

Titre: Analyse de la répartition des charges routières pour les tabliers de
Title: type platelage en aluminium sur poutres en acier

Auteur: Bachir El Hage
Author:

Date: 2020

Type: Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

Référence: El Hage, B. (2020). Analyse de la répartition des charges routières pour les
Citation: tabliers de type platelage en aluminium sur poutres en acier [Mémoire de
maîtrise, Polytechnique Montréal]. PolyPublie.
<https://publications.polymtl.ca/4158/>

 Document en libre accès dans PolyPublie
Open Access document in PolyPublie

URL de PolyPublie: <https://publications.polymtl.ca/4158/>
PolyPublie URL:

**Directeurs de
recherche:** Bruno Massicotte
Advisors:

Programme: Génies civil, géologique et des mines
Program:

POLYTECHNIQUE MONTRÉAL

affilié à l'Université de Montréal

Analyse de la répartition des charges routières pour les tabliers de type platelage en aluminium sur poutres en acier

BACHIR EL-HAGE

Département des génies civil, géologique et des mines

Mémoire présenté en vue de l'obtention du diplôme de maîtrise ès sciences appliquées

Génie civil

Décembre 2019

POLYTECHNIQUE MONTRÉAL

affilié à l'Université de Montréal

Ce mémoire intitulé:

Analyse de la répartition des charges routières pour les tabliers de type platelage en aluminium sur poutres en acier

Présenté par : **Bachir EL-HAGE**

en vue de l'obtention du diplôme de *Maîtrise ès sciences appliquées*

a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de :

Pierre LÉGER, président

Bruno MASSICOTTE, membre et directeur de recherche

Mario FAFARD, membre et codirecteur de recherche

AbdelKader LAOUBI, membre

DÉDICACE

À ma famille,

REMERCIEMENTS

Au terme de ce projet, je tiens à remercier vivement mon directeur de recherche M. Bruno Massicotte pour m'avoir encadré tout au long de la réalisation de ce projet. Il a été toujours disponible à l'écoute de mes questions et toujours intéressé par l'avancement de mes travaux. J'ai profité, tout au long de ma maîtrise, de sa grande expertise dans le domaine des structures des ponts. Je tiens à exprimer également mes sincères gratitude envers lui qui, par son soutien et ses subtils conseils, j'ai eu courage d'accomplir ce projet.

Je remercie également mon co-directeur de recherche le professeur Mario Fafard et M. Victor Desjardins, professionnels de recherche, de l'Université Laval, qui étaient toujours disponibles pour répondre à toute question concernant mon projet. J'ai eu la chance de profiter de leur grande expertise dans le domaine de l'aluminium.

Je tiens à remercier aussi M. Fabien Lagier, associé de recherche au GRS, pour sa patience et sa disponibilité qui m'ont aidé à faire avancer mon analyse. Je tiens à lui témoigner toute ma reconnaissance pour son aide dans la réalisation de ce projet.

Je voudrais exprimer ma reconnaissance envers mes amis et collègues qui m'ont apporté leur soutien moral et intellectuel tout au long de ma démarche et plus particulièrement Raghida Matar, Richard Fahel, Bertrand Tchatat, Félix Letourneau et Arnaldo Pinto. Un grand merci à Alexandre Phan qui m'a fourni les outils nécessaires à la réalisation de la dernière partie de mon mémoire concernant l'étude paramétrique et pour avoir répondu à mes questions sur sa programmation faite sur Matlab.

J'aimerais également remercier le ministère des Transports du Québec (MTQ) pour leur soutien financier tout au long de la réalisation de ce projet de recherche.

Je remercie ma famille qui m'a toujours supporté moralement tout au long de ce parcours. Un remerciement spécial à mes parents et ma sœur qui avaient toujours confiance en moi et qui étaient toujours prêts à me donner le support nécessaire pour surmonter tous les obstacles qui me défiaient tout au long de ce long parcours.

Enfin, je remercie également tous les professeurs de l'École Polytechnique de Montréal qui m'ont assuré une bonne formation académique sans oublier mes profonds remerciements pour les membres de jury qui ont accepté d'évaluer ce projet.

RÉSUMÉ

Ce mémoire porte sur l'étude de l'efficacité structurale d'un platelage en aluminium formé d'extrusions évidées soudées entre elles pour la distribution des efforts dus aux charges vives aux poutres en acier formant les éléments porteurs du platelage. La méthode simplifiée du code CSA-S6 pour les platelages en aluminium suppose que ceux-ci sont formés d'éléments indépendants, ce qui n'est pas représentatif de la construction des platelages qui sont constitués d'éléments solidaires. De plus, le code S6 ne donne aucune indication sur l'utilisation de méthodes d'analyse raffinées pour les platelages orthotropes, caractéristique des platelages en aluminium assemblés par soudage.

La détermination des propriétés des platelages a été faite en premier lieu pour comparer ultérieurement la méthode d'éléments finis avec la méthode de grillage qui consiste à modéliser la structure en un grillage bidimensionnel en attribuant les propriétés longitudinales et transversales calculées aux éléments longitudinaux et transversaux du grillage. Des modélisations d'un pont de référence à platelage longitudinal et transversal avec action mixte ou non mixte ont ensuite été faites pour étudier la variation des facteurs de répartition transversale qui existeraient selon les différents cas. Finalement, une étude de l'influence des paramètres structuraux sur la répartition des efforts a été réalisée dans le but de mieux comprendre l'effet de chaque paramètre dans la distribution des efforts causés par les charges routières.

La méthode de répartition des charges routières selon la méthode simplifiée du code CSA-S6 a ensuite été révisée. Une étude paramétrique a été faite sur 398 ponts formés des poutres d'acier longitudinales portant un platelage en aluminium longitudinal ou transversal non mixte. L'étude a montré que la norme donnait des résultats trop conservateurs pour le moment fléchissant et l'effort tranchant à l'ÉLU et l'ÉLF. Des modifications ont été proposées pour le calcul des coefficients D_T et λ qui permettent le calcul des facteurs d'essieu afin d'améliorer la précision de la méthode simplifiée du code. Les équations proposées permettent également d'éliminer les résultats non sécuritaires obtenus avec les équations actuellement dans la norme.

ABSTRACT

This thesis presents a study of the structural efficiency of an aluminum decking formed of hollow extrusions welded together for the distribution of forces due to the live loads to the steel beams forming the bearing elements of the decking. The simplified method of the CSA-S6 code for aluminum decking assumes that these are formed of independent elements, which is not representative of the construction of decks which consist of integral elements. In addition, the S6 code gives no indication of the use of refined analysis methods for orthotropic decks, which is typical of welded decking aluminum.

The determination of the properties of the decking was first made to compare the finite element method with the grid method, which consists in modeling the structure in a two-dimensional grid by assigning the calculated longitudinal and transversal properties to the longitudinal and transversal elements of the grid model. Modeling of a reference bridge with longitudinal and transversal decking with composite or non-composite action was then made to study the variation of the transversal distribution factors that would exist according to the different cases. Finally, a study of the influence of structural parameters on the distribution of forces was carried out in order to better understand the effect of each parameter in the distribution of forces caused by live loads.

The method of the distribution of live loads according to the simplified method of the CSA-S6 code was then revised. A parametric study was carried out on 398 bridges made of longitudinal steel beams bearing a longitudinal or transversal aluminum decking with non-composite action. The study showed that the standard gave too conservative results for the bending moment and the shearing effort at the ULS and the FLS. Modifications have been proposed for the calculation of D_T and λ coefficients which allow the calculation of axle factors to improve the accuracy of the simplified code method. The proposed equations also eliminate the unsafe results obtained with the equations currently in the standard.

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE	III
REMERCIEMENTS	IV
RÉSUMÉ	VI
ABSTRACT	VII
TABLE DES MATIÈRES	VIII
LISTE DES TABLEAUX.....	XIII
LISTE DES FIGURES.....	XX
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS	XXV
LISTE DES ANNEXES.....	XXVII
 CHAPITRE 1 INTRODUCTION	 1
1.1 CONTEXTE	1
1.2 PROBLÉMATIQUE.....	2
1.3 OBJECTIFS ET PORTÉE DU TRAVAIL	3
1.4 MÉTHODOLOGIE.....	4
1.5 ORGANISATION DU MÉMOIRE	6
 CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE.....	 7
2.1 INTRODUCTION.....	7
2.2 MATÉRIAUX ET FABRICATION	8
2.2.1 Propriétés de l'aluminium et autres matériaux	8
2.2.2 Alliages.....	8
2.2.3 Principe d'extrusion et capacité des entreprises québécoises	9

2.3	UTILISATION DE L'ALUMINIUM DANS LE DOMAINE DES PONTS.....	10
2.3.1	Critères de sélection de l'aluminium comme matériau de construction	10
2.3.2	Ossatures en aluminium	11
2.3.3	Platelages en aluminium.....	12
2.4	UTILISATION D'UN PLATELAGE EN ALUMINIUM POUR LA CONSTRUCTION DES PONTS	16
2.4.1	Connexion extrusion-extrusion	16
2.4.2	Connexion platelage-poutre.....	17
2.4.3	Platelage longitudinal	19
2.4.4	Platelage transversal	20
2.4.5	Contact aluminium-acier	21
2.5	FACTEUR DE RÉPARTITION TRANSVERSALE DES CHARGES	22
2.5.1	Définition.....	22
2.5.2	Facteur d'essieu de la méthode simplifiée de la norme CSA S6-14.....	22
2.5.3	Facteurs d'essieu obtenus calculés à partir des logiciels d'éléments finis	24
2.5.4	Facteurs d'essieu obtenus calculés à partir d'un modèle de grillage.....	26
2.6	PARAMÈTRES DE RIGIDITÉ DES TABLIERS	29
2.6.1	Équations pour les facteurs d'essieu	29
2.6.2	Rigidité flexionnelle d'une section.....	29
2.6.3	Rigidité torsionnelle d'une section.....	34
2.6.4	Choix des contreventements.....	36
2.6.5	Paramètres caractéristiques d'une dalle orthotrope	38
2.7	VIBRATION DES PONTS	40
2.7.1	Généralités.....	40
2.7.2	Facteurs d'amplification dynamique.....	40
2.7.3	Limitation de la flèche.....	41
	CHAPITRE 3 VALIDATION DE L'APPROCHE MÉTHODOLOGIQUE	43
3.1	INTRODUCTION.....	43
3.1.1	Contexte.....	43
3.2	PROPRIÉTÉS DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX DU TABLIER.....	43

3.2.1	Extrusions de référence	43
3.2.2	Pont de référence	45
3.2.3	Rappel des propriétés de l'aluminium et autres matériaux	47
3.3	MODÉLISATION DU PLATELAGE PAR ÉLÉMENTS FINIS.....	47
3.3.1	Généralités	47
3.3.2	Inertie flexionnelle du platelage de 200 mm	48
3.3.3	Aires en cisaillement du platelage de 200 mm	49
3.3.4	Rigidité torsionnelle du platelage de 200 mm	52
3.3.5	Rigidité en cisaillement dans le plan du platelage de 200 mm	55
3.3.6	Propriétés du platelage de 135 mm	57
3.3.7	Propriétés des platelages pour les modèles de grillage	59
3.4	MODÉLISATION DU TABLIER PAR ÉLÉMENTS FINIS.....	60
3.4.1	Méthodologie.....	60
3.4.2	Modélisation des poutres sans platelage.....	62
3.4.3	Modélisation du pont à platelage longitudinal	65
3.4.4	Modélisation du pont à platelage transversal	72
3.4.5	Sommaire.....	77
3.5	MODÉLISATION DU PONT PAR GRILLAGE	78
3.5.1	Méthodologie.....	78
3.5.2	Modélisation du pont à platelage longitudinal de 200 mm mixte	83
3.5.3	Modélisation du pont à platelage longitudinal de 200 mm non mixte	87
3.5.4	Modélisation du pont à platelage transversal de 200 mm mixte	89
3.5.5	Modélisation du pont à platelage transversal de 200 mm non mixte	93
3.5.6	Sensibilité des propriétés du tablier pour le platelage de 135 mm	96
3.5.7	Modélisation du pont à platelage longitudinal de 135 mm non mixte	105
3.5.8	Facteurs d'essieux	108
3.5.9	Sommaire.....	113
3.6	LOGICIEL DE CRÉATION D'ANALYSE DES GRILLAGE	114
3.6.1	Approche choisie	114
3.6.2	Création des modèles de grillage.....	115

3.6.3	Paramètres d'analyse	117
3.6.4	Post-traitement des résultats	117
3.7	ÉTUDE PARAMÉTRIQUE	118
3.7.1	Portée de l'étude.....	118
3.7.2	Géométrie des tabliers	119
3.7.3	Propriétés des poutres.....	121
3.8	CONCLUSION.....	126
CHAPITRE 4 ANALYSE PARAMÉTRIQUE DES PONTS		128
4.1	INTRODUCTION.....	128
4.2	ÉTUDE PARAMÉTRIQUE	128
4.2.1	Extrusion retenue.....	128
4.2.2	Paramètres considérés	128
4.2.3	Géométrie des ponts retenues.....	129
4.2.4	Orientation des extrusions et comportement mixte	130
4.2.5	Propriétés des éléments de grillage	130
4.3	ÉTUDE DE LA FIABILITÉ DE LA MÉTHODE SIMPLIFIÉE.....	131
4.3.1	Introduction	131
4.3.2	Étude statistique des résultats.....	132
4.4	MOMENT FLÉCHISSANT – ÉLU/ÉLS1	133
4.4.1	Analyse des résultats	133
4.4.2	Influence des paramètres géométriques sur les résultats.....	136
4.4.3	Analyse des valeurs maximales.....	144
4.4.4	Validation des modèles de grillage à l'ELU – Moment fléchissant.....	146
4.5	EFFORT TRANCHANT – ÉLU/ÉLS1.....	147
4.5.1	Analyse des résultats	147
4.5.2	Influence des paramètres géométriques sur les résultats.....	150
4.5.3	Analyse des valeurs maximales.....	159
4.5.4	Validation des modèles de grillage à l'ELU – Effort tranchant.....	161
4.6	MOMENT FLÉCHISSANT – ÉLF/ÉLS2	162

4.6.1	Analyse des résultats	162
4.6.2	Influence des paramètres géométriques sur les résultats	164
4.6.3	Analyse des valeurs maximales	172
4.6.4	Validation des modèles de grillage à l'ELF – Moment fléchissant	174
4.7	EFFORT TRANCHANT – ÉLF/ÉLS2	175
4.7.1	Analyse des résultats	175
4.7.2	Influence des paramètres géométriques sur les résultats	177
4.7.3	Analyse des valeurs maximales	183
4.7.4	Validation des modèles de grillage à l'ELF – Effort tranchant	185
CHAPITRE 5 AMÉLIORATIONS DE LA MÉTHODE SIMPLIFIÉE		187
5.1	APPROCHE UTILISÉE POUR L'AMÉLIORATION DES ÉQUATIONS	187
5.2	MOMENT FLÉCHISSANT À L'ELU/ELS-1	187
5.3	EFFORT TRANCHANT À L'ELU/ELS-1	193
5.4	MOMENT FLÉCHISSANT À L'ELF/ELS-2	201
5.5	EFFORT TRANCHANT À L'ELF/ELS-2	206
5.6	SOMMAIRE DES RÉSULTATS	213
CHAPITRE 6 CONCLUSION		215
6.1	SOMMAIRE	215
6.2	RECOMMANDATIONS	217
BIBLIOGRAPHIE		219
ANNEXES		222

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1 : Propriétés des matériaux (CSA, 2014)	8
Tableau 2.2 : Alliages courants (Burgelin, 2017).....	9
Tableau 2.3 : Exemples de ponts en aluminium (Faucher, 1995).....	11
Tableau 2.4 : Valeurs de D_T (m) pour les platelages en aluminium	24
Tableau 2.5 : Valeurs minimales de D_T (m) pour les dalles en béton d'un pont de 10 m de portée pour la condition $\gamma_c = 1.0$ et $\mu = \gamma_e = 0$	24
Tableau 2.6 : Association des efforts et propriétés des grillages.....	29
Tableau 3.1 : Propriétés des extrusions de 200 mm et 135 mm	45
Tableau 3.2 : Propriétés des poutres en acier.....	46
Tableau 3.3 : Propriétés des matériaux.....	47
Tableau 3.4 : Inertie flexionnelle transversale platelage de 200 mm	49
Tableau 3.5 : Inertie flexionnelle longitudinale platelage de 200 mm	49
Tableau 3.6 : Aire en cisaillement transversale – sans grands déplacements.....	52
Tableau 3.7 : Aire en cisaillement transversale – avec grands déplacements	52
Tableau 3.8 : Aire en cisaillement longitudinale – sans grands déplacements.....	52
Tableau 3.9 : Aire en cisaillement longitudinale – avec grands déplacements	52
Tableau 3.10 : Rigidité torsionnelle longitudinale platelage de 200 mm	54
Tableau 3.11 : Rigidité torsionnelle transversale platelage de 200 mm	54
Tableau 3.12 : Rigidité torsionnelle bidirectionnelle platelage de 200 mm	55
Tableau 3.13 : Rigidité en cisaillement transversal platelage de 200 mm.....	57
Tableau 3.14 : Rigidité en cisaillement longitudinal platelage de 200 mm.....	57
Tableau 3.15 : Inertie flexionnelle transversale platelage de 135 mm	57
Tableau 3.16 : Inertie flexionnelle longitudinale platelage de 135 mm	58
Tableau 3.17 : Aire en cisaillement transversale platelage de 135 mm.....	58
Tableau 3.18 : Aire en cisaillement longitudinale platelage de 135 mm.....	58
Tableau 3.19 : Rigidité torsionnelle bidirectionnelle platelage de 135 mm	59
Tableau 3.20 : Propriétés d'éléments de poutres représentant un platelage de 200 mm.....	59
Tableau 3.21 : Propriétés d'éléments de poutres représentant un platelage de 135 mm.....	59

Tableau 3.22 : Inertie flexionnelle du tablier sans platelage	64
Tableau 3.23 : Inertie torsionnelle du tablier sans platelage.....	65
Tableau 3.24 : Inertie flexionnelle du tablier mixte.....	66
Tableau 3.25 : Inertie torsionnelle du tablier mixte.....	66
Tableau 3.26 : Réactions d'appuis du modèle C	68
Tableau 3.27 : Réactions d'appuis du modèle D.....	68
Tableau 3.28 : Moment fléchissant du modèle C	68
Tableau 3.29 : Moment fléchissant du modèle D	68
Tableau 3.30 : Inertie flexionnelle du tablier non mixte.....	69
Tableau 3.31 : Inertie torsionnelle du tablier non mixte.....	69
Tableau 3.32 : Réactions d'appuis du modèle G.....	70
Tableau 3.33 : Réactions d'appuis du modèle H.....	71
Tableau 3.34 : Moment fléchissant du modèle G	71
Tableau 3.35 : Moment fléchissant du modèle H	71
Tableau 3.36 : Comparaison des ratios des efforts mixtes / non mixtes.....	71
Tableau 3.37 : Inertie flexionnelle du tablier mixte.....	72
Tableau 3.38 : Inertie torsionnelle du tablier mixte.....	73
Tableau 3.39 : Réactions d'appuis du modèle C	74
Tableau 3.40 : Réactions d'appuis du modèle D.....	74
Tableau 3.41 : Moment fléchissant du modèle C	74
Tableau 3.42 : Moment fléchissant du modèle D	74
Tableau 3.43 : Inertie flexionnelle du tablier non mixte.....	75
Tableau 3.44 : Inertie torsionnelle du tablier non mixte.....	75
Tableau 3.45 : Réactions d'appuis du modèle G.....	76
Tableau 3.46 : Réactions d'appuis du modèle H.....	76
Tableau 3.47 : Moment fléchissant du modèle G	76
Tableau 3.48 : Moment fléchissant du modèle H	77
Tableau 3.49 : Comparaison des ratios des efforts mixtes / non mixtes.....	77
Tableau 3.50 : Propriétés des éléments longitudinaux – Platelage longitudinal mixte	84
Tableau 3.51 : Propriétés des éléments transversaux – Platelage longitudinal mixte	85
Tableau 3.52 : Comparaison avec les éléments finis – Moments fléchissants	86

Tableau 3.53 : Comparaison avec les éléments finis – Réaction d'appui	87
Tableau 3.54 : Propriétés des éléments longitudinaux – Platelage longitudinal non mixte ...	88
Tableau 3.55 : Propriétés des éléments transversaux – Platelage longitudinal non mixte	88
Tableau 3.56 : Comparaison avec les éléments finis – Moments fléchissants	89
Tableau 3.57 : Comparaison avec les éléments finis – Réaction d'appui	89
Tableau 3.58 : Propriétés des éléments longitudinaux – Platelage transversal mixte	90
Tableau 3.59 : Propriétés des éléments transversaux – Platelage transversal mixte	91
Tableau 3.60 : Comparaison avec les éléments finis – Moments fléchissants	92
Tableau 3.61 : Comparaison avec les éléments finis – Réaction d'appui	93
Tableau 3.62 : Propriétés des éléments longitudinaux – Platelage transversal non mixte	94
Tableau 3.63 : Propriétés des éléments transversaux – Platelage transversal non mixte	94
Tableau 3.64 : Comparaison avec les éléments finis – Moments fléchissants	95
Tableau 3.65 : Comparaison avec les éléments finis – Réaction d'appui	95
Tableau 3.66 : Propriétés des éléments longitudinaux – Platelage longitudinal de 135 mm non mixte.....	105
Tableau 3.67 : Propriétés des éléments transversaux – Platelage longitudinal de 135 mm non mixte.....	106
Tableau 3.68 : Comparaison avec les éléments finis – Moments fléchissants	107
Tableau 3.69 : Comparaison avec les éléments finis – Efforts tranchants	108
Tableau 3.70 : Facteurs d'essieux pour le CL-625 Platelage 200 mm contreventements rigides	110
Tableau 3.71 : Facteurs d'essieux pour le CL-625 Platelage 135 mm contreventements rigides	111
Tableau 3.72 : Facteurs d'essieux pour le CL-625 Platelage 135 mm contreventements flexibles	111
Tableau 3.73 : Facteurs d'essieux pour le CL-625 Platelage 135 mm sans contreventements intermédiaires.....	112
Tableau 3.74 : Facteurs d'essieux à ÉLUT	113
Tableau 3.75 : Paramètres géométriques de l'étude paramétrique.....	120
Tableau 4.1 : Caractéristiques géométriques des ponts	129
Tableau 4.2 : Propriétés des éléments longitudinaux	131

Tableau 4.3 : Propriétés des éléments transversaux	131
Tableau 4.4 : Paramètres statistiques pour le moment fléchissant à l'ÉLU/ÉLS-1	135
Tableau 4.5 : Paramètres statistiques du moment fléchissant à l'ÉLU/ÉLS-1 - variation du nombre de voies	138
Tableau 4.6 : Effet de la portée sur les paramètres statistiques du moment fléchissant à l'ÉLU/ÉLS-1 – 1 voie	140
Tableau 4.7 : Effet de la portée sur les paramètres statistiques du moment fléchissant à l'ÉLU/ÉLS-1 – 2 voies et plus	140
Tableau 4.8 : Effet de l'espacement entre les poutres sur les paramètres statistiques du moment fléchissant à l'ÉLU/ÉLS-1	142
Tableau 4.9 : Effet de la longueur du porte-à-faux sur les paramètres statistiques du moment fléchissant pour la poutre extérieure à l'ÉLU/ÉLS-1.....	144
Tableau 4.10 : Paramètres statistiques du moment fléchissant maximal à l'ÉLU/ÉLS-1	145
Tableau 4.11 : Répartition de la position de la poutre gouvernant la conception à l'ÉLU/ÉLS-1 – Moment fléchissant	146
Tableau 4.12 : Tableau comparant les valeurs des moments tirés du post-traitement des résultats et ceux obtenus par les lignes d'influence – ELU/ELS-1	147
Tableau 4.13 : Paramètres statistique pour l'effort tranchant à l'ÉLU/ÉLS-1	149
Tableau 4.14 : Paramètres statistiques de l'effort tranchant à l'ÉLU/ÉLS-1 - variation du nombre de voies	152
Tableau 4.15 : Paramètres statistiques de l'effort tranchant maximal à l'ÉLU/ÉLS-1 - variation du nombre de voies	155
Tableau 4.16 : Effet de la portée sur les paramètres statistiques de l'effort tranchant maximal à l'ÉLU/ÉLS-1 – 1 voie	157
Tableau 4.17 : Effet de la portée sur les paramètres statistiques de l'effort tranchant maximal à l'ÉLU/ÉLS-1 – 2 voies et plus	157
Tableau 4.18 : Effet de l'espacement entre les poutres sur les paramètres statistiques de l'effort tranchant à l'ÉLU/ÉLS-1	159
Tableau 4.19 : Paramètres statistiques de l'effort tranchant maximal à l'ÉLU/ÉLS-1	160
Tableau 4.20 : Répartition de la position de la poutre gouvernant la conception à l'ÉLU/ÉLS-1 – Effort tranchant	161

Tableau 4.21 : Tableau comparant les valeurs des moments tirés du post-traitement des résultats et ceux obtenus par les lignes d'influence – ELU/ELS-1	162
Tableau 4.22 : Paramètres statistiques pour le moment fléchissant à l'ÉLF/ÉLS-2	164
Tableau 4.23 : Paramètres statistiques du moment fléchissant à l'ÉLF/ÉLS-2 - variation du nombre de voies	167
Tableau 4.24 : Effet de la portée sur les paramètres statistiques du moment fléchissant à l'ÉLF/ÉLS-2 – 1 voie.....	169
Tableau 4.25 : Effet de la portée sur les paramètres statistiques du moment fléchissant à l'ÉLF/ÉLS-2 – 2 voies et plus.....	169
Tableau 4.26 : Effet de l'espacement entre les poutres sur les paramètres statistiques du moment fléchissant à l'ÉLF/ÉLS-2.....	171
Tableau 4.27 : Paramètres statistiques du moment fléchissant maximal à l'ÉLF/ÉLS-2.....	172
Tableau 4.28 : Répartition de la position de la poutre gouvernant la conception à l'ÉLF/ÉLS-2 – Moment fléchissant	173
Tableau 4.29 : Tableau comparant les valeurs des moments tirés du post-traitement des résultats et ceux obtenus par les lignes d'influence – ELF/ELS-2	174
Tableau 4.30 : Paramètres statistique pour l'effort tranchant à l'ÉLF/ÉLS-2.....	177
Tableau 4.31 : Paramètres statistiques de l'effort tranchant maximal à l'ÉLF/ÉLS-2 - variation du nombre de voies	179
Tableau 4.32 : Effet de la portée sur les paramètres statistiques de l'effort tranchant maximal à l'ÉLF/ÉLS-2 – 1 voie	181
Tableau 4.33 : Effet de la portée sur les paramètres statistiques de l'effort tranchant maximal à l'ÉLF/ÉLS-2 – 2 voies et plus.....	181
Tableau 4.34 : Effet de l'espacement entre les poutres sur les paramètres statistiques de l'effort tranchant à l'ÉLF/ÉLS-2	183
Tableau 4.35 : Paramètres statistiques de l'effort tranchant maximal à l'ÉLU/ÉLS-1	184
Tableau 4.36 : Répartition de la position de la poutre gouvernant la conception à l'ÉLF/ÉLS-2 – Effort tranchant	185
Tableau 4.37 : Tableau comparant les valeurs des moments tirés du post-traitement des résultats et ceux obtenus par les lignes d'influence – ELF/ELS-2	186

Tableau 5.1 : Paramètres statistiques pour le moment fléchissant à l'ÉLU/ÉLS-1 – Nouvelles valeurs de D_T	189
Tableau 5.2 : Paramètres statistiques pour le moment fléchissant à l'ÉLU/ÉLS-1 –Poutre extérieure et intérieure.....	192
Tableau 5.3 : Paramètres statistiques pour le moment fléchissant à l'ÉLU/ÉLS-1 – Valeurs maximales	192
Tableau 5.4 : Paramètres statistiques pour l'effort tranchant à l'ÉLU/ÉLS-1 – Nouvelles valeurs de D_T	194
Tableau 5.5 : Nouvelle valeur de D_T pour l'effort tranchant à l'ÉLU/ÉLS-1 – variation de la portée.....	194
Tableau 5.6 : Paramètres statistiques pour l'effort tranchant à l'ÉLU/ÉLS-1 – variation de la portée.....	197
Tableau 5.7 : Paramètres statistiques pour l'effort tranchant à l'ÉLU/ÉLS-1 –Poutre extérieure et intérieure.....	200
Tableau 5.8 : Paramètres statistiques pour l'effort tranchant à l'ÉLU/ÉLS-1 – Valeurs maximales	200
Tableau 5.9 : Paramètres statistiques pour le moment fléchissant à l'ÉLF/ÉLS-2 – Nouvelles valeurs de D_T	202
Tableau 5.10 : Paramètres statistiques pour le moment fléchissant à l'ÉLF/ÉLS-2 –Poutre extérieure et intérieure.....	205
Tableau 5.11 : Paramètres statistiques pour le moment fléchissant à l'ÉLF/ÉLS-2 – Valeurs maximales	205
Tableau 5.12 : Paramètres statistiques pour l'effort tranchant à l'ÉLF/ÉLS-2 – Nouvelles valeurs de D_T	206
Tableau 5.13 : Nouvelle valeur de D_T pour l'effort tranchant à l'ÉLF/ÉLS-2 – variation de la portée.....	207
Tableau 5.14 : Paramètres statistiques pour l'effort tranchant à l'ÉLF/ÉLS-2 –Poutre extérieure et intérieure.....	212
Tableau 5.15 : Paramètres statistiques pour l'effort tranchant à l'ÉLF/ÉLS-2 – Valeurs maximales	212
Tableau 5.16 : Coefficients D_T , γ_c , γ_e et λ pour les ponts de type dalle sur poutres.....	213

Tableau 5.17 : Coefficient γ_c pour le moment dans les poutres intérieures des ponts de type dalle sur poutres à l'ÉLF..... 214

Tableau 5.18 : Coefficient γ_c pour l'effort tranchant pour les poutres intérieures et extérieures 214

LISTE DES FIGURES

Figure 2.1 : Principe d'extrusion	9
Figure 2.2 : Dalle orthotrope du modèle américain (Faucher, 1995).....	12
Figure 2.3 : Coupe transversale de tablier de Svensson (Faucher, 1995)	12
Figure 2.4 : Modèle d'AlumaBridge-type 1 (Burgelin, 2017)	13
Figure 2.5 : Modèle d'AlumaBridge Gen 1 (Burgelin, 2017)	13
Figure 2.6 : Modèle d'AlumaBridge Gen 2 (Burgelin, 2017)	13
Figure 2.7 : Extrusion AlumaDeck (Burgelin, 2017).....	14
Figure 2.8 : Extrusion développé à l'université de Rzeszow (Burgelin, 2017).....	14
Figure 2.9 : Géométrie de l'extrusion obtenu (Burgelin, 2017)	15
Figure 2.10 : Nouveau platelage développé à l'Université Laval.....	15
Figure 2.11 : Connexion mâle-femelle (Arrien, 1995)	17
Figure 2.12 : Action mixte (Roy, 1999).....	18
Figure 2.13 : Détail de connexion poutre-platelage (Djedid. A, Desjardins V, Guillot M, Annan C-D & Fafard M, 2018)	18
Figure 2.14 : Détail de la fixation platelage-poutre d'acier (MMM Group, 2014)	19
Figure 2.15 : Exemple d'un platelage longitudinal en aluminium (Gracieuseté, Centre de recherche sur l'aluminium - REGAL).....	20
Figure 2.16 : Exemple d'un platelage transversal en aluminium - tablier de Svensson (Arrien, 1995)	21
Figure 2.17 : Tablier de type dalle ou platelage sur poutres en acier (Massicotte, 2019)	23
Figure 2.18 : Exemple d'un modèle d'éléments finis sur ABAQUS	25
Figure 2.19 : Définition des axes et notation pour un grillage typique (Massicotte, 2018)....	27
Figure 2.20 : Exemple général d'un modèle de grillage sur SAP2000 (CSI, 2018)	28
Figure 2.21 : Efforts agissant sur les éléments de grillage quelconque (Massicotte, 2018) ...	28
Figure 2.22 : Analogie des ressorts	32
Figure 2.23 : Flexion d'un contreventement en courbure simple.....	37
Figure 2.24 : Flexion d'un contreventement en courbure double.....	37
Figure 2.25 : Calcul de la rigidité flexionnelle des contreventements.....	38

Figure 2.26 : Facteur d'amplification dynamique en fonction de la première fréquence de vibration (Billing, 1984)	41
Figure 2.27 : Flèche limite en fonction de la première fréquence de vibration (CSA, S6-14)	42
Figure 3.1 : Géométrie de l'extrusion de 200 mm (Burgelin, 2017)	44
Figure 3.2 : Géométrie de l'extrusion de 135 mm (Djedid, 2019)	45
Figure 3.3 : Section transversale du pont de référence	46
Figure 3.4 : Calcul de l'inertie flexionnelle du platelage	48
Figure 3.5 : Calcul de la rigidité flexionnelle du platelage	50
Figure 3.6 : Calcul des rigidités torsionnelles unidirectionnelles du platelage	53
Figure 3.7 : Calcul de la rigidité torsionnelle du platelage	54
Figure 3.8 : Calcul des rigidités en cisaillement dans le plan du platelage	56
Figure 3.9 : Calcul des propriétés structurales du tablier avec platelage longitudinal mixte .	63
Figure 3.10 : Calcul des propriétés structurales du tablier avec platelage longitudinal mixte	65
Figure 3.11 : Cas de chargement non symétrique	67
Figure 3.12 : Cas de chargement pour le calcul des réactions d'appuis et du moment fléchissant	70
Figure 3.13 : Calcul des propriétés structurales du tablier avec platelage transversal mixte .	72
Figure 3.14 : Cas de chargement pour le calcul des réactions d'appuis et du moment fléchissant	73
Figure 3.15 : Cas de chargement pour le calcul des réactions d'appuis et du moment fléchissant	76
Figure 3.16 : Géométrie du modèle de grillage pour le platelage longitudinal	79
Figure 3.17 : Charges de 100 kN au centre du pont	80
Figure 3.18 : Vérification du modèle en flexion	81
Figure 3.19 : Vérification du modèle en torsion	82
Figure 3.20 : Modèle d'analyse pour le calcul de la rigidité du contreventement	85
Figure 3.21 : Modèle d'analyse pour le calcul de la rigidité du contreventement	91
Figure 3.22 : Effet de l'inertie flexionnelle – contreventements rigides	98
Figure 3.23 : Effet de l'inertie torsionnelle – contreventements rigides	99
Figure 3.24 : Effet de l'inertie flexionnelle – sans contreventements	100
Figure 3.25 : Effet de l'inertie torsionnelle – sans contreventements	101

Figure 3.26 : Effet de l'inertie des contreventements.....	102
Figure 3.27 : Effets de contreventements rigides pour les configurations du platelage	103
Figure 3.28 : Effet de la condition sans contreventements pour les configurations du platelage	104
Figure 3.29 : Cas de chargement spécifiés par le code CSA-S6-19 (Massicotte, 2018).....	109
Figure 3.30 : Processus de création et d'analyse des ponts	116
Figure 3.31 : Processus de post-traitement des résultats.....	117
Figure 3.32 : Espacement des poutres considéré	120
Figure 3.33 : Nombre de poutres	121
Figure 3.34 : Rigidité flexionnelle des tabliers (Massicotte et al. 2016)	121
Figure 3.35 : Variation du ratio I_{Dx}/I_A en fonction de L	123
Figure 3.36 : Variation de la hauteur H en fonction de L	124
Figure 3.37 : Variation de contrainte $\Delta\sigma$ en fonction de $L - D_T$ et λ pour une dalle de béton	125
Figure 3.38 : Variation de contrainte $\Delta\sigma$ en fonction de $L - D_T$ et λ pour un platelage en aluminium	126
Figure 4.1 : Géométrie de l'extrusion.....	128
Figure 4.2 : Comparaison du moment fléchissant à l'ÉLU/ÉLS-1.....	134
Figure 4.3 : Moment fléchissant à l'ÉLU/ÉLS-1 – variation du nombre de voies	137
Figure 4.4 : Effet de la portée du pont sur le moment fléchissant à l'ÉLU/ÉLS-1.....	139
Figure 4.5 : Effet de l'espacement entre les poutres sur le moment fléchissant à l'ÉLU/ÉLS-1	141
Figure 4.6 : Effet de la longueur du porte-à-faux sur le moment fléchissant à l'ÉLU/ÉLS-1	143
Figure 4.7 : Comparaison du moment fléchissant maximal à l'ÉLU/ÉLS-1	145
Figure 4.8 : Comparaison de l'effort tranchant à l'ÉLU/ÉLS-1.....	148
Figure 4.9 : Comparaison de l'effort tranchant à l'ÉLU/ÉLS-1 pour une poutre extérieure et une poutre intérieure	149
Figure 4.10 : Effort tranchant à l'ÉLU/ÉLS-1 – variation du nombre de voies	151
Figure 4.11 : Effort tranchant maximal à l'ÉLU/ÉLS-1 – variation du nombre de voies	154
Figure 4.12 : Effet de la portée du pont sur l'effort tranchant maximal à l'ÉLU/ÉLS-1.....	156

Figure 4.13 : Effet de l'espacement entre les poutres sur l'effort tranchant maximal à l'ÉLU/ÉLS-1	158
Figure 4.14 : Comparaison de l'effort tranchant maximal à l'ÉLU/ÉLS-1	160
Figure 4.15 : Comparaison du moment fléchissant à l'ÉLF/ÉLS-2	163
Figure 4.16 : Moment fléchissant à l'ÉLF/ÉLS-2 – variation du nombre de voies.....	166
Figure 4.17 : Effet de la portée du pont sur le moment fléchissant à l'ÉLF/ÉLS-2	168
Figure 4.18 : Effet de l'espacement entre les poutres sur le moment fléchissant à l'ÉLF/ÉLS-2	170
Figure 4.19 : Comparaison du moment fléchissant maximal à l'ÉLF/ÉLS-2.....	172
Figure 4.20 : Effet de l'espacement entre les poutres sur le moment fléchissant maximal à l'ÉLF/ÉLS-2.....	173
Figure 4.21 : Comparaison de l'effort tranchant à l'ÉLF/ÉLS-1	175
Figure 4.22 : Comparaison de l'effort tranchant à l'ÉLF/ÉLS-2 pour une poutre extérieure et une poutre intérieure	176
Figure 4.23 : Effort tranchant maximal à l'ÉLF/ÉLS-2 – variation du nombre de voies	178
Figure 4.24 : Effet de la portée du pont sur l'effort tranchant maximal à l'ÉLF/ÉLS-2	180
Figure 4.25 : Effet de l'espacement entre les poutres sur l'effort tranchant maximal à l'ÉLF/ÉLS-2.....	182
Figure 4.26 : Comparaison de l'effort tranchant maximal à l'ÉLF/ÉLS-2.....	184
Figure 5.1 : Moment fléchissant à l'ELU/ÉLS-1 – Poutre extérieure et intérieure	190
Figure 5.2 : Moment fléchissant à l'ELU/ÉLS-1 – Ensemble des résultats et valeurs maximales	191
Figure 5.3 : D_T en fonction de différentes formes de L_e	195
Figure 5.4 : D_T en fonction de $1/\sqrt{L_e}$	196
Figure 5.5 : Effort tranchant à l'ELU/ÉLS-1 – Poutre extérieure et intérieure	198
Figure 5.6 : Effort tranchant à l'ELU/ÉLS-1 – Ensemble des résultats et valeurs maximales	199
Figure 5.7 : Moment fléchissant à l'ELF/ÉLS-2 – Poutre extérieure et intérieure.....	203
Figure 5.8 : Moment fléchissant à l'ELF/ÉLS-2 – Ensemble des résultats et valeurs maximales	204
Figure 5.9 : D_T en fonction de différentes formes de L_e	208

Figure 5.10 : D_T en fonction de $1/V(L_e)$	209
Figure 5.11 : Effort tranchant à l'ELF/ELS-2 – Poutre extérieure et intérieure	210
Figure 5.12 : Effort tranchant à l'ELF/ELS-2 – Ensemble des résultats et valeurs maximales	211

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

A	Aire de la section transversale
A_v	Aire en cisaillement
B	Largeur totale d'un pont
CMD	Coefficient de majoration dynamique
CSA	Canadian Standards Association
D_T	Largeur de répartition des charges des camions, m
D_L	Rigidité flexionnelle longitudinale par unité de largeur du pont
D_T	Rigidité flexionnelle transversale par unité de longueur du pont
D_{LT}	Rigidité torsionnelle longitudinale par unité de largeur du pont
D_{TL}	Rigidité torsionnelle transversale par unité de longueur du pont
D_1	Rigidité de couplage longitudinale par unité de largeur du pont
D_2	Rigidité de couplage transversale par unité de longueur du pont
E	Module d'élasticité
ÉLU	État limite ultime
ÉLS	État limite de service
ÉLF	État limite de fatigue
FSW	Soudage friction-malaxage (Friction Stir Welding)
F_T	Fraction de charge de camion
F_u	Résistance ultime minimale spécifiée en traction
F_{wu}	Résistance ultime dans la zone affectée par la chaleur
F_{wy}	Limite élastique dans la zone affectée par la chaleur
F_y	Limite élastique minimale spécifiée en traction
G	Module de cisaillement
I_L	Inertie flexionnelle des éléments longitudinaux d'un modèle de grillage
I_T	Inertie flexionnelle des éléments transversaux d'un modèle de grillage
J_L	Inertie torsionnelle des éléments longitudinaux d'un modèle de grillage
J_T	Inertie torsionnelle des éléments transversaux d'un modèle de grillage

L	Portée d'un pont
M_L	Moment fléchissant dans les éléments longitudinaux d'un modèle de grillage
M_T	Moment fléchissant dans les éléments transversaux d'un modèle de grillage
N	Nombre de poutres d'un pont
n	Nombre de voies de calcul d'un pont
N_L	Effort normal dans les éléments longitudinaux d'un modèle de grillage
N_T	Effort normal dans les éléments transversaux d'un modèle de grillage
OHBDC	Ontario Highway Bridge Design Code
R_L	Facteur de simultanéité des voies charges
S	Espacement des poutres d'un pont
S_{min}	Espacement minimal des poutres d'un pont
S_{max}	Espacement maximal des poutres d'un pont
S_c	Longueur du porte-à-faux d'un pont
SQDA	Stratégie québécoise de développement de l'aluminium
S6	Code canadien sur le calcul des ponts routiers
T_L	Moment de torsion dans les éléments longitudinaux d'un modèle de grillage
T_T	Moment de torsion dans les éléments transversaux d'un modèle de grillage
V_L	Effort tranchant dans les éléments longitudinaux d'un modèle de grillage
V_T	Effort tranchant dans les éléments transversaux d'un modèle de grillage
W_c	Largeur carrossable d'un pont
W_e	Largeur d'une voie de calcul
γ_c	Coefficient de modification de charge de camion selon le Code S6-14
λ	Paramètre de largeur de voie
μ	Facteur de modification pour la largeur des voies selon le Code S6-14
δ_E	Biais statistique de la donnée E
σ_E	Écart-type de la donnée E
V_E	Coefficient de variation de la donnée E
k_A	Paramètre statistique associé au niveau de fiabilité de la méthode d'analyse

Liste des annexes

ANNEXE A -	Analyse par éléments finis du platelage	223
ANNEXE B -	Analyse par éléments finis du tablier.....	228
ANNEXE C -	Résultats d'analyse par grillage du pont complet	241
ANNEXE D -	Validation de l'analyse paramétrique	249

CHAPITRE 1 INTRODUCTION

1.1 Contexte

Le ministère des Transports du Québec (MTQ) est souvent confronté au choix de solutions alternatives pour la construction de tabliers des ponts neufs ou pour le remplacement de tabliers de ponts vieillissants. Le Ministère reste ainsi constamment à l'affût de solutions innovantes qui permettent d'améliorer l'efficacité structurale, la durabilité et les coûts sur le cycle de vie de ses interventions. À cette fin, le Ministère demeure à l'affût de méthodes et de matériaux innovants afin de lui permettre d'améliorer la conception ainsi que les techniques de construction et de réparation des ouvrages routiers. C'est dans ce contexte, et sous l'impulsion de la Stratégie québécoise de développement de l'aluminium (SQDA), que le Ministère s'est intéressé à la possibilité d'utiliser des platelages en aluminium extrudés et soudés dans les ponts routiers.

