigma_{bc}} + \sigma_s}$	0.59	
Moment de résistance dans le béton "Mrb"	$Mrb = \frac{1}{2} \alpha_1 \left[1 - \frac{\alpha_1}{3} \right] b d^2 \overline{\sigma_{bc}}$	19.70	MN.m
Comparaisons entre Mser et Mrb	$Mrb > Mser$	Donc, il n' y a pas nécessité d'armature comprimés : A's = 0	
Bras de levier	$Zb = d \left[1 - \frac{\alpha_1}{3} \right]$	1.08	m
Section d'aciers tendus (Théorique)	$A'_{ser} = \frac{M_{ser}}{Zb \cdot \sigma_s}$	24.31	cm ²
Section minimale d'aciers "As min"	Asmin = 0,23 b.d.ft28 / fe	35.40	cm ²
Choix des aciers	Choix	8 HA 25	
Section réelle	A's réelle	39.27	cm ²
Dispositions des aciers tendus	Soit : 1 lit de 8 barres de HA25		
Dispositions constructives			
Armatures de peau	$A_p = 3P$ où P désigne le périmètre	20.40	cm ²
Choix des aciers	Choix	8 HA 20	
Section réelle	A_p réelle	25.13	cm ²
Dispositions des aciers tendus	Soit : 1 lit de 8 barres de HA 20		
Vérification des sections d'aciers			
Armatures transversales			
Contrainte de cisaillement conventionnelle	$\tau_u = Tu / bd$	0.90	Mpa
Contrainte de cisaillement limite	$\tau_{lim} = \min \{0,15fc28 / \gamma_b ; 4MPa\}$	4.00	Mpa
Comparaisons	$\tau_u < \tau_{lim}$	Ok	

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

Conditions de non fragilité	$\frac{A_{st}}{b_0 \times d} \geq \frac{0,23 \times f_{tj}}{f_e}$		
(a)	$\frac{A_{st}}{b_0 \times d}$	0.36890	
(b)	$\frac{0,23 \times f_{tj}}{f_e}$	0.00138	
Comparaisons	$\frac{A_{st}}{b_0 \times d} \geq \frac{0,23 \times f_{tj}}{f_e}$	Ok	
Conditions de non fragilité	$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times d} \geq 0,4 \text{ MPa}$		
(c)	$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times d}$	1.845	Mpa
Comparaisons	$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times d} \geq 0,4 \text{ MPa}$	Ok	
Diamètre des aciers transversaux	$\phi_t > \phi/3$	8.33333	mm
	De plus, $\phi_t < \min \begin{cases} \phi_{lim} \\ hp/35 \\ bp/10 \end{cases}$	16.00	mm
		54.29	mm
		150.00	mm
Diamètre des aciers transversaux	Donc on adoptera ϕ_t	12.00	mm
Espacement maximal	$St \text{ max} < \min \begin{cases} 0,9d \\ 40 \text{ cm} \\ 15\phi_{lim} \end{cases}$	121.50	cm
		40.00	cm
		24.00	cm
Espacement maximal	Donc on adoptera St	25.00	cm

En torsion :

Le moment de torsion quant à lui vaut : $M_T = R \times e \times \frac{b}{l}$

Avec : "R" la réaction d'appui est maximale par bossage : $R = 1711/4 = 427.75 \text{ kN}$

"b" la distance de l'effort "R" à l'encastrement, "l" la longueur de la travée et e

$$M_T = 0.75 \times 427.75 \times (2.23/5) = 143.08 \text{ kN.m}$$

$$M_T = 143.08 \text{ kN.m}$$

Le calcul des armatures en torsion se fera à l'Etat Limite Ultime avec un moment de torsion ultime :

$$M_{TU} = 1.605 M_T = 229.64 \text{ kN.m}$$

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

Section d'aciers en torsion :

Données			
Hauteur Chevetre	h_{chev}	1.50	m
Epaisseur	$E_{chev} (b)$	1.90	m
Hauteur utile des acier tendus	$d = 0.9h$	1.35	m
hauteur utile des aciers comprimés	$d' = 0.1h$	0.15	m
Moment de Torsion	MT	0.22964	MN.m
Diamètre des aciers transversaux	ϕ	0.012	m
Nombre de barres dans un cours d'armatures	n	2	Barres
Limite de résistance du béton	$fc28$	40	Mpa
Cas de fissuration	FP		
Moment Ultime	Tu	0.5775	MN
Limite d'élasticité des aciers	Fe	500	Mpa
Calcul des armatures longitudinales			
Résistance à la traction des aciers	$f_{su} = fe/1.15$	434.78	Mpa
Résistance à la traction du béton	$f_{t28} = 0.6 + 0.06fc28$	3.00	Mpa
Épaisseur de la paroi	$e = \min\left(\frac{b}{6}; \frac{h}{6}\right)$	31.67	cm
Contrainte de cisaillement limite	$\tau_{lim} = \min\{0,15fc28 / \gamma b ; 4MPa\}$	4.00	Mpa
Surface de la fibre moyenne	$\Omega = (a - e)(b - e)$	36608.44	cm ²
Contrainte de cisaillement de torsion	$\tau_u = Tu / bd$	0.23	Mpa
Vérification du cisaillement	$\tau_u < \tau_{lim}$	Ok	
Périmètre utile	$U = 2[(a - e) + (b - e)]$	765.33	cm
Section des armatures longitudinales	$A_l = \frac{\gamma_s M_T U}{2\Omega fe}$	5.52	cm ²
Section des aciers transversaux	$A_t = n \cdot \frac{\pi \cdot \Phi_t^2}{4}$	2.26	cm ²
Section minimale d'aciers "As min"	$As_{min} = 0,23 b.d.f_{t28} / fe$	35.40	cm ²
Choix des aciers	Choix	8 HA 25	
Section réelle	A's réelle	39.27	cm ²

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

Dispositions des aciers tendus	<i>Soit : 1 lit de 8 paquets de 1 barres de HA25 chacun</i>		
Dispositions constructives			
Armatures de peau	$A_p = 3P$ où P désigne le périmètre	20.40	cm ²
Choix des aciers	<i>Choix</i>	8 HA 20	
Section réelle	<i>Ap réelle</i>	25.13	cm ²
Dispositions des aciers tendus	<i>Soit : 1 lit de 8 barres de HA 20</i>		
Diamètre des aciers transversaux	$\varnothing_t > \varnothing/3$	8.33333	mm
	De plus, $\varnothing_t < \min \left\{ \begin{array}{l} \varnothing_{lim} : \\ hp/35 \\ bp/10 \end{array} \right.$	16.00	mm
		54.29	mm
Diamètre des aciers transversaux	<i>Donc on adoptera \varnothing_t</i>	12.00	mm
Espacement maximal	$St \max < \min \left\{ \begin{array}{l} 0,9d \\ 40 \text{ cm} \\ 15\varnothing_{lim} \end{array} \right.$	121.50	cm
		40.00	cm
		24.00	cm
Espacement maximal	<i>Donc on adoptera "St"</i>	25.00	cm

Remarque :

Les aciers calculés en torsion sont nettement inférieurs à ceux calculés en flexion. On retiendra pour les armatures du chevêtre le cas de figure où ce dernier travaille en flexion simple.

Annexe 6 : NOTE DE CALCUL DU DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE CULEES ET DE PILE

Appuis de rive :

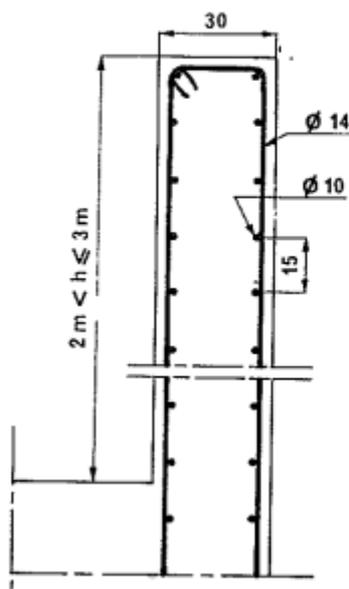
Les appuis de rive ou encore culées du pont, sont des éléments verticaux du pont disposés en travée permettant de transmettre le poids du tablier au sol.

Les cullées sont constituées d'une superstructure qui est la partie visible et d'une fondation enterrée dans le sol.

a. Calcul structurale du mur garde grève

Il est soumis essentiellement à l'action des forces horizontales sur la face arrière de contact avec les terres à savoir : poussée des terres, poussée des charges locales en arrière du mur et des efforts de freinage. Pour les murs de hauteur de 2 à 3 m, le SETRA propose le ferrailage type ci-dessous :

3. Mur de hauteur comprise entre 2 et 3 m.



- Epaisseur conseillée = 0,30 m

- Ferrailage vertical

Sur la face arrière :

Ø 14 HA tous les 0,14 m pour h = 2 m

Ø 14 HA tous les 0,10 m pour h = 3 m

Sur la face avant : espacement doublé

- Ferrailage horizontal

Ø 10 HA tous les 0,15 m sur les deux faces.