La répartition transversale des charges vives constitue l'une des préoccupations principales des concepteurs en vue de mieux comprendre le comportement structural d'un tablier soumis à des charges vives des véhicules. À cette fin, des méthodes simplifiées ont été développées par le Code canadien de calcul des ponts routiers, la norme CSA S6, pour bien définir les paramètres permettant de bien concrétiser cette répartition pour différents types de tablier. Certes, des méthodes d'analyse plus raffinées s'avèrent nécessaires, surtout au niveau de la conception finale. Toutefois les méthodes simplifiées s'avèrent donc utiles au niveau du prédimensionnement qui peut être validé par les analyses raffinées ultérieurement. Cependant, les méthodes simplifiées doivent rester toujours conservatrices vu le caractère aléatoire qui régit les propriétés estimées des matériaux et la variabilité des charges et des résistances.

L'aluminium présente beaucoup d'avantages au niveau économique et écologique. L'utilisation de l'aluminium dans la construction des ponts fait donc l'objet d'étude de plusieurs projets de recherche. Pour les ponts de petit gabarit, très nombreux sur le réseau routier secondaire, l'aluminium constitue une alternative avantageuse pour les platelages des nouveaux tabliers ou encore pour remplacement des platelages des ponts existants, objet de présent projet. L'aluminium peut s'avérer une option intéressante également pour certains types de tabliers, dont en particulier pour les ponts à treillis de type Pony. Ainsi une intégration plus juste dans

les méthodes de calcul du code CSA-S6 constituerait l'étape primordiale pour un avenir prometteur de l'utilisation de ce matériau dans le domaine des ponts.

1.2 Problématique

Les platelages en aluminium sont des produits manufacturés qui peuvent prendre différentes formes selon la géométrie des extrusions, l'orientation de celles-ci sur les poutres, le mode d'assemblage des extrusions entre elles et le type de connexion aux poutres du tablier. Les différentes configurations affectent la répartition des charges routières entre les poutres supportant le platelage, qui sont généralement longitudinales pour les ponts courants mais qui peuvent être transversales pour les ponts à poutres triangulées, par exemple.

La méthode de calcul simplifiée permettant la détermination des efforts dans les poutres longitudinales a été introduite pour la première fois dans le chapitre 5 de la norme CSA-S6-14 (CSA, 2014). À défaut d'avoir des indications précises sur les propriétés de ce type de platelage et sur le mode de connexion aux poutres, et compte tenu de la relative nouveauté de cette technologie, la condition la plus défavorable a été retenue dans la norme S6-14. Ainsi, les facteurs de répartition de la surcharge routière entre les poutres d'un tablier sont considérés, de manière conservatrice, comme étant les mêmes pour un platelage en aluminium dans lequel les éléments sont solidaires entre eux que ceux spécifiés pour un platelage de bois faits d'éléments non reliés structuralement.

La rigidité réelle des platelages en aluminium n'a pas été considérée vu l'absence de données de sorte que l'effet bénéfique de cette rigidité sur la conception des poutres en acier n'a pas été considéré ce qui réduit l'efficacité structurale de cette solution. Ainsi le développement d'une méthode simplifiée qui prenne en considération les propriétés des platelages en aluminium pour déterminer plus précisément les facteurs de répartition des efforts causés par le trafic régulier sur les poutres d'acier est donc essentiel pour qu'une conception plus efficace de ce type de tablier par les ingénieurs concepteurs.

En parallèle, le comité en charge du chapitre 5 de la norme S6-14, qui porte sur les méthodes d'analyse, développe des exigences visant à guider les ingénieurs lorsque ceux-ci désirent utiliser des méthodes raffinées pour la détermination de la répartition des efforts sur les poutres

du tablier. L'expertise développée au cours des dernières décennies pour l'analyse de ponts avec dalles de béton devra être étendue aux platelages d'aluminium. L'approche préconisée pour les platelages en aluminium devra prendre en considération les évolutions futures de ces platelages et fournir aux ingénieurs les indications nécessaires afin qu'ils puissent déterminer la répartition des efforts en fonction du type de platelage choisi.

1.3 Objectifs et portée du travail

L'objectif général du projet consiste à développer les exigences d'analyse des tabliers avec platelage en aluminium sur poutres d'acier afin d'améliorer les critères de conception de la norme CSA-S6 en vue de son introduction dans la prochaine édition de cette norme prévue pour 2024 et de l'introduction des facteurs d'essieu dans le Manuel de Conception des Structures du MTQ.

Le projet vise de plus les objectifs spécifiques suivants :

- développer une méthodologie permettant l'analyse raffinée de platelages en aluminium comportant des extrusions longitudinales ou transversales, avec ou sans action mixte entre le platelage et les poutres, dans le but de déterminer comment la surcharge routière spécifiée par la norme CSA-S6 est répartie entre les poutres d'un tablier aluminium-acier;
- développer les équations permettant l'utilisation de la méthode simplifiée d'analyse des tabliers de la norme CSA-S6-14 pour au moins deux des quatre conditions suivantes, selon la disponibilité des platelages et les limites technologiques actuelles pour des tabliers avec poutres d'acier longitudinales et platelage formé d'extrusions en aluminium :
 - extrusions longitudinales et action mixte avec les poutres du tablier;
 - extrusions longitudinales sans action mixte avec les poutres;
 - extrusions transversales et action mixte avec les poutres du tablier;
 - extrusions transversales sans action mixte avec les poutres;
- établir les équations permettant d'appliquer la méthode simplifiée pour le calcul des facteurs de répartition des charges routières de la norme CSA-S6 pour les types de

platelages en aluminium propres au Québec actuellement en cours de développement dans un autre projet de recherche du Ministère.

Le projet se limite à l'étude des ponts droits avec platelage en aluminium sur poutres en acier simplement supportées. Différentes géométries des ponts ont été considérées pour l'étude paramétrique détaillée au chapitre 4 de ce mémoire. La portée des ponts varie de 3 m à 30 m, l'espacement régulier entre les poutres varie de 0.6 m à 3 m, la longueur du porte-à-faux varie de 0.3 fois l'espacement entre les poutres à 0.6 fois cet espacement alors que le nombre de voies varie de 1 à 3. Le tablier comporte des chasse-roues de 0.45 m de largeur, sans trottoirs. Le platelage développé dans un projet récemment complété à l'Université Laval est retenu dans l'étude paramétrique visant à développer les équations de la méthode simplifiée.

1.4 Méthodologie

La détermination des facteurs d'essieu pour les ponts avec platelage en aluminium sera réalisée par des analyses de grillage. La détermination des propriétés des modèles de grillage est bien documentée dans le cas de dalles en béton mixtes qui sont typiquement des éléments ayant des propriétés identiques transversales et longitudinales. Pour les systèmes comme les platelages en aluminium dont les propriétés longitudinales et transversales diffèrent de par la nature des extrusions, il n'existe pas de méthodologie établie pour déterminer les propriétés des grillages dans le cas de constructions mixtes. Un autre défi consiste à modéliser les tabliers non mixtes en éléments finis ou avec un grillage comme dans le cas considéré dans ce projet.

La méthodologie adoptée dans ce projet consiste d'abord à établir les propriétés structurales des platelages afin d'être en mesure de déterminer les propriétés des éléments de grillage les représentant. Pour y parvenir, un modèle par élément finis raffiné du platelage sera réalisé et soumis à des conditions de chargement uniformes en flexion et torsion afin de déterminer les caractéristiques de base. Ensuite, le pont de référence sera modélisé avec un modèle d'éléments finis dans lequel une représentation raffinée du platelage sera faite. Les quatre conditions possibles d'orientation des extrusions et de leur liaisonnement avec les poutres identifiées précédemment seront considérées dans le processus de validation.

Avec le modèle d'éléments finis, la condition non mixte est la plus complexe à modéliser car elle requiert les analyses non linéaires avec contact vu que le platelage n'est relié aux poutres qu'en des points très distants d'un point de vue du comportement structural. De telles analyses nécessitent des temps de calcul de l'ordre d'une à deux journées par cas de chargement. Ainsi un nombre limité d'analyses de ce genre seront réalisées pour des cas de chargements spécifiques qui font ressortir le comportement structural de ces ouvrages. Les résultats obtenus des analyses très raffinées serviront de base de comparaison avec les modèles de grillage. La validation de la méthode de grillage sera ensuite réalisée en calculant les facteurs d'essieux par les modèles de grillage élaborés et en comparant les résultats avec ceux obtenus par les éléments finis. Une influence des propriétés structurales du tablier sera étudiée pour les ponts avec et sans contreventements puisque les extrusions qui sont utilisées pour les platelages varient selon le choix du concepteur et la disponibilité des produits au Québec.

Une étude paramétrique sera faite pour une large gamme de ponts pour voir si la méthode simplifiée présente des solutions sécuritaires et économiques. Avant de lancer toute analyse, une étude de l'influence de la portée sur la conception des poutres de chaque pont identifié par l'étude paramétrique sera visée en variant le nombre de poutres supportant le platelage. Une étude statistique sera ensuite réalisée pour le moment fléchissant et l'effort tranchant à l'ÉLU/ÉLS-1 et à l'ÉLF/ÉLS-2 pour pouvoir situer les résultats de la méthode simplifiée par rapport à ce que les analyses donnent comme résultats réels. Une influence des paramètres géométriques spécifiques à un pont tels que le nombre de voie, la portée, l'espacement des poutres, la longueur du porte-à-faux etc. ainsi que l'analyse des valeurs maximales des efforts conditionnant le dimensionnement dans la phase de conception préliminaire fera l'objet d'étude pour chaque cas.

La méthode simplifiée sera ensuite améliorée en modifiant les paramètres D_T et λ et en se basant sur les équations établies pour les dalles en béton sur poutres en acier pour le moment fléchissant et l'effort tranchant à l'ÉLU/ÉLS-1 et à l'ÉLF/ÉLS-2. Les modifications faites présenteront des solutions plus acceptables au niveau économique tout en restant du côté sécuritaire.

1.5 Organisation du mémoire

Ce mémoire comporte cinq chapitres et trois annexes. Suite à l'introduction faite à propos de ce projet de recherche, le chapitre 2 présente une revue de littérature à propos du matériau aluminium et les caractéristiques structurales d'un pont à platelage en aluminium incluant ses éléments structuraux secondaires. La notion de facteur de répartition transversale ainsi que la vibration des ponts sont aussi présentées dans ce chapitre. Le chapitre 3, qui porte sur la méthodologie adoptée, comporte parties majeures : la modélisation par éléments finis et la modélisation par grillage. Ce chapitre permet de faire une étude comparative entre les deux méthodes par le biais du calcul de la distribution de charges non symétriques sur les poutres et ainsi les facteurs d'essieux du moment fléchissant et de l'effort tranchant. Ce chapitre présente aussi une étude de sensibilité des différentes propriétés de platelage et leur influence sur les résultats. Le chapitre 4 qui constitue le cœur de l'étude paramétrique présente les résultats de l'étude paramétrique des ponts de différentes caractéristiques géométriques à partir des lignes d'influence et les facteurs d'essieux qui en résultent. Le chapitre 5 introduit les modifications suggérées au niveau des équations de D_T et λ pour l'amélioration de la méthode simplifiée propre aux calculs des facteurs d'essieux d'un platelage en aluminium à l'ÉLU et l'ÉLF. Enfin, le dernier chapitre présente les conclusions et les recommandations qui peuvent être utiles pour d'autres projets de recherche pour les tabliers avec platelage en aluminium.

L'annexe A présente les résultats des analyses par éléments finis du logiciel Abaqus permettant le calcul des propriétés structurales du platelage en aluminium seul. L'annexe B présente les résultats des analyses par éléments finis du logiciel Abaqus permettant le calcul des propriétés structurales du tablier et la distribution du moment fléchissant provenant des charges non symétriques sur les poutres longitudinales pour les différentes orientations du platelage et comportements de l'action platelage-poutre. L'annexe C présente les lignes d'influence tracées à partir des résultats des modèles de grillage pour le pont type et les ponts issus de l'étude paramétrique faite au chapitre 4. Enfin l'annexe D présente les lignes d'influence tracées à partir des résultats des modèles de grillage pour la validation du moment fléchissant et de l'effort tranchant obtenus par le post-traitement de l'étude paramétrique.

CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE

2.1 Introduction

Cette revue de littérature vise à regrouper l'information nécessaire à la réalisation de ce projet de recherche, à savoir la conception des poutres de pont en acier avec l'utilisation de platelages faits d'extrusions en aluminium. Le lecteur est invité à consulter des ouvrages spécialisés sur la conception des charpentes en aluminium, notamment Beaulieu (2013), ou des ouvrages sur la conception des platelages en aluminium (Beaulieu & Internoscia, 2015a et 2015b).

Dans ce chapitre, une introduction au matériau aluminium a été faite en spécifiant ses propriétés et celles de l'acier nécessaires à la réalisation des modèles d'éléments finis et de grillage. Les propriétés du béton ont été aussi données à titre indicatif puisque le béton est un matériau très utilisé dans le domaine des ponts. Puisque ce projet de recherche porte sur l'analyse de la répartition des charges routières pour les tabliers de type platelage en aluminium sur poutres en acier, il est nécessaire que le principe d'extrusion de l'aluminium qui est une étape fondamentale à la formation du platelage soit clairement expliqué.

Ensuite, les critères de sélection du matériau aluminium ont été présentés puisque, comme tout projet de conception, la solution la plus efficace doit être choisie en se basant sur plusieurs critères permettant la réalisation du projet avec la plus grande efficacité du point de vue structurale et impliquant des effets bénéfiques non seulement sur le plan économique mais aussi sur le plan écologique. Quelques exemples de pont en aluminium et d'extrusions formant le platelage ont été aussi donnés dans ce chapitre. Finalement, afin de mieux comprendre le mécanisme par lequel un tablier avec platelage en aluminium sur poutres en acier fonctionne, il est utile de présenter la connexion platelage-platelage et la connexion platelage-poutre et d'accorder une importance au contact acier-aluminium puisque ce sont deux matériaux différents du point de vue caractéristiques chimiques.

Enfin, ce chapitre définit le facteur de répartition transversale et les méthodes de calcul de ce facteur qui sont notamment la méthode simplifiée de la norme S6-14, la méthode d'éléments finis et la méthode de grillage. Une revue sur les paramètres de rigidité du tablier, paramètres influant le facteur de répartition transversale, a été aussi réalisée. La vibration des ponts a été

présentée à la fin de ce chapitre. C'est un point très important à considérer surtout dans les ponts à platelage en aluminium vu leur légèreté.

2.2 Matériaux et fabrication

2.2.1 Propriétés de l'aluminium et autres matériaux

Les propriétés des matériaux utilisés pour la construction des tabliers de ponts qui seront utilisés dans le cadre de cette étude sont données au tableau 2.1. Pour cette étude, seules les propriétés élastiques sont considérées car la norme CSA-S6-14 spécifie que les analyses pour la répartition des charges routières entre les poutres doivent demeurer dans le domaine élastique.

Tableau 2.1 : Propriétés des matériaux (CSA, 2014)

	Aluminium	Acier	Béton¹
Masse volumique (kg/m ³)	2 700	7 850	2 350
Module élastique E (MPa)	70 000	200 000	25 000
Module de cisaillement G (MPa)	26 000	77 000	10 400
Coefficient de dilatation thermique ($\times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$)	24	12	10

1 : Valeurs typiques utilisées pour déterminer les facteurs de distribution de la norme CSA-S6-14

2.2.2 Alliages

Plusieurs types d'alliages sont disponibles pour fabriquer des pièces en aluminium. Le tableau 2.2 présente les plus courants. Dans le domaine des structures, l'alliage 6061-T6 est le plus courant, tant pour les extrusions que pour les tôles.

Tableau 2.2 : Alliages courants (Burgelin, 2017)

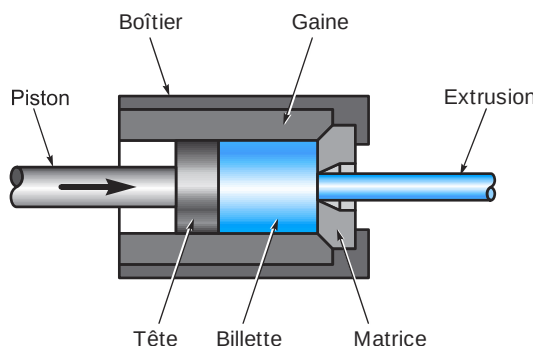
Alliage et trempe	Produit	Épaisseur, mm		Résistance minimale, MPa			
		>	≤	F_u	F_y	F_{wu}	F_{wy}
5052-H32	Tôle, plaque	0,40	50,00	215	160	170	65
5083-H116	Tôle, plaque	1,60	40,00	305	215	270	115
5086-H116	Tôle, plaque	1,60	50,00	275	195	240	95
5086-H321	Tôle, plaque	1,60	8,00	275	195	240	95
6005A-T61	Extrusion	—	25,00	260	240	165	90
6063-T5	Extrusion	—	12,50	150	110	115	55
6063-T6	Extrusion	—	25,00	205	170	115	55
6061-T6, -T6510, -T6511	Extrusion	toutes	—	260	240	165	80* 105†
6061-T6	Tôle	0,15	6,30	290	240	165	105
6061-T651	Tôle, plaque	6,30	100,00	290	240	165	80* 105†
6082-T6, -T6511	Extrusion	5,00	150,00	310	260	190	110

* Moyennant soudage avec fil plein 4043 dans les parties ayant plus de 9,5 mm d'épaisseur.

† Moyennant soudage avec fil plein 5356, ou fil plein 4043 dans les parties n'ayant pas plus de 9,5 mm d'épaisseur.

2.2.3 Principe d'extrusion et capacité des entreprises québécoises

L'extrusion consiste à pousser un matériau à travers une matrice afin de produire un élément ayant la forme géométrique désirée comme l'illustre la figure 2.1. Pour l'aluminium, l'extrusion exige de chauffer une billette de 450 à 500 degrés Celsius et à lui appliquer une pression à l'aide d'un piston afin d'obtenir le produit semi-fini à l'aide de la matrice (Burgelin, 2017).

**Figure 2.1 : Principe d'extrusion**

Au Québec, les masses des billettes varient entre 100 et 130 kg alors que les pertes constituent environ 15 à 20% de la matière (Burgelin, 2017). Les dimensions du produit à extruder dépendent de la pression pouvant être exercée sur le piston. Au Québec il existe en ce moment quatre entreprises qui sont en mesure de produire des extrusions :

- Extrudex Aluminium situé à Lévis (Saint-Nicolas) sur la rive sud de Québec;
- Metra aluminium Inc. situé à Laval une filiale de la compagnie italienne;
- Pexal Tecalum situé à Alma;
- Hydro Pointe-Claire (anciennement SAPA) situé à Montréal (Pointe-Claire).

La capacité de poussée maximale disponible au Québec est des pistons de 3000 tonnes, ce qui permet de fabriquer des extrusions allant jusqu'à 15 kg/m, ce qui correspond à une section maximale de 5500 mm². Pour une billette de 130 kg, des profilés de 7.5 m de longueur peuvent actuellement être fabriqués.

2.3 Utilisation de l'aluminium dans le domaine des ponts

2.3.1 Critères de sélection de l'aluminium comme matériau de construction

L'aluminium comme matériau de construction présente des avantages et des inconvénients qui doivent être considérés dans les critères de sélection.

Les principaux avantages de l'aluminium sont :

- la légèreté, avec une densité d'environ 2.7, trois fois moindre que celle de l'acier;
- une grande résistance à la corrosion;
- une rapidité et une facilité de mise en place vu la légèreté des éléments;
- une excellente résistance à basse température (le matériau est peu fragile);
- un choix écologique car il est recyclable à l'infini;
- la possibilité de faire des éléments de forme optimisée obtenus par extrusion;
- la facilité de faire des éléments complexes assemblés par soudage ou boulonnage.

Les principaux inconvénients de l'aluminium sont :

- le coût d'achat élevé;
- la nouveauté du concept (peu d'entreprises et de concepteurs ont de l'expérience);
- corrosion galvanique.

2.3.2 Ossatures en aluminium

Le tableau 2.3 répertorie quelques exemples typiques d'utilisation de l'aluminium pour la construction de ponts. On retrouve également sur le site du Centre d'expertise sur l'aluminium AluQuébec, une liste de ponts en aluminium existant dans le monde (<https://ceal-aluquebec.com/projets-vitrines-ponts-passerelles>)

Tableau 2.3 : Exemples de ponts en aluminium (Faucher, 1995)

Localisation	Type de pont	Portée (m)	Année de construction	Alliage
Rivière Grasse, Massena, NY, ÉU	Plaques rivetées	30.5	1946	2014-T6
Rivière Saguenay Québec, Canada	Arcs formés de plaques rivetées	10 @ 6.1 88.4	1950	2014-T6
Des Moines, Iowa, É-U	Plaques soudées	2 @ 12.5 2 @ 21	1958	5083-H113
Jerico, New-York É-U	Plaques rivetées	23.5	1960	6061-T6
Petersburgh, Virginie, É-U	Boîtes ⁽¹⁾ triangulaires boulonnées	29.6	1961	6061-T6
Amityville New-York,É-U	Boîtes triangulaires rivetées	2 @ 9.1 2 @ 23.2	1963	6061-T6
Sykesville Marryland, É-U.	Boîtes triangulaires rivetées	28.4 28.7 32.3	1963	6061-T6

(1) ce sont des séries de poutres en formes de tubes triangulaires avec des brides supérieures et inférieures en commun

2.3.3 Platelages en aluminium

Il existe plusieurs modèles de platelage pour la réfection de ponts existants ou la construction de nouveaux ponts. Le modèle développé par les américains (Faucher, 1995) est constitué d'une dalle orthotrope et des extrusions en U soudées à une plaque qui est la surface de roulement, comme illustré sur la figure 2.2.

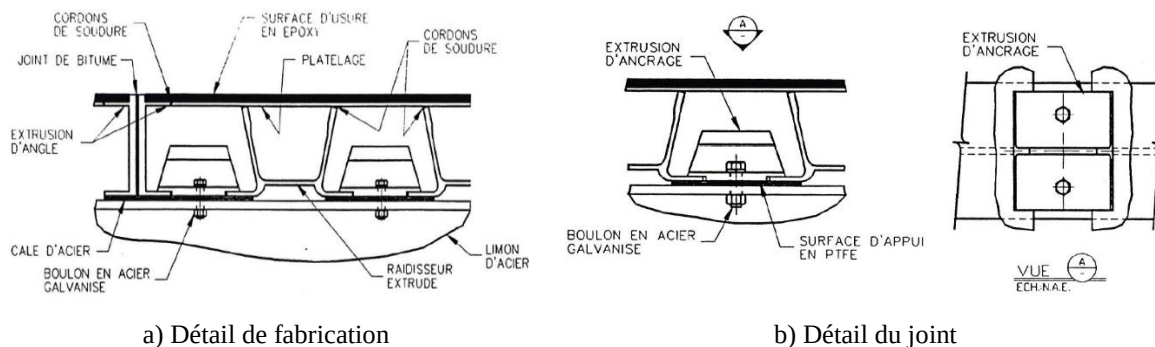


Figure 2.2 : Dalle orthotrope du modèle américain (Faucher, 1995)

Le modèle Suédois, conçu par Lars Svensson et montré sur la figure 2.3, consiste en un platelage composé d'extrusions reliées par des assemblages de type mâle-femelle.

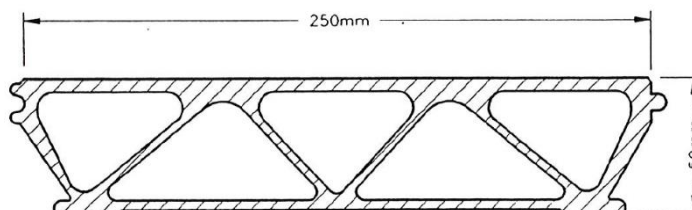


Figure 2.3 : Coupe transversale de tablier de Svensson (Faucher, 1995)

Plusieurs entreprises spécialisées dans la production d'extrusions en aluminium ont développé leurs propres extrusions. Par exemple, AlumaBridge a développé 3 types d'extrusions : un premier type, de 8 pouces de hauteur, montré sur la figure 2.4 et deux autres modèles de 5 pouces de hauteur, plus larges, montrés sur la figure 2.5 et la figure 2.6.

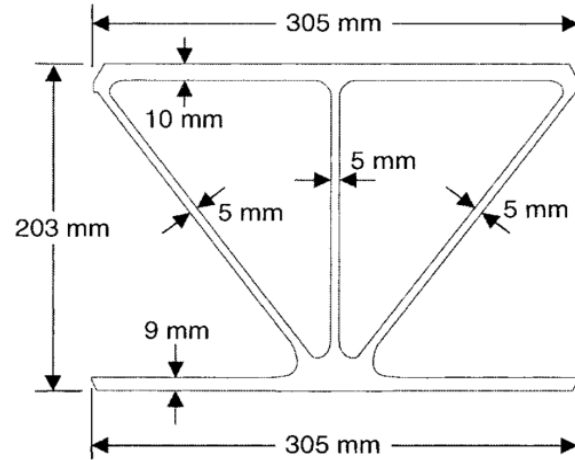


Figure 2.7 : Extrusion AlumaDeck (Burgelin, 2017)

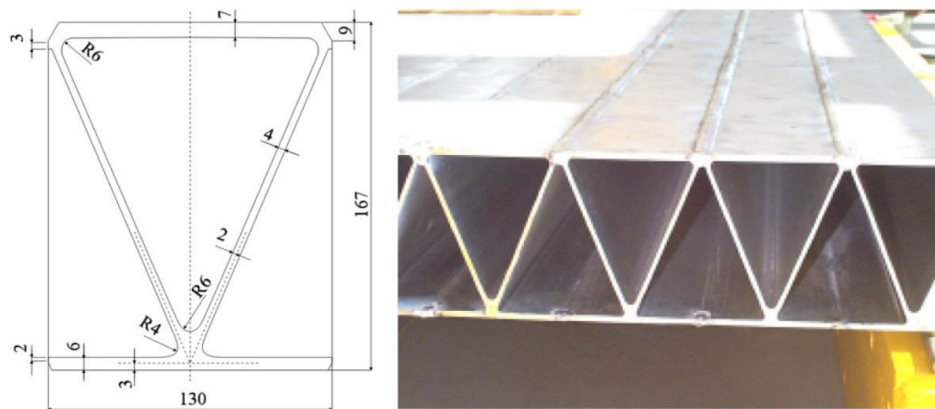


Figure 2.8 : Extrusion développé à l'université de Rzeszow (Burgelin, 2017)

Avec une presse de 6000 tonnes et une billette de 560 kg, on peut aboutir à la géométrie de l'extrusion montrée sur la figure 2.9 (Burgelin, 2017).

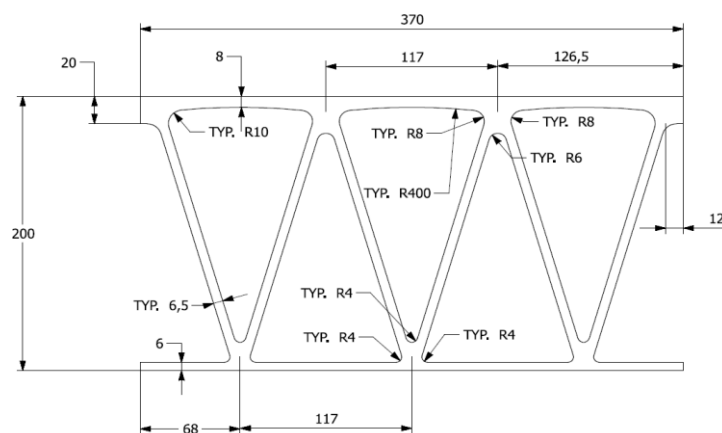


Figure 2.9 : Géométrie de l'extrusion obtenu (Burgelin, 2017)

Dans le cadre d'un projet de recherche à l'Université Laval financé par le MTQ, un nouveau platelage a été développé; celui-ci est illustré à la figure 2.10.

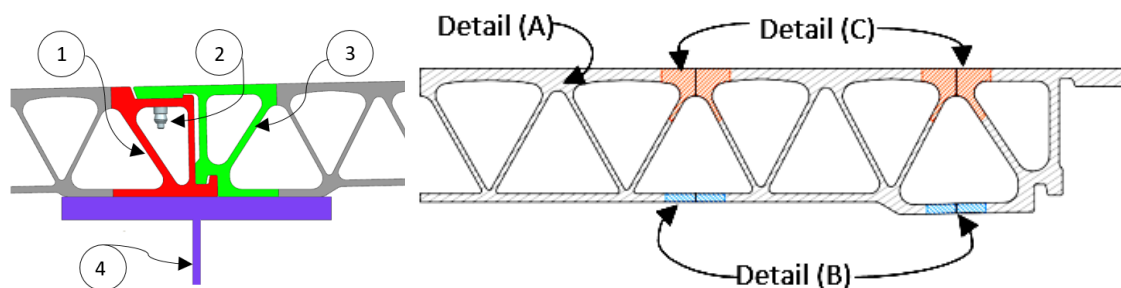


Figure 2.10 : Nouveau platelage développé à l'Université Laval

Avec :

Détail 1 : Connexion mâle;

Détail 2 : Boulon de connexion;

Détail 3 : Connexion femelle;

Détail 4 : Poutre en acier;

Détail A : Connexion âme-membrure;

Détail B : Soudure extrusion-extrusion (partie inférieure);

Détail C : Soudure extrusion-extrusion (partie supérieure).

2.4 Utilisation d'un platelage en aluminium pour la construction des ponts

2.4.1 Connexion extrusion-extrusion

Le platelage d'aluminium peut être obtenu soit en soudant les extrusions d'aluminium entre elles et en disposant des joints nécessaires entre les panneaux d'aluminium à des distances bien déterminées, soit par un type d'assemblage spécial où est incluse une connexion mâle-femelle et une extrusion d'ancrage comme pour le cas du tablier Svensson du modèle Suédois (Djedid. A, Desjardins V, Guillot M, Annan C-D & Fafard M, 2019).

2.4.1.1 Soudage

On peut distinguer deux types de soudage : le soudage MIG et le soudage par friction malaxage (FSW). Le soudage MIG est très utilisé dans la fabrication des structures en aluminium mais il engendre des zones affectées thermiquement (ZAT) où les propriétés mécaniques sont beaucoup plus faibles que celles du reste de la structure alors que ces soudures sont également sujettes à la fatigue. Il y a aussi le soudage par friction malaxage qui consiste à mélanger les bords des objets à souder qui ont été amollis par le phénomène de friction à l'aide d'un objet rotatif (St-Georges L, 2018). Le principal avantage de ce soudage est que les zones affectées thermiquement sont plus étroites que celles dans le cas du soudage MIG mais demande des efforts de tenue en place importants. Il y a un équipement qui permet de faire ce type de soudage sur de longue portée à l'Université du Québec à Chicoutimi.

2.4.1.2 Connexion mâle-femelle

Le platelage suédois, illustré sur la figure 2.11, constitue un bon exemple d'une connexion de type mâle-femelle entre les extrusions. Ce type de platelage, qui a été très utilisé surtout en Suède depuis les années 1980, présente un problème structural au niveau de la connexion. En effet des fissures apparaissent au niveau des attaches à cause de la rotation relative entre les différentes extrusions (Beaulieu & Internoscia, 2015). Dans le cadre du platelage en aluminium du MTQ mentionné plus haut, il a été décidé de ne pas utiliser ce type de connexion mécanique

afin d'éviter des problèmes de rupture par fatigue qui pourrait subvenir. En effet, il y a un mouvement relatif possible entre les éléments assemblés mécaniquement pouvant engendrer la génération de fissures.

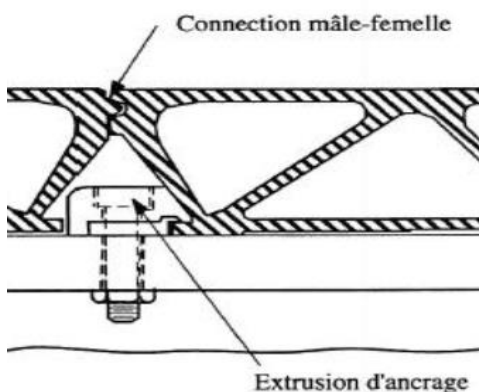


Figure 2.11 : Connexion mâle-femelle (Arrien, 1995)

2.4.2 Connexion platelage-poutre

2.4.2.1 Action mixte

Pour développer l'action mixte entre le platelage en aluminium et le système porteur, il faut empêcher le glissement relatif entre ces deux systèmes en assurant une connexion en cisaillement suffisante tant du point de vue de la rigidité que de la résistance. L'action mixte permet principalement la participation du platelage dans la résistance en flexion. Un type de liaison platelage-poutres est illustré sur la figure 2.12. Selon cette technique, l'action mixte est assurée à l'aide des goujons et d'un coulis de ciment. Il faut tout d'abord fixer les goujons sur les poutres, les bords des panneaux se trouvant de chaque côté de la poutre sont alors fixés à l'aide de boulons. En effet, pour fixer le platelage aux éléments porteurs, les extrusions liées entre elles par des soudures à pénétration complète et liées bout à bout à l'aide d'un système mécanique à des endroits bien spécifiques forment des panneaux préfabriqués en usine dont la largeur est égale à l'espacement des poutres. Un joint mécanique, rempli de coulis de ciment, est alors installé sur les poutres et vient relier les panneaux préfabriqués comme le montre la figure 2.12 (Roy, 1999). Cette façon de faire est à éviter car l'aluminium se dilate deux fois plus que le béton.

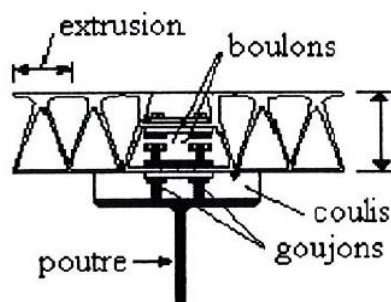


Figure 2.12 : Action mixte (Roy, 1999)

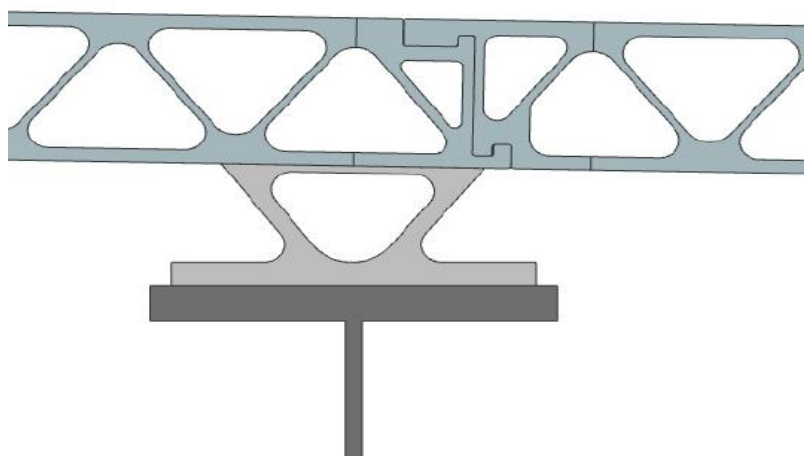


Figure 2.13 : Détail de connexion poutre-platelage (Djedid. A, Desjardins V, Guillot M, Annan C-D & Fafard M, 2018)

L'équipe de l'Université Laval a proposé la solution illustrée à la figure 2.13. Cependant, la différence importante entre les coefficients de dilatation thermique de l'acier et de l'aluminium pose un défi pour développer un système permettant de tirer le plein potentiel d'une action mixte. En effet, les efforts engendrés durant les périodes de températures élevées s'additionnent à ceux causés par les efforts causés par les charges vives (Leclerc J, 2017). Il est toutefois techniquement envisageable de développer des systèmes permettant de développer une action mixte efficace.

2.4.2.2 Action non mixte

Les systèmes non mixtes sont plus simples à concevoir. Toutefois, il faut s'assurer que le platelage et les poutres d'acier puissent agir efficacement en empêchant les déplacements

relatifs verticaux et transversaux sans pour autant restreindre les déformations relatives associées aux variations thermiques instantanées associées aux gradients thermiques et saisonnières. Un système d'attaches spécial entre le platelage en aluminium et les poutres en acier doit donc être conçu pour répondre à ces critères.

Le système montré sur la figure 2.14 a été élaboré pour répondre aux critères de conception. La connexion entre le platelage et les poutres est assurée par des boulons à douille expansible situés longitudinalement à chaque mètre. Ce système permet le glissement relatif entre le platelage en aluminium et les poutres en acier dans la direction longitudinale seulement et donc ne permet pas l'action composite.

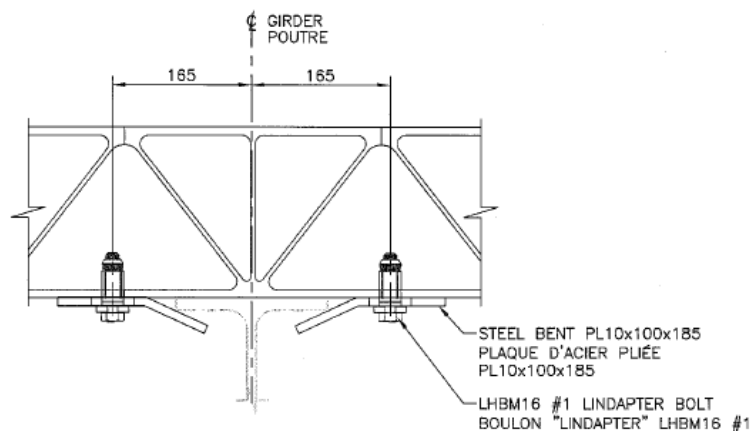


Figure 2.14 : Détail de la fixation platelage-poutre d'acier (MMM Group, 2014)

2.4.3 Platelage longitudinal

Un platelage est dit longitudinal lorsque les extrusions sont placées parallèlement aux poutres principales. L'avantage ici est donc associé à l'efficacité de la section d'aluminium à participer à l'action mixte. En effet, le fait de placer les extrusions parallèlement aux poutres rend la section d'aluminium plus efficace pour reprendre les forces de compression générées par la flexion longitudinale. De plus, les zones affectées thermiquement par le soudage pour un platelage longitudinal seront plus étroites et donc l'efficacité du platelage à participer à l'action mixte est plus grande. Toutefois la rigidité transversale des extrusions fera en sorte que le transfert des efforts entre les poutres pourrait s'en trouver diminué. Le pont de St-Ambroise au

Lac St-Jean montré sur la figure 2.15 possède un tablier avec extrusion longitudinales non mixte.



Figure 2.15 : Exemple d'un platelage longitudinal en aluminium (Gracieuseté, Centre de recherche sur l'aluminium - REGAL)

2.4.4 Platelage transversal

Un platelage est dit transversal lorsque les extrusions sont placées perpendiculairement aux poutres principales. Le tablier de Svensson (figure 2.16) et celui d'AlumaBridge Gen 2 (figure 2.6) ont été conçus ainsi. Ce type de construction est moins efficace pour développer l'action mixte. En effet, la construction de ces platelages exige généralement l'introduction de joints d'expansion transversaux entre les éléments du platelage pour accommoder les effets de la dilatation thermique différentielle entre l'aluminium et l'acier. Ces joints, placés au niveau de la connexion entre le platelage et la poutre, créent des discontinuités dans le platelage et rendent ainsi l'action composite difficile à développer.

La disposition des extrusions dans la direction transversale fait en sorte que l'efficacité des profilés d'aluminium à résister à la force de compression est réduite vu la faible rigidité axiale des extrusions dans cette direction. Une autre difficulté avec un platelage transversal est la difficulté d'accommoder le platelage afin d'introduire une pente de drainage de 2%.

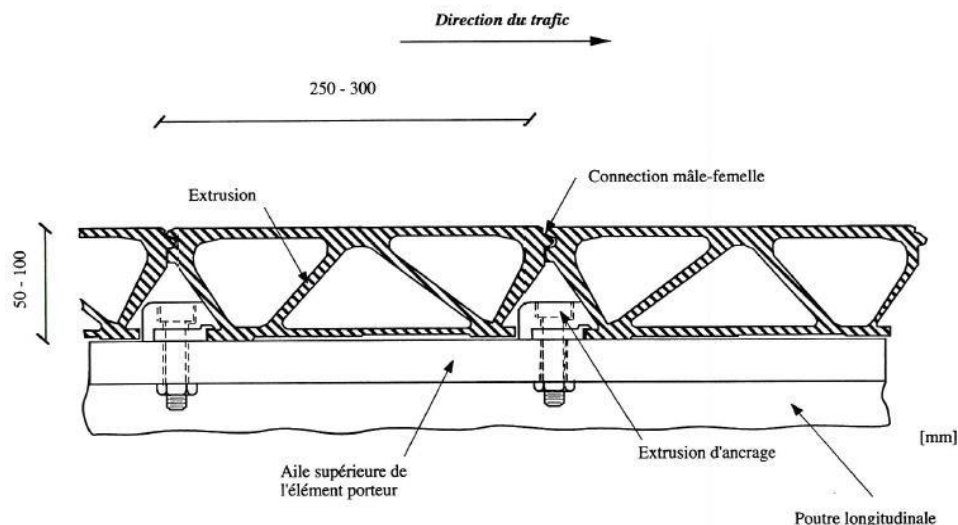


Figure 2.16 : Exemple d'un platelage transversal en aluminium - tablier de Svensson (Arrien, 1995)

D'un point de vue de la répartition des charges de trafic entre les éléments porteurs, il est possible qu'une disposition transversale des extrusions puisse s'avérer plus efficace. En effet, la plus grande rigidité flexionnelle des extrusions orientées de cette façon pourrait permettre un meilleur transfert des efforts entre les poutres. Cette efficacité doit s'appuyer sur l'efficacité des attaches verticales comme celles montrées sur la figure 2.14.

2.4.5 Contact aluminium-acier

L'aluminium doit être protégé par une couche de peinture d'apprêt parce que lorsque deux métaux de nature différente sont en contact dans un milieu conducteur, l'un des deux peut subir une corrosion galvanique. Le métal susceptible de se corroder est celui qui présente le potentiel le plus électro-négatif. Le zinc, le cadmium et le chrome ont des potentiels voisins de celui de l'aluminium; on peut donc utiliser par exemple une peinture à base de chromate de zinc et deux couches de peinture à base de pigments d'aluminium (Faucher, 1995). Lorsqu'il y a davantage possibilité de corrosion, il faut ajouter à la couche d'apprêt un enduit sur les surfaces en contact qui permet d'extraire l'eau entre les deux pièces. Lorsque l'acier galvanisé ou l'acier inoxydable est utilisé, aucune couche de protection n'est requise lorsqu'il y a contact avec l'aluminium. Le pont de St-Ambroise est constitué de poutre en acier galvanisé directement en contact avec le platelage en aluminium.

2.5 Facteur de répartition transversale des charges

2.5.1 Définition

Par définition, le facteur de répartition transversal, historiquement appelé facteur d'essieu F_e , est défini comme étant la fraction de sollicitation due à la charge de trafic que supporte le système porteur par rapport à la même sollicitation causée par une voie chargée. On a ainsi :

$$F_e = \frac{\text{Effort maximal dans un élément}}{\text{Effort causé par 1 voie de circulation}} \quad (2.1)$$

Dans la norme CSA-S6, on exige que cette valeur ne soit pas moindre que 1.05 fois la valeur moyenne obtenue lorsque toutes les voies du pont sont chargées en appliquant le facteur de réduction propre aux nombres de voies maximales.

2.5.2 Facteur d'essieu de la méthode simplifiée de la norme CSA S6-14

Dans le cas des ponts de type dalle sur poutres portant longitudinalement, le moment longitudinal M_L et le cisaillement longitudinal V_L doivent être déterminés par poutre. La norme CSA S6-14 définit le facteur d'essieu F_T en introduisant les formules suivantes pour un pont de type dalle sur poutre type (figure 2.17) :

$$\text{ÉLU et ÉLS :} \quad F_T = \frac{S}{D_T \gamma_c (1 + \mu \lambda)} \geq 1.05 \frac{n R_L}{N} \quad (2.2)$$

$$\text{ÉLF :} \quad F_T = \frac{S}{D_T \gamma_c (1 + \mu \lambda + \gamma_e)} \geq 1.05 \frac{1}{N} \quad (2.3)$$

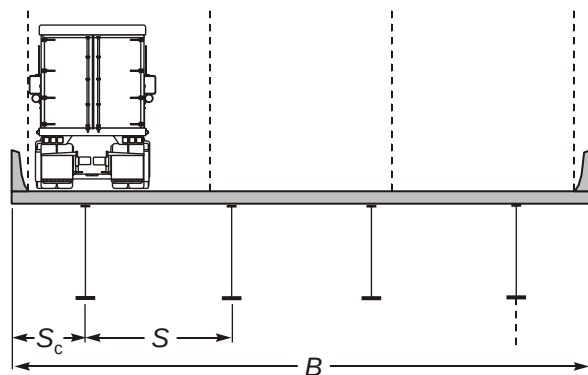


Figure 2.17 : Tablier de type dalle ou platelage sur poutres en acier (Massicotte, 2019)

Les valeurs du coefficient D_T spécifiées par la norme pour un platelage en aluminium sur poutres en acier sont alors données au tableau 2.4. Le coefficient D_T représente la largeur sur laquelle une voie est distribuée. Dans le cas des platelages en aluminium, tout comme pour les grillages en acier ou madriers en bois, aucun avantage n'est donné à la largeur des voies. Les valeurs indiquées dans ce tableau ont été établies du côté sécuritaire et ne tiennent aucunement compte de la rigidité du platelage ni de son interaction avec les poutres en acier. Ces valeurs sont nettement moindres que celles d'une dalle en béton armée sur poutres présentées à titre comparatif au tableau 2.5 pour les dalles de béton. Même sans considérer la largeur des voies, il apparaît clairement que les efforts de conception des poutres d'acier sont nettement supérieurs dans le cas des platelages en aluminium. L'écart entre les deux types de tablier pourrait nettement être amélioré en prenant en considération les propriétés réelles du platelage d'aluminium. Dans ces tableaux les valeurs minimales de D_T entre les poutres intérieures et les poutres de rive ont été considérées car il est recommandé dans la norme CSA-S6-14 de concevoir des ponts avec des poutres identiques.

Tableau 2.4 : Valeurs de D_T (m) pour les platelages en aluminium

Condition	n	Moment Poutres intérieures et extérieures	Effort tranchant Poutres intérieures	Effort tranchant Poutres extérieures
ÉLU et ÉLS1	1	2.40	2.40	Répartition isostatique
	≥ 2	2.55	2.55	Répartition isostatique
ÉLS-2 et ÉLF	Tous	2.40	2.40	Répartition isostatique

Tableau 2.5 : Valeurs minimales de D_T (m) pour les dalles en béton d'un pont de 10 m de portée pour la condition $\gamma_c = 1.0$ et $\mu = \gamma_e = 0$

Condition	n	Moment Poutres intérieures et extérieures	Effort tranchant Poutres intérieures et extérieures
ÉLU et ÉLS1	1	3.33	3.50
	≥ 2	3.23	3.40
ÉLS-2 et ÉLF	1	3.30	3.50
	≥ 2	3.60	3.60

2.5.3 Facteurs d'essieu obtenus calculés à partir des logiciels d'éléments finis

La méthode des éléments finis est une méthode d'analyse répandue dans le domaine du génie. Plusieurs logiciels (ABAQUS, 2017; ANSYS, 2018), d'abord développés pour le génie mécanique, ont été ensuite adaptés pour le génie civil (Phan, 2018). D'autres logiciels, tels que SAP2000 (CSI, 2018) ou SAFI (2018), ont été développés en premier lieu pour le génie civil. Ces logiciels permettent plus précisément de modéliser des géométries complexes de ponts sans avoir à poser autant d'hypothèses que la méthode du grillage. Ils disposent notamment de plusieurs types d'éléments utiles pour la modélisation de ponts. Un pont de type dalle sur poutre peut ainsi être modélisé à l'aide d'éléments plaques ou coques en 2D et en éléments de solide 3D pour la dalle. Dans le cas des platelages en aluminium, les propriétés orthotropes du

platelage requièrent de représenter en détail la géométrie fine des extrusions afin de modéliser correctement leur comportement, ce qui alourdi considérablement les calculs.

La méthode des éléments finis est toutefois celle permettant d'obtenir la plus grande précision dans la distribution des contraintes car elle reflète le mieux le comportement réel des structures et nécessite le moins de simplifications. Elle permet également d'obtenir les efforts à tous points dans le tablier directement.

La figure 2.18 illustre un modèle l'élément finis du pont de référence étudié dans le cadre de ce projet de recherche (voir chapitre 3) réalisé avec le logiciel ABAQUS (2017). Ce type de modèle sera abondamment utilisé dans la suite de ce projet, notamment dans le cadre de la prochaine étape.

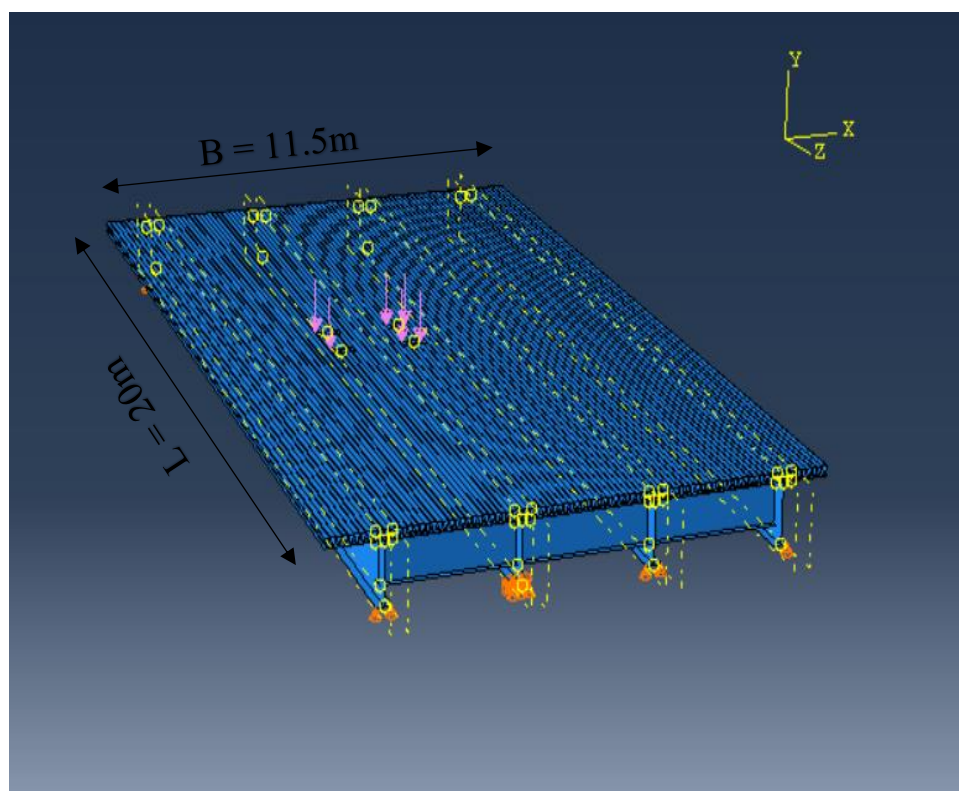


Figure 2.18 : Exemple d'un modèle d'éléments finis sur ABAQUS

Néanmoins, un des grands problèmes associés à cette méthode est l'application des charges vives mobiles. En effet, la localisation de l'emplacement du CL-625 qui produit les efforts maximaux n'est pas connue préalablement. Il est nécessaire de considérer plusieurs cas de charges qui représentent toutes des positions possibles du camion afin de déterminer les efforts critiques. La méthode des éléments finis requiert également plus de post-traitement que les autres méthodes. En effet, à partir des distributions de contraintes, il est nécessaire de retrouver les valeurs critiques requis pour la conception. Bien que la méthode des éléments finis puisse être considérée comme celle reproduisant avec plus d'exactitude le comportement des ouvrages, son utilisation pour l'analyse courante des ponts est encore limitée.

Pour ces raisons, l'utilisation d'un tel outil ne permet pas la réalisation d'une étude paramétrique exhaustive pour déterminer les facteurs d'essieu vu les temps d'analyse requis. Ainsi, dans le cadre de ce projet de recherche, des modèles par élément finis seront utilisés pour déterminer les propriétés des platelages et valider les résultats obtenus à l'aide des analyses de grillage de tabliers types. Les modèles 3D par éléments finis seront considérés comme étant *exacts* et, de ce fait, comme représentant le comportement réel du pont.

2.5.4 Facteurs d'essieu obtenus calculés à partir d'un modèle de grillage

Bien que la méthode des éléments finis représente plus justement les systèmes structuraux, l'utilisation de grillages pour les charges mobiles est beaucoup plus attrayante, étant plus près des besoins des ingénieurs et plus efficace lorsqu'un grand nombre d'analyses est requis comme dans le cadre de ce projet de recherche. Les avantages indéniables associés à la modélisation par la méthode du grillage nécessitent cependant de porter une grande attention au calcul des propriétés des poutres formant le modèle. Les grillages utilisés dans cadre de cette recherche seront constitués de poutres disposées selon les axes longitudinal et transversal pour représenter les propriétés des tabliers. La figure 2.19 présente un modèle typique de grillage plan. Les éléments formant le grillage et les propriétés associées y sont indiquées.

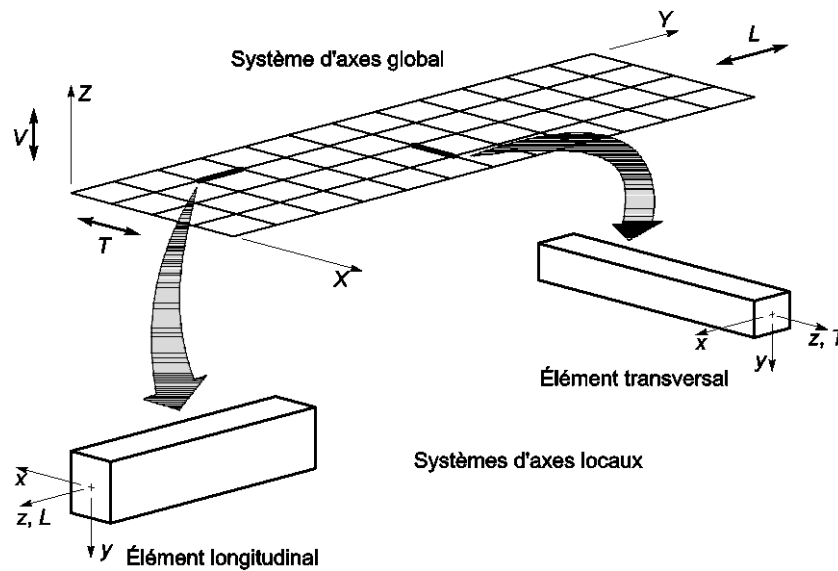


Figure 2.19 : Définition des axes et notation pour un grillage typique (Massicotte, 2018)

Avec la méthode du grillage, les facteurs d'essieux peuvent être calculés en traçant par exemple les lignes d'influence du moment fléchissant et de l'effort tranchant pour un système porteur donné en déplaçant les camions sur les éléments longitudinaux du modèle et en calculant la sollicitation totale dans le système porteur en considérant les cas les plus critiques de chargement donnés dans la norme canadienne. Le logiciel SAP2000 (CSI, 2018) est un bon logiciel pour faire un modèle de grillage adéquat. La figure 2.20 illustre un exemple de modèle de grillage fait sur SAP2000. Des outils de calcul automatisés en lots ont été mis au point dans des projets précédents (Phan A, 2018) et seront adaptés aux objectifs de ce projet.

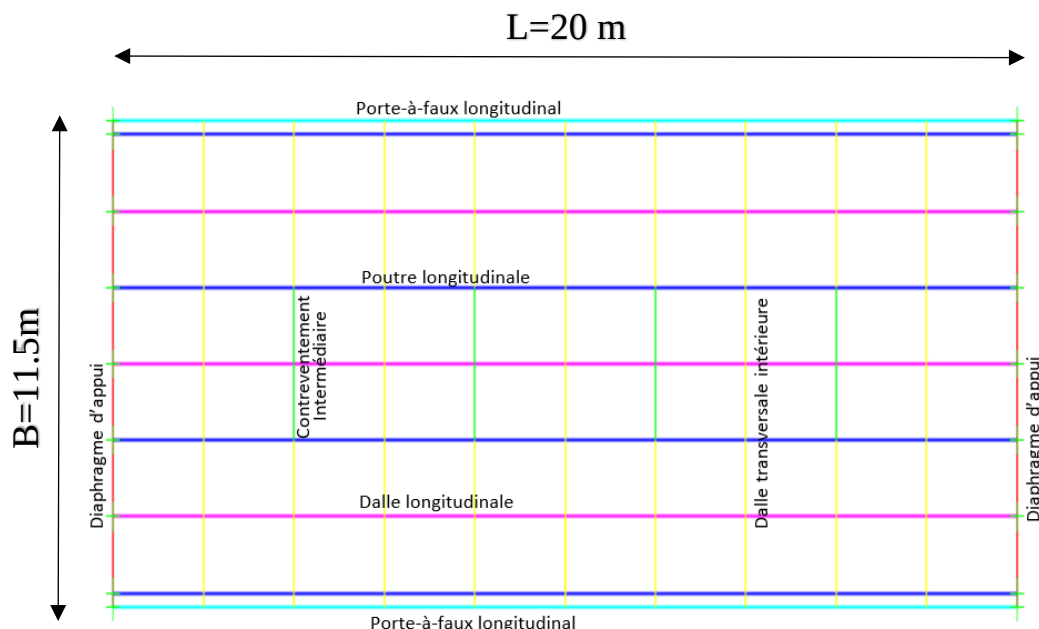


Figure 2.20 : Exemple général d'un modèle de grillage sur SAP2000 (CSI, 2018)

Les propriétés des grillages doivent être calculées selon l'axe longitudinal (L) et l'axe transversal (T). La figure 2.21 montre les efforts agissant sur les éléments de grillage alors que le tableau 2.6 associe les propriétés à ces efforts. Le tableau 2.6 indique les différents types d'éléments formant les grillages. Les propriétés sont divisées en deux groupes : celles associées au comportement hors plan et celles associées au comportement dans le plan. Le comportement hors plan est généralement associé aux charges de gravité comme le poids propre et les charges routières. Le comportement dans le plan est associé aux effets des séismes ou encore la précontrainte externe.

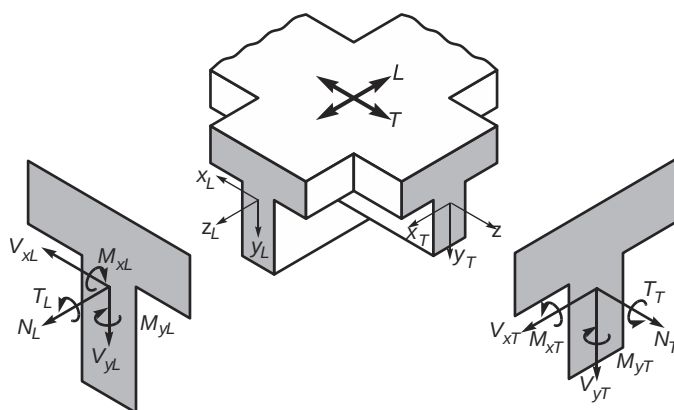


Figure 2.21 : Efforts agissant sur les éléments de grillage quelconque (Massicotte, 2018)

Tableau 2.6 : Association des efforts et propriétés des grillages

Description	Éléments longitudinaux		Éléments transversaux	
	Effort	Propriété	Effort	Propriété
Comportement hors plan				
Inertie autour de l'axe horizontal	M_{xL}	I_{xL}	M_{xT}	I_{xT}
Inertie torsionnelle	T_L	J_L	T_T	J_T
Aire en cisaillement vertical	V_{yL}	A_{yL}	V_{yT}	A_{yT}
Comportement dans le plan				
Aire	N_L	A_L	N_T	A_T
Inertie autour de l'axe vertical	M_{yL}	I_{yL}	M_{yT}	I_{yT}
Aire en cisaillement horizontal	V_{xL}	A_{xL}	V_{xT}	A_{xT}

2.6 Paramètres de rigidité des tabliers

2.6.1 Équations pour les facteurs d'essieu

La méthode simplifiée de la norme CSA-S6-14 présentée à la section précédente montre que les facteurs d'essieu sont définis uniquement à partir des dimensions globales des tabliers sans prendre en considération les propriétés des éléments. La tendance possible d'évolution de ces équations pour des versions futures de la méthode simplifiée de la norme CSA-S6 vise à prendre en considération les propriétés des tabliers. L'approche des dalles orthotropes adoptées dans les deux premières éditions de la norme des ponts de l'Ontario (OHBDC 1978 et 1983) sont introduits ici.

2.6.2 Rigidité flexionnelle d'une section

L'inertie flexionnelle joue un rôle primordial dans la distribution transversale des efforts dans les poutres. La rigidité flexionnelle peut être calculée pour deux cas différents. Le premier cas est celui où les déformations en cisaillement sont négligées et la théorie de calcul de l'inertie flexionnelle la plus convenable dans ce cas est la théorie des poutres de Bernoulli stipulant que les sections droites planes avant déformation restent droites et planes après déformation. Le deuxième cas est celui où les déformations en cisaillement sont importantes et l'hypothèse que les sections droites avant déformation restent droites après déformation n'est plus valable. On parle alors de la théorie des poutres de Timoshenko. Il est important alors de considérer les 2 cas pour le calcul de l'inertie flexionnelle dans les modèles d'éléments finis. La méthodologie

ici consiste à calculer l'inertie flexionnelle en considérant un cas où l'effort tranchant est nul et donc les déformations en cisaillement le sont aussi. L'aire en cisaillement est ensuite calculée en considérant un cas où les déformations en cisaillement ne peuvent pas être négligées à partir de l'inertie flexionnelle calculée dans le cas précédent.

2.6.2.1 Théorie des poutres de Bernoulli

Le cas le plus intuitif représentatif d'une poutre non sollicitée par un effort tranchant est celui d'une poutre encastree à une extrémité et soumise à un couple de moment à l'autre extrémité. Le moment fléchissant est alors lié dans ce cas à la flèche résultante par la formule suivante :

$$\delta = \frac{M a^2}{2EI} \quad (2.4)$$

où :

δ : Flèche calculée à l'extrémité libre;

M : Moment appliqué ;

a : Portée du modèle dans le sens des efforts appliqués ;

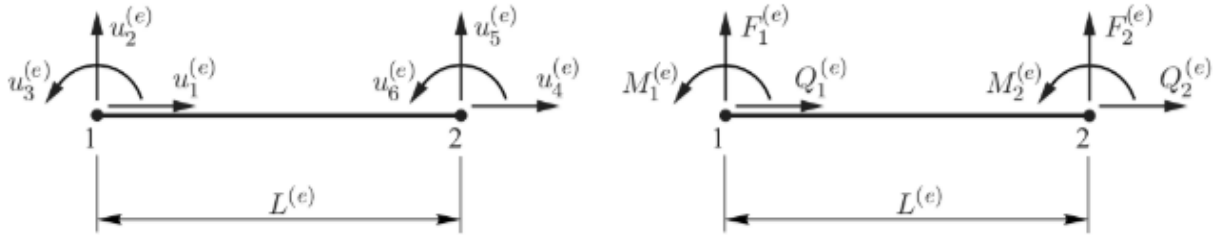
E : module élastique du matériau;

I : inertie flexionnelle de la section.

Connaissant la flèche et le moment appliqué, on peut tirer l'inertie flexionnelle à partir de la formule ci-dessus.

Cette formule est aussi confirmée par la méthode d'éléments finis à partir de l'énergie de déformation d'un élément poutre de Bernoulli soumis à une flexion et on obtient alors la matrice de rigidité suivante (Bouaanani, 2012) :

$$\begin{pmatrix} \frac{EA^{(e)}}{L^{(e)}} & 0 & 0 & -\frac{EA^{(e)}}{L^{(e)}} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI^{(e)}}{L^{(e)^3}} & \frac{6EI^{(e)}}{L^{(e)^2}} & 0 & -\frac{12EI^{(e)}}{L^{(e)^3}} & \frac{6EI^{(e)}}{L^{(e)^2}} \\ 0 & \frac{6EI^{(e)}}{L^{(e)^2}} & \frac{4EI^{(e)}}{L^{(e)}} & 0 & -\frac{6EI^{(e)}}{L^{(e)^2}} & \frac{2EI^{(e)}}{L^{(e)}} \\ -\frac{EA^{(e)}}{L^{(e)}} & 0 & 0 & \frac{EA^{(e)}}{L^{(e)}} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI^{(e)}}{L^{(e)^3}} & -\frac{6EI^{(e)}}{L^{(e)^2}} & 0 & \frac{12EI^{(e)}}{L^{(e)^3}} & -\frac{6EI^{(e)}}{L^{(e)^2}} \\ 0 & \frac{6EI^{(e)}}{L^{(e)^2}} & \frac{2EI^{(e)}}{L^{(e)}} & 0 & -\frac{6EI^{(e)}}{L^{(e)^2}} & \frac{4EI^{(e)}}{L^{(e)}} \end{pmatrix}$$



Avec $\{P\} = K^{(e)} \times \{\Delta\}$ (2.5)

où :

$\{P\}$: vecteur des efforts calculés aux nœuds de l'élément;

$K^{(e)}$: matrice de rigidité élémentaire;

$\{\Delta\}$: vecteur des déplacements calculés aux nœuds de l'élément;

En considérant la dernière équation de ce système et puisque les déplacements (flèche et rotation) sont nuls à l'extrémité de l'élément encastrée on peut écrire que $M_2 = -\frac{6EI}{L^2}u_5 + \frac{4EI}{L}u_6$

et puisque pour une poutre de Bernoulli la rotation est la dérivée de la flèche et que $\frac{d^2v}{dx^2} = \frac{M}{EI}$

et aussi dans ce cas le moment fléchissant est constant sur toute la poutre, on peut écrire à l'extrémité libre de la poutre qui représente un nœud de l'élément la condition aux frontières suivante :

$$u_6 = \frac{2}{L} u_5 \text{ d'où } M_2 = \frac{2EI}{L^2} u_5. \text{ En posant alors } M_2 = M \text{ et } L = a \text{ et } u_5 = \delta, \text{ on obtient la formule}$$

suivante :

$$\delta = \frac{M a^2}{2EI}. \quad (2.6)$$

2.6.2.2 Théorie des poutres de Timoshenko

Pour tenir en compte de la rigidité en cisaillement d'une poutre et pour mieux comprendre son effet, considérons l'analogie avec les ressorts illustrée à la figure 2.22 :

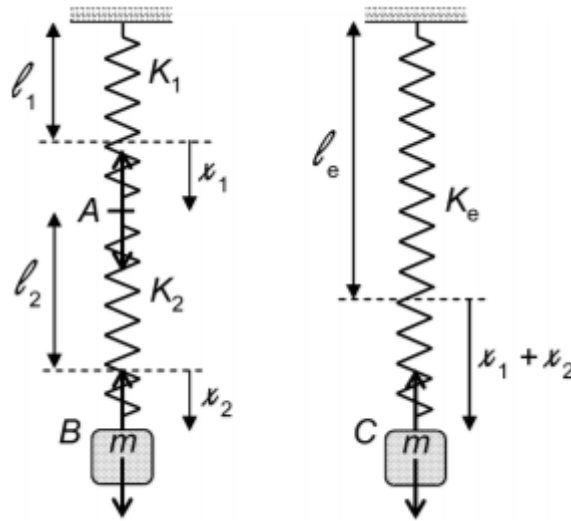


Figure 2.22 : Analogie des ressorts

L'équilibre des forces en A, B et C, respectivement, permet d'écrire :

$$k_1 x_1 = k_2 x_2; \quad mg = k_2 x_2, \text{ donc } mg = k_e (x_1 + x_2) \quad (2.7)$$

$$\text{On peut conclure donc que : } x_1 = \frac{k_2}{k_1} x_2 \text{ et } k_2 x_2 = k_e (x_1 + x_2) \quad (2.8)$$

$$k_2 x_2 = k_e \left(\frac{k_2}{k_1} x_2 + x_2 \right)$$

et finalement :

$$k_e = \frac{k_1 k_2}{k_1 + k_2} \quad \text{ou} \quad \frac{1}{k_e} = \frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2} \quad (2.9)$$

Cette analogie peut s'appliquer dans le cas d'un élément poutre de Timoshenko soumis à une flexion sous l'effet d'une charge concentrée P appliquée sur une extrémité libre avec un encastrement sur l'autre extrémité :

$$P = K_{tot} \delta \quad (2.10)$$

$$\text{où} \quad \frac{1}{K_{tot}} = \frac{1}{K_{flexion}} + \frac{1}{K_{cisaillement}} \quad (2.11)$$

$$\text{avec} \quad K_{flexion} = \frac{3EI}{a^3} \quad (2.12)$$

$$\text{et} \quad K_{cisaillement} = \frac{GA_v}{a} \quad (2.13)$$

où :

P : Force concentrée appliquée ou son équivalent;

K_{tot} : Rigidité flexionnelle totale du tablier;

δ : Flèche obtenue sous l'effet de la charge concentrée ou son équivalent;

E : Module d'Young du matériau;

I : Inertie flexionnelle de la section;

a : Portée du modèle dans le sens des efforts appliqués;

G : Module de cisaillement du matériau;

A_v : Aire en cisaillement de la section.

Connaissant l'inertie flexionnelle calculée par la théorie des poutres de Bernoulli, l'aire en cisaillement peut être aisément déduite dans ce cas.

2.6.3 Rigidité torsionnelle d'une section

La rigidité torsionnelle du tablier constitue l'un des paramètres les plus importants dans la détermination du facteur d'essieu. C'est pour cette raison que le calcul de ce paramètre est d'une grande importance et nécessite une vaste connaissance des étapes de calcul de cette rigidité. La torsion est la somme de la torsion de Saint-Venant et de la torsion de gauchissement. La torsion de Saint-Venant est la torsion libre d'une section plane soumise à un couple de torsion. La torsion de gauchissement est issue des contraintes dues aux déformations longitudinales des sections dont le mouvement n'était pas libre de se produire. Ces déformations proviennent des déformations de cisaillement qui se produisent dans une section sous l'effet d'un couple de torsion. Ceci étant, il faut accorder une grande importance quant à la modélisation par éléments finis en prenant soin des conditions d'appuis pour éviter d'avoir des contraintes additionnelles de gauchissement dans le modèle. Ces contraintes de gauchissement doivent être évitées pour avoir la bonne rigidité en torsion donnée par la formule de Saint-Venant suivante pour une section qui ne subit aucune distorsion :

$$T = G \times J \times \theta \quad (2.14)$$

où :

T : Moment de torsion appliqué à la section;

G : Module de cisaillement du matériau;

J : Inertie torsionnelle de la section;

θ : rotation de la section par unité de longueur.

Cette équation est aussi confirmée par la méthode d'éléments finis à partir de l'énergie de déformation d'un élément soumis à une torsion et on obtient alors la matrice de rigidité suivante :

$$K^\theta = \frac{GJ}{L} \begin{pmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{pmatrix} \quad (2.15)$$

$$\text{Avec } \{T\} = K^\theta \times \{W\} \quad (2.16)$$

où :

$\{T\}$: vecteur des moments de torsion calculés aux nœuds de l'élément;

K^θ : matrice de rigidité torsionnelle;

$\{W\}$: vecteur des rotations calculées aux nœuds de l'élément;

La rigidité en torsion peut être déterminée à l'aide du modèle d'éléments finis en calculant la rotation produite sous l'effet de la torsion. Cette valeur doit être comparée à la valeur théorique de la rigidité torsionnelle d'une section qui est dans notre cas un tube multi-cellulaire qui représente la section d'une extrusion. La constante de torsion pour un tube multi-cellulaire est donnée par la formule suivante (Massicotte, 1999) :

$$T = 2 \times \sum_0^n q_j \times A_{0j} \quad (2.17)$$

avec q_j le flux de cisaillement dans la cellule j égal à $\tau \times t$ pour une paroi mince avec τ la contrainte de cisaillement moyenne dans la paroi et t l'épaisseur de la paroi; A_{0j} est l'aire contenue par la ligne moyenne de la paroi. Puisque les parois des cellules adjacentes d'une extrusion sont identiques, il en résulte que le flux de cisaillement dans ces parois est nul et le flux de cisaillement considéré dans le calcul de la constante de torsion est celui dans les parois extérieures de la section. Dans ce cas, on peut écrire que la rotation dans la section est égale à

$$\theta = \frac{q}{2GA_0} \times \int \frac{ds}{t} \quad (2.18)$$

et puisque $T = 2 \times q \times A_0$ et $T = G \times J \times \theta$ on obtient :

$$J = \frac{4A_0^2}{\int \frac{ds}{t}} \quad (2.19)$$

Si cette valeur théorique est proche de celle calculée par le modèle d'éléments finis, on peut dire que le modèle caractérise la section réelle du platelage.

2.6.4 Choix des contreventements

2.6.4.1 Généralités

Les contreventements sont des systèmes très répandus et conçus pour la résistance aux charges latérales surtout dans le domaine des bâtiments. Dans le domaine des ponts, autre que leur fonction de reprendre les efforts transversales induits par la flexion transversale du tablier ou par la torsion ou toute autre charge transversale, les contreventements jouent un rôle important dans la distribution transversale des charges vives dans les poutres. Pour pouvoir calculer la rigidité flexionnelle des contreventements, il est nécessaire de comprendre le mécanisme par lequel les charges sont transférées aux contreventements. On distingue deux cas ici : le premier cas où la dalle du tablier est participante dans l'action mixte et le deuxième cas où la dalle n'est pas participante.

2.6.4.2 Dalle participante

Dans le cas d'une dalle participante, il est possible de calculer l'inertie flexionnelle des contreventements en utilisant la formule suivante (Massicotte, 2018) :

$$I_c = \sum A_h e_c^2 \quad (2.20)$$

où :

A_h : Aire de chacune des membrures horizontales formant un contreventement intermédiaire;

e_c : Distance des membrures du contreventement mesurée par rapport à un axe de référence.

Dans le cas d'une dalle en béton l'excentricité est calculée par rapport au centre de la dalle. Dans le cas d'un platelage en aluminium, la tendance est de considérer l'excentricité par rapport à l'axe neutre en considérant un modèle d'élément finis où les contraintes au niveau de la fibre supérieure du platelage et au niveau de la membrure inférieure du contreventement sont calculées et la position de l'axe neutre est ainsi déduite. Dans ce modèle par exemple, le tablier sera encastré d'un côté alors qu'une charge verticale sera appliquée de façon distribuée sur toute la longueur du pont de l'autre côté.