Figure 76 : Ferrailage type "SETRA – PP73" murs garde grève de hauteur de 2 à 3 m

Néanmoins, notons qu'un calcul en flexion simple considérant les poussées des terres et l'effort de freinage conduirait à des résultats très similaires. Nous allons faire une étude comparative pour calculer selon les sollicitations citées par les recommandations du SETRA.

➤ **Forces verticales**

Il convient de noter que les effets des forces verticales sont plutôt favorables. On les négligera dans la suite des calculs.

➤ **Forces horizontales**

Le moment maximal de l'encastrement est donné par :

$$M_T = \frac{K_a \times \gamma H^3}{6} = \frac{0.33 \times 21 \times H^3}{6} = 1.16H^3$$

$$M_T = 1.16H^3 \approx \text{Formule du "SETRA"} = 1 \times H^3$$

$$M_T = 1.16 \times 2.20^3 = 12.35 \text{ kN.m}$$

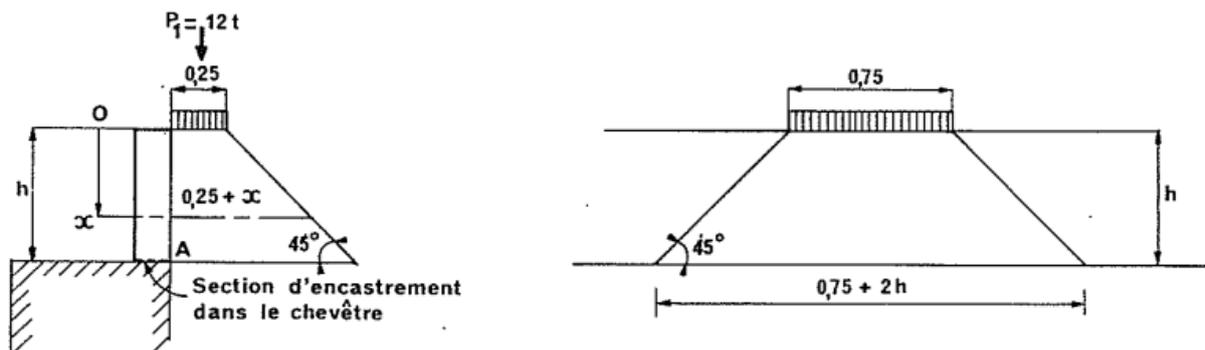
➤ **Poussée d'une charge locale située à l'arrière du mur garde-grève**

Les sollicitations dues au camions de types Bc sont les plus défavorables pour le mur garde grève (lorsque $0.5 < H < 3m$).

Chargement considéré : deux roues de "60 kN" distant de "0.5 m" remplacées par une charge uniforme de "120 KN" répartie sur un rectangle de "0.25 x 0.75m" circonscrit au carrée d'impact de chacune des roues .la pression sur le rectangle se diffuse suivant un angle de "45°".
Le schéma si dessous explique le fonctionnement :

- on néglige l'effet des roues situées à 1.50 m en arrière.

Les schémas ci-après définissent les principaux paramètres.



Descente des charges sur le mur garde grève. Extrait du pp73

La valeur du moment à la base est donnée par l'expression suivante :

$$Mp(\text{t.m/ ml}) = \frac{12 + K}{0.75 + 2h} \int_0^h \frac{h-x}{0.25+x} dx$$

Avec : $K = K_a \times \gamma \cdot qbc \times \delta \times bc$

K_a : coefficient de poussée ;

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

γ_{qbc} : coefficient de pondération ;

δ : coefficient de majoration dynamique ;

bc : coefficient figurant à l'art. 5.2.2. du titre II du fascicule 61, fonction du nombre de voie chargées.

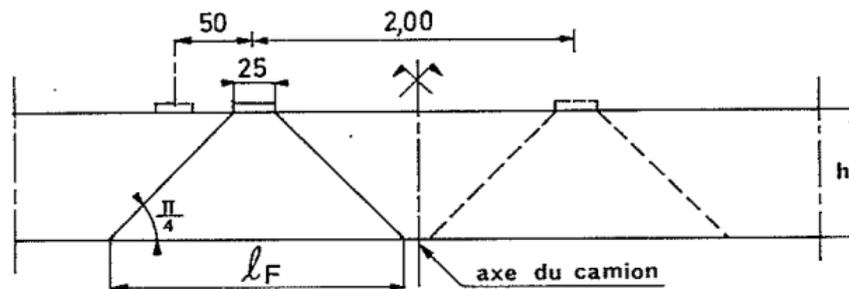
Le SETRA donne les valeurs suivantes du moment " M_p (t.m/ ml)" fonction de la hauteur " h " :

h_m	0,5	0,75	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0
M_p (tm/m)	0,88	1,35	1,75	2,42	2,95	3,39	3,76

Une interpolation linéaire nous donne la valeur : **$M_p = 31.26 \text{ kN.m}$**

➤ **Force de freinage d'un camion Bc**

On considère un essieu lourd au contact du garde grève et on néglige l'effet de l'essieu située à "1.50 m" en arrière.



L'écartement des roues est de "2.00 m", à cet effet, on ne considère qu'une seule roue avec une répartition des charges à "45°". Le moment à la base du mur soit donne par la formule suivante :

$$M_F = \frac{6h}{0.25 + 2h} \times \gamma \quad \Rightarrow \quad M_F = \frac{6 \times 2.20}{0.25 + 2 \times 2.20} \times 1.20 = 3.4064 \text{ t.m} = 34.06 \text{ kN.m}$$

$$M_F = 34.06 \text{ kN.m}$$

Le moment total est donné par :

$$M_{\text{Total}} = M_T + M_P + M_F = 12.35 + 31.26 + 34.06 = 74.67 \text{ kN.m}$$

$M_{\text{Total}} = 74.67 \text{ kN.m}$

Nous trouvons un moment " M_{Total} " compris dans la fourchette donnée par le SETRA (entre 71 et 84 kN.m), de ce fait nous gardons le ferrailage type proposé par le SETRA.

b. Calcul de la dalle de transition

Longueur " L_{DT} " = 3.90 m

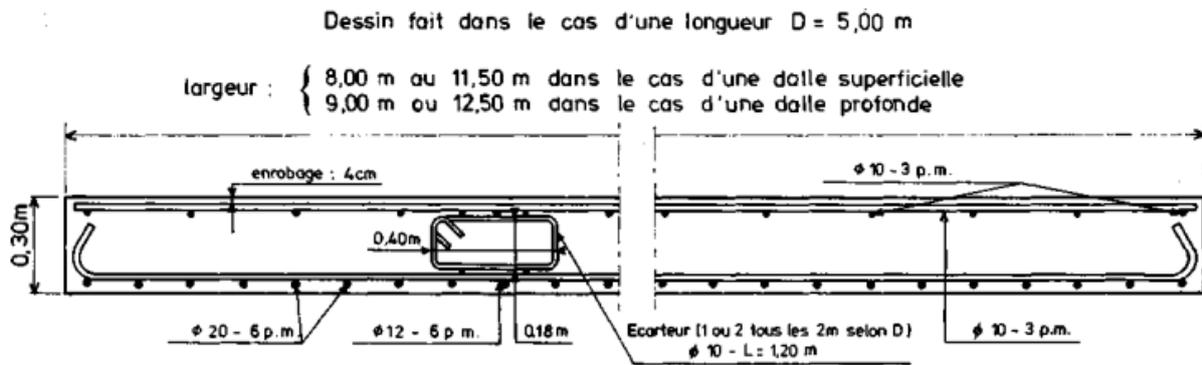
Largeur " I_{DT} " = 10.00 m

Épaisseur " e_{DT} " = 30 cm

Nous retiendrons le ferrailage type des dalles de transition proposé par le "SETRA".

Le ferrailage type des dalles de transition de longueur " $L_{DT} \leq 5.00$ m" proposé par le "SETRA" est présenté ci-dessous :

Coupe transversale :



Coupe longitudinale :

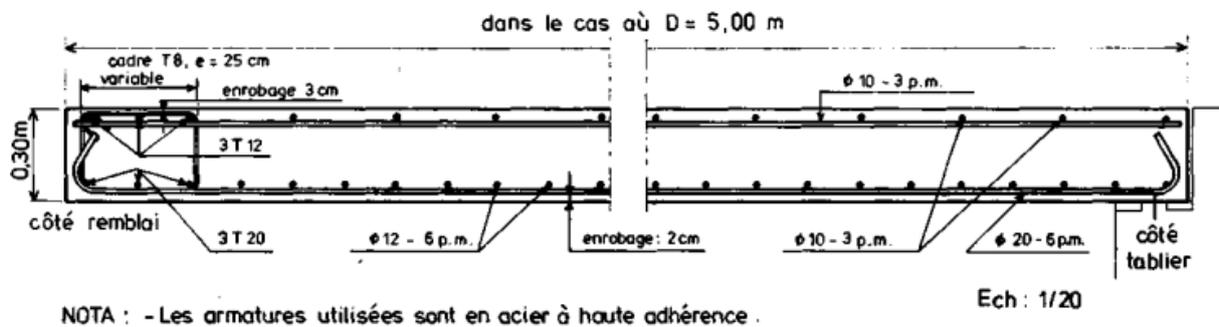


Figure 77 : Ferrailage de la dalle de transition

La dalle de transition est coulée sur un béton de propreté dosé à 150 kg/m³ de ciment d'épaisseur égale à 10 cm. La mise en œuvre de ce béton est précédée d'un compactage du remblai sous-jacent.

c. Calcul structural du corbeau de la dalle de transition

On adopte le ferrailage type défini au paragraphe 2.2.6 de la pièce 1.3.2 du PP73. Soit des armatures horizontales "8 HA 10" et des armatures de peau "HA 10" espacées de "10 cm".