2.6.4.3 Dalle non participante

Pour le cas d'une dalle non participante, il est utile de considérer deux cas. Le premier cas est celui où le contreventement est fléchi en courbure simple et le deuxième est celui où il est fléchi en courbure double. Le cas de la flexion en courbure simple implique que les déformations dues au cisaillement sont négligées puisque l'effort tranchant est nul comme illustré à la figure 2.23 (Massicotte, 2018) :



Figure 2.23 : Flexion d'un contreventement en courbure simple

Le cas de la flexion en courbure double inclut les déformations en cisaillement induites dans le contreventement. En effet, si le contreventement est fléchi en courbure double, les déformations axiales des membrures horizontales et des diagonales sont celles qui créent la composante de la flèche horizontale qui est la composante de cisaillement (Tremblay, 2017). La rigidité flexionnelle du contreventement se trouve alors réduite puisque les déformations de cisaillement ne sont plus négligées. La flexion en courbure double est illustrée à la figure 2.24 (Massicotte, 2018) :



Figure 2.24 : Flexion d'un contreventement en courbure double

Des formules ont été établies pour différents types de contreventements pour le calcul de la rigidité flexionnelle en courbure double. Ces formules sont illustrées à la figure 2.25 (Massicotte, 2018) :

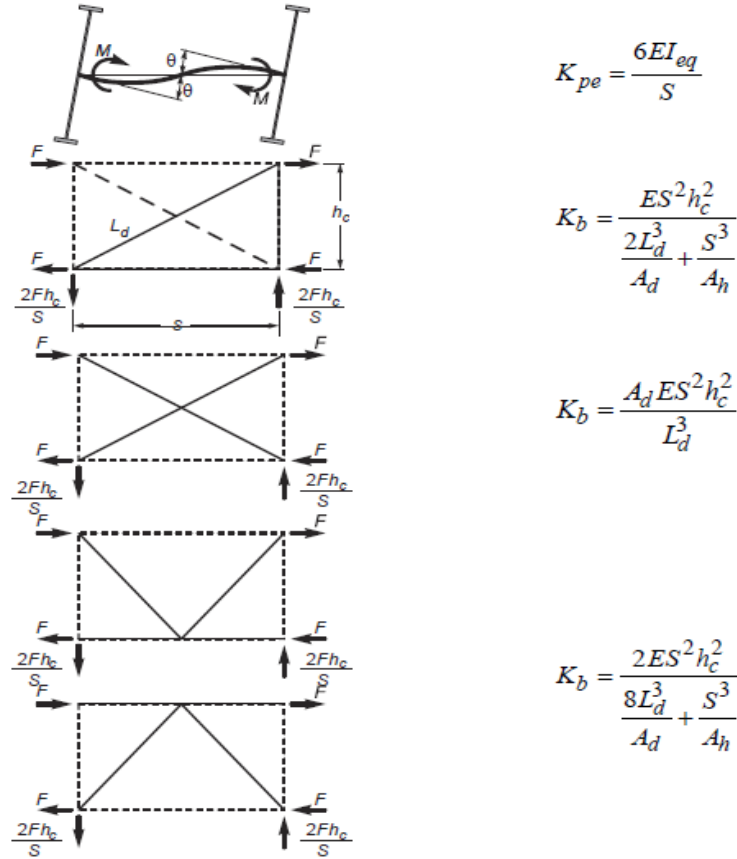


Figure 2.25 : Calcul de la rigidité flexionnelle des contreventements

En posant $K_{pe} = K_b$, l'inertie flexionnelle du contreventement peut être déduite.

2.6.5 Paramètres caractéristiques d'une dalle orthotrope

Les codes des ponts de l'Ontario (OHBDC 1978 et 1983) utilisaient trois paramètres pour caractériser le comportement des ponts. Ces paramètres adimensionnels sont issus de la théorie des plaques orthotropes, une analogie utilisée pour caractériser les tabliers de ponts qui a été introduite d'abord par l'ingénieur Belge Charles Massonnet (1959) puis repris par Cusen et Pama (1975) et par la suite par Bakht et Jaeger (1985). Deux paramètres s'appliquent aux ponts de type dalle sur poutres :

$$\alpha = \frac{D_{LT} + D_{TL} + D_1 + D_2}{\sqrt{D_L D_T}} \quad (2.21)$$

$$\theta = \frac{B}{L_e} \left(\frac{D_L}{D_T} \right)^{0.25} \quad (2.22)$$

où B est la largeur du tablier et L_e la portée d'un tablier simplement supporté. Le paramètre α établit le rapport entre la rigidité torsionnelle et la rigidité flexionnelle des tabliers alors que le paramètre θ quantifie le rapport des rigidités flexionnelles longitudinales sur transversales.

Les équations présentées ici sont exprimées en fonction de la notation retenue dans le présent document, à savoir que l'indice L représente la direction longitudinale du pont alors que l'indice T représente la direction transversale. De plus, il importe de noter que les valeurs de α et θ exprimées ici diffèrent par un facteur 2 de celles des équations d'origine afin de simplifier leur manipulation sans toutefois affecter les conclusions qui seront tirées. Les termes apparaissant dans ces équations sont :

D_L : Rigidité flexionnelle longitudinale par unité de largeur du pont (correspondant à EI d'une poutre longitudinale divisée par sa largeur tributaire);

D_T : Rigidité flexionnelle transversale par unité de longueur du pont (correspondant à EI d'une poutre transversale divisée par sa largeur tributaire);

D_{LT} : Rigidité torsionnelle longitudinale par unité de largeur du pont (correspondant à GJ d'une poutre longitudinale divisée par sa largeur tributaire);

D_{TL} : Rigidité torsionnelle transversale par unité de longueur du pont (correspondant à GJ d'une poutre transversale divisée par sa largeur tributaire);

D_1 : Rigidité de couplage longitudinale par unité de largeur du pont (correspondant à la contribution de la rigidité flexionnelle transversale du tablier à la rigidité torsionnelle longitudinale par l'entremise du coefficient de Poisson);

D_2 : Rigidité de couplage transversale par unité de longueur du pont (correspondant à la contribution de la rigidité flexionnelle longitudinale du tablier à la rigidité torsionnelle transversale par l'entremise du coefficient de Poisson).

2.7 Vibration des ponts

2.7.1 Généralités

Les ponts avec un platelage en aluminium pourraient être sujets aux vibrations induites par les charges routières vu leur légèreté. Cet aspect sera étudié dans le projet. Présentement, la norme CSA-S6-14 recommande de traiter la vibration des ponts en appliquant les mêmes facteurs que pour la fatigue (ÉLS2). L'application de cette exigence sera examinée dans ce projet. Deux aspects sont abordés ici : l'amplification dynamique associée au premier mode de vibration et les critères de limite de flèche.

2.7.2 Facteurs d'amplification dynamique

La vibration des ponts est un paramètre important dans la conception des ponts puisque le confort des usagers est l'un des objectifs à atteindre lors de la conception d'un pont. Les études faites par le code des ponts de l'Ontario (OHBDC) dans les années 1980 ont permis de mettre en relief l'interaction entre les charges mobiles et la structure du pont à partir d'essais dynamiques réalisés sur différents ponts typiques de différentes portées. Ces essais consistent à considérer des charges mobiles sinusoïdales circulant sur le pont et de voir quelle est la réponse de la structure lorsque la fréquence de ces charges correspond à celle du pont. Les essais ont abouti alors à une courbe représentant le facteur d'amplification dynamique connu sous le nom CMD (coefficient de majoration dynamique) en fonction de la première fréquence de vibration du pont. Le facteur d'amplification dynamique est une mesure quantitative des effets dynamiques des charges mobiles s'ajoutant aux effets statiques. La figure 2.26 illustre alors la courbe obtenue (Billing, 1984). La norme CAN/CSA-S6-88 avait adopté cette approche alors que la norme CAN/CSA S6-00 (CSA, 2000) et les éditions subséquentes ont adopté une valeur qui varie selon le nombre d'essieux agissant sur le pont, variant de 0.4 pour un seul essieu à 0.25 pour quatre essieux ou plus, sans tenir compte du comportement du pont.

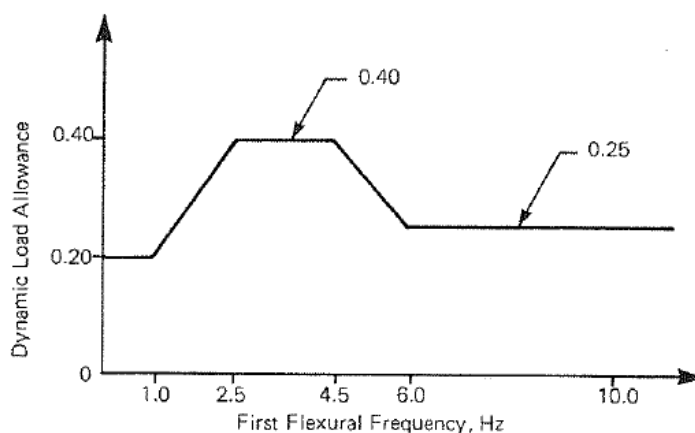


Figure 2.26 : Facteur d'amplification dynamique en fonction de la première fréquence de vibration (Billing, 1984)

2.7.3 Limitation de la flèche

Pour limiter la vibration, la norme CSA-S6-14 a adopté le critère de flèche comme un critère de jugement. En effet, les résultats des essais ont été tirés en cherchant à assurer, d'une manière la plus optimale, le confort des piétons utilisant un pont en limitant sa vibration. Les résultats sont donnés sous forme de courbes sur échelles logarithmiques présentant la flèche statique limite en fonction de la première fréquence de vibration du pont et ceci en considérant trois cas illustrés sur la figure 2.27 :

- pont avec trottoirs où la charge vive des piétons est importante;
- pont avec trottoirs où la charge vive des piétons est peu significative;
- pont sans trottoirs.

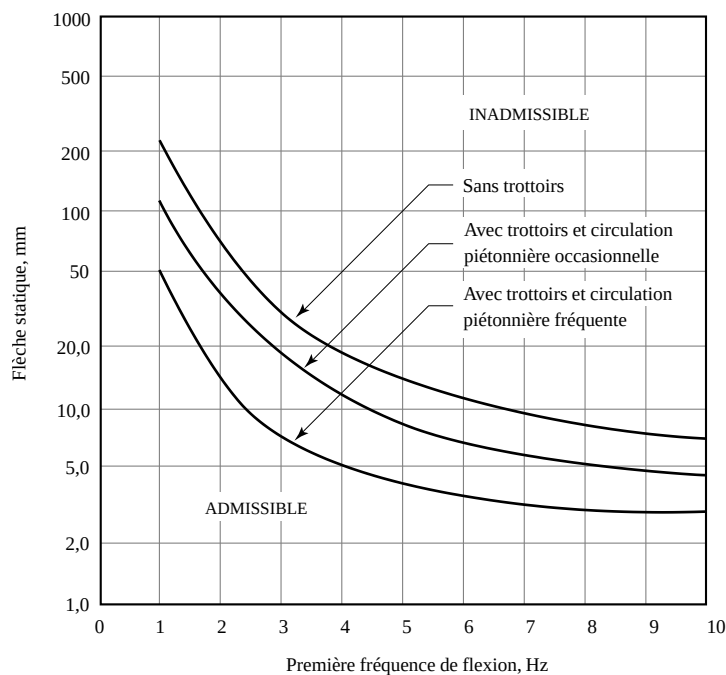


Figure 2.27 : Flèche limite en fonction de la première fréquence de vibration (CSA, S6-14)

La limite de flèche peut être déterminée de manière simple en fonction de la portée de l'ouvrage, sans calculer la première fréquence de vibrations. Ainsi le ministère des Transports du Québec suggère l'utilisation des valeurs de flèche maximale de $L/1000$ pour les ponts avec trottoir et $L/800$ pour les ponts sans trottoir. Il est spécifié que les limites de flèche maximales déterminées avec l'approche basée sur la première fréquence naturelle ne doivent pas être inférieures aux valeurs indiquées ici.

CHAPITRE 3 VALIDATION DE L'APPROCHE MÉTHODOLOGIQUE

3.1 Introduction

3.1.1 Contexte

L'objectif principal de ce projet est le calcul des facteurs d'essieux qui indiquent la répartition transversale des charges dans le système porteur qui est constitué, dans notre cas, de poutres en acier avec un platelage en aluminium avec action mixte ou non. L'objectif de ce chapitre consiste à développer une méthodologie permettant l'analyse raffinée automatisée de platelages en aluminium comportant des extrusions longitudinales ou transversales, avec ou sans action mixte entre le platelage et les poutres, et à valider cette méthodologie.

Le tablier de référence identifié par le Ministère a été analysé à l'aide d'un modèle d'éléments finis raffiné afin d'étudier les quatre conditions suivantes :

- extrusions longitudinales et action mixte avec les poutres du tablier;
- extrusions longitudinales, sans action mixte avec les poutres;
- extrusions transversales et action mixte avec les poutres du tablier;
- extrusions transversales, sans action mixte avec les poutres.

Les conclusions de ces analyses indiquent qu'il y a peu de différences entre les conditions mixtes et non mixtes en ce qui a rapport avec la répartition des efforts entre les poutres d'acier. Il est ainsi recommandé de poursuivre l'étude pour la condition non mixte seulement.

Le modèle de grillage développé a été comparé au modèle éléments finis, les deux modèles donnant des résultats similaires. Le chapitre présente aussi l'approche méthodologique dans laquelle un grand nombre de ponts seront traités en lots de manière automatisée.

3.2 Propriétés des éléments structuraux du tablier

3.2.1 Extrusions de référence

Deux géométries d'extrusions ont été considérées. L'extrusion de référence considérée, montrée sur la figure 3.1, est celle initialement développée à l'Université Laval dans le projet de

recherche *Nouveau concept modulaire de tablier de pont tout aluminium à portée simple et assemblable en chantier* (R787.1). Les propriétés de cette extrusion sont données au tableau 3.1. Elle sera identifiée comme l'extrusion de 200 mm. En cours de révision du deuxième rapport d'avancement présenté au MTQ dans le cadre de ce projet, il a été convenu qu'une extrusion plus petite de 135 mm de profondeur, développée à l'université Laval également, serait finalement retenue pour la suite du projet (*Développement d'une solution de platelage en aluminium pour pont routier à poutres d'acier avec action composite* (R786.1). Les dimensions de cette extrusion sont données sur la figure 3.2 alors que les propriétés sont données au tableau 3.1. Les analyses portant sur cette extrusion de 135 mm sont présentées aux chapitres 3 et 5. Les conclusions des analyses réalisées avec l'extrusion de 200 mm demeurent valides et ne nécessitent pas d'être reprises avec la plus petite extrusion.

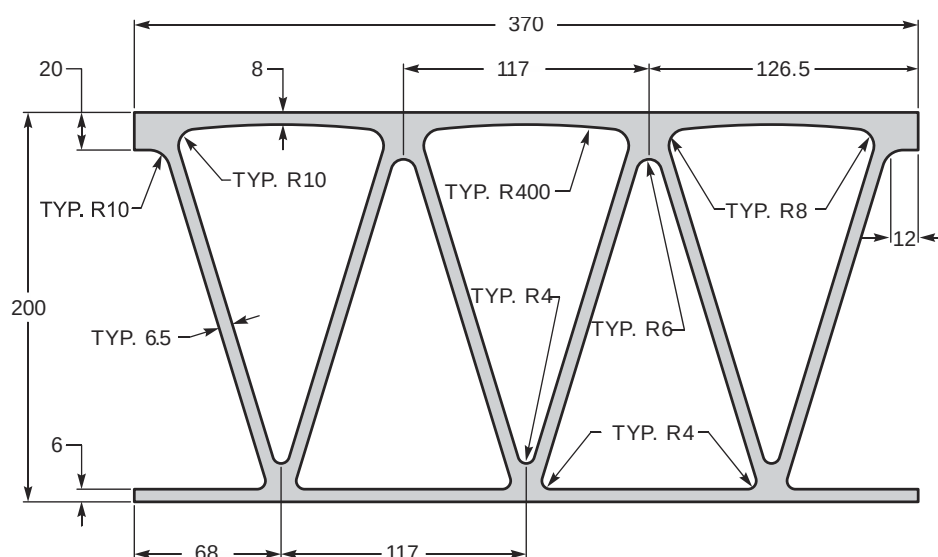
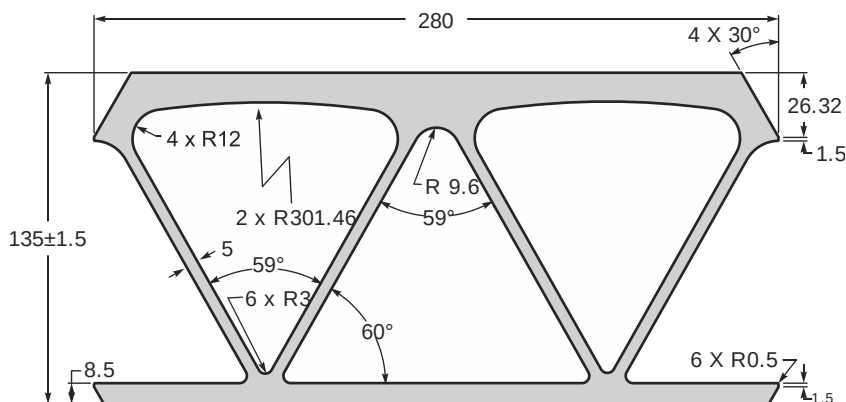


Figure 3.1 : Géométrie de l'extrusion de 200 mm (Burgelin, 2017)



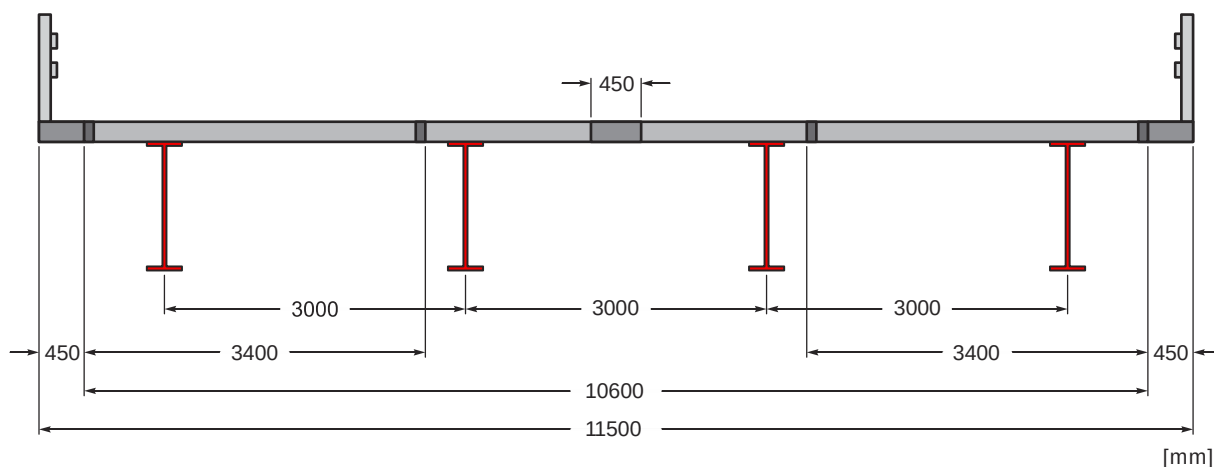


Figure 3.3 : Section transversale du pont de référence

Tableau 3.2 : Propriétés des poutres en acier

Propriété	Valeur
Dimensions des semelles (mm)	350×40
Dimensions de l'âme (mm)	1200×10
Aire (mm ²)	40 000
Inertie – axe fort (mm ⁴)	12 210×10 ⁶
Inertie – axe faible (mm ⁴)	286×10 ⁶
Constante de St-Venant (mm ⁴)	15.33×10 ⁶
Constante de gauchissement (mm ⁶)	109.9×10 ¹²

3.2.2.2 Propriétés des poutres et éléments secondaires

Les diaphragmes à modéliser sont des poutres en I et les contreventements sont en V. Les caractéristiques géométriques des éléments secondaires sont les suivantes :

- Diaphragmes d'appuis :
 - Semelle supérieure : 300x25 mm
 - Âme : 900x10 mm
 - Semelle inférieure : 300x25 mm

- Contreventements : en V formés de cornières 100×100×10 mm, 100 mm moins profonds que les poutres.

3.2.3 Rappel des propriétés de l'aluminium et autres matériaux

Le matériau acier dont les propriétés sont données au tableau 3.3 a été associé aux poutres et éléments secondaires.

Tableau 3.3 : Propriétés des matériaux

	Aluminium	Acier	Béton¹
Masse volumique (kg/m ³)	2 700	7 850	2 350
Module élastique E (MPa)	70 000	200 000	25 000
Module de cisaillement G (MPa)	26 000	77 000	10 400
Coefficient de dilatation thermique ($\times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$)	24	12	10

1 : Valeurs typiques utilisées pour déterminer les facteurs de distribution du code CSA-S6

3.3 Modélisation du platelage par éléments finis

3.3.1 Généralités

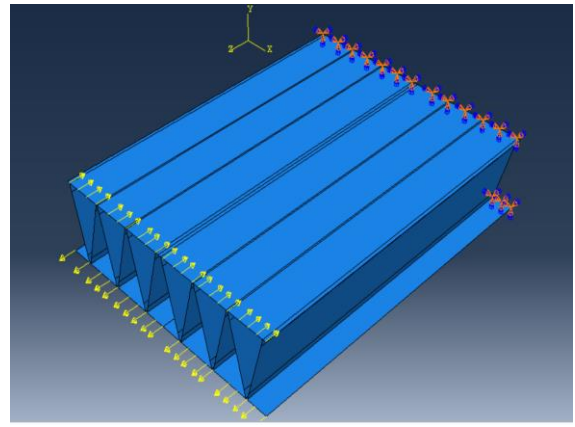
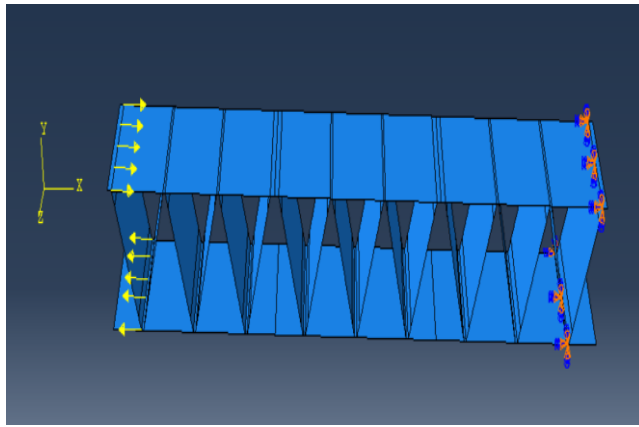
Avant de faire la modélisation du pont type complet, il est nécessaire de modéliser le platelage en aluminium seul. Le modèle sur Abaqus permet de déterminer les différentes caractéristiques structurales du platelage fait avec les extrusions présentées au présent chapitre.

Pour la modélisation géométrique de l'extrusion, les dimensions des différentes parties ont été choisies en fonction de la géométrie du plan moyen de l'extrusion présenté sur la figure 3.1 dans le module "Part" d'Abaqus. Ces parties ont été ensuite assemblées et orientées convenablement pour représenter adéquatement la géométrie de l'extrusion dans le module "Assembly" d'Abaqus. En ce qui concerne la modélisation par éléments finis, un maillage impliquant des éléments de type plaque à intégration réduite et de dimensions 10×10 mm a été adopté (S4R : élément de plaque/coque à 4 nœuds avec intégration réduite pour des éléments de plaques mince ou épaisse). Ce type d'éléments permet d'associer une section de type de plaque/coque aux différentes parties de l'extrusion en choisissant l'épaisseur convenable indiquée sur la figure 3.1. Il est à noter qu'au niveau supérieur et inférieur de la connexion âme-

semelle, des plaques d'épaisseur 10 mm ont été choisies pour modéliser la plus grande épaisseur qui se trouve au niveau de la connexion (gorge pour la soudure). Pour tous les maillages, des éléments de 10x10 mm ont été utilisés. L'aire théorique de l'extrusion est de 13 570 mm² alors que l'aire obtenue par modélisation est de 14 137mm², une différence de 4%.

3.3.2 Inertie flexionnelle du platelage de 200 mm

Les inerties flexionnelles transversale et longitudinale du platelage ont été calculées en appliquant un moment au niveau de l'extrémité libre d'un côté et en encastrant l'autre côté, et ce, pour les deux modèles présentés sur la figure 3.4.



a) Modèle A – Inertie flexionnelle transversale

b) Modèle B – Inertie flexionnelle longitudinale

Figure 3.4 : Calcul de l'inertie flexionnelle du platelage

Dans un premier temps, seulement un couple a été appliqué pour ne pas générer des efforts de cisaillement dans le platelage et ainsi ne pas introduire de déformations en cisaillement dans le calcul de l'inertie flexionnelle du platelage.

L'inertie du platelage est donc calculée en appliquant la formule suivante :

$$\delta = \frac{M a^2}{2EI} \quad (3.1)$$

où :

δ : Flèche du platelage calculée ;

M : Moment appliqué ;

a : Portée du modèle dans le sens des efforts appliqués ;

E : module élastique du matériau;

I : inertie flexionnelle du platelage.

Un moment de 10 kN-m a été appliqué en considérant une force horizontale de 50 kN, dans les 2 sens différents, comme indiqué sur la figure 3.4, et distribuée sur toute la largeur du platelage. Avec un bras de levier $h = 0.2$ m, on obtient un moment $M = 50 \times 0.2 = 10$ kN-m.

En notant L la dimension parallèle aux extrusions et B la dimension perpendiculaire à l'axe de celles-ci, les résultats obtenus de l'analyse numérique sont donnés au tableau 3.4 et au tableau 3.5.

Tableau 3.4 : Inertie flexionnelle transversale platelage de 200 mm

Modèle	L (mm)	$B = a$ (mm)	Moment appliqué (kN-m)	Flèche (mm)	Inertie $\times 10^6$ (mm ⁴)	Inertie $\times 10^6$ (mm ⁴ /m)
A	200	1135	10	2.931	31.41	157.0

Tableau 3.5 : Inertie flexionnelle longitudinale platelage de 200 mm

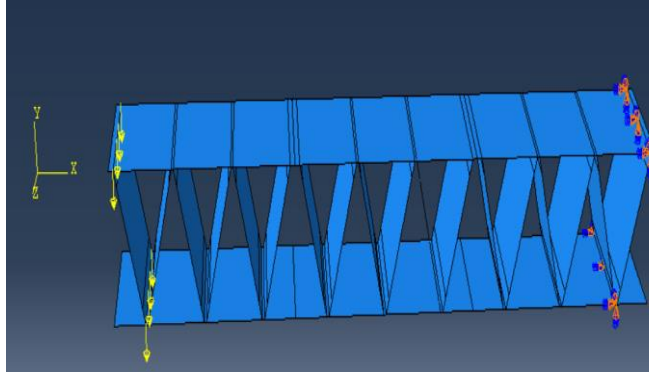
Modèle	$L = a$ (mm)	B (mm)	Moment appliqué (kN-m)	Flèche (mm)	Inertie $\times 10^6$ (mm ⁴)	Inertie $\times 10^6$ (mm ⁴ /m)
B	1000	756	10	0.4356	164.0	216.9

L'inertie flexionnelle théorique du platelage avec le modèle sont de 203×10^6 (mm⁴/m). Le modèle numérique présente une inertie 7% supérieure à la valeur théorique.

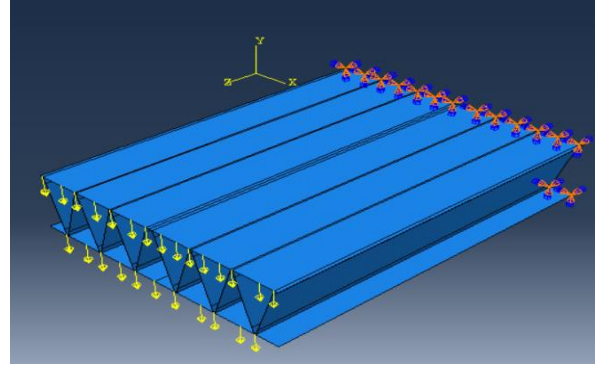
3.3.3 Aires en cisaillement du platelage de 200 mm

L'effet des déformations en cisaillement a été obtenu en déterminant les rigidités flexionnelles transversale et longitudinale du platelage en appliquant une force verticale de 20 kN distribuée

sur toute la largeur du platelage d'un côté et en encastrant l'autre côté (figure 3.5) de sorte que les flèches incluent également les déformations en cisaillement.



a) Modèle C – Rigidité flexionnelle transversale



b) Modèle D – Rigidité flexionnelle longitudinale

Figure 3.5 : Calcul de la rigidité flexionnelle du platelage

Puisque l'inertie flexionnelle a été calculée précédemment, on peut maintenant inclure l'effet de cisaillement en calculant le paramètre A_v qui représente l'aire en cisaillement du platelage. À noter aussi que, pour chaque cas, deux modèles ont été construits : en considérant les grands déplacements (non-linéarité géométrique) dans un cas et en les négligeant dans l'autre. Ceci a été fait pour évaluer l'effet de la théorie des grands déplacements et de son influence sur les résultats.

Pour obtenir la rigidité flexionnelle du platelage, on utilise la formule suivante vu au chapitre 2 :

$$P = K_{tot} \delta \quad (3.2)$$

$$\text{où } \frac{1}{K_{tot}} = \frac{1}{K_{flexion}} + \frac{1}{K_{cisaillement}} \quad (3.3)$$

$$\text{avec } K_{flexion} = \frac{3EI}{a^3} \quad (3.4)$$

$$\text{et } K_{cisaillement} = \frac{GA_v}{a} \quad (3.5)$$

où :

P : Force concentrée appliquée ou son équivalent;

K_{tot} : Rigidité flexionnelle totale du tablier;

δ : Flèche obtenue sous l'effet de la charge concentrée ou son équivalent;

E : Module d'Young du matériau;

I : Inertie flexionnelle du platelage;

a : Portée du modèle dans le sens des efforts appliqués;

G : Module de cisaillement du matériau;

A_v : Aire en cisaillement du platelage.

Les résultats sont présentés du tableau 3.6 au tableau 3.9. On constate dans la direction longitudinale, soit dans le sens des extrusions, que l'aire en cisaillement de 10926 mm²/m correspond environ à la moitié de l'aire des âmes (de l'ordre de 22 000 mm²/m), ce qui est attribuable à la répartition des contraintes de cisaillement sur la section et à la perte d'efficacité dû à l'inclinaison de celles-ci. Dans la direction transversale, l'aire en cisaillement est beaucoup plus petite, phénomène attribuable à la déformation en flexion des parois des extrusions perpendiculairement à leur axe longitudinal. Ces valeurs indiquent que les déformations en cisaillement devront être prises en considération dans le modèle du grillage. Cela pourrait avoir un effet plus marqué dans le calcul des facteurs d'essieux pour la condition avec les extrusions parallèles aux poutres.

On peut également remarquer d'après les résultats de la modélisation par éléments finis que l'effet des grands déplacements est négligeable puisque les rigidités sont les mêmes, et ce, pour des charges appliquées dans l'ordre de grandeur des valeurs des charges appliquées réellement sur un pont.

Tableau 3.6 : Aire en cisaillement transversale – sans grands déplacements

Modèle	L (mm)	$B = a$ (mm)	Force appliquée (kN)	Flèche (mm)	Rigidité totale (kN/m)	A_v (mm ²)	A_v (mm ² /m)
C	200	1135	20	5.481	3649	833.8	4169

Tableau 3.7 : Aire en cisaillement transversale – avec grands déplacements

Modèle	L (mm)	$B = a$ (mm)	Force appliquée (kN)	Flèche (mm)	Rigidité totale (kN/m)	A_v (mm ²)	A_v (mm ² /m)
C	200	1135	20	5.472	3656	842.4	4212

Tableau 3.8 : Aire en cisaillement longitudinale – sans grands déplacements

Modèle	$L = a$ (mm)	B (mm)	Force appliquée (kN)	Flèche (mm)	Rigidité totale (kN/m)	A_v (mm ²)	A_v (mm ² /m)
D	1000	756	20	0.674	29674	8260	10926

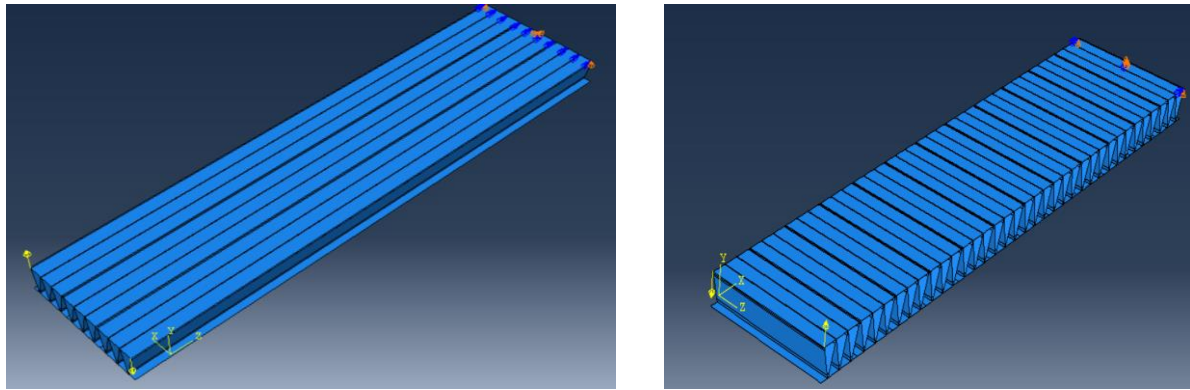
Tableau 3.9 : Aire en cisaillement longitudinale – avec grands déplacements

Modèle	$L = a$ (mm)	B (mm)	Force appliquée (kN)	Flèche (mm)	Rigidité totale (kN/m)	A_v (mm ²)	A_v (mm ² /m)
D	1000	756	20	0.674	29674	8260	10926

3.3.4 Rigidité torsionnelle du platelage de 200 mm

La rigidité torsionnelle est déterminée de deux façons : en appliquant un couple unidirectionnel de type poutre et en appliquant un couple bidirectionnel de type dalle. Vu les propriétés orthotropes du platelage, les rigidités unidirectionnelles transversales et longitudinales sont différentes. Les modèles utilisés sont montrés sur la Figure 3.6. Dans ce cas, les déplacements hors plan (direction y) sont empêchés dans les coins à une extrémité alors qu'à l'autre extrémité

des forces en sens opposé sont appliquées afin de créer un couple de torsion uniforme. Les déplacements horizontaux sont laissés libres dans les coins afin d'être en condition de torsion uniforme avec gauchissement libre.



a) Modèle E – Rigidité torsionnelle longitudinale

b) Modèle F – Rigidité torsionnelle transversale

Figure 3.6 : Calcul des rigidités torsionnelles unidirectionnelles du platelage

Pour le calcul de la rigidité torsionnelle du tablier, on utilise les relations suivantes :

$$T = G J \theta = PB \quad (3.6)$$

$$\text{avec } J_x = \frac{GJ}{B} \quad (3.7)$$

où :

T : Moment de torsion appliqué au platelage;

P : Force appliquée sur un coin;

G : Module de cisaillement du matériau;

J : Inertie torsionnelle du modèle;

J_x : Inertie torsionnelle du platelage par unité de largeur;

θ : rotation du platelage par unité de longueur;

B : Largeur du modèle;

L : Longueur du modèle.

Les résultats sont présentés au tableau 3.10 et au tableau 3.11 pour les deux directions. Dans la direction longitudinale, la valeur calculée se compare à la valeur approximative de $400 \times 10^6 \text{ mm}^4/\text{m}$ obtenue de la théorie de poutres multicellulaires. La rigidité moindre dans la direction transversale est due au fait qu'il ne s'agit pas de tubes fermés dans cette direction.

Tableau 3.10 : Rigidité torsionnelle longitudinale platelage de 200 mm

Modèle	L (mm)	B (mm)	P (kN)	θ (rad/m)	GJ (kN-m ²)	GJ (kN-m ² /m)	J_x (mm ⁴ /m)
E	4500	1115	50	5.287×10^{-3}	10 545	9 457	364×10^6

Tableau 3.11 : Rigidité torsionnelle transversale platelage de 200 mm

Modèle	L (mm)	B (mm)	P (kN)	θ (rad/m)	GJ (kN-m ²)	GJ (kN-m ² /m)	J_x (mm ⁴ /m)
F	4500	1000	50	6.259×10^{-3}	7 988	7 988	307×10^6

La rigidité torsionnelle bidirectionnelle platelage est calculée en appliquant des forces verticales de 50 kN en sens opposé et de manière alternée dans les coins d'un segment carré de platelage pour lequel les déplacements le long des rives du modèle sur les axes de symétrie sont retenus comme le montre la figure 3.7.

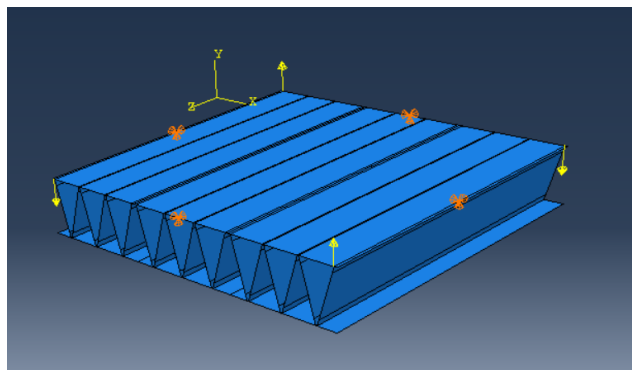


Figure 3.7 : Calcul de la rigidité torsionnelle du platelage

Pour le calcul de la rigidité torsionnelle bidirectionnelle du tablier, on utilise les relations suivantes :

$$T = G J \theta = \frac{P a}{2} \quad (3.8)$$

où :

T : Moment de torsion appliqué sur chacune des faces du modèle;

P : Force appliquée sur un coin;

G : Module de cisaillement du matériau;

J : Inertie torsionnelle du modèle;

θ : rotation du platelage par unité de longueur;

J_x : Inertie torsionnelle du platelage par unité de largeur;

a : Longueur du côté du platelage carré.

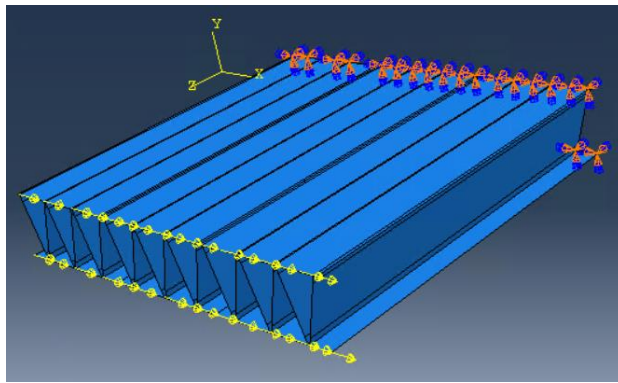
Les résultats sont présentés au tableau 3.12. L'inertie torsionnelle biaxiale d'une plaque est la moitié de celle de la théorie des poutres. La valeur calculée $171 \times 10^6 \text{ mm}^4/\text{m}$ doit être comparée à celle obtenue de la somme des flexibilités des directions longitudinale et transversale, soit une rigidité effective de $167 \times 10^6 \text{ mm}^4/\text{m}$. Les résultats de la modélisation par éléments finis de tous les modèles sont donnés en Annexe.