Pour les Goujons, on prendra des "Ø25" tous les "2.00 m" de longueur "0.40 m". (plan de ferrailage en annexe).

d. Mur en retour

Le mur de retour assure la tenue des terres dans les zones latérales du tablier. Il se comportent donc comme un ouvrage de soutènement. Ils ont été préférés aux murs en ailes désolidarisés de la culée parce que leur effet stabilisateur est plus grand (CALGARO, 2000). Ils sont soumis aux charges provenant de leur propre poids y compris la superstructure, des surcharges venant du remblai et des poussées horizontales réparties.

En prenant $L = 3.00\text{ m}$, nous avons $E = 30\text{ cm}$

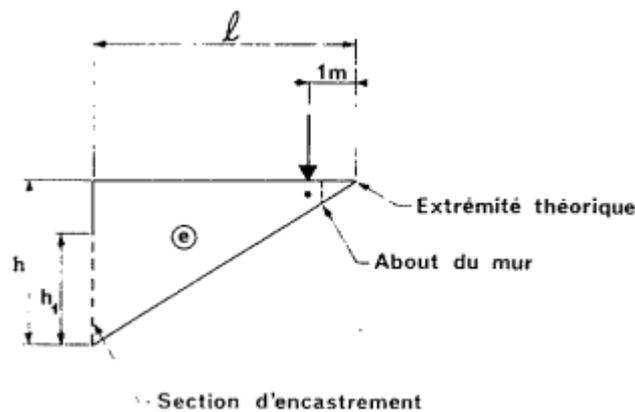


Schéma mécanique du mur en retour

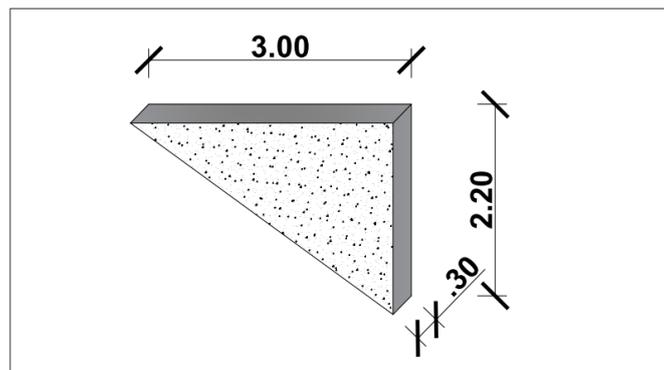


Figure 38 : Géométrie du mur en retour

Détermination des sollicitations

➤ **Forces verticales :**

Les forces verticales s'exercent à l'encastrement sur le fut de la culée :

▪ **Effort tranchant :**

$$T_V = 2.5 \times \frac{L_m \times H_m}{2} \times e_m + 0.30L_m + 4 = 7.375\text{ t} = 73.75\text{ kN}$$

$T_V = 73.75 \text{ kN}$

- **Moment d'axe horizontal :**

$$M_V = 2.5 \times \frac{L_m^2 \times H_m}{6} \times e_m + 0.30 \times \frac{L_m^2}{2} + 4(L_m - 1) = 11.825 \text{ t.m} = 118.25 \text{ kN.m}$$

$M_V = 118.25 \text{ kN.m}$

➤ **Forces horizontales**

Les forces horizontales agissant au parement du mur produisent des moments d'axe vertical qui sollicitent la section d'encastrement dans les pieux de la culée. Ces forces exercent un :

- **Effort tranchant :**

$$T_V = \left(\frac{H_m}{3} + 0.5 \right) \times \frac{L_m \times H_m}{2} + 2 = 6.07 \text{ t} = 60.70 \text{ kN}$$

$T_V = 60.70 \text{ kN}$

- **Moment d'axe horizontal :**

$$M_V = \left(\frac{H_m}{3} + 0.5 \right) \times \frac{L_m^2 \times H_m}{6} + 2(L_m - 1) = 8.07 \text{ t.m} = 80.70 \text{ kN.m}$$

$M_V = 80.70 \text{ kN.m}$

➤ **Détermination des armatures**

On adopte le ferrailage type du "S.E.T.R.A" telque :

Flexion d'axe vertical :

On adopte les armatures suivantes : 10HA14 ; tel que la section réelle est la suivante : $A_{sc} = 15.38 \text{ cm}^2$ soit : 5HA14 espacés de 14 cm et 5HA14 espacés de 28 cm.

Flexion d'axe horizontal :

On adopte : "2HA20" de section réelle " $A_{st} = 6.28 \text{ cm}^2$ "

Appuis intermédiaire :

e. Dimensionnement des futs des appuis

Les futs d'appuis du pont sont dans la plupart des cas calculées comme des poteaux rectangulaire en compression centrée à l'Etat limite Ultime. ils supportent en plus de leur poids propre, les charges transmises par le chevêtre. Le calcul sera effectué pour un seul fut du fait de la repartition symétrique des charges sur les futs.

Les dimensions d'un fut d'appuis sont : $L = 1.30\text{m}$; $l = 1.20\text{m}$; $h_{fr} = 5.00\text{m}$

➤ **Calcul des charges et surcharges :**

- Poids propre du fut rectangulaire et de :

Pour le chevêtre : $g_{ch} = 9.45 \times 1.90 \times 1.50 \times 25 = 673.32 \text{ kN}$ soit = 336.66 kN/ fut.

Pour le fût : $g_{fut} = 1.30 \times 1.20 \times 5.00 \times 25 = 195 \text{ kN}$

Pour les deux fûts : $g_{fut} = 195 \times 2 = 390 \text{ kN}$

- Les charges horizontales :
Forces de freinage : $F_{Bc} = 300 \text{ kN}$

- Variation linéaire du tablier :

L'effort horizontal correspondant à la variation linéaire du tablier sur les appuis est donné par la relation suivante :

$$H = \frac{n \times G \times A_{elast} \times \Delta L}{T}$$

Avec :

N : nombre d'appareil d'appui sur une ligne d'appui ;

G = 0.9 MPa : Module d'élasticité transversal de l'élastomère ;

A_{elast} : Surface de l'élastomère ;

ΔL : Variations linéaires du tablier (retrait, fluage, température) ;

T : épaisseur de l'appareil d'appui (116 mm).

Pour le retrait + fluage :

$$H = \frac{4 \times 0.9 \times (500 \times 550) \times 21}{116} = 1.7922 \times 10^5 \text{ N} = 179.22 \text{ kN}$$

Pour la température :

$$H = \frac{4 \times 0.9 \times (500 \times 550) \times 12}{116} = 1.0241 \times 10^5 \text{ N} = 102.41 \text{ kN} \quad \text{« Courte durée »}$$

$$H = \frac{4 \times 0.9 \times (500 \times 550) \times 9}{116} = 7.681 \times 10^4 \text{ N} = 76.81 \text{ kN} \quad \text{« Longue durée »}$$

➤ **Combinaison de calcul des fut :**

ELS :

$$C1 = G_{max} + R_{retrait}$$

$$C2 = C1 + 1.2(AL + F_{AL}) + 0.6T_{LD}$$

$$C3 = C1 + 1.2(Bc + F_{Bc}) + 0.6T_{LD}$$

$$C4 = C1 + Mc_{120} + 0.6T_{LD}$$

$$C5 = G_{min} + R_{retrait} + T_{CD}$$

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

ELU :

$$C6 = 1.35C1 + 1.6(AL + F_{AL}) + 0.78T_{LD}$$

$$C7 = 1.35C1 + 1.6(Bc + F_{Bc}) + 0.78T_{LD}$$

$$C8 = C1 + 1.35M_{c120} + 0.78T_{LD}$$

$$C9 = G_{min} + R_{retrait} + 1.35T_{CD}$$

Récapitulatif des combinaisons d'action

CHARGES	ELS (kN)						ELU (kN)			
	Valeurs	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9
Gt (poids propre du tablier)	2245.35	2245.35	2245.35	2245.35	2245.35	2245.35	2245.35	2245.35	2245.35	2245.35
Gp (poids propre Colonne)	1063.32	1063.32	1063.32	1063.32	1063.32	1063.32	1063.32	1063.32	1063.32	1063.32
BC	660.00			660.00				660.00		
F _{Bc}	150.00			150.00				150.00		
Al	2282.70		2282.70				2282.70			
F _{al}	110.09		110.09				110.09			
M _{c120}	1100.00				1100.00				1100.00	
T _{LD}	38.41		38.41	38.41	38.41		38.41	38.41	38.41	
T _{CD}	51.21					51.21				51.21
Retrait	89.61	89.61	89.61	89.61	89.61	89.61	89.61	89.61	89.61	89.61
Somme des efforts verticaux (V)		3398.28	6292.67	4393.32	4521.32	3449.48	8446.10	5913.63	4913.23	3467.41
Somme des efforts horizontaux (H)		89.61	244.76	292.65	112.65	140.82	327.07	390.93	119.57	158.74

Les combinaisons "C2" (ELS) et "C6" (ELU) sont les plus défavorables. Donc la vérification de la stabilité de l'appui se fera suivant ces deux combinaisons.