Tableau 3.12 : Rigidité torsionnelle bidirectionnelle platelage de 200 mm

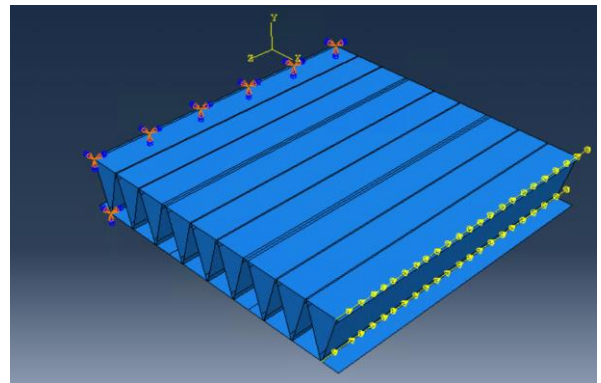
Modèle	a (mm)	P (kN)	θ (rad/m)	GJ (kN-m ²)	GJ (kN-m ² /m)	J_x (mm ⁴ /m)
G	1135	50	5.623×10^{-3}	5046	4446	171×10^6

3.3.5 Rigidité en cisaillement dans le plan du platelage de 200 mm

La rigidité en cisaillement dans le plan est requise pour élaborer des modèles de grillages dans le cas de conditions mixtes, situation non retenue pour la suite de cette étude. Ces propriétés sont toutefois déterminées ici afin d'établir cette valeur pour des besoins éventuels. Les modèles d'éléments finis et conditions de chargement sont illustrés sur la figure 3.8.



a) Modèle H – Rigidité transversale



b) Modèle I – Rigidité longitudinale

Figure 3.8 : Calcul des rigidités en cisaillement dans le plan du platelage

Pour le calcul de la rigidité en cisaillement du platelage, on utilise les relations suivantes :

$$V = G A_v \gamma \quad (3.9)$$

$$\text{avec } \gamma = \frac{\delta}{a} \quad (3.10)$$

où :

V : Effort de cisaillement dans le plan, longitudinal ou transversal;

G : Module de cisaillement du matériau;

A_v : Aire en cisaillement du modèle, longitudinal ou transversal;

A_{vT} : Aire en cisaillement transversal par unité de longueur du platelage;

A_{vL} : Aire en cisaillement longitudinal par unité de longueur du platelage;

a : Longueur du côté du platelage carré;

δ : flèche dans le sens de l'effort appliqué.

Les résultats sont présentés au tableau 3.13 et au tableau 3.14. Les valeurs calculées sont légèrement inférieures à la valeur théorique approximative égale à $5/6A$, soit $11\,700 \text{ mm}^2/\text{m}$.

Tableau 3.13 : Rigidité en cisaillement transversal platelage de 200 mm

Modèle	a (mm)	V (kN)	δ (mm)	γ (mm/mm)	GA_v (kN)	A_{vT} (mm ² /m)
H	1135	20	0.0932	82.11×10^{-6}	243 560	8254

Tableau 3.14 : Rigidité en cisaillement longitudinal platelage de 200 mm

Modèle	a (mm)	V (kN)	δ (mm)	γ (mm/mm)	GA_v (kN)	A_{vT} (mm ² /m)
I	1135	20	0.1230	108.4×10^{-6}	184 550	6254

3.3.6 Propriétés du platelage de 135 mm

3.3.6.1 Méthodologie

Les propriétés du platelage de 135 mm sont déterminées en utilisant la même méthodologie suivie pour le platelage de 200 mm. Des éléments de plaque/coque de 10 mm de dimension ont été utilisés pour ces analyses.

3.3.6.2 Inerties flexionnelles

Les valeurs obtenues sont présentées au tableau 3.15 et au tableau 3.16.

Tableau 3.15 : Inertie flexionnelle transversale platelage de 135 mm

Modèle	L (mm)	$B = a$ (mm)	Moment appliqué (kN-m)	Flèche (mm)	Inertie $\times 10^6$ (mm ⁴)	Inertie $\times 10^6$ (mm ⁴ /m)
A	200	1120	10	5.099	17.57	87.85

Tableau 3.16 : Inertie flexionnelle longitudinale platelage de 135 mm

Modèle	$L = a$ (mm)	B (mm)	Moment appliqué (kN-m)	Flèche (mm)	Inertie $\times 10^6$ (mm ⁴)	Inertie $\times 10^6$ (mm ⁴ /m)
B	1000	840	10	0.829	86.2	102.6

3.3.6.3 Aires en cisaillement

Les valeurs obtenues sont présentées au tableau 3.17 et au tableau 3.18.

Tableau 3.17 : Aire en cisaillement transversale platelage de 135 mm

Modèle	L (mm)	$B = a$ (mm)	Force appliquée (kN)	Flèche (mm)	Rigidité totale (kN/m)	A_v (mm ²)	A_v (mm ² /m)
C	200	1120	20	9.01	3214	618	3090

Tableau 3.18 : Aire en cisaillement longitudinale platelage de 135 mm

Modèle	$L = a$ (mm)	B (mm)	Force appliquée (kN)	Flèche (mm)	Rigidité totale (kN/m)	A_v (mm ²)	A_v (mm ² /m)
D	1000	840	20	1.222	16367	6566	7817

3.3.6.4 Rigidité torsionnelle

Le modèle utilisé pour déterminer la rigidité torsionnelle est le même que celui montré à la figure 3.7 alors que la valeur obtenue est présentée au tableau 3.19.

Tableau 3.19 : Rigidité torsionnelle bidirectionnelle platelage de 135 mm

Modèle	a (mm)	P (kN)	θ (rad/m)	GJ (kN-m ²)	GJ (kN-m ² /m)	J_x (mm ⁴ /m)
E	1120	50	8.593×10^{-3}	3259	2909	112×10^6

3.3.7 Propriétés des platelages pour les modèles de grillage

Pour les modèles de grillage, trois propriétés sont requises dans chacune des directions : l'aire en cisaillement dans direction hors-plan (verticale), l'inertie de flexion par rapport au plan moyen du platelage et l'inertie de torsion bidirectionnelle. Pour la vérification faite au chapitre suivant, l'aire de la section est aussi requise. Les valeurs retenues dans cette étude, obtenues à partir des analyses faites dans ce chapitre et des propriétés indiquées au chapitre 2, sont données au tableau 3.20 pour les éléments de grillage associés à un platelage longitudinal ou transversal de 200 mm alors que les valeurs sont données au tableau 3.21 pour les platelages de 135 mm.

Tableau 3.20 : Propriétés d'éléments de poutres représentant un platelage de 200 mm

Direction relative aux extrusions	A (mm ² /m)	A_v (mm ² /m)	I_x (mm ⁴ /m)	J_x (mm ⁴ /m)
Parallèle	36 700	10 900	217×10^6	170×10^6
Perpendiculaire	14 000	4 200	157×10^6	170×10^6

Tableau 3.21 : Propriétés d'éléments de poutres représentant un platelage de 135 mm

Direction relative aux extrusions	A (mm ² /m)	A_v (mm ² /m)	I_x (mm ⁴ /m)	J_x (mm ⁴ /m)
Parallèle	32 139	7817	103×10^6	112×10^6
Perpendiculaire	20 000	3090	88×10^6	112×10^6

3.4 Modélisation du tablier par éléments finis

3.4.1 Méthodologie

3.4.1.1 Généralités

Le pont complet est modélisé afin de calculer ses rigidités flexionnelle et torsionnelle et ainsi calculer les réactions d'appuis et les moments fléchissants au niveau de chaque poutre pour pouvoir déterminer les efforts induits et les comparer aux résultats des modèles de grillage présenté au chapitre suivant. Les calculs sont faits pour les deux configurations du platelage (Massicotte et al. 2019) qui sont :

- platelage longitudinal où les extrusions sont placées parallèlement aux poutres principales;
- platelage transversal où les extrusions sont placées perpendiculairement aux poutres principales.

Pour chacune de ces configurations, on a considéré l'action mixte en premier lieu et l'action non mixte en second lieu.

En plus des conditions indiquées plus haut, le comportement du tablier sans platelage est aussi déterminé en flexion et en torsion afin de bien évaluer la contribution du platelage. Pour les analyses présentées dans ce chapitre, les extrusions de 200 mm ont été utilisées.

3.4.1.2 Charges

Plusieurs conditions de chargement sont considérées afin de valider le modèle d'éléments finis et servir de référence pour la comparaison avec le modèle de grillage :

- deux conditions de référence, en flexion longitudinale sous chargement uniforme et en torsion longitudinale uniforme (de type St-Venant);
- deux conditions de charges de roues d'un essieu tandem appliquées sur le platelage.

Les deux premières analyses visent à valider le modèle éléments finis pour deux cas simples de chargement vérifiables à partir de la théorie des poutres. Les deux analyses avec des charges concentrées visent à appliquer des chargements non symétriques qui conduisent à une répartition non uniforme des réactions d'appuis.

Dans le cas des charges de roues appliquées sur le platelage, le modèle permet de reproduire l'effet réel d'un pneu. Pour la modélisation des roues des camions, le code CSA-S6 indique que la surface de roue est rectangulaire de dimensions 250×600 mm. Pour la modélisation des roues sur Abaqus, on a considéré une plaque d'épaisseur 0.5 mm et le matériau polyuréthane, de module élastique $E = 900$ MPa et de coefficient de Poisson $\nu = 0.4$. Une pression uniforme correspondant à la charge concentrée désirée a été appliquée sur cette plaque.

3.4.1.3 Maillage

Un maillage impliquant des éléments de type "plaque" à intégration réduite et de dimensions 25×25 mm a été adopté. La dimension des éléments finis a été choisie de 25 mm au lieu de 10 mm du chapitre précédent pour réduire autant que possible les temps de calcul mais rester toujours dans le domaine d'un maillage raffiné acceptable qui permet de se rapprocher de la solution réelle.

3.4.1.4 Modélisation des conditions mixte et non mixte

L'action mixte entre le platelage et les poutres a été considérée en imposant un lien fixe (*tie constraint* sur Abaqus) entre la partie inférieure du platelage et la semelle supérieure des poutres. On obtient ainsi une action mixte totale sans considération particulière sur la façon dont elle pourrait être réalisée physiquement. Il s'agit donc d'une borne supérieure.

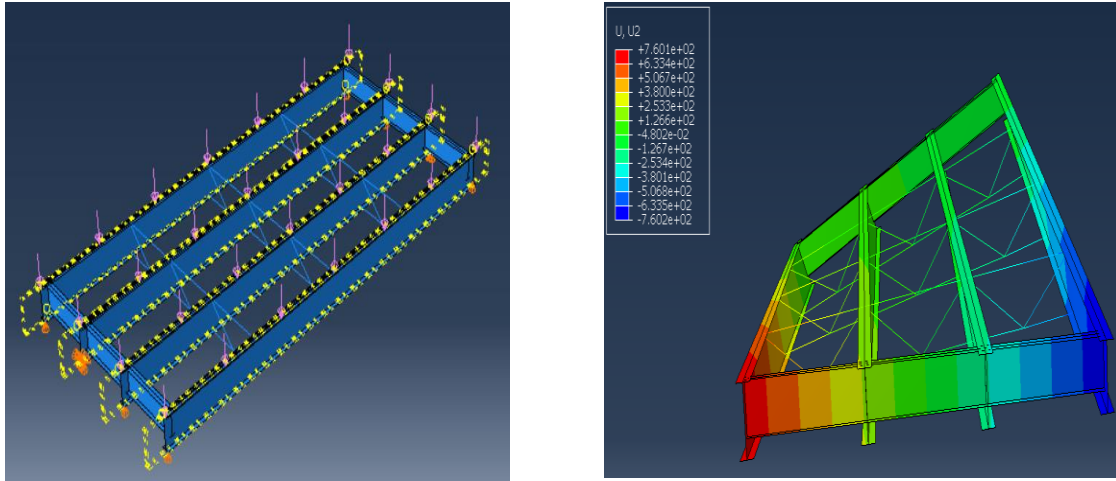
Pour la condition non mixte il a été supposé que des attaches mécaniques seraient installées à tous les mètres afin d'assurer la liaison entre le platelage et les poutres. Ainsi, la condition non mixte entre le platelage et les poutres a été modélisée en imposant le même déplacement dans les directions transversale et verticale (déplacements selon les axes x et y) entre les nœuds de la partie inférieure du platelage et ceux de la semelle supérieure des poutres à tous les mètres longitudinalement. Pour ce faire, on utilise l'outil *Equation Constraint* dans Abaqus pour fixer les déplacements qui doivent être égaux. Les déplacements relatifs entre le platelage et les poutres dans la direction longitudinale des poutres ont été laissés libres en imposant toutefois une condition de contact dur entre la partie inférieure du platelage et les semelles supérieures des poutres. Un coefficient de frottement $\mu = 0.3$ a été considéré entre les surfaces constituant les 2 éléments. Seules les charges routières induisent des efforts normaux entre les surfaces de

contact, aucun effort de serrage des attaches ni le poids propre du platelage n'ayant été inclus. Il s'agit donc d'une borne inférieure.

3.4.2 Modélisation des poutres sans platelage

Le pont sans platelage est analysé pour la condition en flexion et celle en torsion afin de servir de référence pour l'évaluation de la contribution du platelage en condition mixte et non mixte. Pour les propriétés en flexion, une charge linéaire de 14 kN/m est appliquée sur chacune des poutres. Les déplacements longitudinaux dans le sens du pont sont laissés libres au niveau des poutres.

Pour la torsion, un couple de torsion un couple de torsion de 100 kN-m est appliqué à une extrémité du tablier rendue libre (sans appuis) alors qu'un encastrement en torsion est imposé à l'autre extrémité. Ceci est réalisé en appliquant des charges de 10 kN agissant en sens opposé au niveau des poutres de rive et des charges égales à 3.333 kN (le tiers de 10 kN) agissant en sens opposé au niveau des poutres intérieures. Pour la partie encastree, les déplacements verticaux et les rotations longitudinales sont empêchés à l'extrémité de chacune des poutres. Aux deux extrémités, les déplacements verticaux (y) et longitudinaux (z) sont laissés libres afin de ne pas induire la composante de rigidité en gauchissement dans le modèle. À ces conditions d'appuis s'ajoutent le déplacement empêché : dans la direction transversale (x) et la direction longitudinale (z) au niveau de la ligne médiane du pont à une extrémité, et dans le sens transversal (x) à l'autre extrémité du pont.



a) Modèle A – Inertie flexionnelle

b) Inertie torsionnelle

Figure 3.9 : Calcul des propriétés structurales du tablier avec platelage longitudinal mixte

L'inertie flexionnelle du pont est calculée en utilisant la formule suivante dans laquelle les déformations en cisaillement sont négligées :

$$\delta = \frac{5 w L^4}{384 EI} \quad (3.11)$$

où :

δ : Flèche maximale du tablier calculée;

w : Charge uniforme appliquée;

L : Portée du pont;

E : Module d'Young du matériau de référence (acier);

I_T : Inertie flexionnelle transformée en acier du tablier.

Pour la flexion, les résultats sont présentés au tableau 3.22. L'inertie flexionnelle obtenue numériquement est moindre que la valeur théorique égale à $48.84 \times 10^9 \text{ mm}^4$, soit un ratio de 0.87. L'écart de 13% est attribuable aux déformations en cisaillement des poutres. La valeur de $42.73 \times 10^9 \text{ mm}^4$ sera utilisée dans la suite de ce chapitre pour fin de comparaison, soit une réduction de $6.11 \times 10^9 \text{ mm}^4$ par rapport à la valeur théorique.

Cette réduction devra être apportée au calcul des inerties de la section mixte. Ainsi, pour le platelage longitudinal, l'inertie flexionnelle de la section mixte théorique transformée en unité d'acier égale à $92.6 \times 10^9 \text{ mm}^4$ doit être remplacée par la valeur de $86.5 \times 10^9 \text{ mm}^4$. Pour un platelage transversal, l'inertie théorique maximale de $72.97 \times 10^9 \text{ mm}^4$ doit être réduite de la même quantité, ce qui donne une inertie de référence $66.9 \times 10^9 \text{ mm}^4$.

Tableau 3.22 : Inertie flexionnelle du tablier sans platelage

Modèle	L (mm)	w (kN/m)	δ (mm)	EI_{Tablier} (kN-m ²)	I_{Tablier} (mm ⁴)
I	20 500	14	3.767	$8\,546 \times 10^6$	42.73×10^9

Pour le calcul de l'inertie torsionnelle du pont, la même formule a été utilisée que celle pour le cas du platelage seul soit :

$$T = G J \theta \quad (3.12)$$

$$\text{avec } \theta = \frac{2 \delta}{3 S L} \quad (3.13)$$

$$\text{soit } GJ = \frac{3 S L T}{2 \delta} \quad (3.14)$$

où :

T : Moment de torsion appliqué au tablier;

G : Module de cisaillement du matériau;

J : Inertie torsionnelle du tablier;

θ : rotation du tablier par unité de longueur;

B : Largeur du tablier;

L : Longueur des poutres;

S : Espacement des poutres, égal à 3 m;

δ : flèche obtenue de l'analyse au niveau des poutres de rive.

Les résultats sont présentés au tableau 3.23. L'inertie torsionnelle théorique associée à la torsion de St-Venant avec gauchissement libre est égale à $61.3 \times 10^6 \text{ mm}^4$, ce qui est nettement moindre que la valeur de $163 \times 10^6 \text{ mm}^4$ obtenue numériquement. Ce surcroît de rigidité est attribuable à la contribution des diaphragmes d'extrémité et des contreventements intermédiaires. Dans les analyses subséquentes, la rigidité torsionnelle GJ_{Tablier} provenant des éléments autres que le platelage sera prise égale à $12\,575 \text{ kN-m}^2$.

Tableau 3.23 : Inertie torsionnelle du tablier sans platelage

Modèle	L (mm)	T (kN-m)	δ (mm)	θ (rad/m)	GJ_{Tablier} (kN-m ²)	J_{Tablier} (mm ⁴)
J	20 500	100	733.6	7952×10^{-6}	12 575	163×10^6

3.4.3 Modélisation du pont à platelage longitudinal

3.4.3.1 Validation des caractéristiques structurales – Tablier mixte

Pour le calcul de l'inertie flexionnelle équivalente du tablier mixte, on applique une charge surfacique de 10 kN/m^2 alors qu'un couple de torsion de 100 kN-m est appliqué pour la rigidité torsionnelle comme illustré sur la figure 3.10.

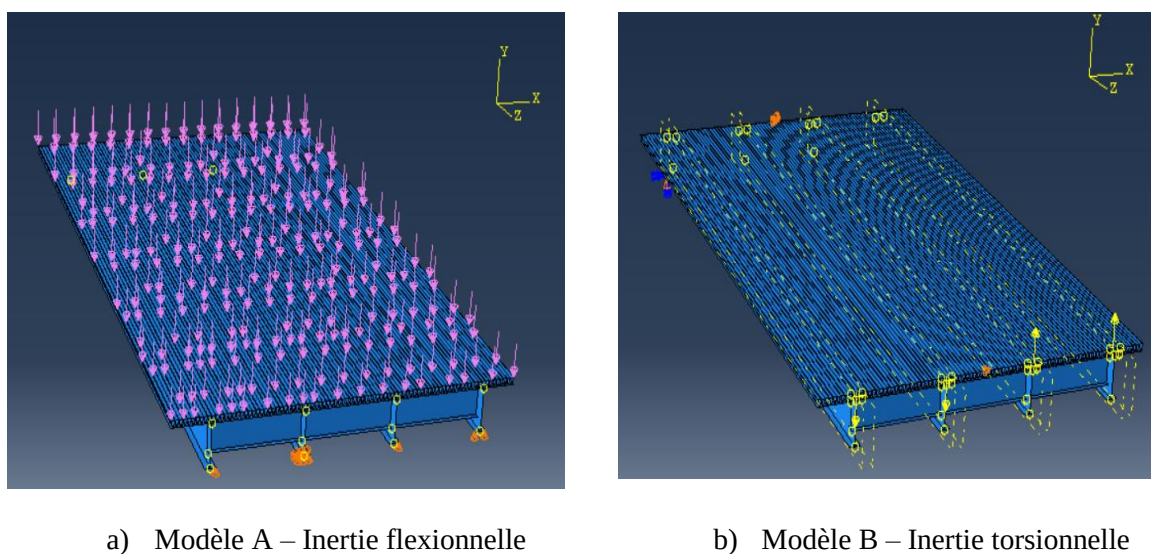


Figure 3.10 : Calcul des propriétés structurales du tablier avec platelage longitudinal mixte

Pour la flexion, les résultats sont présentés au tableau 3.24. L'inertie flexionnelle obtenue numériquement, transformée en unité d'acier, est moindre que la valeur de $86.5 \times 10^9 \text{ mm}^4$ obtenue à la section 4.2. L'écart de 19% est attribuable au décalage en cisaillement.

Tableau 3.24 : Inertie flexionnelle du tablier mixte

Modèle	L (mm)	B (mm)	q (kN/m ²)	w (kN/m)	δ (mm)	I_{Tablier} (mm ⁴)
A	20 500	11 500	10	115	18.78	70.41×10^9

Pour la torsion, les résultats sont présentés au tableau 3.25. La rigidité torsionnelle du platelage par unité de largeur est obtenue en retranchant de la rigidité totale du tablier ($178\,700 \text{ kN-m}^2$) la rigidité du tablier sans platelage ($12\,575 \text{ kN-m}^2$) et en divisant par la largeur du platelage (11.5 m). La valeur obtenue ($14\,450 \text{ kN-m}^2/\text{m}$) est 53% supérieure à la valeur $9\,457 \text{ kN-m}^2/\text{m}$ obtenue au tableau 3.11, attribuable en partie à un maillage moins raffiné des extrusions et à une interaction du platelage avec les poutres.

Tableau 3.25 : Inertie torsionnelle du tablier mixte

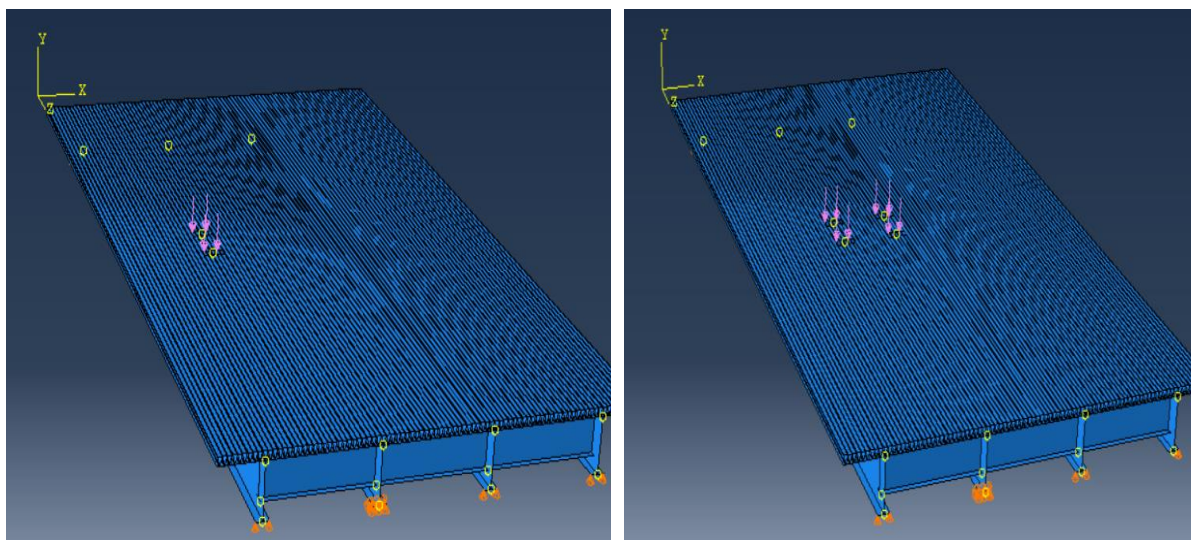
Modèle	L (mm)	T (kN-m)	δ (mm)	θ (rad/m)	GJ_{Tablier} (kN-m ²)	$GJ_{\text{Platelage}}$ (kN-m ² /m)
B	20 500	100	51.63	560×10^{-6}	178 700	14 450

3.4.3.2 Chargements non symétriques – Tablier mixte

Les modèles ont été établis dans le but de calculer les réactions d'appuis et le moment fléchissant repris par chaque poutre pour les 2 cas de chargement suivants illustrés sur la figure 3.11 :

Cas 1 : deux charges de 100 kN chacune espacées longitudinalement de 1.2 m représentant les roues d'un même côté d'un essieu tandem et situées transversalement à mi-distance entre la poutre de rive et la poutre intérieure adjacente et positionnées symétriquement par rapport au centre du pont.

Cas 2 : un essieu tandem comportant 4 roues de 100 kN chacune, espacées longitudinalement de 1.2 m, positionnées transversalement à 0.9 m de part et d'autre de la première poutre intérieure et positionnées symétriquement par rapport au centre du pont.



c) Modèle C – Cas de chargement 1

d) Modèle D – Cas de chargement 2

Figure 3.11 : Cas de chargement non symétrique

Les réactions d'appuis ont été calculées au niveau de chaque poutre en tirant les réactions à chaque nœud de la semelle inférieure de la poutre des 2 côtés et en faisant la somme de ces réactions pour obtenir la réaction totale dans la poutre.

Pour le calcul du moment fléchissant, l'outil "*Free Body Cut*" a été utilisé pour calculer le moment qui sollicite chaque poutre au niveau du centre du pont et ce pour les 2 cas de chargement mentionnés ci-dessus. Les résultats sont présentés du tableau 3.26 au tableau 3.29. Dans le premier cas, le moment théorique est de 965 kN-m alors qu'il est le double, 1930 kN-m, pour le deuxième cas. Le modèle par éléments finis donne la valeur exacte, pour le moment fléchissant et l'effort tranchant pour les deux cas de chargement.

Tableau 3.26 : Réactions d'appuis du modèle C

	Poutre de rive 1	Poutre intérieure 1	Poutre intérieure 2	Poutre de rive 2	Total
Réactions d'appuis (kN)	111.7	68.08	32.53	-12.33	200
Fractions de charge	0.5586	0.3404	0.1627	-0.0617	1.0

Tableau 3.27 : Réactions d'appuis du modèle D

	Poutre de rive 1	Poutre intérieure 1	Poutre intérieure 2	Poutre de rive 2	Total
Réactions d'appuis (kN)	155.0	124.4	94.17	26.48	400
Fractions de charge	0.3875	0.3109	0.2354	0.0662	1.0

Tableau 3.28 : Moment fléchissant du modèle C

	Poutre de rive 1	Poutre intérieure 1	Poutre intérieure 2	Poutre de rive 2	Total
Moment fléchissant (kN-m)	512.9	374.2	112.7	-34.7	965
Fractions de charge	0.5314	0.3877	0.1168	-0.0359	1.0

Tableau 3.29 : Moment fléchissant du modèle D

	Poutre de rive 1	Poutre intérieure 1	Poutre intérieure 2	Poutre de rive 2	Total
Moment fléchissant (kN-m)	624.0	791.8	408.7	105.5	1930
Fractions de charge	0.3233	0.4103	0.2118	0.0546	1.0

3.4.3.3 Validation des caractéristiques structurales – Tablier non mixte

On considère maintenant l'action non mixte entre le platelage et les poutres en ayant le même déplacement suivant x et suivant y entre les nœuds de la partie inférieure du platelage d'une part et de la semelle supérieure des poutres d'autre part au niveau des extrémités de la semelle supérieure à chaque 1 m longitudinalement. Pour ce faire, on utilise le "*Equation Constraint*" dans Abaqus pour fixer les déplacements qui doivent être égaux. En effet, cette contrainte utilise

une équation du type $\alpha_1 u_{i,j} + \alpha_2 u_{k,j} = 0$; en fixant alors $\alpha_1 = 1$ et $\alpha_2 = -1$, on obtient $u_{i,j} = u_{k,j}$ avec $k = i + 168$ (en comptant 168 nœuds dans le platelage inférieur et i variant de 1 à 168) et $j = 1$ si les déplacements égaux sont suivant l'axe x et $j = 2$ si les déplacements égaux sont suivant l'axe y .

En appliquant les mêmes chargements et conditions d'appuis que pour le cas du tablier mixte montré sur la figure 3.10, on obtient les valeurs des inerties flexionnelle et torsionnelle, données respectivement au tableau 3.30 et au tableau 3.31.

L'inertie flexionnelle obtenue numériquement, transformée en unité d'acier, est légèrement moindre que la valeur théorique égale à $48.84 \times 10^9 \text{ mm}^4$, mais supérieure à la valeur calculée pour un tablier sans poutres. L'écart de 9% est attribuable au frottement entre le platelage et les poutres qui contribue à créer un effet mixte partiel.

Tableau 3.30 : Inertie flexionnelle du tablier non mixte

Modèle	L (mm)	B (mm)	q (kN/m ²)	w (kN/m)	δ (mm)	I_{Tablier} (mm ⁴)
E	20 500	11 500	10	115	28.33	46.67×10^9

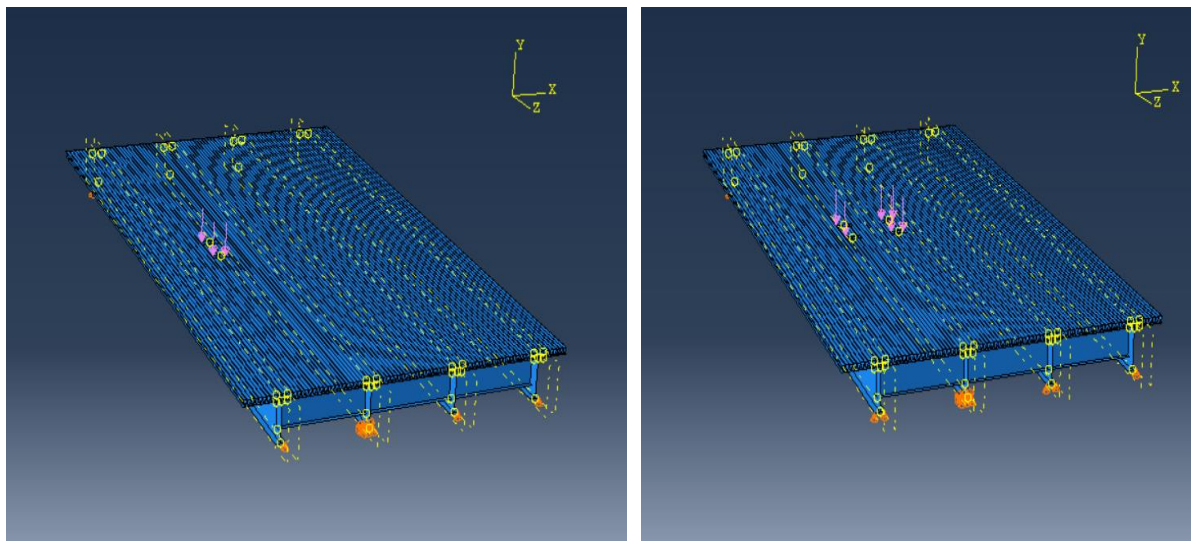
La rigidité torsionnelle du platelage par unité de largeur (13 595 kN-m²/m), obtenue en retranchant de la rigidité du tablier la rigidité sans platelage (12 575 kN-m²) et en divisant par la largeur du platelage, est 44% supérieure à la valeur 9 457 kN-m²/m obtenue au tableau 3.10, attribuable en partie à un maillage moins raffiné des extrusions et à une interaction du platelage avec les poutres.

Tableau 3.31 : Inertie torsionnelle du tablier non mixte

Modèle	L (mm)	T (kN-m)	δ (mm)	θ (rad/m)	GJ_{Tablier} (kN-m ²)	$GJ_{\text{Platelage}}$ (kN-m ² /m)
F	20 500	100	54.58	592×10^{-6}	168 920	13 595

3.4.3.4 Chargements non symétriques

Les mêmes cas de chargement ont été appliqués pour le calcul des réactions d'appuis et le moment fléchissant que pour le cas du tablier mixte. On obtient alors les résultats présentés du tableau 3.32 au tableau 3.35. Les résultats du modèle numérique correspondent exactement aux valeurs théoriques.



a) Modèle G – Cas de chargement 1

b) Modèle H – Cas de chargement 2

Figure 3.12 : Cas de chargement pour le calcul des réactions d'appuis et du moment fléchissant

Tableau 3.32 : Réactions d'appuis du modèle G

	Poutre de rive 1	Poutre intérieure 1	Poutre intérieure 2	Poutre de rive 2	Total (kN)
Réactions d'appuis (kN)	113.0	64.91	34.88	-12.81	200
Fractions de charge	0.5651	0.3246	0.1744	-0.0641	1.0

Tableau 3.33 : Réactions d'appuis du modèle H

	Poutre de rive 1	Poutre intérieure 1	Poutre intérieure 2	Poutre de rive 2	Total (kN)
Réactions d'appuis (kN)	166.1	109.8	89.71	34.34	400
Fractions de charge	0.4153	0.2746	0.2243	0.0858	1.0

Tableau 3.34 : Moment fléchissant du modèle G

	Poutre de rive 1	Poutre intérieure 1	Poutre intérieure 2	Poutre de rive 2	Total
Moment fléchissant (kN-m)	513.3	362.6	121.1	-32	965
Fractions de charge	0.5319	0.3758	0.1255	-0.0332	1.0

Tableau 3.35 : Moment fléchissant du modèle H

	Poutre de rive 1	Poutre intérieure 1	Poutre intérieure 2	Poutre de rive 2	Total
Moment fléchissant (kN-m)	657.7	736.3	403.7	132.3	1930
Fractions de charge	0.3408	0.3815	0.2092	0.0685	1.0

3.4.3.5 Comparaison de la répartition des charges entre le cas mixte et non mixte

Le tableau 3.36 présente la comparaison entre les modèles mixte et non mixtes. La différence entre la condition mixte et non mixte est relativement faible pour les poutres les plus sollicitées, étant en moyenne de 1% pour les moments dans la poutre de rive 1 et la poutre intérieure 1. L'écart est un peu plus grand pour les poutres éloignées, le ratio étant calculé à partir de valeurs plus faibles.

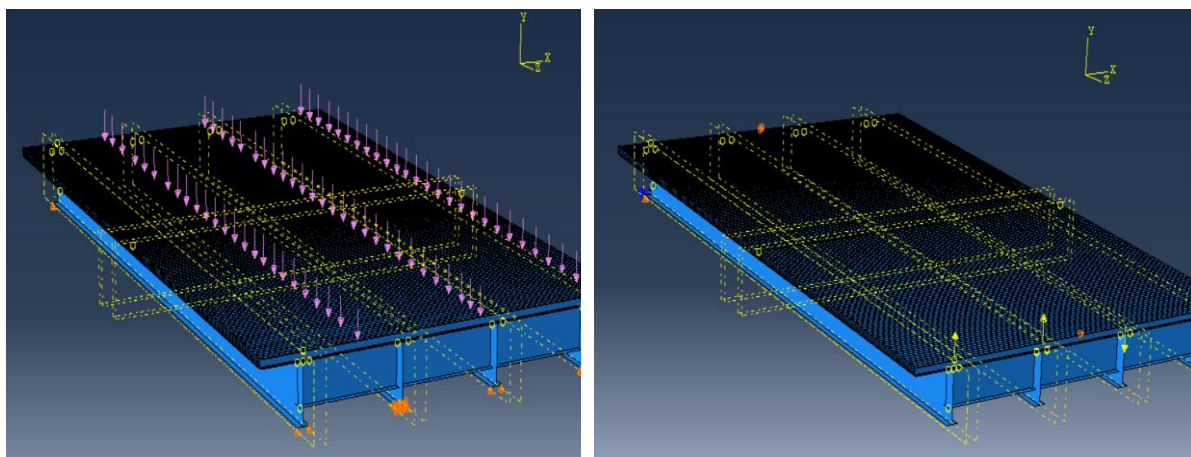
Tableau 3.36 : Comparaison des ratios des efforts mixtes / non mixtes

Cas	Effort	Poutre de rive 1	Poutre intérieure 1	Poutre intérieure 2	Poutre de rive 2
1 : 2 charges	Réaction	0.99	1.05	0.93	0.96
	Moment	1.00	1.03	0.93	1.08
2 : 4 charges	Réaction	0.93	1.13	1.05	0.77
	Moment	0.95	1.08	1.01	0.80

3.4.4 Modélisation du pont à platelage transversal

3.4.4.1 Validation des caractéristiques structurales – Tablier mixte

Pour le calcul de l'inertie flexionnelle équivalente du tablier mixte, on applique une charge surfacique de 10 kN/m^2 alors qu'un couple de torsion de 100 kN-m est appliqué pour la rigidité torsionnelle comme illustré sur la figure 3.13.



a) Modèle A – Inertie flexionnelle

b) Modèle B – Inertie torsionnelle

Figure 3.13 : Calcul des propriétés structurales du tablier avec platelage transversal mixte

Pour la flexion, les résultats sont présentés au tableau 3.37. L'inertie flexionnelle obtenue numériquement, transformée en unité d'acier, est moindre que la valeur théorique égale à $66.9 \times 10^9 \text{ mm}^4$, soit un ratio de 0.92. L'écart de 9% est attribuable au décalage en cisaillement qui est moindre pour le platelage transversal que longitudinal.

Tableau 3.37 : Inertie flexionnelle du tablier mixte

Modèle	L (mm)	B (mm)	q (kN/m ²)	w (kN/m)	δ (mm)	I_{Tablier} (mm ⁴)
A	20 500	11 500	10	115	21.46	61.62×10^9

Pour la torsion, les résultats sont présentés au tableau 3.38.

La rigidité torsionnelle du platelage par unité de largeur ($14\,206 \text{ kN-m}^2/\text{m}$), obtenue en retranchant de la rigidité du tablier la rigidité sans platelage ($12\,575 \text{ kN-m}^2$) et en divisant par

la largeur du platelage, est 78% supérieure à la valeur 7 988 kN-m²/m obtenue tableau 3.11, attribuable en partie à un maillage moins raffiné des extrusions et à une interaction du platelage avec les poutres.

Tableau 3.38 : Inertie torsionnelle du tablier mixte

Modèle	L (mm)	T (kN-m)	δ (mm)	θ (rad/m)	GJ_{Tablier} (kN-m ²)	$GJ_{\text{Platelage}}$ (kN-m ² /m)
B	20 500	100	52.43	568×10^{-6}	175 950	14 206

3.4.4.2 Chargements non symétriques – Tablier mixte

Les mêmes cas de chargement ont été appliqués que pour le cas du platelage longitudinal. Les 2 cas de chargement sont illustrés sur la figure 3.14. Les résultats sont alors présentés du tableau 3.39 au tableau 3.42. Pour l'effort tranchant les résultats des analyses numériques correspondent aux valeurs théoriques alors que pour la flexion, un écart de 0.4% est obtenu, ce qui est pleinement satisfaisant.

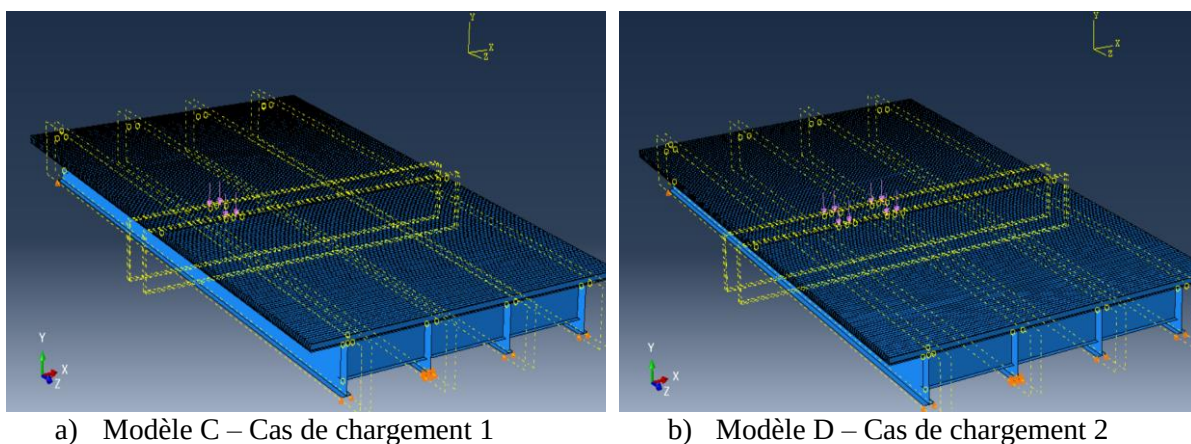


Figure 3.14 : Cas de chargement pour le calcul des réactions d'appuis et du moment fléchissant

Tableau 3.39 : Réactions d'appuis du modèle C

	Poutre de rive 1	Poutre intérieure 1	Poutre intérieure 2	Poutre de rive 1	Total
Réactions d'appuis (kN)	111.0	66.32	34.295	-11.56	200
Fractions de charge	0.5548	0.3316	0.1714	-0.0578	1.0

Tableau 3.40 : Réactions d'appuis du modèle D

	Poutre de rive 1	Poutre intérieure 1	Poutre intérieure 2	Poutre de rive 1	Total
Réactions d'appuis (kN)	155.0	120.3	94.28	30.44	400
Fractions de charge	0.3874	0.3008	0.2357	0.0761	1.0

Tableau 3.41 : Moment fléchissant du modèle C

	Poutre de rive 1	Poutre intérieure 1	Poutre intérieure 2	Poutre de rive 1	Total
Moment fléchissant (kN-m)	507	367.7	117.2	-30.92	961
Fractions de charge	0.5275	0.3827	0.122	-0.0322	1.0

Tableau 3.42 : Moment fléchissant du modèle D

	Poutre de rive 1	Poutre intérieure 1	Poutre intérieure 2	Poutre de rive 1	Total
Moment fléchissant (kN-m)	628.6	755.5	412.8	126.8	1922
Fractions de charge	0.3271	0.3931	0.2148	0.065	1.0

3.4.4.3 Validation des caractéristiques structurales – Tablier non mixte

En appliquant les mêmes chargements et conditions d'appuis que pour le cas du tablier mixte montré sur la figure 3.10, on obtient les valeurs des inerties flexionnelle et torsionnelle, données respectivement au tableau 3.43 et tableau 3.44.

L'inertie flexionnelle obtenue numériquement, transformée en unité d'acier, est légèrement moindre que la valeur théorique égale à $48.84 \times 10^9 \text{ mm}^4$, mais supérieure à la valeur calculée pour un tablier sans poutres. L'écart de 6% est attribuable au frottement entre le platelage et les poutres qui contribue à créer un effet mixte partiel.

Tableau 3.43 : Inertie flexionnelle du tablier non mixte

Modèle	L (mm)	B (mm)	q (kN/m ²)	w (kN/m)	δ (mm)	I_{Tablier} (mm ⁴)
E	20 500	11 500	10	115	29.29	45.14×10^9

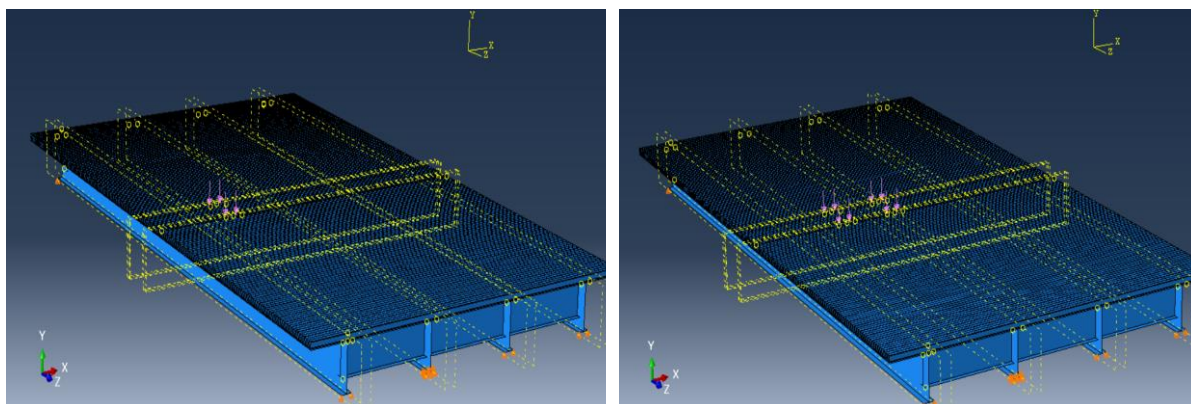
La rigidité torsionnelle du platelage par unité de largeur (13 380 kN-m²/m), obtenue en retranchant de la rigidité du tablier la rigidité sans platelage (12 575 kN-m²) et en divisant par la largeur du platelage, est 68% supérieure à la valeur 7 988 kN-m²/m obtenue au tableau 3.11, attribuable en partie à un maillage moins raffiné des extrusions et à une interaction du platelage avec les poutres.

Tableau 3.44 : Inertie torsionnelle du tablier non mixte

Modèle	L (mm)	T (kN-m)	δ (mm)	θ (rad/m)	GJ_{Tablier} (kN-m ²)	$GJ_{\text{Platelage}}$ (kN-m ² /m)
F	20500	100	54.58	601×10^{-6}	166 400	13 380

3.4.4.4 Chargements non symétriques – Tablier non mixte

Les mêmes cas de chargement ont été appliqués pour le calcul des réactions d'appuis et le moment fléchissant que pour le cas du tablier longitudinal non mixte, tel qu'illustré sur la figure 3.15. Les résultats sont présentés du tableau 3.45 au tableau 3.48. Pour l'effort tranchant les résultats des analyses numériques correspondent aux valeurs théoriques alors que pour la flexion, un écart de 0.4% est obtenu, ce qui est pleinement satisfaisant.



a) Modèle G – Cas de chargement 1

b) Modèle H – Cas de chargement 2

Figure 3.15 : Cas de chargement pour le calcul des réactions d'appuis et du moment fléchissant**Tableau 3.45 :** Réactions d'appuis du modèle G

	Poutre de rive 1	Poutre intérieure 1	Poutre intérieure 2	Poutre de rive 2	Total
Réactions d'appuis (kN)	111.9	64.02	35.97	-11.90	200
Fractions de charge	0.5595	0.32	0.18	-0.0595	1.0

Tableau 3.46 : Réactions d'appuis du modèle H

	Poutre de rive 1	Poutre intérieure 1	Poutre intérieure 2	Poutre de rive 2	Total
Réactions d'appuis (kN)	164.4	108.1	90.24	37.20	400
Fractions de charge	0.411	0.2704	0.2256	0.0930	1.0

Tableau 3.47 : Moment fléchissant du modèle G

	Poutre de rive 1	Poutre intérieure 1	Poutre intérieure 2	Poutre de rive 2	Total
Moment fléchissant (kN-m)	503.2	361.0	126.4	-29.54	961
Fractions de charge	0.5236	0.3757	0.1315	-0.0308	1.0

Tableau 3.48 : Moment fléchissant du modèle H

	Poutre de rive 1	Poutre intérieure 1	Poutre intérieure 2	Poutre de rive 2	Total
Moment fléchissant (kN-m)	646.4	725.3	410	140.2	1922
Fractions de charge	0.3363	0.3774	0.2134	0.0729	1.0

3.4.4.5 Comparaison des facteurs d'essieux entre le cas mixte et le cas non mixte

Le tableau 3.49 présente la comparaison entre les modèles mixte et non mixte. La différence entre ces deux conditions est relativement faible pour les poutres les plus sollicitées (poutres de rive 1 et intérieure 1), étant en moyenne de 1% pour les moments dans la poutre de rive 1 et la poutre intérieure 1. L'écart est un peu plus grand pour les poutres éloignées, le ratio étant calculées à partir de valeurs plus faibles.

Tableau 3.49 : Comparaison des ratios des efforts mixtes / non mixtes

Cas	Effort	Poutre de rive 1	Poutre intérieure 1	Poutre intérieure 2	Poutre de rive 2
1 : 2 charges	Réaction	0.99	1.04	0.95	0.97
	Moment	1.01	1.02	0.93	1.05
2 : 4 charges	Réaction	0.94	1.11	1.05	0.89
	Moment	0.97	1.04	1.01	0.82

3.4.5 Sommaire

On observe que les valeurs des fractions de charge pour les réactions d'appuis et le moment fléchissant sont très similaires entre le cas du tablier mixte et non mixte, et ce, pour les 2 configurations de platelage, longitudinal et transversal, étudiées. Pour les poutres les plus sollicitées, la différence moyenne est de l'ordre de 1%, avec des valeurs extrêmes plus grandes pour les réactions d'appuis que pour le moment.

Finalement, on peut conclure, en comparant les facteurs d'essieux et puisque l'erreur reste relativement faible, que la solution d'un tablier avec action non mixte reste la plus convenable. Ceci est dû au fait qu'il est difficile d'assurer, sur le chantier, une connexion en cisaillement suffisante tant du point de vue de la rigidité que de la résistance et donc d'avoir une action mixte efficace à 100%.

3.5 Modélisation du pont par grillage

3.5.1 Méthodologie

3.5.1.1 Généralités

Un premier modèle de grillage type du pont complet est créé avec le platelage de 200 mm. Les analyses par éléments finis montrées à la section 3.4 servent à établir les propriétés du platelage alors que les analyses par éléments finis du pont complet de la section 3.4 servent à valider la justesse du modèle de grillage pour les quatre conditions considérées, à savoir un platelage mixte ou non mixte, avec des extrusions longitudinales ou transversales. Les analyses par éléments finis additionnelles sont utilisées également pour déterminer certaines propriétés du grillage.

Une fois la méthodologie validée, les modèles de grillages élaborés sont utilisés afin de déterminer les facteurs d'essieux pour l'ouvrage de référence. Les cas critiques obtenus des analyses de grillage ont été validés par des analyses d'éléments finis additionnelles.

3.5.1.2 Géométrie du modèle

Pour les fins de ce mémoire, une seule géométrie de grillage est utilisée. Elle est toutefois typique dans sa construction à celles qui seront utilisées pour l'étude paramétrique, à savoir des éléments de poutres longitudinales principales qui incorporent les propriétés des poutres d'acier et du platelage associé, des éléments de platelage longitudinaux intercalaires, entre les poutres principales qui servent essentiellement à faire circuler les charges mobiles, et des éléments de platelage transversaux espacés à tous les mètres. À ces éléments s'ajoutent les diaphragmes d'appui et les contreventements transversaux.

Les modèles de grillage ont été établis à l'aide du logiciel SAP2000. Pour vérifier les valeurs obtenues à partir des résultats des analyses par éléments finis, il est nécessaire d'associer les propriétés structurales convenables aux éléments longitudinaux et transversaux constituant le grillage. Les principales caractéristiques mécaniques à calculer sont l'inertie flexionnelle I_x , l'inertie torsionnelle J_x et l'aire en cisaillement A_y . Pour les grillages sollicités transversalement à leur plan, l'aire axiale A , l'inertie par rapport à l'axe faible I_y et l'aire en cisaillement transversal A_x n'ont pas d'incidence sur les calculs.

Le modèle de grillage du pont de référence (voir figure 3.16) est donc constitué de 7 éléments longitudinaux espacés de 1.5 m dont les 4 poutres principales (bleu) et les 3 éléments représentant le platelage longitudinal (rouge clair). Pour les éléments transversaux, on utilise 21 éléments espacés de 1 m qui représentent le platelage transversal (jaune) auxquels s'ajoutent les diaphragmes d'appuis aux extrémités (rouge foncé) et les contreventements espacés à chaque 5 m (orange). Il importe de noter que les éléments de platelage transversaux sont liés aux éléments de poutres principales et de platelage intercalaires longitudinaux. Par contre les éléments de diaphragme et contreventements ne sont attachés qu'aux poutres principales longitudinales.

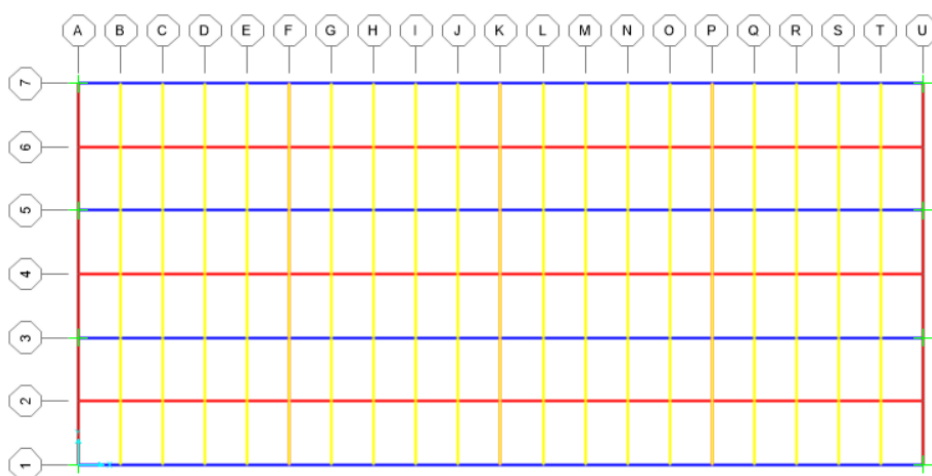


Figure 3.16 : Géométrie du modèle de grillage pour le platelage longitudinal

3.5.1.3 Charges

Pour les analyses de grillage comme ce sont les efforts dans les poutres longitudinales qui ont un intérêt, et non les effets locaux sur le platelage, seules des charges concentrées appliquées sur les éléments longitudinaux sont considérées.

3.5.1.4 Vérification du modèle de grillage

Trois vérifications ont été faites pour s'assurer de la justesse de chacun des modèles : une réponse symétrique sous un chargement symétrique (charges à mi-portée), la flèche sous une charge uniforme de 10 kN/m et la rigidité en torsion. Le modèle de grillage considéré pour la

vérification est celui correspondant à une extrusion de hauteur 200mm et un platelage longitudinal avec action mixte détaillé à la section 3.5.2.

On vérifie tout d'abord les réactions d'appuis en appliquant une charge de 100kN par exemple au centre du pont et en vérifiant que les réactions d'appuis sont symétriques.

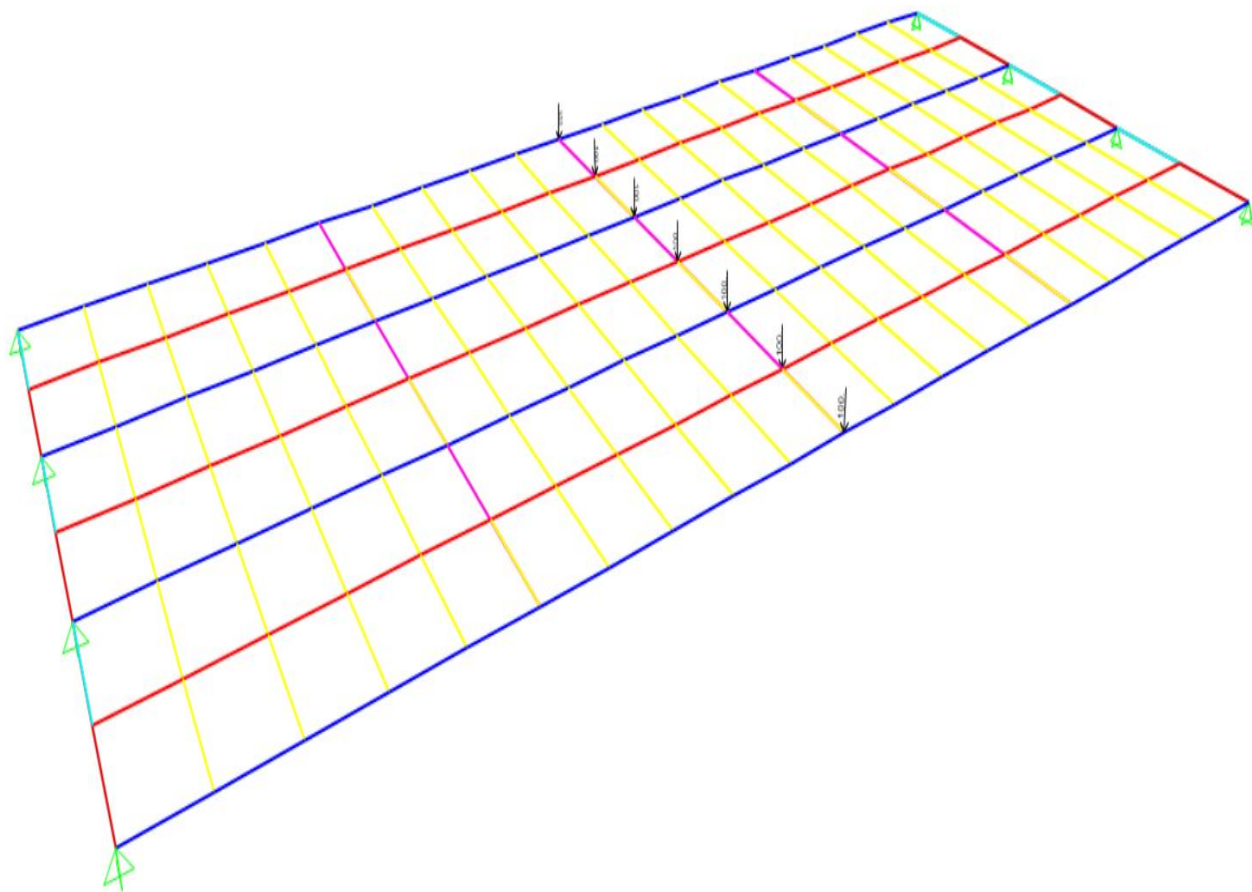


Figure 3.17 : Charges de 100 kN au centre du pont

La réaction d'appuis est égale à 88.5 kN pour chacune des poutres intérieures et 86.5 kN pour chacune des poutres de rive et à chaque extrémité du pont. Le premier critère est donc vérifié.

On vérifie ensuite la rigidité flexionnelle globale du pont. Ainsi, on applique une charge uniforme de 10kN/m par exemple et on calcule la flèche au centre du pont.

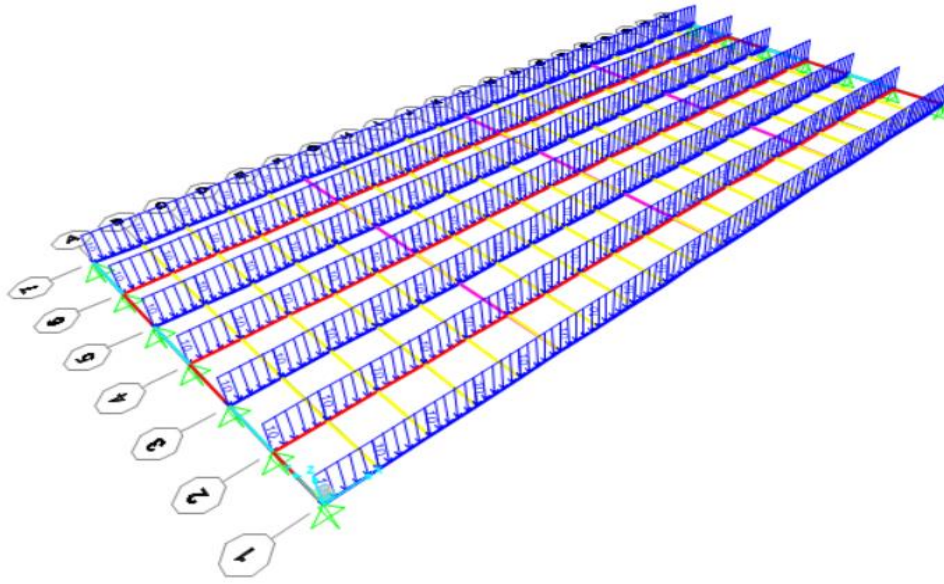


Figure 3.18 : Vérification du modèle en flexion

Une formule approximative de la flèche est :

$$\delta = \frac{5wL^4}{384EI} \quad (3.15)$$

Avec $EI = \sum n_{Ei} \cdot E \cdot I$ = rigidité flexionnelle des éléments longitudinaux

En négligeant les déformations dues au cisaillement ($A_v = 0$), La flèche obtenue par SAP2000 doit être proche de la flèche théorique obtenue par la formule de l'équation 3.15 :

$$\delta_{\text{SAP2000}} = 9.8 \text{ mm}$$

$$\delta_{\text{théorique}} = 9.26 \text{ mm}$$

La dernière analyse consiste à vérifier la rigidité en torsion du pont. Pour cela, on applique deux forces concentrées verticales de 10 kN et de sens contraire sur les poutres de rive d'un côté et on encastre l'autre côté en torsion et $2/3 \times 10$ kN pour les éléments longitudinaux près des poutres de rive et $1/3 \times 10$ kN pour les poutres intérieures comme le montre la figure 3.19. L'autre extrémité du grillage est encastrement en torsion.

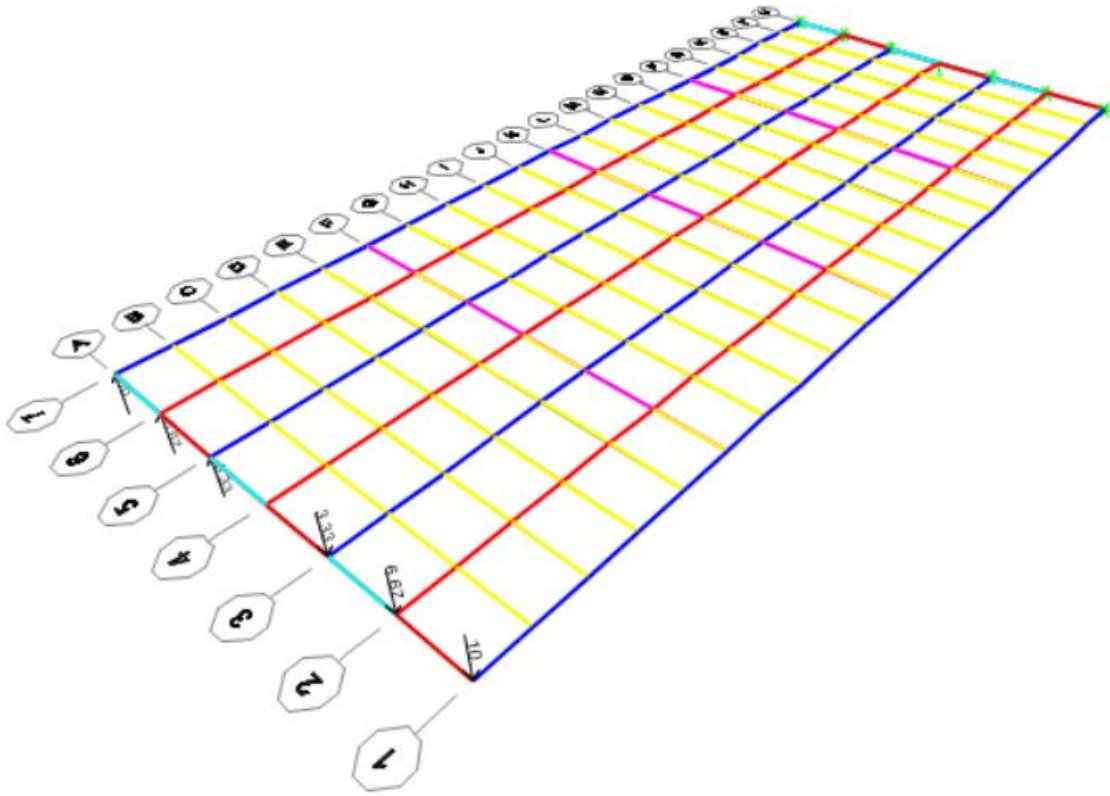


Figure 3.19 : Vérification du modèle en torsion

La rotation par unité de longueur obtenue par SAP2000 doit être égale à la rotation par unité de longueur théorique obtenue par la formule suivante :

$$\theta_{théorique} = \frac{T}{GJ} = 1.967 \times 10^{-3} \text{ rad/m} \quad (3.16)$$

$$\theta_{SAP2000} = \frac{2 \times \delta_{SAP2000}}{B \times L} = 1.884 \times 10^{-3} \quad (3.17)$$

où

$GJ = \sum n_{Gi} \cdot G \cdot J$ = rigidité torsionnelle des éléments longitudinaux

n_{Gi} : rapport des modules de cisaillement en considérant l'acier comme matériau de référence

B : Largeur du pont;

L : Longueur du pont.

3.5.1.5 Modélisation des conditions mixte et non mixte

Pour l'action mixte, l'inertie flexionnelle mixte du tablier est répartie dans chacune des poutres au prorata de la largeur effective du platelage associée aux poutres longitudinales. La moitié de la rigidité torsionnelle sans gauchissement du platelage (torsion de St-Venant uniquement) est attribuée aux poutres au prorata de la largeur effective du platelage associée aux poutres longitudinales alors que l'autre moitié a été attribuée aux éléments de platelage entre les poutres. Pour l'action non mixte, l'inertie flexionnelle des poutres est celle correspondante à la valeur théorique et à laquelle s'ajoute l'inertie provenant du contact acier-aluminium comme expliqué à la section 3.5.3.

3.5.2 Modélisation du pont à platelage longitudinal de 200 mm mixte

3.5.2.1 Propriétés structurales des éléments longitudinaux

L'inertie en flexion longitudinale des poutres est déterminée à partir de la valeur théorique de la section mixte transformée en acier selon la largeur tributaire associée à chaque poutre. Comme la largeur tributaire est environ la même pour les poutres de rive et intérieures, l'inertie du tablier est divisée également entre les poutres. Pour les éléments de platelage intercalaires, l'inertie donnée au tableau 3.20 est utilisée. Il est supposé que ces éléments aient une largeur tributaire égale à la moitié de l'espacement des poutres principales, soit 1.5 m. Il convient de noter que l'inertie des poutres principales pourrait être réduite de la portion attribuée aux éléments de platelage, ce qui représenterait une correction de 1% environ, ce qui a été négligé.

La rigidité torsionnelle retenue est celle correspondant au comportement bidirectionnel du platelage indiquée au tableau 3.20. Pour les éléments de platelage intercalaires et pour les poutres intérieures, une largeur tributaire de 1.5 m est utilisée. Pour les poutres de rive, une largeur de 2 m est utilisée, soit 1.25 m pour la partie en porte-à-faux et 0.75 m pour la partie intérieure. Il convient de noter que l'inertie torsionnelle des poutres principales égale à $15 \times 10^6 \text{ mm}^4$ est pourrait être ajoutée. Toutefois, cet ajout est faible et suppose un encastrement en torsion parfait entre le platelage et les poutres, ce qui est difficile à assurer. La contribution des poutres à la rigidité torsionnelle est donc négligée.

L'aire en cisaillement des poutres longitudinales est prise égale à l'aire de l'âme tirée des dimensions présentées au tableau 3.2. Pour les éléments de platelage, la valeur donnée au

tableau 3.20 pour une largeur tributaire de 1.5 m est utilisée. Les propriétés des éléments longitudinaux sont données au tableau 3.50.

Tableau 3.50 : Propriétés des éléments longitudinaux – Platelage longitudinal mixte

Propriété	Poutres de rive	Poutres intérieures	Platelage
$I_x \text{ (mm}^4\text{)}$	$19\,590 \times 10^6$	$19\,590 \times 10^6$	325×10^6
$J_x \text{ (mm}^4\text{)}$	340×10^6	255×10^6	255×10^6
$A_y \text{ (mm}^2\text{)}$	12 000	12 000	16 350

3.5.2.2 Propriétés structurales des éléments transversaux

Pour les ponts à poutres d'acier avec dalles en béton, l'inertie transversale des contreventements intermédiaires est calculée en utilisant la relation approximative suivante (Massicotte, 2018) :

$$I_c = \sum A_h e_c^2 \quad (3.18)$$

où :

A_h : Aire de chacune des membrures horizontales formant un contreventement intermédiaire;

e_c : Distance des membrures du contreventement mesurée par rapport à un axe de référence.

Afin de vérifier la position du point par rapport auquel ce calcul doit être fait dans le cas d'un pont avec un platelage en aluminium, un modèle sur Abaqus a été utilisé. Dans ce modèle, le tablier a été encastré d'un côté alors qu'une charge verticale de 20 kN appliquée de façon distribuée sur toute la longueur du pont de l'autre côté (1 kN/m), comme illustré sur la figure 3.20. L'analyse a démontré que l'axe neutre se situe environ au niveau de la membrure supérieure du contreventement. Donc seule l'aire de la membrure inférieure est considérée dans le calcul de l'inertie flexionnelle du contreventement transversal avec l'équation 3.18, avec une excentricité égale à la distance entre les membrures horizontales. Ainsi, l'inertie obtenue pour une cornière 100x100x10 mm avec une excentricité de 1180 mm.

Les propriétés du diaphragme d'extrémité sont celles définies à la section 3.2.2.2. Les propriétés du platelage retenues sont celles correspondant au comportement bidirectionnel du platelage indiquées au tableau 3.20. Des valeurs égales à la moitié de celles-ci sont utilisées pour les deux éléments d'extrémités. Les propriétés des éléments transversaux sont données au tableau 3.51.

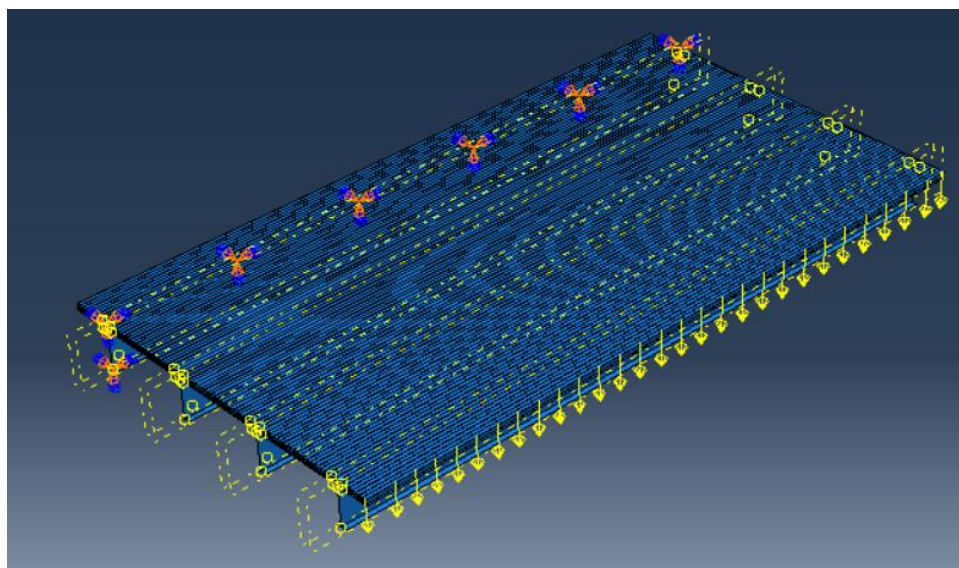


Figure 3.20 : Modèle d'analyse pour le calcul de la rigidité du contreventement

Tableau 3.51 : Propriétés des éléments transversaux – Platelage longitudinal mixte

Propriété	Diaphragme d'extrémité	Contreventement intermédiaire	Platelage
I_x (mm ⁴)	$3\,820 \times 10^6$	$2\,645 \times 10^6$	157×10^6
J_x (mm ⁴)	3.3×10^6	0	170×10^6
A_y (mm ²)	9 000	0	4 200

3.5.2.3 Calcul du moment fléchissant et des réactions d'appuis

Pour calculer le moment fléchissant et les réactions d'appuis dans chaque poutre, on applique les mêmes cas de chargement utilisés à la section 3.4.3.2 avec la même position longitudinale des charges mais en faisant varier la position transversale des charges sur les éléments

longitudinaux. Des lignes d'influence du moment fléchissant et de la réaction d'appuis sont alors tracées en fonction de la position transversale des charges pour chacune des poutres longitudinales. Une interpolation est faite ensuite pour déterminer l'effet des charges selon leurs positions réelles pour le cas de chargement 1 et le cas de chargement 2 à partir des lignes d'influence déjà tracées. La comparaison des résultats de grillage et d'éléments finis pour les moments fléchissants et les réactions d'appuis pour les deux cas de chargement est donnée au tableau 3.52 et au tableau 3.53.

On constate pour les moments maximaux (poutre de rive 1 et poutre intérieure 1) que l'écart entre les valeurs est assez important pour la poutre intérieure (13%) pour le cas de quatre charges (modèle D) alors que pour les autres cas l'écart est beaucoup plus petit, tant pour les moments que pour les réactions d'appui. Ce résultat est dû au fait que la grande rigidité des contreventements réduit le moment fléchissant dans la poutre intérieure. La formule calculant l'inertie flexionnelle des contreventements pour une dalle participante à l'action mixte est plus appropriée à la dalle de béton.

Tableau 3.52 : Comparaison avec les éléments finis – Moments fléchissants

Moment fléchissant 2 charges (kN-m)	Poutre de rive 1	Poutre intérieure 1	Poutre intérieure 2	Poutre de rive 2	Total
Éléments finis (modèle C)	513	374	113	-35	965
Grillage	506	369	130	-41	964
Moment fléchissant 4 charges (kN-m)	Poutre de rive 1	Poutre intérieure 1	Poutre intérieure 2	Poutre de rive 2	Total
Éléments finis (modèle D)	624	792	409	106	1931
Grillage	646	698	447	111	1902

Note : les valeurs totales ne coïncident pas exactement car les efforts ne sont pas tous pris exactement au même endroit (écart de 1.5%)

Tableau 3.53 : Comparaison avec les éléments finis – Réaction d'appui

Réaction d'appui 2 charges (kN)	Poutre de rive 1	Poutre intérieure 1	Poutre intérieure 2	Poutre de rive 2	Total
Éléments finis (modèle C)	112	68	33	-12	200
Grillage	111	65	36	-13	199
Réaction d'appui 4 charges (kN)	Poutre de rive 1	Poutre intérieure 1	Poutre intérieure 2	Poutre de rive 2	Total
Éléments finis (modèle D)	155	124	94	26	400
Grillage	158	116	93	33	400

3.5.3 Modélisation du pont à platelage longitudinal de 200 mm non mixte

3.5.3.1 Propriétés structurales des éléments longitudinaux

L'inertie en flexion longitudinale des éléments longitudinaux correspondant aux poutres est déterminée à partir de la valeur théorique de l'inertie de chaque poutre plus la différence d'inertie obtenue en retranchant la valeur obtenue par la modélisation du tablier sans platelage à la valeur obtenue au tableau 3.30. Cette approche permet de tenir compte du frottement qui existe entre le platelage et les poutres dans le cas du tablier à action non mixte et selon la largeur tributaire associée à chaque poutre. Comme la largeur tributaire est environ la même pour les poutres de rive et intérieures, l'inertie du tablier est divisée également entre les poutres. Pour les éléments de platelage intercalaires, l'inertie donnée au tableau 3.20 est utilisée. Il est supposé que ces éléments aient une largeur tributaire égale à la moitié de l'espacement des poutres principales, soit 1.5 m.

La rigidité torsionnelle retenue est celle correspondant au comportement bidirectionnel du platelage indiquée au tableau 3.20. Pour les éléments de platelage intercalaires et pour les poutres intérieures, une largeur tributaire de 1.5 m est utilisée. Pour les poutres de rive, une largeur de 2 m est utilisée, soit 1.25 m pour la partie en porte-à-faux et 0.75 m pour la partie intérieure. La contribution des poutres à la rigidité torsionnelle est donc négligée.

L'aire en cisaillement des poutres longitudinales est prise égale à celle de l'âme tirée des dimensions présentées au tableau 3.2. Pour les éléments de platelage, la valeur donnée au tableau 3.20 pour une largeur tributaire de 1.5 m est utilisée. Les propriétés des éléments longitudinaux sont données au tableau 3.54.

Tableau 3.54 : Propriétés des éléments longitudinaux – Platelage longitudinal non mixte

Propriété	Poutres de rive	Poutres intérieures	Platelage
I_x (mm ⁴)	13 195×10 ⁶	13 195×10 ⁶	325×10 ⁶
J_x (mm ⁴)	340×10 ⁶	255×10 ⁶	255×10 ⁶
A_y (mm ²)	12 000	12 000	16 350

3.5.3.2 Propriétés structurales des éléments transversaux

Les propriétés des éléments transversaux sont les mêmes que pour le tablier mixte à l'exception des contreventements intermédiaires. Pour la condition non mixte, l'inertie transversale des contreventements intermédiaires est celle correspondant aux cornières seules. Ainsi, l'inertie obtenue pour des cornières 100x100x10 mm distantes de 1180 mm. Les propriétés des éléments transversaux sont données au tableau 3.55.

Tableau 3.55 : Propriétés des éléments transversaux – Platelage longitudinal non mixte

Propriété	Diaphragme d'extrémité	Contreventement intermédiaire	Platelage
I_x (mm ⁴)	3 820×10 ⁶	1322×10 ⁶	157×10 ⁶
J_x (mm ⁴)	3.3×10 ⁶	0	170×10 ⁶
A_y (mm ²)	9 000	0	4 200

3.5.3.3 Calcul du moment fléchissant et des réactions d'appuis

Pour calculer le moment fléchissant et les réactions d'appuis dans chaque poutre, on applique les mêmes cas de chargement utilisé à la section 3.4.3.4 avec la même position longitudinale des charges mais en faisant varier la position transversale des charges sur les éléments longitudinaux. Des lignes d'influence du moment fléchissant et de la réaction d'appuis sont alors tracées en fonction de la position transversale des charges pour chacune des poutres longitudinales. Une interpolation est faite ensuite pour déterminer l'effet des charges selon leurs positions réelles pour le cas de chargement 1 et le cas de chargement 2 à partir des lignes

d'influence déjà tracées. Les lignes d'influence sont données en Annexe. La comparaison des résultats de grillage et d'éléments finis pour les moments fléchissants et les réactions d'appuis pour les deux cas de chargement est donnée au tableau 3.56 et au tableau 3.57.

Tableau 3.56 : Comparaison avec les éléments finis – Moments fléchissants

Moment fléchissant 2 charges (kN-m)	Poutre de rive 1	Poutre intérieure 1	Poutre intérieure 2	Poutre de rive 2	Total
Éléments finis (modèle G)	503	361	126	-30	960
Grillage	498	374	126	-36	962
Moment fléchissant 4 charges (kN-m)	Poutre de rive 1	Poutre intérieure 1	Poutre intérieure 2	Poutre de rive 2	Total
Éléments finis (modèle H)	646	725	410	140	1921
Grillage	623	719	450	105	1897

Note : les valeurs totales ne coïncident pas exactement car les efforts ne sont pas tous pris exactement au même endroit (écart de 1%)

Tableau 3.57 : Comparaison avec les éléments finis – Réaction d'appui

Réaction d'appui 2 charges (kN)	Poutre de rive 1	Poutre intérieure 1	Poutre intérieure 2	Poutre de rive 2	Total
Éléments finis (modèle G)	112	64	36	-12	200
Grillage	111	64	38	-13	200
Réaction d'appui 4 charges (kN)	Poutre de rive 1	Poutre intérieure 1	Poutre intérieure 2	Poutre de rive 2	Total
Éléments finis (modèle H)	164	108	90	37	400
Grillage	155	118	99	28	400

3.5.4 Modélisation du pont à platelage transversal de 200 mm mixte

3.5.4.1 Propriétés structurales des éléments longitudinaux

L'inertie en flexion longitudinale des poutres est déterminée à partir de la valeur théorique de la section mixte transformée en acier selon la largeur tributaire associée à chaque poutre.

Comme la largeur tributaire est environ la même pour les poutres de rive et intérieures, l'inertie du tablier est divisée également entre les poutres. Pour les éléments de platelage intercalaires, l'inertie donnée au tableau 3.20 est utilisée. Il est supposé que ces éléments aient une largeur tributaire égale à la moitié de l'espacement des poutres principales, soit 1.5 m. Il convient de noter que l'inertie des poutres principales pourrait être réduite de la portion attribuée aux éléments de platelage, ce qui représenterait une correction de 1% environ.

La rigidité torsionnelle retenue est celle correspondant au comportement bidirectionnel du platelage indiquée au tableau 3.20. Pour les éléments de platelage intercalaires et pour les poutres intérieures, une largeur tributaire de 1.5 m est utilisée. Pour les poutres de rive, une largeur de 2 m est utilisée, soit 1.25 m pour la partie en porte-à-faux et 0.75 m pour la partie intérieure. La contribution des poutres à la rigidité torsionnelle est donc négligée.