➤ **Vérification au flambement :**

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

Avec :

l_f : Longueur de flambement ;

i : Rayon de giration ;

Pour les piles de pont : $l_f = l_0 = 5.00$ m

$$i = \frac{b\sqrt{3}}{6} = \frac{1.20\sqrt{3}}{6} = 0.35$$

$$\Rightarrow \lambda = \frac{5.00}{0.35} = 14.29$$

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

On a : $\lambda = 14.29 < 50$, Pas de risque de flambement.

➤ **Calcul du ferrailage du voile :**

Charge verticale :

$$V_s = \frac{C_2}{2} = 3146.33 \text{ kN}$$

$C_2 = 3146.33 \text{ kN}$ (Charge verticale que reçoit chaque colonne parmi les 2 que compte l'appui).

Charge horizontale :

Les charges horizontales déterminées dans le tableau ci-dessus sont prises en compte pour la vérification de la stabilité de l'appui.

Choc des véhicules routiers poids lourds sur les piles de pont :

Les appuis de pont en bordure d'une chaussée soumise à une circulation importante (autoroute dans notre cas) sont exposés à un risque notable de "choc" par des véhicules lourds.

Les valeurs nominales des choc de véhicule sont fonction de la vitesse autorisée des poids lourds et de la présence éventuelle d'un dispositif de protection d'efficacité. Les valeurs de choc frontal ou latéral dans notre cas sont définies dans le tableau ci-dessous :

Valeurs nominales des choc de véhicule sur les piles.

Vitesse autorisée, ou très fréquemment pratiquées, pour les poids lourds de 15 à 19t. (km/h)	Voiries concernées (à titre indicatif)	Chocs à considérer dans les calculs (en kN)			
		Sans protection des appuis		Avec Protection des appuis	
		Choc Frontal	Choc latéral	Choc Frontal	Choc Latéral
≥ 90	A.R. de liaison et Routes classées à grande circulation	1000	500	600	300
75	Autres voiries importantes rase campagne	800	400	400	200
60 ou 45	Voiries urbaines et voiries secondaire de rase campagne	500	200	**	**

Le niveau d'application de l'effort de choc dans tous les cas est placé à "1.50 m" au dessus du niveau de la chaussée.

Nous avons donc un choc frontal : $H = 1000 \text{ kN}$ appliquée à une hauteur libre de 1.50 m de la chaussée.

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

- Le moment provoqué par le choc des véhicules poids lourd sur le voile est :

$$M_{PL} = 1000 \times 1.50 = 1500 \text{ N.m} = 1.50 \text{ kN.m à l'ELS}$$

$$M_{PL} = 1.35 \times 1.50 = 2.025 \text{ kN.m à l'ELU}$$

- Calcul de l'excentricité de charge :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{2.025 \times 10^{-3}}{3.15} = 6.428 \times 10^{-4} \text{ m}$$

- Calcul de l'effort de compression centré maximal supportable par le béton :

$$N_{bmax} = S \times f_{bu} = 1.30 \times 1.20 \times 22.67 = 35.37 \text{ MN}$$

- Calcul du coefficient de remplissage du diagramme de contrainte " ψ "

$$\psi_1 = \frac{N_u}{N_{bmax}} = \frac{3146.33 \times 10^{-3}}{35.37} = 0.09 < 0.81$$

$$\psi_1 = 0.09 < \frac{2}{3} = 0.66 \quad \Rightarrow \quad \xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})} = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0.09}}{4(3 + \sqrt{9 - 12 \times 0.09})} = 0.164 \text{ m}$$

$e_{NC} = \xi \times b = 0.164 \times 1.20 = 0.197 \text{ m} > e$, la section est entièrement comprimée et l'état limite n'est pas atteint. La section sera ferrillée avec la section d'armatures minimales.

Par ailleurs, conformément à l'exemple type du "SETRA" (*PP73 - 1.3.3 - 6.2 - cas des voiles moyens*), la section de notre voile est suffisante pour reprendre les efforts due aux chocs frontal et latéral (1000/500 kN). Toutefois, le voile doit avoir un ferrillage minimal $A_{smin} = 0.002$ fois à l'aire du béton "SETRA" (*PP73 - 1.3.2 - 1.1 - ferrillage minimal des voiles*).

- Vérification de la condition de non fragilité et ferrillages :

$$A_{min} = \max. \left[\frac{0.2 B}{100} ; 4 \text{ cm}^2/\text{m de parement} \right] = \max[31.20 ; 20]$$

$$A_{min} = 31.20 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} = 5\% B = 0.05 \times 1.2 \times 1.3 = 0.078 \text{ m}^2 = 780 \text{ cm}^2,$$

On a : $A_{min} = 31.20 \text{ cm}^2 < A_{max} = 780 \text{ cm}^2$, d'où la condition est vérifiée.

Choix des armatures :

Soit 24HA25 tel que " A_s " = 117.82 cm² avec un espacement de "e=20cm".

- Diametre d'acier transversal :

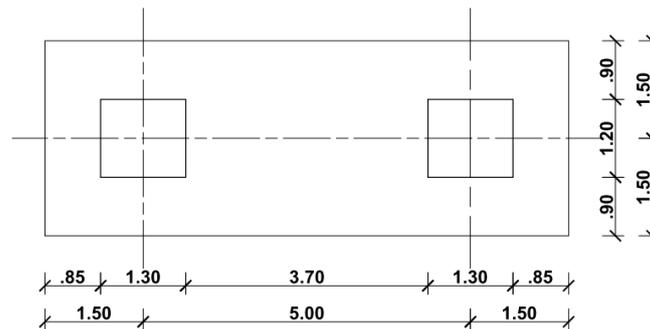
$$\varnothing_t = \frac{\varnothing_{lmin}}{3} = \frac{25}{3} = 8.33 \text{ mm} \approx 10 \text{ mm}$$

$\varnothing_t = 10\text{mm}$

Annexe 7 : NOTE DE CALCUL DU DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE LA FONDATION

I. Semelle de liaison

Plusieurs méthodes peuvent être utilisées pour le dimensionnement des semelles de liaison des pieux parmi lesquelles nous avons : la méthode de bielle, la méthode de calcul de la semelle sous forme de poutre renversé, etc. dans ce cas présent, nous allons utiliser la seconde méthode pour déterminer les armatures de la semelle.



Vue en plan de la semelle de liaison

➤ **Charges sur la semelle :**

- Poids propre de la semelle :

$$g_{\text{semelle}} = 3.00 \times 2.00 \times 25 \times 1.03 = 154.50 \text{ kN/ml}$$

- Poids des enrochements de protection contre affouillement :

$$\rho_{\text{enroch}} = 26 \text{ KN/m}^3 : \text{Masse volumique de l'enrochement (Kg/m}^3\text{)}$$

$$P_{\text{enroch}} = \rho_{\text{enroch}} \times h_{\text{enroch}} \times S_{\text{semelle}} = 1.50 \times 26 \times 3.00 \times 1.00 = 117 \text{ kN/ml}$$

- La charge verticale transmise par chaque colonne à la semelle :

$$V_S = 3146.33 \text{ kN (ELS)}$$

$$V_U = 4247.55 \text{ kN (ELU)}$$

- La charge permanente totale sur la semelle est :

$$G_{\text{semelle}} = 154.50 + 117 = 271.50 \text{ kN/ml}$$

➤ **Calcul des sollicitations de la semelle**

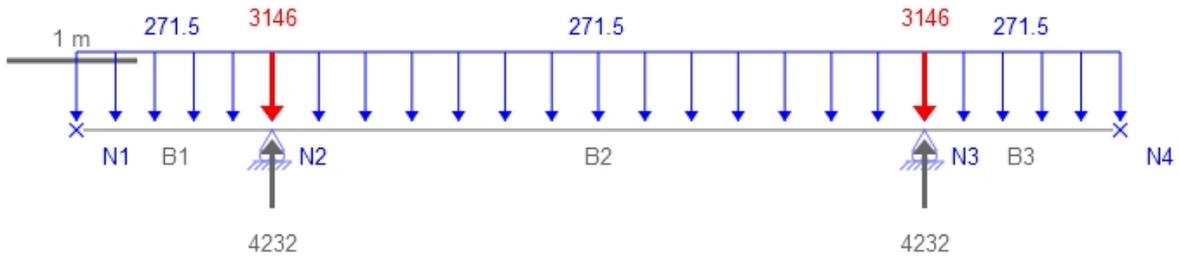
Nous allons considérer la semelle comme une poutre appuyée sur les pieux (deux appuis).