L'aire en cisaillement des poutres longitudinales est prise égale à celle de l'âme tirée des dimensions présentées au tableau 3.2. Pour les éléments de platelage, la valeur donnée au tableau 3.20 pour une largeur tributaire de 1.5 m est utilisée. Les propriétés des éléments longitudinaux sont données au tableau 3.58.

Tableau 3.58 : Propriétés des éléments longitudinaux – Platelage transversal mixte

Propriété	Poutres de rive	Poutres intérieures	Platelage
I_x (mm ⁴)	15 970×10 ⁶	15 970×10 ⁶	236×10 ⁶
J_x (mm ⁴)	340×10 ⁶	255×10 ⁶	255×10 ⁶
A_y (mm ²)	12 000	12 000	6300

3.5.4.2 Propriétés structurales des éléments transversaux

Pour les ponts à poutres d'acier avec dalles en béton, l'inertie transversale des contreventements intermédiaires est calculée en utilisant la relation approximative présentée précédemment (Éq. 3.18). Afin de vérifier la position du point par rapport auquel ce calcul doit être fait dans le cas d'un pont avec un platelage en aluminium, un modèle sur Abaqus a été utilisé. Dans ce modèle,

le tablier a été encastré d'un côté alors qu'une charge verticale de 20 kN appliquée de façon distribuée sur toute la longueur du pont de l'autre côté, comme illustré sur la figure 3.21. L'analyse a démontré que l'axe neutre se situe environ à 43 mm du niveau du dessous de la semelle supérieure de la poutre.

Les propriétés du diaphragme d'extrémité sont celles d'un profilé décrit à la section 3.2.2.2. Les propriétés du platelage retenues sont celles correspondant au comportement bidirectionnel du platelage indiquées au tableau 3.20. Des valeurs égales à la moitié de celles-ci sont utilisées pour les deux éléments d'extrémités. Les propriétés des éléments transversaux sont données au tableau 3.59.

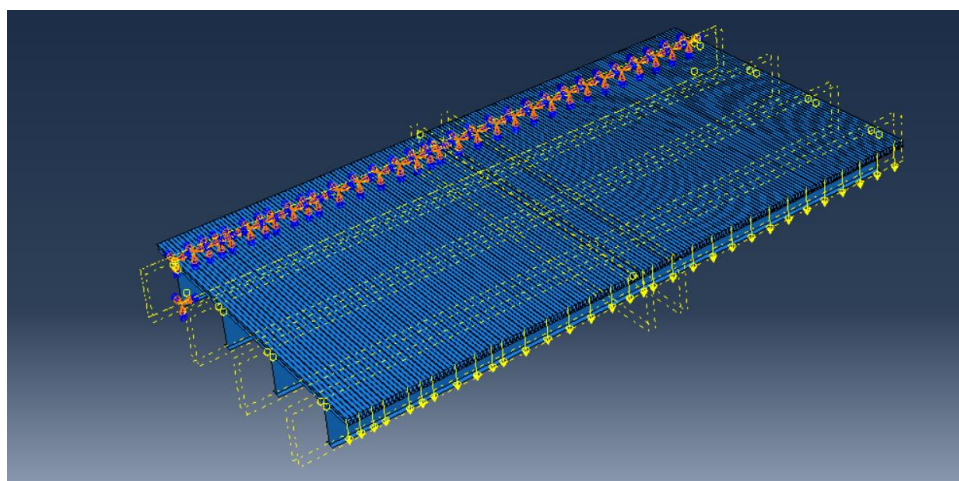


Figure 3.21 : Modèle d'analyse pour le calcul de la rigidité du contreventement

Tableau 3.59 : Propriétés des éléments transversaux – Platelage transversal mixte

Propriété	Diaphragme d'extrémité	Contreventement intermédiaire	Platelage
I_x (mm ⁴)	$3\,820 \times 10^6$	$2\,943 \times 10^6$	217×10^6
J_x (mm ⁴)	3.3×10^6	0	170×10^6
A_y (mm ²)	9 000	0	10 900

3.5.4.3 Calcul du moment fléchissant et des réactions d'appuis

Pour calculer le moment fléchissant et les réactions d'appuis dans chaque poutre, on applique les mêmes cas de chargement utilisé à la section 3.4.4.2 avec la même position longitudinale des charges mais en faisant varier la position transversale des charges sur les éléments longitudinaux. Des lignes d'influence du moment fléchissant et de la réaction d'appuis sont alors tracées en fonction de la position transversale des charges pour chacune des poutres longitudinales. Une interpolation est faite ensuite pour déterminer l'effet des charges selon leurs positions réelles pour le cas de chargement 1 et le cas de chargement 2 à partir des lignes d'influence déjà tracées. Les lignes d'influence sont données en Annexe. La comparaison des résultats de grillage et d'éléments finis pour les moments fléchissants et les réactions d'appuis pour les deux cas de chargement est présentée au tableau 3.60 et au tableau 3.61.

Tableau 3.60 : Comparaison avec les éléments finis – Moments fléchissants

Moment fléchissant 2 charges (kN-m)	Poutre de rive 1	Poutre intérieure 1	Poutre intérieure 2	Poutre de rive 2	Total
Éléments finis (modèle C)	507	368	117	-31	961
Grillage	505	361	134	-39	961
Moment fléchissant 4 charges (kN-m)	Poutre de rive 1	Poutre intérieure 1	Poutre intérieure 2	Poutre de rive 2	Total
Éléments finis (modèle D)	629	756	413	127	1922
Grillage	661	674	438	126	1899

Note : les valeurs totales ne coïncident pas exactement car les efforts ne sont pas tous pris exactement au même endroit (écart de 1%)

Tableau 3.61 : Comparaison avec les éléments finis – Réaction d'appui

Réaction d'appui 2 charges (kN)	Poutre de rive 1	Poutre intérieure 1	Poutre intérieure 2	Poutre de rive 2	Total
Éléments finis (modèle C)	111	66	34	-12	199
Grillage	112	64	36	-12	200
Réaction d'appui 4 charges (kN)	Poutre de rive 1	Poutre intérieure 1	Poutre intérieure 2	Poutre de rive 2	Total
Éléments finis (modèle D)	155	120	94	30	399
Grillage	162	112	90	36	400

3.5.5 Modélisation du pont à platelage transversal de 200 mm non mixte

3.5.5.1 Propriétés structurales des éléments longitudinaux

L'inertie en flexion longitudinale des éléments longitudinaux correspondant aux poutres est déterminée à partir de la valeur théorique de l'inertie de chaque poutre plus la différence d'inertie obtenue en retranchant la valeur obtenue par la modélisation du tablier sans platelage à la valeur obtenue au tableau 3.43. Cette approche permet de tenir compte du frottement qui existe entre le platelage et les poutres dans le cas du tablier à action non mixte et selon la largeur tributaire associée à chaque poutre. Comme la largeur tributaire est environ la même pour les poutres de rive et intérieures, l'inertie du tablier est divisée également entre les poutres. Pour les éléments de platelage intercalaires, l'inertie donnée au tableau 3.20 est utilisée. Il est supposé que ces éléments aient une largeur tributaire égale à la moitié de l'espacement des poutres principales, soit 1.5 m.

La rigidité torsionnelle retenue est celle correspondant au comportement bidirectionnel du platelage indiquée au tableau 3.20. Pour les éléments de platelage intercalaires et pour les poutres intérieures, une largeur tributaire de 1.5 m est utilisée. Pour les poutres de rive, une largeur de 2 m est utilisée, soit 1.25 m pour la partie en porte-à-faux et 0.75 m pour la partie intérieure. La contribution des poutres à la rigidité torsionnelle est donc négligée.

L'aire en cisaillement des poutres longitudinales est prise égale à l'aire de l'âme tirée des dimensions présentées au tableau 3.2. Pour les éléments de platelage, la valeur donnée au

tableau 3.20 pour une largeur tributaire de 1.5 m est utilisée. Les propriétés des éléments longitudinaux sont données au tableau 3.62.

Tableau 3.62 : Propriétés des éléments longitudinaux – Platelage transversal non mixte

Propriété	Poutres de rive	Poutres intérieures	Platelage
I_x (mm ⁴)	12 803×10 ⁶	12 803×10 ⁶	236×10 ⁶
J_x (mm ⁴)	340×10 ⁶	255×10 ⁶	255×10 ⁶
A_y (mm ²)	12 000	12 000	6300

3.5.5.2 Propriétés structurales des éléments transversaux

Les propriétés des éléments transversaux sont les mêmes que pour le tablier mixte à l'exception des contreventements intermédiaires. Pour la condition non mixte, l'inertie transversale des contreventements intermédiaires est celle correspondant aux cornières seules. Ainsi, l'inertie obtenue pour des cornières 100×100×10 mm excentrées de 1180 mm. Les propriétés des éléments transversaux sont données au tableau 3.63.

Tableau 3.63 : Propriétés des éléments transversaux – Platelage transversal non mixte

Propriété	Diaphragme d'extrémité	Contreventement intermédiaire	Platelage
I_x (mm ⁴)	3 820×10 ⁶	1322×10 ⁶	217×10 ⁶
J_x (mm ⁴)	3.3×10 ⁶	0	170×10 ⁶
A_y (mm ²)	9 000	0	10900

3.5.5.3 Calcul du moment fléchissant et des réactions d'appuis

Pour calculer le moment fléchissant et les réactions d'appuis dans chaque poutre, on applique les mêmes cas de chargement utilisé à la section 3.4.4.4 avec la même position longitudinale des charges mais en faisant varier la position transversale des charges sur les éléments longitudinaux. Des lignes d'influence du moment fléchissant et de la réaction d'appuis sont alors tracées en fonction de la position transversale des charges pour chacune des poutres

longitudinales. Une interpolation est faite ensuite pour déterminer l'effet des charges selon leurs positions réelles pour le cas de chargement 1 et le cas de chargement 2 à partir des lignes d'influence déjà tracées. Les lignes d'influence sont données en Annexe. La comparaison des résultats de grillage et d'éléments finis pour les moments fléchissants et les réactions d'appuis pour les deux cas de chargement est présentée au tableau 3.64 et au tableau 3.65.

Tableau 3.64 : Comparaison avec les éléments finis – Moments fléchissants

Moment fléchissant 2 charges (kN-m)	Poutre de rive 1	Poutre intérieure 1	Poutre intérieure 2	Poutre de rive 2	Total
Éléments finis (modèle G)	503	361	126	-30	960
Grillage	496	370	127	-36	957
Moment fléchissant 4 charges (kN-m)	Poutre de rive 1	Poutre intérieure 1	Poutre intérieure 2	Poutre de rive 2	Total
Éléments finis (modèle H)	646	725	410	140	1921
Grillage	628	711	446	109	1894

Note : les valeurs totales ne coïncident pas exactement car les efforts ne sont pas tous pris exactement au même endroit (écart de 1%)

Tableau 3.65 : Comparaison avec les éléments finis – Réaction d'appui

Réaction d'appui 2 charges (kN)	Poutre de rive 1	Poutre intérieure 1	Poutre intérieure 2	Poutre de rive 2	Total
Éléments finis (modèle G)	112	64	36	-12	200
Grillage	112	64	38	-14	200
Réaction d'appui 4 charges (kN)	Poutre de rive 1	Poutre intérieure 1	Poutre intérieure 2	Poutre de rive 2	Total
Éléments finis (modèle H)	164	108	90	37	400
Grillage	157	116	98	29	400

3.5.6 Sensibilité des propriétés du tablier pour le platelage de 135 mm

3.5.6.1 Portée de l'étude

Cette section présente une étude de sensibilité des propriétés des constituants du tablier de référence sur la répartition des charges entre les poutres de rive et intérieures. L'intérêt de cette étude est d'identifier les paramètres les plus importants quant à la répartition des charges entre les poutres dans le cas où, dans le futur, différents types de platelages pourraient être développés.

Les inerties en flexion et en torsion du platelage ont des effets sur la répartition des efforts qu'il importe de quantifier. Même si la contribution des contreventements intermédiaires n'est pas considérée dans la méthode simplifiée du code CSA-S6 car leur nombre et leur rigidité ne sont pas réglementés, il est certain qu'ils contribuent à la répartition des efforts entre les poutres et leur effet bénéfique mérite d'être évalué.

Dans les analyses précédentes, les contreventements étaient inclus. Dans le cas de platelages mixte, les propriétés obtenues par l'analyse par la méthode des éléments finis ont été utilisées alors que dans le cas des platelages non mixte, l'inertie a été calculée en supposant une courbe simple, condition qui fait intervenir uniquement les membrures horizontales, ce qui donne une borne supérieure à l'inertie de contreventements. Dans cette section, la contribution des contreventements intermédiaire est abordée plus en détail.

L'étude qui porte sur le platelage longitudinal non mixte de 135 mm, s'intéresse d'abord à l'effet de la rigidité en flexion et en torsion du platelage puis à l'effet de la rigidité des contreventements intermédiaires. Ensuite, la répartition des efforts pour les quatre configurations de platelage est étudiée dans le cas avec et sans contreventements intermédiaires. Dans tous les cas les lignes d'influence du moment et de l'effort tranchant sont présentées.

3.5.6.2 Rigidité des contreventements

Les propriétés des contreventements ont été considérées pour les grillages en supposant une flexion en courbure simple et sans perte de rigidité due au flambement des éléments comprimés, condition qui pourrait survenir à l'approche de l'état limite ultime. De plus, advenant une condition de chargement qui induit des efforts tranchants, les diagonales seront sollicitées ce qui engendrera des déformations en cisaillement additionnelles. Considérer les déformations en

cisaillement et négliger la membrure horizontale comprimée mène à une rigidité des contreventements qui constitue la borne inférieure lorsque ceux-ci sont considérés dans l'analyse. Ainsi, l'inertie équivalente en courbure double, où la contribution de la membrure horizontale supérieure comprimée d'un contreventement en V est négligée, est donnée par la relation suivante (Massicotte, 2018) :

$$I_c = \frac{S^3 h_c^2}{\left(\frac{24L_d^3}{A_d} + \frac{3S^3}{A_h} \right)} \quad (3.19)$$

où :

A_h : Aire de chacune des membrures horizontales;

A_d : Aire de chacune des diagonales formant un V;

L_d : Longueur des diagonales;

h_c : Hauteur du contreventement (distance entre les membrures horizontales);

S : Espacement des poutres.

On peut vérifier qu'avec des diagonales d'aire infinie que l'inertie ainsi obtenue tend vers $A_h h_c^2 / 3$, une valeur plus petite que celle calculée avec la relation 3.15, égale à $A_h h_c^2 / 2$.

Dans la suite de cette section, on réfère à des contreventements rigides lorsque les propriétés incluent uniquement les rigidités en flexion sans négliger les membrures comprimées (M), ou à des contreventements flexibles, qui considèrent les déformations en cisaillement et négligent les membrures horizontales comprimées ($M+V$).

3.5.6.3 Effets des propriétés du platelage et des contreventements intermédiaires

Dans les figures suivantes, trois valeurs ont été utilisées pour l'inertie en flexion et en torsion du platelage : celles du platelage de référence de 135 mm et ces mêmes valeurs multipliées par 10 ou divisées par 10. L'effet de ces propriétés sur la répartition des charges entre les poutres a été regardé en fonction des propriétés attribuées aux contreventements intermédiaires.

3.5.6.3.1 Contreventements intermédiaires rigides

Les lignes d'influence pour les poutres de rive et intérieures pour des contreventements rigides sont présentées sur la figure 3.22 pour la condition de l'inertie flexionnelle alors que les résultats sont présentés sur la figure 3.23 pour la condition de l'inertie torsionnelle.

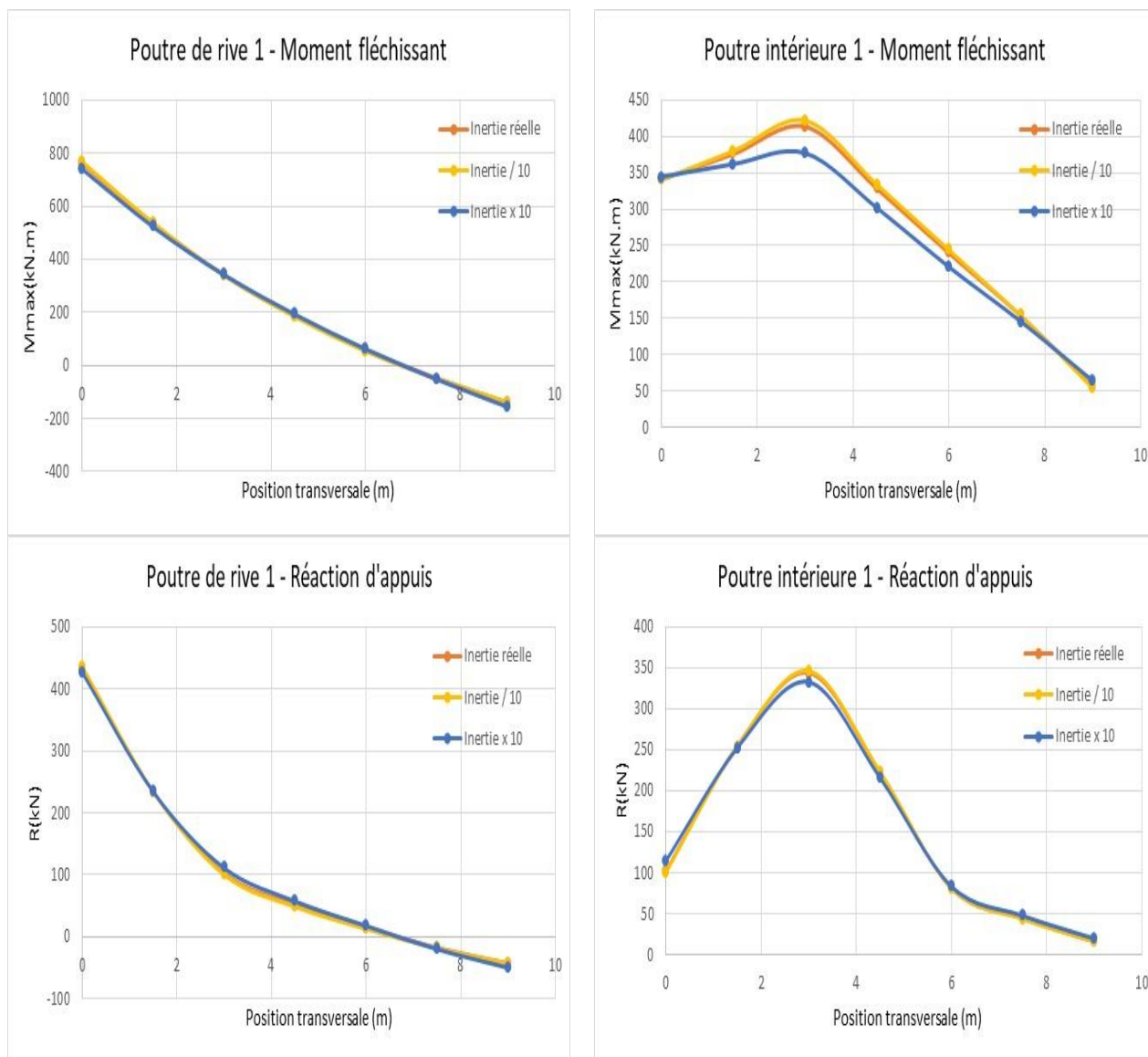


Figure 3.22 : Effet de l'inertie flexionnelle – contreventements rigides

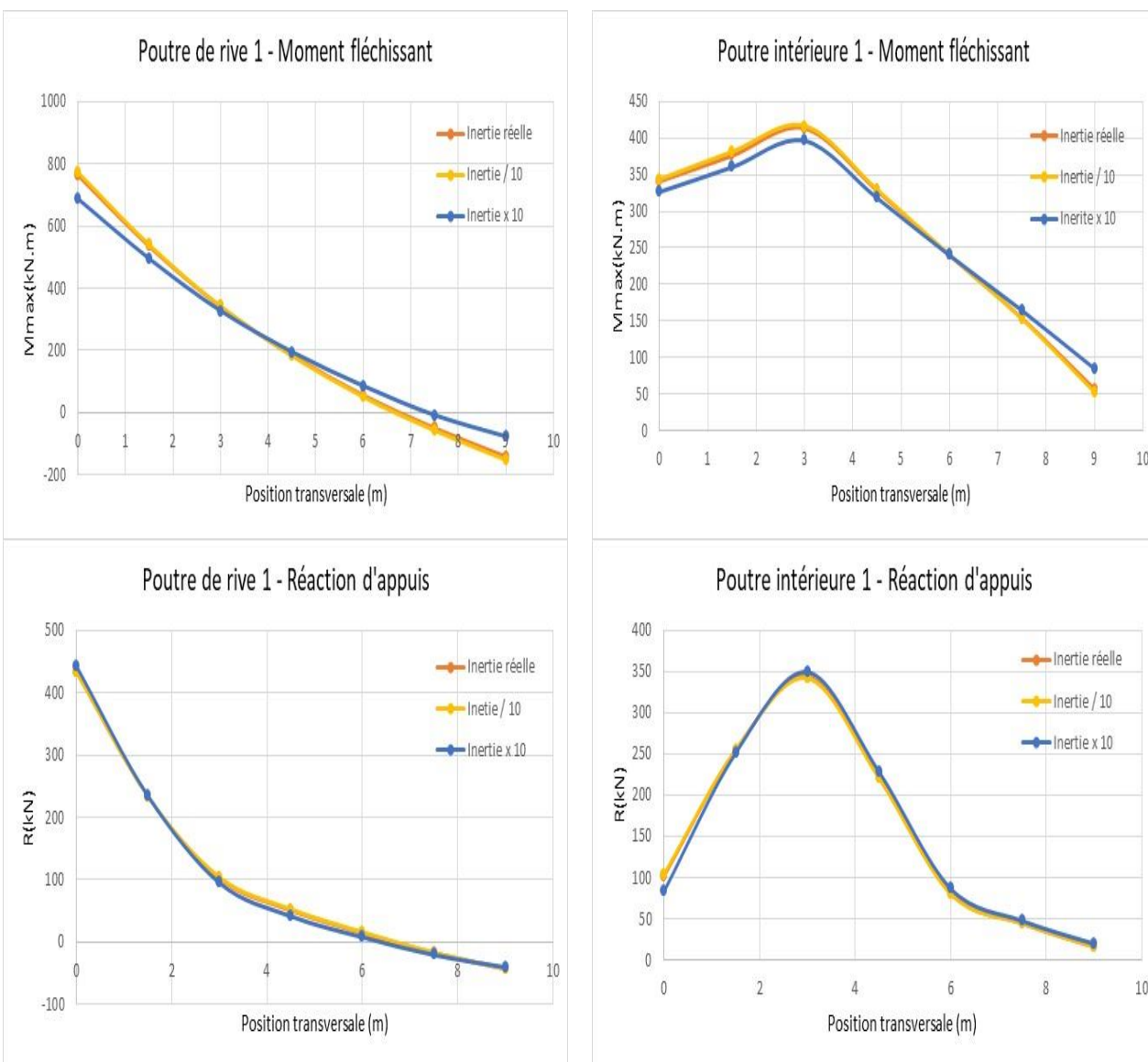


Figure 3.23 : Effet de l'inertie torsionnelle – contreventements rigides

3.5.6.3.2 Sans contreventements intermédiaires

Les lignes d'influence pour les poutres de rive et intérieures dans le cas de l'inertie flexionnelle sans contreventements intermédiaires sont présentées sur la figure 3.24 alors que les résultats sont présentés sur la figure 3.25 pour l'inertie torsionnelle.

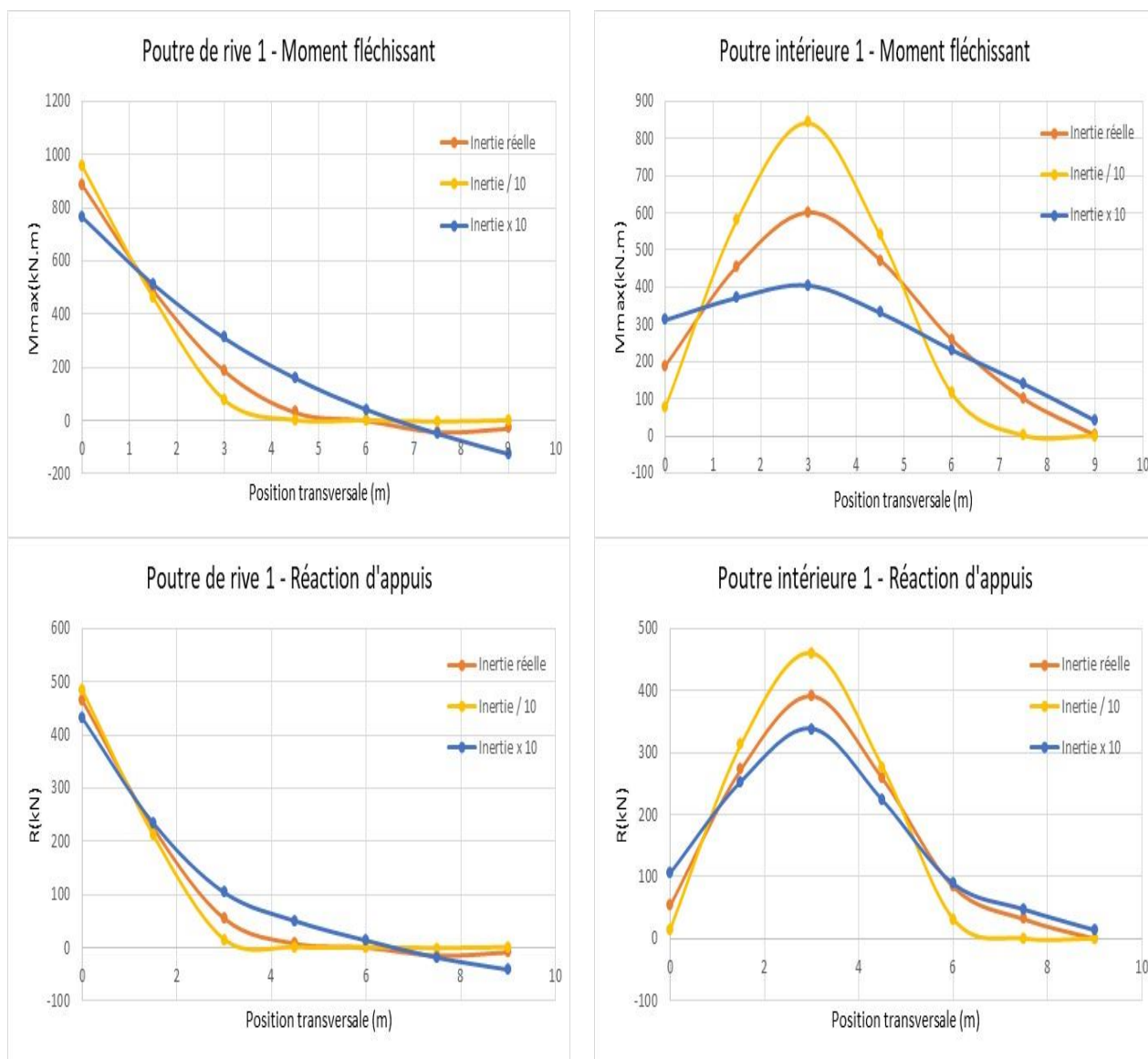


Figure 3.24 : Effet de l'inertie flexionnelle – sans contreventements

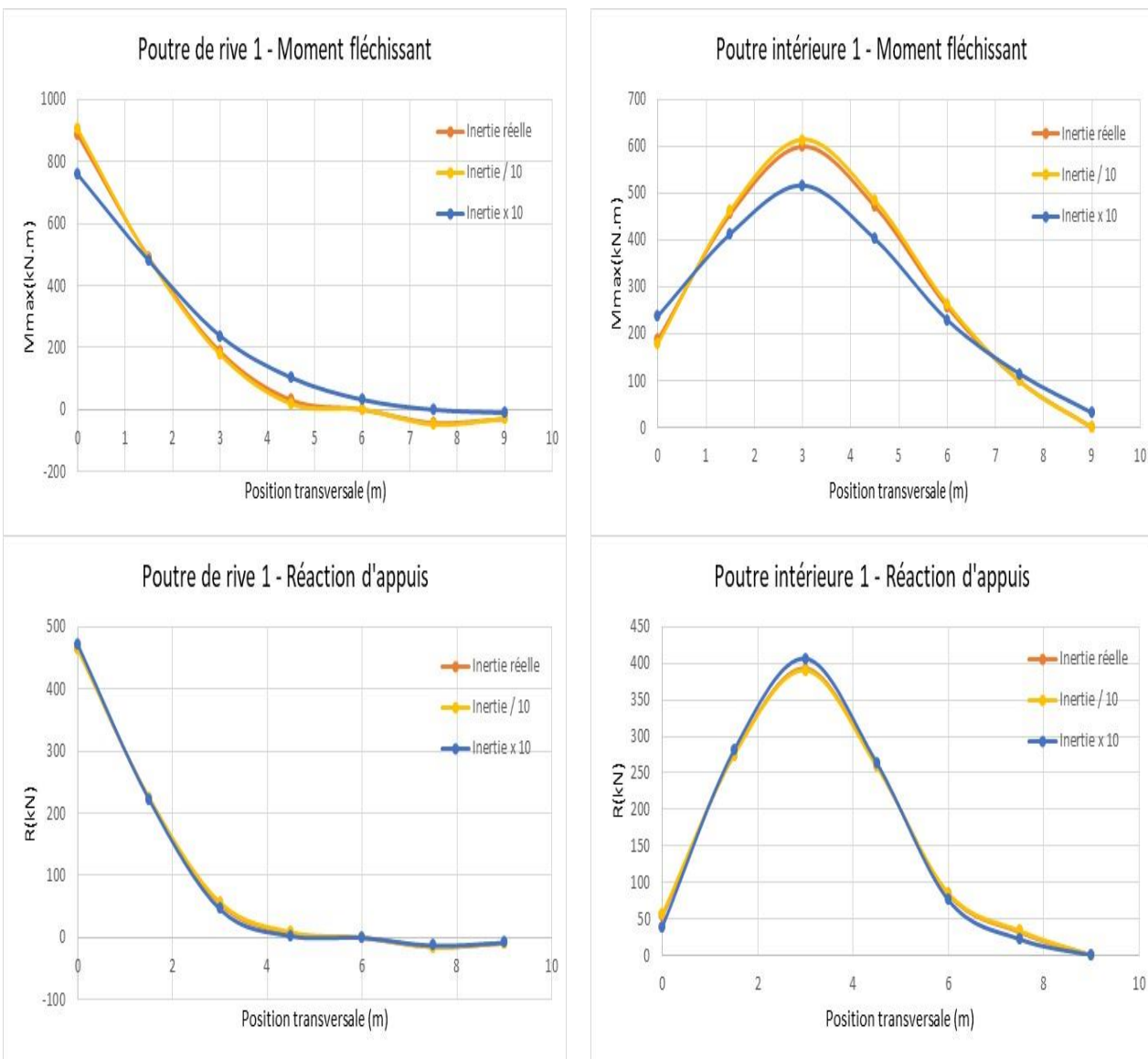


Figure 3.25 : Effet de l'inertie torsionnelle – sans contreventements

3.5.6.3.3 Effet de la rigidité des contreventements intermédiaires

L'effet de la rigidité des contreventements est illustré sur la figure 3.26 dans le cas où les propriétés de référence du platelage sont considérées. Trois conditions sont illustrées : avec des contreventements flexibles ou rigides et sans contreventements.

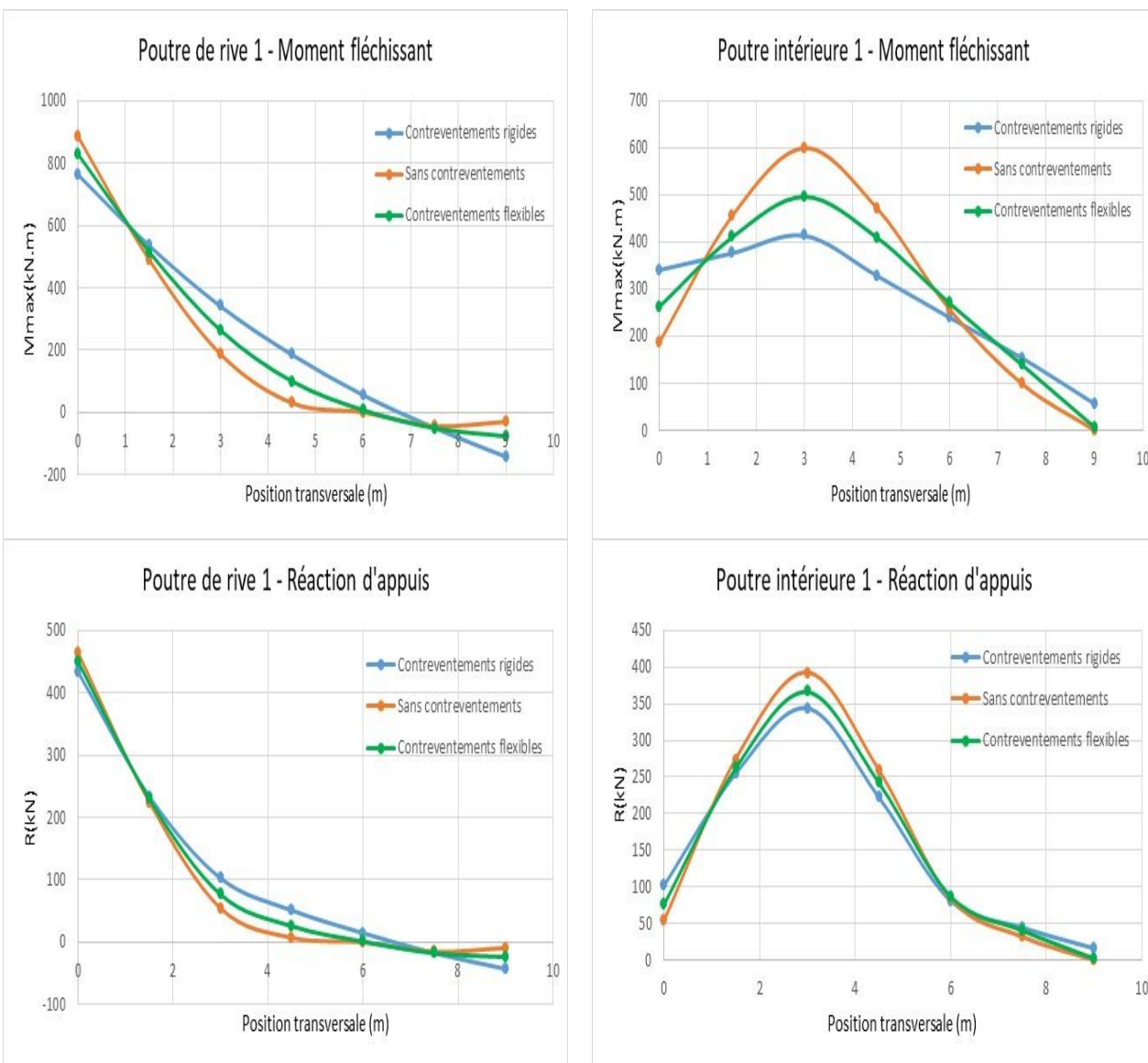


Figure 3.26 : Effet de l'inertie des contreventements

3.5.6.4 Configurations du platelage

Les lignes d'influence pour les quatre configurations du platelage sont illustrées sur la figure 3.27 pour le cas avec contreventements intermédiaires rigides et sur la figure 3.28 pour le cas sans contreventements intermédiaires.

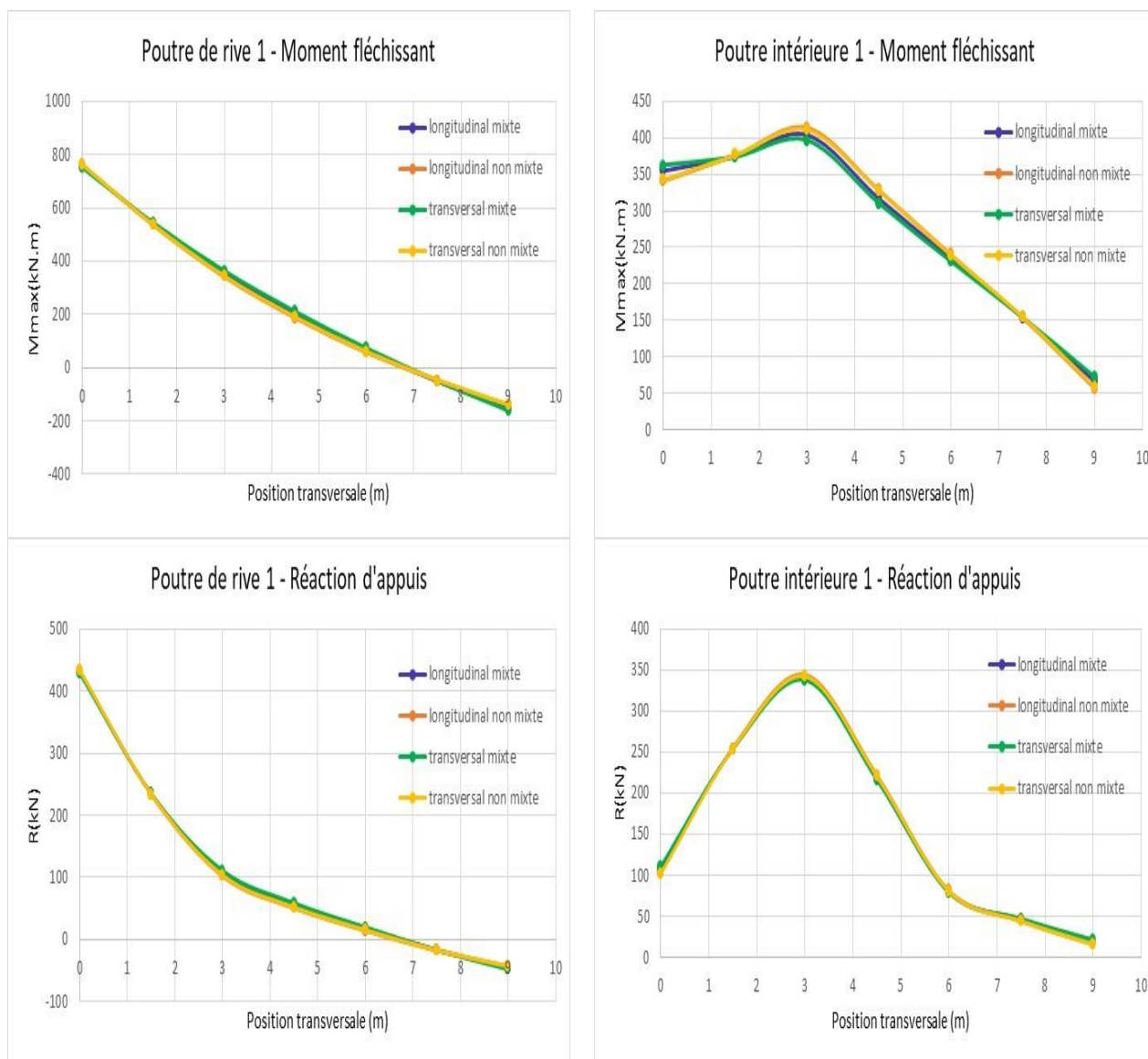


Figure 3.27 : Effets de contreventements rigides pour les configurations du platelage

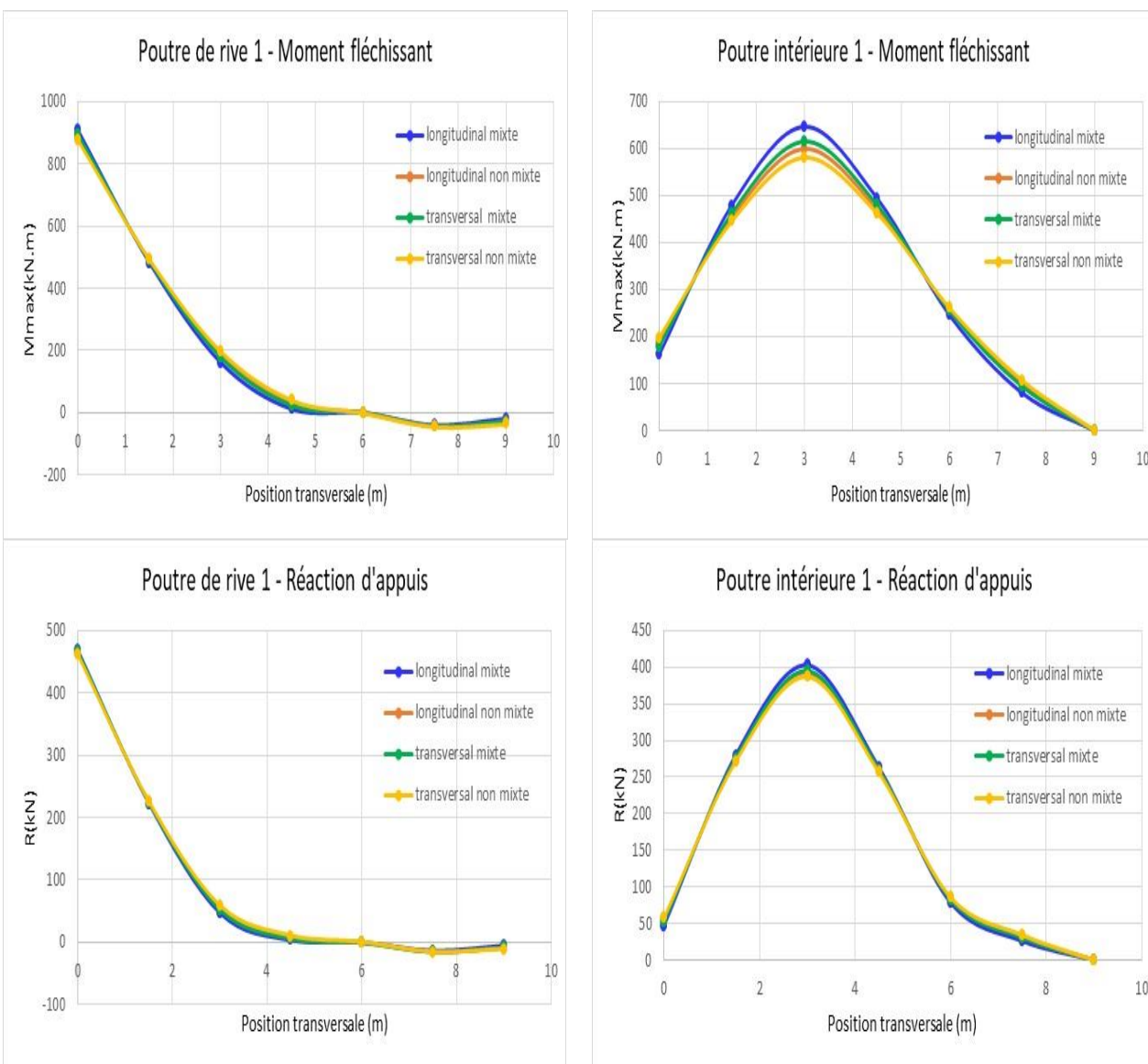


Figure 3.28 : Effet de la condition sans contreventements pour les configurations du platelage

3.5.6.5 Sommaire

Les résultats de l'étude indiquent que la rigidité transversale est le paramètre le plus important, soit qu'elle soit procurée par la contribution des contreventements intermédiaires ou du platelage. L'effet est plus marqué pour la flexion que pour l'effort tranchant. La configuration du platelage a peu d'effet sur la répartition des efforts, que ce soit avec ou sans contreventements intermédiaires.