Pour déterminer les sollicitations de calcul, nous allons modéliser le schéma de calcul de la semelle dans le logiciel "Pybar".

Comme précédemment pour les autres cas, les calculs se feront à l'ELS car prépondérant.

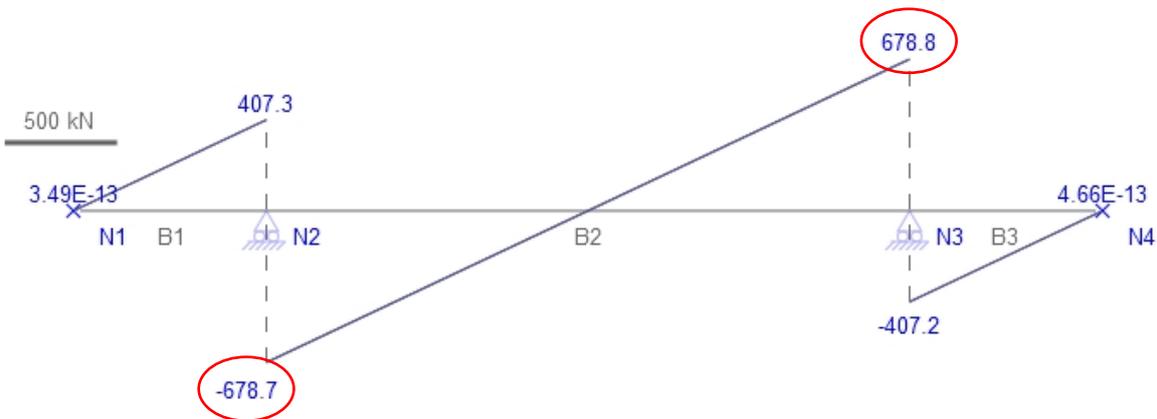
Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

▪ **Tracé des inconnues de liaison :**



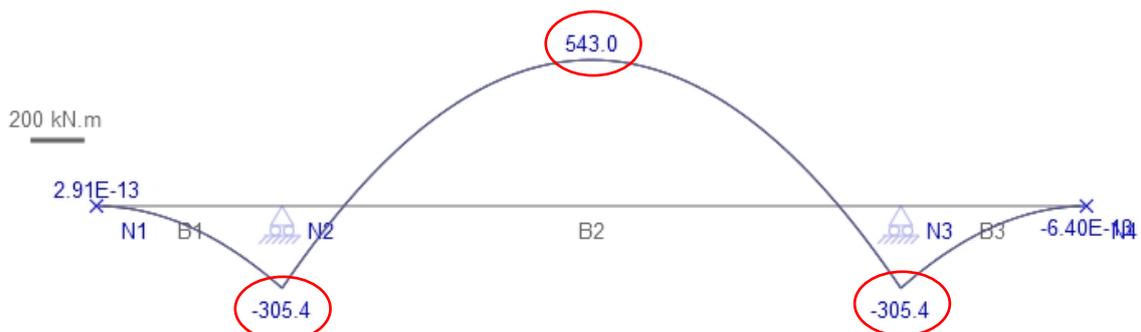
Tracé des inconnues de liaison obtenue par le logiciel PYBAR

▪ **Trace de l'effort tranchant :**



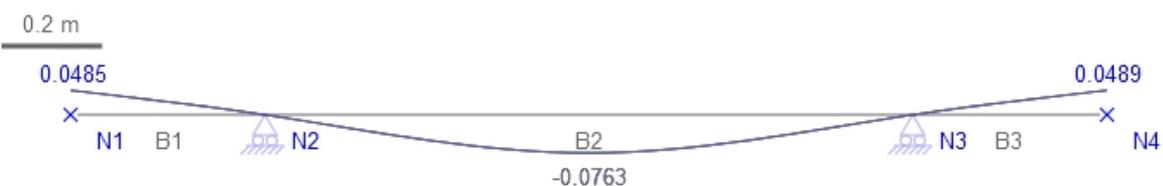
Tracé de l'effort tranchant obtenue par le logiciel PYBAR

▪ **Trace du moment fléchissant :**



Tracé du moment fléchissant obtenue par le logiciel PYBAR

▪ **Trace de la déformée :**



Tracé de la déformée obtenue par le logiciel PYBAR

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

On a :

Moment de calcul en travée à l'ELS : $M_{Tser} = 543.00$ kN.m

Moment de calcul sur appuis à l'ELS : $M_{Aser} = 305.40$ kN.m

Effort tranchant à l'ELU : $T_U = 678.70$ kN

Soit le tableau récapitulatif des cas de sollicitation sur la semelle de liaison suivant :

Récapitulatif des cas de sollicitations maximales sur la semelle de liaison

ELU			ELS		
Effort tranchant (kN/m)	Moment fléchissant (kN.m)		Effort tranchant (kN/m)	Moment fléchissant (kN.m)	
	En appui	En travée		En appui	En travée
916.30	412.30	733.00	678.70	305.40	543.00

➤ **Calcul des armatures de la semelle de liaison :**

Tableau 68 : Récapitulatif du calcul des armatures de la semelle de liaison

Données			
Hauteur Semelle	$h_{semelle}$	2.00	m
Largeur	$Largeur (b)$	3.00	m
Hauteur utile des acier tendus	$d = 0.9h$	1.8	m
Hauteur utile des aciers comprimés	$d' = 0.1h$	0.2	m
Limite de résistance du béton	f_{c28}	40	Mpa
Cas de fissuration	FP		
Moment de service	T_{ser}	0.6787	MN
Moment Ultime	T_u	0.9163	MN
Limite d'élasticité des aciers	F_e	500	Mpa
En Appuis			
Moment de service	M_{ser}	0.3054	MN.m
Moment Ultime	M_u	0.4123	MN.m
En Travée			
Moment de service	M_{ser}	0.543	MN.m
Moment Ultime	M_u	0.733	MN.m
Calcul des armatures longitudinales			
Béton	$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$	22.67	Mpa
Résistance à la traction du béton	$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28}$	3.00	Mpa
Résistance à la traction des aciers	$f_{su} = f_e / 1.15$	434.78	Mpa

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

Contrainte de calcul du béton	$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$	24.00	Mpa
Contrainte de calcul des aciers	$\overline{\sigma}_s = \xi = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0,5f_e; 110\sqrt{\eta}f_{tj}) \right\}$	250.00	Mpa
Section d'Aciers tendus en Appuis			
Paramètre de déformation de la section	$\overline{\alpha}_1 = \frac{15\overline{\sigma}_{bc}}{15\overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_s}$	0.59	
Moment de résistance dans le béton "Mrb"	$\text{Mrb} = \frac{1}{2} \overline{\alpha}_1 \left[1 - \frac{\overline{\alpha}_1}{3} \right] b d^2 \overline{\sigma}_{bc}$	55.30	MN.m
Comparaisons entre Mser et Mrb	$\text{Mrb} > \text{Mser}$	Donc, il n'y a pas nécessité d'armature comprimés : A's = 0	
Bras de levier	$Zb = d \left[1 - \frac{\overline{\alpha}_1}{3} \right]$	1.45	m
Section d'aciers tendus (Théorique)	$A'_{ser} = \frac{M_{ser}}{Zb \cdot \overline{\sigma}_s}$	8.45	cm ²
Section minimale d'aciers "Asmin"	$\text{Asmin} = 0,23 \text{ b.d.ft}28 / \text{fe}$	74.52	cm ²
Choix des aciers	Choix	16 HA 25	
Section réelle	A's réelle	78.54	cm ²
Dispositions des aciers tendus	Soit : 2 lit de 8 paquets (de 2 barres) de HA25 chacun		
Section d'Aciers tendus en Travée			
Paramètre de déformation de la section	$\overline{\alpha}_1 = \frac{15\overline{\sigma}_{bc}}{15\overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_s}$	0.59	
Moment de résistance dans le béton "Mrb"	$\text{Mrb} = \frac{1}{2} \overline{\alpha}_1 \left[1 - \frac{\overline{\alpha}_1}{3} \right] b d^2 \overline{\sigma}_{bc}$	55.30	MN.m
Comparaisons entre Mser et Mrb	$\text{Mrb} > \text{Mser}$	Donc, il n'y a pas nécessité d'armature comprimés : A's = 0	
Bras de levier	$Zb = d \left[1 - \frac{\overline{\alpha}_1}{3} \right]$	1.45	m
Section d'aciers tendus (Théorique)	$A'_{ser} = \frac{M_{ser}}{Zb \cdot \overline{\sigma}_s}$	15.02	cm ²
Section minimale d'aciers "Asmin"	$\text{Asmin} = 0,23 \text{ b.d.ft}28 / \text{fe}$	74.52	cm ²
Choix des aciers	Choix	16 HA 25	
Section réelle	A's réelle	78.54	cm ²
Dispositions des aciers tendus	Soit : 2 lit de 8 paquets (de 2 barres) de HA25 chacun		
Dispositions constructives			
Armatures de peau	$A_p = 3P$ où P désigne le périmètre	30.00	cm ²
Choix des aciers	Choix	8 HA 25	

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

Section réelle	<i>Ap réelle</i>	39.25	cm ²
Dispositions des aciers tendus	Soit : 1 lit de 8 barres de HA 25		
Vérification des sections d'aciers			
Armatures transversales			
Contrainte de cisaillement conventionnelle	$\tau_u = T_u / bd$	0.17	Mpa
Contrainte de cisaillement limite	$\tau_{lim} = \min \{0,15f_{c28} / \gamma_b ; 4MPa\}$	4.00	Mpa
Comparaisons	$\tau_u < \tau_{lim}$	Ok	
Conditions de non fragilité	$\frac{A_{st}}{b_0 \times d} \geq \frac{0,23 \times f_{tj}}{f_e}$		
(a)	$\frac{A_{st}}{b_0 \times d}$	0.14544	
(b)	$\frac{0,23 \times f_{tj}}{f_e}$	0.00138	
Comparaisons	$\frac{A_{st}}{b_0 \times d} \geq \frac{0,23 \times f_{tj}}{f_e}$	Ok	
Conditions de non fragilité	$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times d} \geq 0,4 \text{ MPa}$		
(c)	$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times d}$	0.72722	Mpa
Comparaisons	$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times d} \geq 0,4 \text{ MPa}$	Ok	
Diamètre des aciers transversaux	$\varnothing_t > \varnothing/3$	8.33333	mm
	De plus, $\varnothing_t < \min \begin{cases} \varnothing_{lim} \\ hp/35 \\ bp/10 \end{cases}$	16.00	mm
		57.14	mm
		300.00	mm
Diamètre des aciers transversaux	Donc on adoptera \varnothing_t	12.00	mm
Espacement maximal	$S_t \text{ max} < \min \begin{cases} 0,9d \\ 40 \text{ cm} \\ 15\varnothing_{lim} \end{cases}$	162.00	cm
		40.00	cm
		24.00	cm
Espacement maximal	Donc on adoptera S_t	25.00	cm

II. Etude du système de fondations : fondations profondes

1. Etudes, choix et calcul des fondations du pont

La fondation se définit comme étant un élément architectural d'un ouvrage qui assure la transmission et la répartition des charges de cet ouvrage dans le sol (poids propre de l'ouvrage, forces climatiques et surcharges liées à son utilisation). Les fondations d'un ouvrage constituent un enjeu essentiel de son architecture, car elles forment la partie structurelle qui s'oppose au tassement et aux infiltrations, c'est pourquoi le choix du type de fondation est une étape indispensable et incontournable lors d'une conception d'un ouvrage en général et surtout dans le cas d'un ouvrage d'art en particulier.

2. Les différents types de fondation

Les fondations varient selon la qualité du sol d'assise sur lequel l'ouvrage doit être implanté, ainsi que selon la nature et la taille de l'ouvrage. Il est préférable que le sol d'assise soit de bonne portance et assujéti à des tassements moindres ou négligeables.

Selon la hauteur d'encastrement « D », c'est-à-dire l'épaisseur minimale des terres qui se trouvent au-dessus de la base de la fondation, et la largeur de la base « B », on peut définir les fondations comme étant :

- Superficielle : si $D_e < 1.5B$;
- Semi-profondes : si $1.5B < D_e < 5B$;
- Profondes : si $D_e > 5B$;

3. Choix du type de fondations

Des essais tels que l'essai de "Sondage Pressiométrique Menard suivant la norme NF P94 110" ont été effectués nous donnant ainsi fonction de la profondeur les différentes couches de la zone d'implantation de notre projet.

Au vu des résultats de ces essais, nous constatons que selon le côté gauche ou le côté droit, nous constatons une certaine stabilité et grande portance du sol "sable argileux sur consolidé (en roche décomposée)" à 16.00 m.

La profondeur d'encrage étant supérieur à "3.00 m" nous optons pour des fondations profondes (sur pieux).

Le tableau ci-dessous récapitule la profondeur réelle d'encrage des pieux au niveau de la culée et de la pile.

4. Calcul De La Capacité Portante Des Pieux

La capacité portante d'une fondation profonde dépend à la fois de la pression limite du sol, de la profondeur d'encastrement et du coefficient de portance qui, lui-même, est fonction

**Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et
d'un passage supérieur de 60m au PK6+350**

du type du terrain et de l'encastrement. Celle d'un pieu est la somme de la capacité portante du sol sous la pointe et de la capacité portante due au frottement latéral du pieu.

L'expression des charges limites en compression " Q_u " et en traction " Q_{tu} " d'un élément de fondation profonde est la suivante :

- Compression : $Q_u = Q_{pu} + Q_{su}$
- Traction : $Q_{tu} = Q_{su}$

Caractéristiques fournies par la campagne géotechnique

- Longueur du pieu : 19.00 m (encrage de 3.00 m à partir de 16.00 m de profondeur) ;
- Type de pieu : forés à la boue ;
- Mise en œuvre : sans refoulement ;
- Diamètres possibles du pieu : 1.20 m et 1.50 m ;
- Périmètre du pieu : 3.77 m et 4.71 m ;
- Section du pieu : 1.131 m² et 1.767 m².

Calcul de la pression limite nette équivalente

$$P_{le}^* = \frac{1}{b + 3a} \int_{D-b}^{D+3a} P_1^*(Z). dZ$$

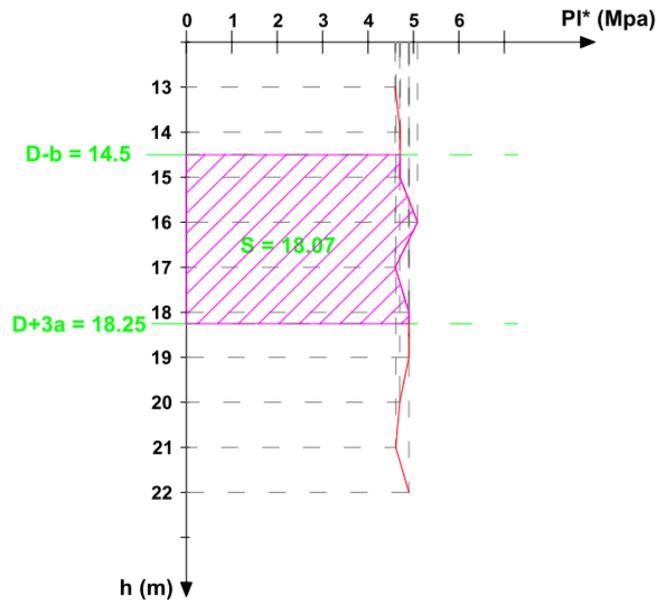
Avec :

- a : max (B/2 ; 0.50m) si ;
- b : min (a, h) ;
- h : ancrage dans la couche où se situe la pointe du pieu.

Nous avons a = max (0.75 ; 0.5) = 0.75 m et h = 3.00 m \Rightarrow b = 1.50 m

B (m)	a (m)	D (m)	b (m)	b+3a (m)	D-b (m)	D+3a (m)
1.50	0.75	16.00	1.50	3.75	14.50	18.25

On a :



$$D'o\grave{u} : \int_{D-b}^{D+3a} P_1^*(Z). dZ = \int_{27}^{32.5} P_1^*(Z). dZ = 18.07 \text{ Mpa}$$

On a donc :

$$P_{le}^* = \frac{1}{1.5 + 3 \times 0.75} \int_{27}^{32.50} P_1^*(Z). dZ = \frac{1}{1.5 + 3 \times 0.75} \times 18.07 = 4.82 \text{ Mpa}$$

$P_{le}^* = 4.82 \text{ Mpa}$

Effectivité de la nature de la fondation : Hauteur d'encastrement équivalente "De"

Le fascicule "62 titre 5" définit une hauteur d'encastrement équivalente "De" selon la formule suivante :

$$D_e = \frac{1}{P_{le}^*} \int_d^D P_1^*(Z). dZ$$

Avec :

- P_{le}^* : Pression limite nette équivalente ;
- $P_1^*(Z)$: Pression limite nette équivalente ;
- d : pris en général égal à 0 ;
- D : hauteur d'encastrement réelle du pieu.

$$D_e = \frac{1}{4.82} \times 66.43 = 13.78 \text{ m}$$

On a : **$D_e = 13.78 \text{ m} > 5 \times 1.5 = 7.50 \text{ m}$**

Alors, nous avons une fondation profonde

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

Calcul de la charge limite de pointe "Q_{PU}"

$$Q_{PU} = q_u \times A$$

Avec : $q_u = K_p \times P l e^*$

A : section de la pointe

La valeur du facteur de portance "K_p" est obtenue par lecture sur la figure ci-dessous.

Tableau 48: Valeur du facteur de portance K_p (fascicule 62 titre 5)

Nature des terrains		Éléments mis en œuvre sans refoulement du sol	Éléments mis en œuvre avec refoulement du sol
ARGILES - LIMONS	A	1,1	1,4
	B	1,2	1,5
	C	1,3	1,6
SABLES - GRAVES	A	1,0	4,2
	B	1,1	3,7
	C	1,2 (***)	3,2
CRAIES	A	1,1	1,6
	B	1,4	2,2
	C	1,8	2,6
MARNES, MARNO-CALCAIRES		1,8	2,6
ROCHES ALTÉRÉES ⁽¹⁾ (***)		1,1 à 1,8	1,8 à 3,2

(1) La valeur de k_p pour ces formations est prise égale à celle de la formation meuble du tableau à laquelle le matériau concerné s'apparente le plus.

On prendra "K_p = 1.2"

$$\Rightarrow q_u = K_p \times P l e^* = 1.2 \times 4.82 = 5.78 \text{ Mpa}$$

On a donc :

Pour Ø1500 : $Q_{PU} = 1.77 \times 5.78 = 10.23 \text{ MN}$

Pour Ø1200 : $Q_{PU} = 1.13 \times 5.78 = 6.54 \text{ MN}$

Charge limite due au frottement latérale

$$Q_{SU} = P \int_0^h q_s(z) \cdot dz$$

Avec :

*Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et
d'un passage supérieur de 60m au PK6+350*

P : périmètre de l'élément de fondation ;

$q_s(z)$: frottement latéral unitaire limite à la cote z ;

h : hauteur sur laquelle s'exerce les frottement latéral ;

Le choix de q_s se fait sur abaque, la procédure est la suivante :

Les " $q_s(z_i)$ " seront lus en faisant la moyenne des P^ le correspondant à chaque couche
 P^* moyen sera projeté sur le graphique du fascicule 62.*

	ARGILES LIMONS			SABLES GRAVES			CRAIES			MARNES		ROCHES
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	
Foré simple	Q_1	$Q_1, Q_2^{(1)}$	$Q_2, Q_3^{(1)}$	-			Q_1	Q_3	$Q_4, Q_5^{(1)}$	Q_3	$Q_4, Q_5^{(1)}$	Q_6
Foré boue	Q_1	$Q_1, Q_2^{(1)}$		Q_1	$Q_2, Q_1^{(2)}$	$Q_3, Q_2^{(2)}$	Q_1	Q_3	$Q_4, Q_5^{(1)}$	Q_3	$Q_4, Q_5^{(1)}$	Q_6
Foré tubé (tube récupéré)	Q_1	$Q_1, Q_2^{(3)}$		Q_1	$Q_2, Q_1^{(2)}$	$Q_3, Q_2^{(2)}$	Q_1	Q_2	$Q_3, Q_4^{(3)}$	Q_3	Q_4	-
Foré tubé (tube perdu)	Q_1			Q_1	Q_2		⁽⁴⁾			Q_2	Q_3	-
Puits ⁽⁵⁾	Q_1	Q_2	Q_3	-			Q_1	Q_2	Q_3	Q_4	Q_5	Q_6
Métal battu fermé	Q_1	Q_2		Q_2	Q_3		⁽⁴⁾			Q_3	Q_4	Q_4
Battu préfabriqué béton	Q_1	Q_2		Q_3			⁽⁴⁾			Q_3	Q_4	Q_4
Battu moulé	Q_1	Q_2		Q_2	Q_3		Q_1	Q_2	Q_3	Q_3	Q_4	-
Battu enrobé	Q_1	Q_2		Q_3	Q_4		⁽⁴⁾			Q_3	Q_4	-
Injecté basse pression	Q_1	Q_2		Q_3			Q_2	Q_3	Q_4	Q_5		-
Injecté haute pression ⁽⁶⁾	-	Q_4	Q_5	Q_5		Q_6	-	Q_5	Q_6	Q_6		$Q_7^{(7)}$

(1) Réalésage et rainurage en fin de forage.
 (2) Pieux de grande longueur (supérieure à 30 m).
 (3) Forage à sec, tube non louvoyé.
 (4) Dans le cas des craies, le frottement latéral peut être très faible pour certains types de pieux. Il convient d'effectuer une étude spécifique dans chaque cas.
 (5) Sans tubage ni virole foncés perdus (parois rugueuses).
 (6) Injection sélective et répétitive à faible débit.
 (7) Injection sélective et répétitive à faible débit et traitement préalable des massifs fissurés ou fracturés avec obturation des cavités (***,**).

Choix des abaques pour la détermination de q_s

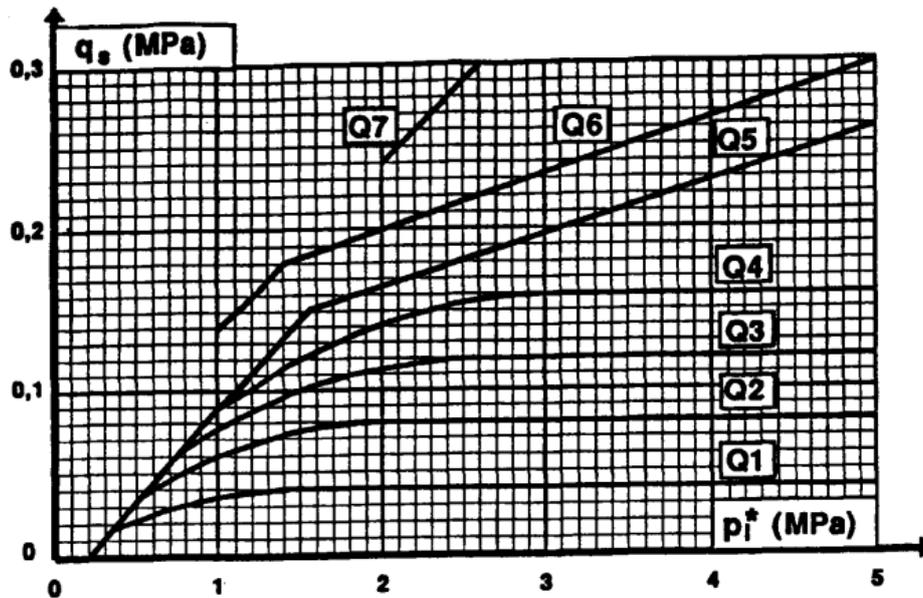


Figure 78 : Valeur de "qs" en fonction de Pi^*

Pour Ø1500

Résultats du calcul de l'effort limite mobilisable par frottement latéral " Q_{su} "

Z (m)	Epaisseur couche	Courbe	Pi^*_{moy}	qs	qs*h	P (m)	Q_{su}
0-1.8	1.8	Q1	1.62	0.040	0.072	4.71	0.339
1.8-16	14.2	Q2	4.20	0.088	1.254	4.71	5.906
Total (MN)							6.245

$Q_{su} = 6.245$ MN

Pour Ø1200

Résultats du calcul de l'effort limite mobilisable par frottement latéral " Q_{su} "

Z (m)	Epaisseur couche	Courbe	Pi^*_{moy}	qs	qs*h	P (m)	Q_{su}
0-1.8	1.8	Q1	1.62	0.040	0.072	3.77	0.271
1.8-16	14.2	Q2	0	0.088	1.254	3.77	4.727
Total (MN)							4.998

$Q_{su} = 4.998$ MN

- Charge limite en compression " Q_u " :

$$Q_u = Q_{pu} + Q_{su}$$

Pour Ø1500 : $Q_u = 16.475$ MN

Pour Ø1200 : $Q_u = 11.538$ MN

- Charge de fluage en compression " Q_c " :

*Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et
d'un passage supérieur de 60m au PK6+350*

$$Q_c = 0.5 \times Q_{pu} + 0.7 \times Q_{su}$$

Pour Ø1500 : $Q_u = 9.487$ MN

Pour Ø1200 : $Q_u = 6.769$ MN

5. Les charges admissibles :

➤ **A l'ELU :** Nous avons deux combinaisons.

Charges admissibles à l'ELU

Combinaisons	Pour "Ø 1500" : Q_{max} (MN)	Pour "Ø 1200" : Q_{max} (MN)
Combinaison fondamentale : CF	$\frac{Q_u}{1.4} = 11.768$	$\frac{Q_u}{1.4} = 8.241$
Combinaison accidentelle : CA	$\frac{Q_u}{1.2} = 13.729$	$\frac{Q_u}{1.2} = 9.615$

➤ **A l'ELS :** Nous avons deux combinaisons.

Charges admissibles à l'ELS

Combinaisons	Pour "Ø 1500" : Q_{max} (MN)	Pour "Ø 1200" : Q_{max} (MN)
Combinaison fondamentale : CF	$\frac{Q_c}{1.4} = 6.776$	$\frac{Q_c}{1.4} = 4.835$
Combinaison accidentelle : CA	$\frac{Q_c}{1.1} = 8.625$	$\frac{Q_c}{1.1} = 6.154$

6. Calcul du nombre de pieux sur la culée et sur la pile

Charges permanentes

Les actions prises en compte dans le calcul des charges permanentes sont :

- Le poids propre de la semelle de liaison ;
- Poids du mur de front ;
- Poids du mur garde grève ;
- Le poids propre de l'hourdis ;
- Poids propre de la corniche ;
- Poids propre de la colonne (poteau rectangulaire) ;
- Poids propre de la prédalle ;
- Poids propre des corniches ;
- Poids propre des équipements "DBA" ;
- Poids propre du chevêtre ;
- Le poids du bossage d'appuis ;

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

- Poids du corbeau et la dalle de transition ;
- Poids du tablier et surcharge sur remblai ;
- Charge trottoir et poids propre de la poutre ;
- Béton de propreté.

Ainsi nous avons :

Charges sur la pile (Pieux Ø1500)

Désignation	Dimensions (m)			γ (kN/m ³)	Surf ou P/ml	Poids/ elm (kN)
	Long	larg	ep/ haut			
Charges permanentes						
Tablier (hourdis)	30	10			9.63	300
Encorbellement (poids propre)	30				17.2	1032
Prédalle	10	1.1			1.5	16.5
Poutre	30				26.425	792.75
Trottoir	30				7.5	450
Corniche	30				6.25	375
Equipements DBA	30				10.95	657
Entretoise + dalle d'about	10				12.53	501.2
Chevêtre	9.45				71.25	673.313
Bossage	0.65	0.6	0.05	25		3.9
Colonne rectangulaire (fut)					195	390
Semelle de liaison	8				271.5	2172
	Total charges permanentes					7363.66
Charges d'exploitation						300

Charges sur la Cullée (Pieux Ø1200)

Désignation	Dimensions (m)			γ (kN/m ³)	Surf ou P/ml	Poids/ elm (kN)
	Long	larg	ep/ haut			
Charges permanentes						
Tablier (hourdis)	15	10			9.63	150
Encorbellement (poids propre)	15				17.2	516
Prédalle	10	1.1			1.5	16.5
Poutre	15				26.425	396.375
Trottoir	15				7.5	225
Corniche	15				6.25	187.5
Equipements DBA	15				10.95	328.5
Entretoise + dalle d'about	10				12.53	501.2
Chevêtre	10			25	2.85	712.5
Mur garde grève	10			25	0.975	243.75
Mur en retour			0.3	25	6.15	92.25

Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et d'un passage supérieur de 60m au PK6+350

Bossage	0.65	0.6	0.05	25		3.9
Dalle de transition	3.9	10	0.3	25		292.5
Béton de propreté	3.9	10	0.1	25		97.5
Mur garde grève	8				271.5	2172
	Total charges permanentes					5935.48
Charges d'exploitation						300

➤ **La charge verticale transmise aux pieux :**

Pieux Ø1500 : $N_u = 1.35 N_g + 1.5 N_q = 10390.941 \text{ kN}$

Pieux Ø1200 : $N_u = 1.35 N_g + 1.5 N_q = 8462.891 \text{ kN}$

➤ **Le nombre de pieux est donné par la relation suivante :**

$$n = \frac{N_u}{Q_{max} \times C_e}$$

Avec "Ce" le coefficient d'efficacité compris entre 0.7 et 0.9, nous prenons : $C_e = 0.8$

On a :

Pieux Ø1500 : $n = 1.10 \approx \mathbf{2 \text{ pieux}}$

Pieux Ø1200 : $n = 1.28 \approx \mathbf{2 \text{ pieux}}$

➤ **Vérification de l'effet de groupe des pieux**

La vérification de l'effet de groupe se fera à l'ELS :

$$Q_g = C_e \times n \times Q_a$$

Avec

n : nombre de pieux ;

Et on a aussi : $C_e = 1 - \frac{2 \text{Arch tan}(B/d)}{\pi} \times (2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n})$

B : diamètre des pieux ;

d : entraxe des pieux ;

m : nombre de rangées ;

n : nombre de pieux par rangées.

Q_a : charge admissible obtenue par la combinaison à l'ELS.

Pour la pile :

$$C_e = 1 - \frac{2 \text{Arch tan}(1.5/5.0)}{\pi} \times (2 - \frac{1}{1} - \frac{1}{2})$$

Ce = 0.90

Pour la culée :

$$C_e = 1 - \frac{2 \operatorname{Arch} \tan(1.2/5.5)}{\pi} \times \left(2 - \frac{1}{1} - \frac{1}{2}\right)$$

Ce = 0.93

Pour la pile :

$$Q_g = 0.90 \times 2 \times 8.62 = 15.525 \text{ MN} > 10.39 \text{ MN (charge en tête de pieux)}$$

Nous pouvons dire que l'effet de pieux est vérifié pour les piles.

Pour la culée

$$Q_g = 0.93 \times 2 \times 6.15 = 11.44 \text{ MN} > 8.46 \text{ MN (charge en tête de pieux)}$$

Nous pouvons dire que l'effet de pieux est vérifié pour les culées.

➤ **Prévision des tassements des pieux de fondation**

Prévision du tassement d'un pieu :

D'après le "S.E.T.R.A", le tassement d'un pieu peut être estimé simplement par la formule suivante :

$$S_p = 0.006 \varnothing_P = 0.006 \times 1.50 = 9 \text{ mm}$$

$$S_p = 9 \text{ mm}$$

Prévision du tassement du groupe de pieux

Pour le tassement d'un groupe de pieux, (Vesic, 1970) propose la relation suivante :

$$S_{\text{groupe}} = S_p \sqrt{\frac{B}{b}}$$

Avec :

B : largeur du groupe de pieux (B = 3.00 m)

b : diamètre du pieu (b = 1.50 m)

on a :

$$S_{\text{groupe}} = 9 \times \sqrt{\frac{3.00}{1.50}} = 12.73 \text{ mm}$$

S_{groupe} ≈ 13 mm

Remarque :

Dans l'optique de contrer tout tassement prévisionnel, les pieux ont été encastrés dans une couche de gros béton (par injection après forage de l'assise des pieux).

7. Ferrailage des pieux :

Ferrailage des aciers longitudinaux :

Les cages d'armatures des pieux de section circulaire sont constituées par des armatures longitudinales en acier disposées suivant les génératrices d'un cylindre desquelles sont enroulées et fixées rigidement des cercles ou hélices. Le ferrailage des pieux est dicté par la section minimale imposée par le fascicule 62 (article c.5.4.2).

Ainsi :

$$A_{SL} \geq 0.005 \times \sqrt{\frac{1}{B}} \quad \text{avec un minimum de : } A_{Smin} = 35 \text{ cm}^2$$

Et

B : diamètre du pieu

Pour la pile :

$$A_{SL} \geq 0.005 \times \sqrt{\frac{1}{1.5}} = 40.82 \text{ cm}^2$$

$$A_{SL} \geq 40.82 \text{ cm}^2$$

Nous prenons pour ferrailage minimale "**16 HA20 de section 50.27 cm²**" on installera le ferrailage minimal tout le long du pieu avec un espacement de "**26 cm**".

Pour la culée :

$$A_{SL} \geq 0.005 \times \sqrt{\frac{1}{1.2}} = 45.64 \text{ cm}^2$$

$$A_{SL} \geq 45.64 \text{ cm}^2$$

Nous prenons pour ferrailage minimale "**16 HA20 de section 50.27 cm²**" on installera le ferrailage minimal tout le long du pieu avec un espacement de "**20 cm**".

Ferrailage des aciers transversaux :

- Espacement maximal entre transversales : $S_{t,max} = \min(15\phi_{HA\text{long}} ; 0.35 \text{ m})$

$$S_{t,max} = 30 \text{ cm}$$

- Diamètre minimal des armatures transversales : $\phi_{transv} = \max(6 \text{ mm} ; 4 \times \frac{\phi_{HA\text{long}}}{10})$

Toutefois, Il est recommandé d'adopter les valeurs suivantes :

*Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et
d'un passage supérieur de 60m au PK6+350*

Ø armatures longitudinales	12-14	16	20	25	32
Ø armatures transversales	6-8	8-10	12-14	12-16	16

D'où :

Ø_{transv} = 12 mm

***Annexe 8 : CADRE DU BORDEREAU DU PRIX UNITAIRE ET DEVIS ESTIMATIF ET
QUANTITATIF***

*Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et
d'un passage supérieur de 60m au PK6+350*

Annexe 9 : QUELQUES PHOTOS DE L'AUTOROUTE EN CONSTRUCTION



Annexe 10 : SYNOPTIQUE DU PROJET

Annexe 11 : INFORMATIONS RELATIVE AU TRAFIC

*Etude technique d'un tronçon de l'autoroute "KRIBI-LOLABE" (du PK5 au PK15) et
d'un passage supérieur de 60m au PK6+350*

***Annexe 12 : DONNEES GEOTECHNIQUES DE L'ETUDE DU TRONÇON
AUTOROUTIER***

***Annexe 13 : PLANS DU TRACE ROUTIER : PROFILS EN TRAVERS TYPE, TRACE
COMBINE, PROFILS EN TRAVERS COURANTS***

***Annexe 14 : PLANS DE COFFRAGE ET DE FERRAILLAGE DES ELEMENTS DU
PONTS (PASSAGE SUPERIEUR)***

***Annexe 15 : ORGANIGRAMME DU PROJET ROUTIER "KRIBI-LOLABE" ET
PRINCIPALES INSTALLATIONS ET EQUIPEMENTS UTILISES POUR LE PROJET***