3.5.7 Modélisation du pont à platelage longitudinal de 135 mm non mixte

3.5.7.1 Propriétés structurales des éléments longitudinaux

L'inertie en flexion longitudinale des éléments longitudinaux correspondant aux poutres est déterminée à partir de la valeur théorique de l'inertie de chaque poutre plus la différence d'inertie obtenue en retranchant la valeur obtenue par la modélisation du tablier sans platelage à la valeur obtenue au tableau 3.30. Cette approche permet de tenir compte du frottement qui existe entre le platelage et les poutres dans le cas du tablier à action non mixte et selon la largeur tributaire associée à chaque poutre. Comme la largeur tributaire est environ la même pour les poutres de rive et intérieures, l'inertie du tablier est divisée également entre les poutres. Pour les éléments de platelage intercalaires, l'inertie donnée au tableau 3.21 est utilisée. Il est supposé que ces éléments aient une largeur tributaire égale à la moitié de l'espacement des poutres principales, soit 1.5 m.

La rigidité torsionnelle retenue est celle correspondant au comportement bidirectionnel du platelage indiquée au tableau 3.21. Pour les éléments de platelage intercalaires et pour les poutres intérieures, une largeur tributaire de 1.5 m est utilisée. Pour les poutres de rive, une largeur de 2 m est utilisée, soit 1.25 m pour la partie en porte-à-faux et 0.75 m pour la partie intérieure. La contribution des poutres à la rigidité torsionnelle est donc négligée.

L'aire en cisaillement des poutres longitudinales est prise égale à celle de l'âme tirée des dimensions présentées au tableau 3.2. Pour les éléments de platelage, la valeur donnée au tableau 3.21 pour une largeur tributaire de 1.5 m est utilisée. Les propriétés des éléments longitudinaux sont données au tableau 3.66.

Tableau 3.66 : Propriétés des éléments longitudinaux – Platelage longitudinal de 135 mm non mixte

Propriété	Poutres de rive	Poutres intérieures	Platelage
I_x (mm ⁴)	12 700×10 ⁶	12 700×10 ⁶	154×10 ⁶
J_x (mm ⁴)	75.6×10 ⁶	56.7×10 ⁶	168×10 ⁶
A_y (mm ²)	12 000	12 000	11 700

3.5.7.2 Propriétés structurales des éléments transversaux

Les propriétés des éléments transversaux de platelage sont celles données tableau 3.15 pour l'inertie flexionnelle, au tableau 3.19 pour l'inertie torsionnelle et au tableau 3.17 pour l'aire en cisaillement. L'inertie transversale des contreventements intermédiaires est celle correspondant aux cornières seules. Ainsi, l'inertie obtenue pour des cornières 100x100x10 mm distantes de 1180 mm. Les propriétés des éléments transversaux sont données au tableau 3.67.

Tableau 3.67 : Propriétés des éléments transversaux – Platelage longitudinal de 135 mm non mixte

Propriété	Diaphragme d'extrémité	Contreventement intermédiaire	Platelage
$I_x \text{ (mm}^4\text{)}$	$3\,820 \times 10^6$	264×10^6	88×10^6
$J_x \text{ (mm}^4\text{)}$	3.3×10^6	0	112×10^6
$A_y \text{ (mm}^2\text{)}$	9 000	0	3000

3.5.7.3 Calcul du moment fléchissant et des réactions d'appuis

Pour calculer le moment fléchissant et les réactions d'appuis dans chaque poutre, on applique les mêmes cas de chargement utilisé à la section 3.4.3.4 avec la même position longitudinale des charges mais en faisant varier la position transversale des charges sur les éléments longitudinaux. Des lignes d'influence du moment fléchissant et de la réaction d'appuis sont alors tracées en fonction de la position transversale des charges pour chacune des poutres longitudinales. Une interpolation est faite ensuite pour déterminer l'effet des charges selon leurs positions réelles pour le cas de chargement 1 et le cas de chargement 2 à partir des lignes d'influence déjà tracées. Les lignes d'influence sont données en Annexe. La comparaison des résultats d'analyse de grillage et d'éléments finis pour les moments fléchissants et les réactions d'appuis pour les deux cas de chargement sont données au tableau 3.68 et au tableau 3.69.

Tableau 3.68 : Comparaison avec les éléments finis – Moments fléchissants

Moment fléchissant 2 charges (kN-m)	Poutre de rive 1	Poutre intérieure 1	Poutre intérieure 2	Poutre de rive 2	Total
Éléments finis (modèle G)	512	364	123	-34	965
Grillage – contreventement rigide	500	379	125	-44	960
Grillage – contreventement flexible	484	417	100	-41	960
Moment fléchissant 4 charges (kN-m)	Poutre de rive 1	Poutre intérieure 1	Poutre intérieure 2	Poutre de rive 2	Total
Éléments finis (modèle D)	644	746	410	130	1930
Grillage – contreventement rigide	623	730	452	93	1898
Grillage – contreventement flexible	511	879	492	16	1898

Note : les valeurs totales ne coïncident pas exactement car les efforts ne sont pas tous pris exactement au même endroit (écart de 2%)

Tableau 3.69 : Comparaison avec les éléments finis – Efforts tranchants

Réaction d'appui 2 charges (kN)	Poutre de rive 1	Poutre intérieure 1	Poutre intérieure 2	Poutre de rive 2	Total
Éléments finis (modèle C)	111	65	36	-12	200
Grillage – contreventement rigide	111	65	37	-13	200
Grillage – contreventement flexible	108	70	37	-15	200
Réaction d'appui 4 charges (kN)	Poutre de rive 1	Poutre intérieure 1	Poutre intérieure 2	Poutre de rive 2	Total
Éléments finis (modèle D)	164	109	90	37	400
Grillage – contreventement rigide	156	118	97	29	400
Grillage – contreventement flexible	128	149	120	4	401

3.5.8 Facteurs d'essieux

Les modèles de grillage développés sont utilisés pour déterminer les facteurs d'essieux. La procédure adoptée consiste à faire circuler les roues du CL-625 (demi-camion) sur les éléments longitudinaux afin de tracer les lignes d'influence pour chaque poutre pour l'effort désiré. Les lignes d'influence sont ensuite utilisées afin de positionner les camions selon les différentes combinaisons spécifiées par le code CSA-S6, illustrées sur la figure 3.29, et en utilisant le facteur de simultanéité R_L approprié selon le nombre de voies chargées. Les règles retenues pour l'édition 2019 du code CSA-S6-19 sont appliquées.

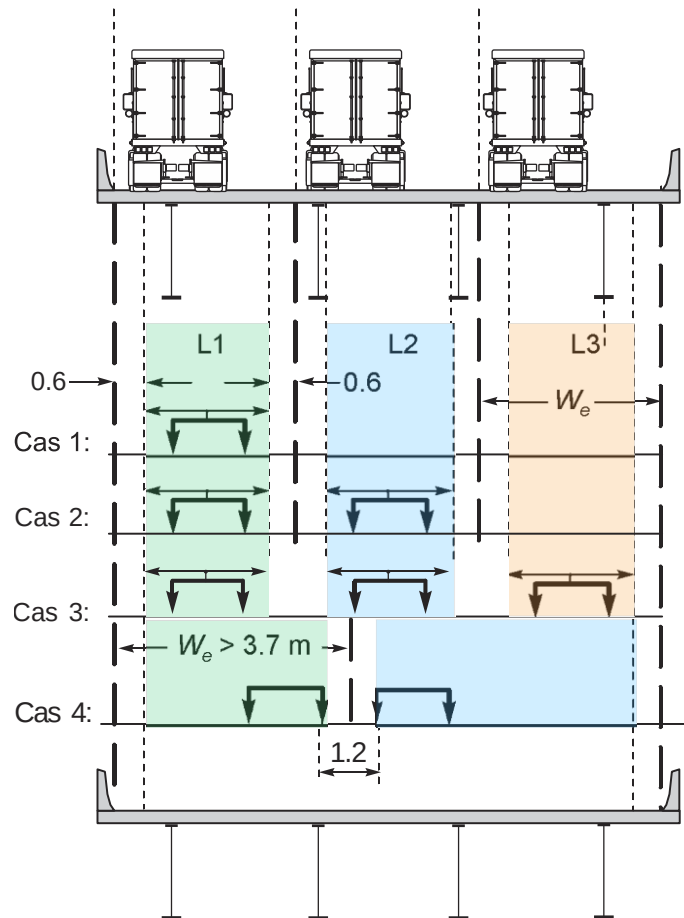


Figure 3.29 : Cas de chargement spécifiés par le code CSA-S6-19 (Massicotte, 2018)

Les facteurs d'essieux F_T obtenus des analyses de grillage sont calculés en appliquant la relation suivante :

$$F_T = \frac{E_{\max}}{E_{\text{voie}}} \quad (3.20)$$

avec :

$E_{\max}$: l'effort maximal sollicitant une poutre;

E_{voie} : l'effort total causé par le camion CL-625 sur une voie.

Les valeurs des efforts et des lignes d'influence pour chaque poutre et pour le platelage longitudinal et transversal avec action mixte et non mixte sont données en Annexe. Le Tableau 3.70 résume les facteurs d'essieux obtenus pour une extrusion de 200 mm avec des contreventements rigides. Pour les extrusions de 135 mm les résultats sont présentés pour trois

conditions : avec des contreventements rigides au tableau 3.71, avec des contreventements flexibles au tableau 3.72 et sans contreventements intermédiaires au tableau 3.73.

Tableau 3.70 : Facteurs d'essieux pour le CL-625
Platelage 200 mm contreventements rigides

Modèle	Action	Effort	P_{1ext}	P_{1int}	P_{2int}	P_{2ext}
Platelage longitudinal	Mixte	Moment	0.791	0.668	0.667	0.789
		Réaction	0.754	0.828	0.828	0.751
	Non mixte	Moment	0.778	0.670	0.670	0.776
		Réaction	0.749	0.831	0.830	0.746
Platelage transversal	Mixte	Moment	0.795	0.663	0.663	0.793
		Réaction	0.759	0.823	0.823	0.756
	Non mixte	Moment	0.780	0.668	0.668	0.778
		Réaction	0.751	0.828	0.828	0.748

Tableau 3.71 : Facteurs d'essieux pour le CL-625
Platelage 135 mm contreventements rigides

Modèle	Action	Effort	P_{1ext}	P_{1int}	P_{2int}	P_{2ext}
Platelage longitudinal	Mixte	M	0.800	0.674	0.673	0.798
		R	0.754	0.831	0.830	0.751
	Non mixte	M	0.790	0.678	0.677	0.788
		R	0.748	0.834	0.834	0.746
Platelage transversal	Mixte	M	0.804	0.671	0.670	0.802
		R	0.757	0.827	0.827	0.755
	Non mixte	M	0.791	0.678	0.677	0.789
		R	0.749	0.833	0.833	0.746

Tableau 3.72 : Facteurs d'essieux pour le CL-625
Platelage 135 mm contreventements flexibles

Modèle	Action	Effort	P_{1ext}	P_{1int}	P_{2int}	P_{2ext}
Platelage longitudinal	Mixte	M	0.800	0.674	0.673	0.798
		R	0.754	0.831	0.830	0.751
	Non mixte	M	0.745	0.721	0.720	0.743
		R	0.719	0.865	0.864	0.716
Platelage transversal	Mixte	M	0.804	0.671	0.670	0.802
		R	0.757	0.827	0.827	0.755
	Non mixte	M	0.747	0.717	0.717	0.745
		R	0.721	0.862	0.862	0.718

Tableau 3.73 : Facteurs d'essieux pour le CL-625
Platelage 135 mm sans contreventements intermédiaires

Modèle	Action	Effort	P_{1ext}	P_{1int}	P_{2int}	P_{2ext}
Platelage longitudinal	Mixte	Moment	0.712	0.803	0.801	0.710
		Réaction	0.728	0.909	0.908	0.725
	Non mixte	Moment	0.709	0.772	0.771	0.707
		Réaction	0.726	0.897	0.896	0.723
Platelage transversal	Mixte	Moment	0.708	0.783	0.782	0.706
		Réaction	0.726	0.900	0.899	0.724
	Non mixte	Moment	0.715	0.761	0.759	0.712
		Réaction	0.724	0.891	0.890	0.722

Les valeurs obtenues des analyses de grillage peuvent être comparées aux valeurs préconisées par la méthode simplifiée du code CSA-S6-14. Les valeurs calculées pour les platelages en aluminium et les dalles en béton pour le pont de référence sont données au tableau 3.74 à l'état limite ultime. Ils sont comparés à la valeur maximale obtenue des analyses de grillage pour chacune des situations.

Tableau 3.74 : Facteurs d'essieux à ÉLUT

Méthode d'analyse	Moment			Effort tranchant		
	Poutre extérieure	Poutre intérieure	Conception	Poutre extérieure	Poutre intérieure	Conception
Platelage aluminium S6	1.14	1.14	1.14	0.63	1.18	1.18
Dalle en béton S6	0.84	0.82	0.84	0.88	0.88	0.88
Éléments finis Avec contr.	0.80	0.66	0.80	x	x	
Éléments finis Sans contr.	0.72	0.75	0.75	x	x	
Grillage Extrusion 200 mm Contr. rigide	0.80	0.67	0.80	0.76	0.83	0.83
Grillage Extrusion 135 mm Contr. rigide	0.80	0.68	0.80	0.75	0.83	0.83
Grillage Extrusion 135 mm Contr. flexible	0.75	0.72	0.75	0.72	0.87	0.87
Grillage Extrusion 135 mm Sans contr.	0.71	0.77	0.77	0.73	0.90	0.90

Ces résultats très partiels et préliminaires tendent à démontrer que les valeurs réelles pour les platelages en aluminium pourraient être comparables à ceux obtenus pour les ponts avec dalles en béton pour la flexion et un peu plus grands pour l'effort tranchant. La rigidité des contreventements affecte peu la valeur de conception en flexion lorsque la poutre la plus critique est considérée. Cette comparaison indique également que la méthode actuelle est beaucoup trop sécuritaire.

3.5.9 Sommaire

En comparant, en premier lieu, les résultats des modèles d'éléments finis et ceux des modèles de grillage, on peut dire que les résultats obtenus à partir des modèles de grillage donnent une bonne approximation des efforts par rapport à des analyses plus raffinées par éléments finis.

Les résultats préliminaires indiquent que la distribution des efforts entre les poutres dans le cas des platelages en aluminium s'approche davantage de la condition de dalle en béton que de la répartition isostatique actuellement considérée dans le code CSA-S6-14. L'écart important observé confirme la nécessité de réaliser ce projet de recherche.

3.6 Logiciel de création d'analyse des grillage

3.6.1 Approche choisie

une étude paramétrique sur des modèles de grillages a été réalisée en analysant un grand nombre de ponts. Un outil informatique a donc été développé à cette fin.

Tout d'abord, le logiciel SAP2000 (CSI, 2017) a été choisi comme logiciel d'analyse, car celui-ci permet une interaction avec d'autres logiciels de programmation tels que Matlab, Python ou Microsoft Visual Basic à travers son interface de programmation (API). Il est donc possible de lancer des commandes sur le logiciel SAP2000 sans passer par l'interface graphique grâce aux logiciels de programmation. L'utilisation de boucles *for* et *while* peuvent être employées pour créer et lancer plusieurs modèles de façon automatisée. De plus, ce logiciel permet d'effectuer des analyses de type charge mobile (*Moving Load*) par ligne d'influence. Avec cette fonctionnalité, les enveloppes d'efforts peuvent être calculées par le logiciel et ensuite utilisées pour tracer les lignes d'influence transversales. Le guide d'utilisation de SAP2000 est également robuste et les éléments y sont bien expliqués. Les méthodes de résolution ainsi que la théorie derrière les différents types d'éléments sont décrites dans le guide. Cela permet d'avoir un contrôle sur les modèles et les hypothèses à prendre. Un autre avantage de ce logiciel est le fait qu'il permet d'exporter ses résultats sous forme de tables ou de matrices, ce qui facilite le traitement des résultats. Finalement, SAP2000 permet une flexibilité quant à son solveur. Il est possible d'optimiser les calculs en utilisant la fonction *Multi-cœur* de son solveur. Une utilisation plus optimale des CPU (Computer processing unit) est donc possible avec SAP2000.

Pour le logiciel de programmation, le logiciel de programmation Matlab de MathWorks a été choisi. Tout d'abord, ce logiciel est compatible avec l'interface de programmation de SAP2000. Ensuite, ce logiciel de programmation scientifique intègre plusieurs fonctions mathématiques, statistiques et de traitement de données qui seront utiles pour l'étape de post-traitement. Le

logiciel possède également des fonctions graphiques avancées. Un autre avantage important avec Matlab est le fait qu'il est possible de travailler en langage objet. Le langage objet offre un avantage quant à la performance des codes, car celui-ci permet de réduire l'utilisation de mémoire vive pour emmagasiner l'information. Finalement, la compatibilité des bases de données de Matlab vers Microsoft Excel offre une grande flexibilité pour le traitement des données.

3.6.2 Création des modèles de grillage

Avec les lignes directrices de modélisation de grillage liées par exemple aux propriétés des membrures, à la géométrie du grillage ou encore à l'application des charges vives, un logiciel a été programmé sur Matlab. Celui-ci est en mesure de générer la géométrie du modèle, de calculer les propriétés des éléments et de créer les différents cas de charges vives du code CSA S6-14. Trois modules ont donc été développés pour ces étapes.

Le premier module permet tout d'abord de créer la géométrie du grillage à partir de la portée, de la largeur de la travée et du nombre de poutres. Les coordonnées de chaque nœud sont automatiquement calculées et des poutres sont ensuite assignées à chaque paire de nœuds. Un système de numérotation des poutres et des nœuds a été mis en place afin de faciliter le processus d'assignation des propriétés de sections des membrures et l'étape d'extraction des résultats.

Le deuxième module sert à calculer les propriétés de sections pour les différents types de poutres. Pour chaque poutre, des propriétés sont alors assignées selon la section que celles-ci représentent.

Le troisième module définit tous les cas de charges prescrits dans le code CSA S6-14. Toutes les combinaisons d'essieux du CL-625 avec le facteur d'amplification dynamique qui y sont associés sont alors définies dans le modèle. Ces combinaisons sont ensuite regroupées sous une classe de camion. Cela permet d'obtenir l'enveloppe la plus critique pour toutes les combinaisons.

Finalement, avec l'interface de programmation (API) du logiciel d'analyse de structures SAP2000 (CSI, 2017), tous les paramètres du grillage sont alors importés dans le logiciel SAP2000. Le logiciel SAP2000 procède ensuite à l'analyse et les résultats sont exportés.

La figure 3.30 résume le processus d'analyse des données et la figure 3.31 présente le post-traitement des résultats.

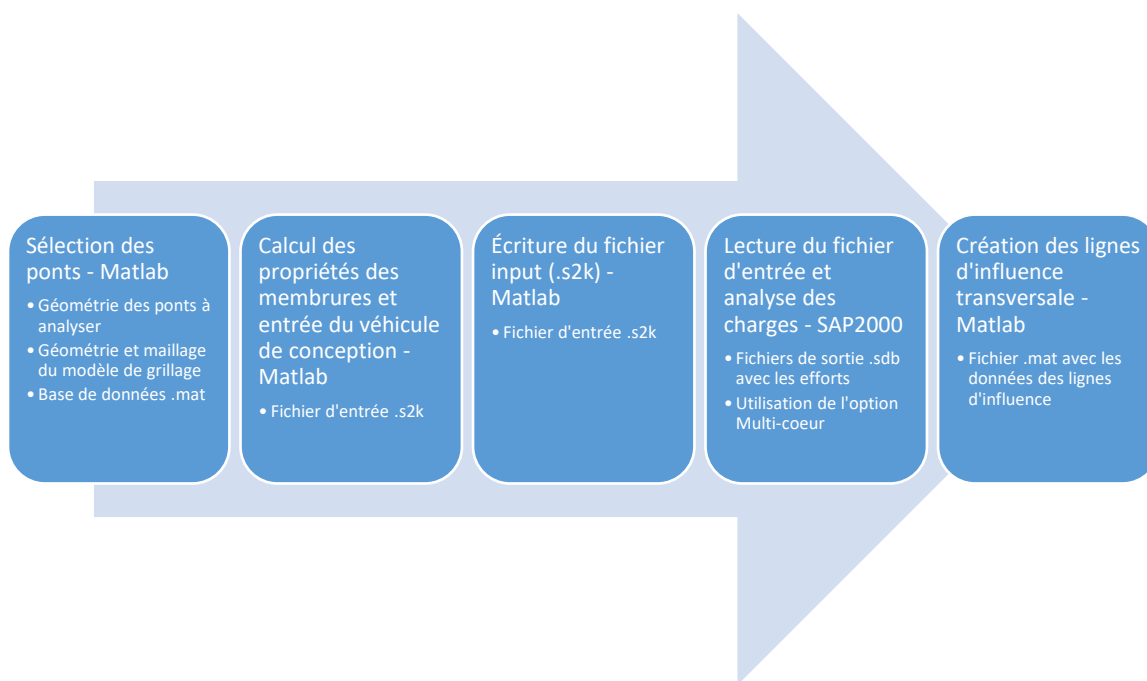


Figure 3.30 : Processus de création et d'analyse des ponts

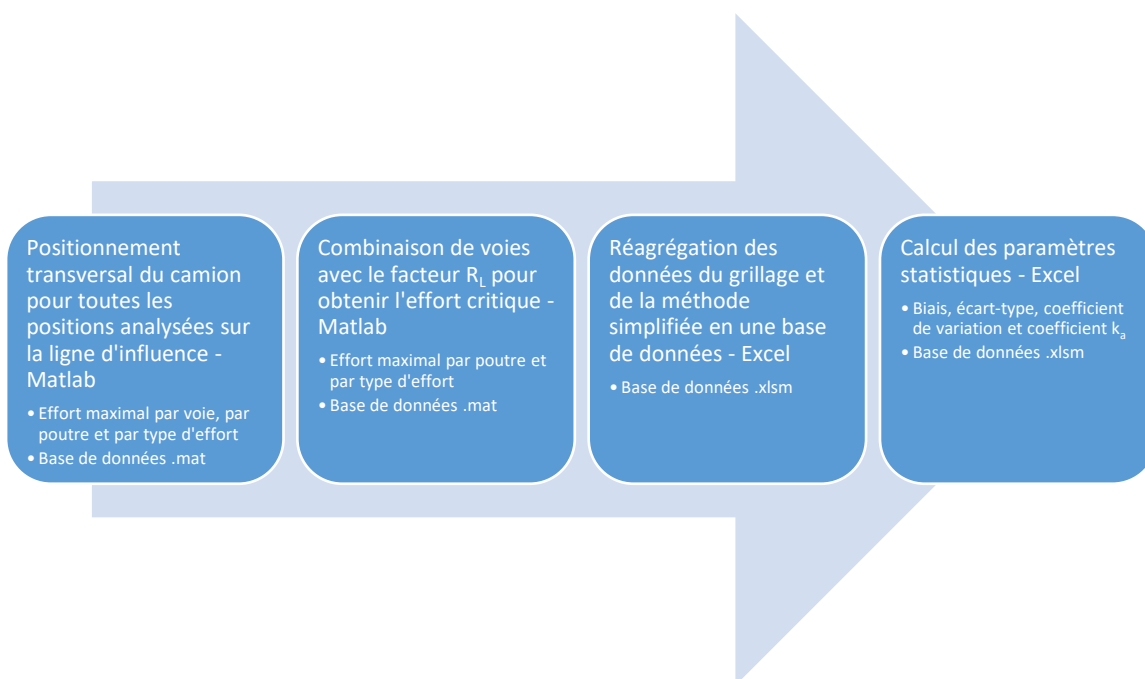


Figure 3.31 : Processus de post-traitement des résultats

3.6.3 Paramètres d'analyse

Le logiciel SAP2000 permet d'optimiser plusieurs paramètres de son algorithme d'analyse. Tout d'abord, les points de sortie du logiciel ont été définis à 0.1 m. Cela permet d'obtenir avec précision la valeur d'effort tranchant et de moment fléchissant positif. Un autre paramètre qui a été modifié est la discrétisation de la voie. En effet, le calcul par ligne d'influence nécessite de calculer l'influence à des points précis pour obtenir ses enveloppes d'efforts. SAP2000 définit par défaut ce paramètre comme la valeur minimale entre 3 m et 1/10 de la longueur de la voie. Pour des portées courtes telles que les portées considérées dans l'analyse de 3 m et 5 m, le nombre de points de calcul est insuffisant pour obtenir une bonne précision des enveloppes d'efforts. Il est possible que la position critique longitudinale fixée de $0.46L$ ne soit considérée avec une discrétisation trop grossière. Une valeur minimale entre 1 m et 1/40 de la longueur de la voie a donc été considérée dans les analyses afin d'obtenir une précision satisfaisante.

3.6.4 Post-traitement des résultats

Puisque seulement des enveloppes brutes sont obtenues du logiciel SAP2000, un module de post-traitement est également implanté dans le logiciel. Tout d'abord, pour chacune des poutres,

le logiciel prend les maximums des enveloppes de chaque rangée d'élément longitudinal pour chacun des cas de charge afin de construire les lignes d'influence transversales. Une ligne d'influence transversale est donc tracée pour chacun des types d'effort (effort tranchant, moment fléchissant positif à chaque travée et moment fléchissant négatif à l'appui), et ce, pour chacune des poutres. Ensuite, le module permet de générer pour chacun des modèles les différentes positions que les essieux du camion CL-625 peuvent prendre. Pour un même pont, le Code ne précise qu'un nombre maximal de voies. Par pont, il faut donc considérer tous les nombres de voies jusqu'à la valeur maximale. Ensuite, par voies, trois positions sont possibles : à gauche, au centre et à droite de la voie. Pour chacune des positions d'essieu, il est alors possible de faire une association entre sa position et l'effort causé à l'élément porteur à cette position. À l'aide de la fonction *nchoosek* disponible dans Matlab (Mathworks, 2018) qui détermine toutes les combinaisons possibles entre les différentes voies, il est alors possible de recombinaison toutes les possibilités de positions d'essieu entre les voies et de déterminer l'effort total causé pour le type d'effort et pour la poutre analysée en incluant le facteur de simultanéité. Tous les résultats sont alors emmagasinés dans un fichier.mat.

3.7 Étude paramétrique

3.7.1 Portée de l'étude

Les résultats obtenus des analyses présentées dans ce mémoire permettent de confirmer que le paramètre important dans le cas des platelages en aluminium, contrairement aux dalles de béton, est la présence ou non de diaphragmes intermédiaires, plus que le sens des extrusions ou la condition de mixité du platelage est des poutres. Comme la méthode simplifiée du code CSA-S6-14 a été développée pour des ponts sans prendre en considération la présence de contreventements intermédiaires, c'est cette condition uniquement qui sera retenue pour développer une méthode simplifiée qui sera éventuellement proposée pour le code S6-24.

La considération de la contribution de contreventements intermédiaires est plus délicate dans ceux-ci peuvent grandement varier d'un projet à l'autre. De plus, intégrer ces éléments dans le calcul de la redistribution des efforts nécessite d'être capable de déterminer les efforts induits dans ces éléments afin d'en faire la conception, particulièrement pour les conditions de fatigue. Une telle approche se prête bien aux analyses raffinées mais pas à la méthode simplifiée.

Ainsi, l'étude paramétrique visant à développer la méthode simplifiée portera uniquement sur des ponts synthétiques sans contreventements intermédiaires, pour des platelages longitudinaux non mixtes.

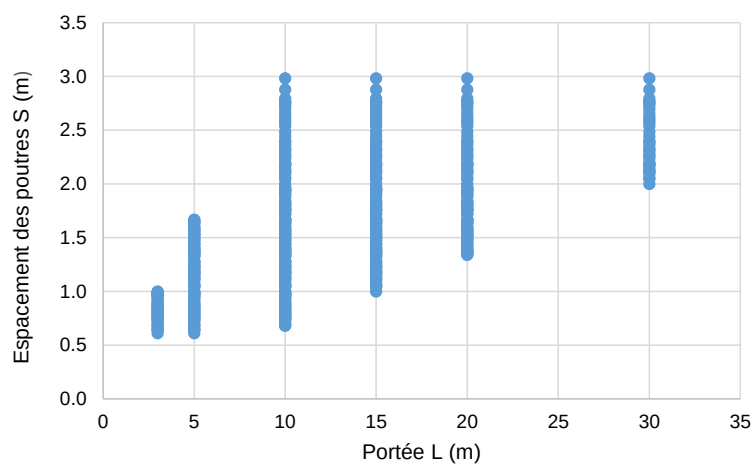
3.7.2 Géométrie des tabliers

Le premier rapport d'étape (Massicotte et al. 2019) a indiqué la plage des valeurs choisies pour déterminer la géométrie des tabliers synthétiques de l'étude paramétrique. Il est considéré que l'espacement des poutres ne pouvait excéder le tiers de la portée ($S_{max} \leq L/3$) ni être moindre qu'un quinzième de la portée ($S_{min} \geq L/15$). À cela s'ajoute un espacement minimal de 0.6 m et un espacement maximal de 3.0 m. Ces limites ont été choisies pour rester dans des agencements géométriques pratiques. La longueur du porte-à-faux est fixée par des considérations pratiques. La valeur minimale de 0.3 m correspond à la valeur maximale de 0.5 S pour l'espacement de poutres minimal de 0.6 m alors que la valeur de 1.25 m est gouvernée par le type d'extrusion choisie. Des chasse-roues de 0.45 m ont également été retenus. Le tableau 3.75 résume les plages de variation des paramètres. Seuls des ponts de type portée simple seront considérés.

L'ensemble des paramètres indiqués au tableau 3.75 correspond à 1134 ponts : 6 portées, 3 longueurs de porte-à-faux, 3 nombres de voies, 3 largeurs de voies, 7 nombres de poutres (3 à 9 selon les limites géométriques). Toutefois, en appliquant les paramètres indiqués plus haut, le nombre de ponts générés devient égal à 464. La figure 3.32 présente les plages d'espacements des poutres considérées selon la portée alors que la figure 3.33 montre les plages du nombre de poutres considérées selon la portée.

Tableau 3.75 : Paramètres géométriques de l'étude paramétrique

Paramètres – Nombre	Plage de valeurs
Portée simple L (m)	3, 5, 10, 15, 20, 30
Espacement des poutres S (m)	$L = 3$ m : 0.6 à 1.0 m $L = 5$ m : 0.6 à 1.67 m $L = 10$ m : 0.67 à 3.0 m $L = 15$ m : 1.0 à 3.0 m $L = 20$ m : 1.33 à 3.0 m $L = 30$ m : 2.0 à 3.0 m
Longueur du porte-à-faux S_c	$0.3S, 0.5S, 0.6S$ $0.3 \text{ m} \leq S_c \leq 1.25 \text{ m}$
Nombre de voies (n) et largeur de chaussée W_c (m)	$n = 1$: W_c de 4.0 à 6.0 m $n = 2$: W_c de 6.1 à 10.0 m $n = 3$: W_c de 10.1 à 13.5 m
Largeur de voie $W_e = W_c / n$ (m)	Étroite (W_{e_min}) Moyenne Large (W_{e_max})

**Figure 3.32 : Espacement des poutres considéré**

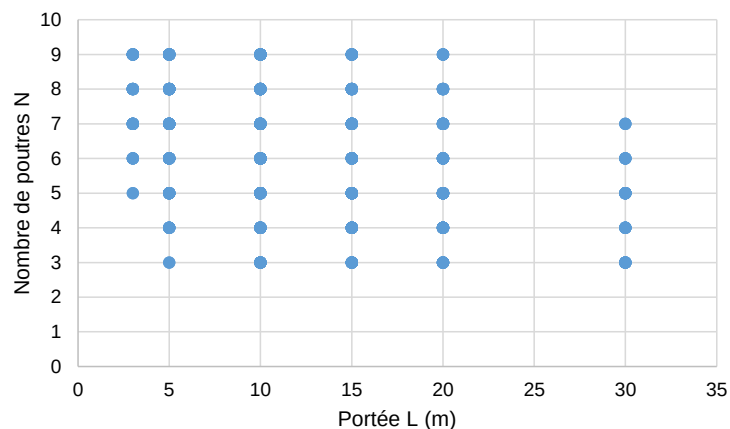


Figure 3.33 : Nombre de poutres

3.7.3 Propriétés des poutres

3.7.3.1 Calcul de l'inertie

Il est requis de déterminer les propriétés des poutres pour faire l'étude paramétrique. L'approche retenue est la même que celle utilisée pour les ponts en acier et en béton (Massicotte et al. 2016). Suite à l'étude des ponts courants, il est possible de déterminer la rigidité flexionnelle longitudinale des ponts en fonction des travées. La figure 3.34 montre la plage des propriétés considérées dans différentes études.

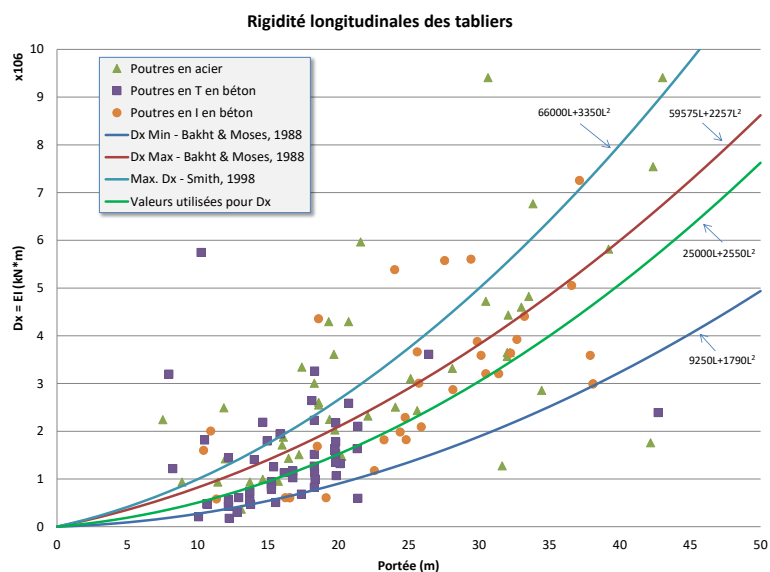


Figure 3.34 : Rigidité flexionnelle des tabliers (Massicotte et al. 2016)

La relation suivante a été retenue pour le développement de la méthode simplifiée du code CSA-S6-14 :

$$D_x = 25000 L + 2550 L^2 \quad (3.21)$$

L'inertie flexionnelle des poutres de l'étude paramétrique est obtenue de l'équation suivante où S est l'espacement des poutres longitudinales et E le module d'élasticité attribué au matériau des poutres.

$$I_x = \frac{D_x S}{E} \quad (3.22)$$

3.7.3.2 Vérification des propriétés

3.7.3.2.1 Vérification de l'inertie

La relation précédente provient de ponts mixtes avec dalle participante. Afin de s'assurer que les propriétés des poutres synthétiques utilisées soient réalistes, des vérifications additionnelles ont été réalisées : au niveau de la flèche et pour la variation de contraintes en fatigue. Dans les deux cas le facteur d'essieu pour les poutres mixtes à l'état limite d'utilisation 2 (ÉLUT2) pour le calcul des flèches ou à l'état limite de fatigue (ÉLF) pour le calcul des contraintes a été utilisé. Le même facteur s'applique pour ces deux états limites, noté F_{TF} pour les fins de ce document.

Pour la flèche il a été supposé que la flèche obtenue pour le chargement CL625 est la même que la flèche obtenue pour une charge uniforme équivalente qui donne le même moment de flexion, ce qui conduit à la relation suivante :

$$w_{eq} = \frac{8M_T}{L^2} = \frac{8 M_{CL625}}{L^2} \quad (3.23)$$

La flèche correspondante pour la poutre de rive est donnée par :

$$\Delta_{eq} = F_{TF} \left(\frac{5w_{eq} L^4}{384 EI_x} \right) \leq \frac{L}{1000} \quad (3.24)$$

La limite de $L/1000$ provient du Manuel de Conception des Structures pour les tabliers sans trottoirs. Il est ainsi possible de déterminer l'inertie minimale permettant de rencontrer ce critère.

La figure 3.35 présente la variation du rapport entre l'inertie calculé à l'ÉLUL et celle calculée à l'ÉLUT2 en fonction de la portée L pour le nombre de poutres variant de 3 à 5.

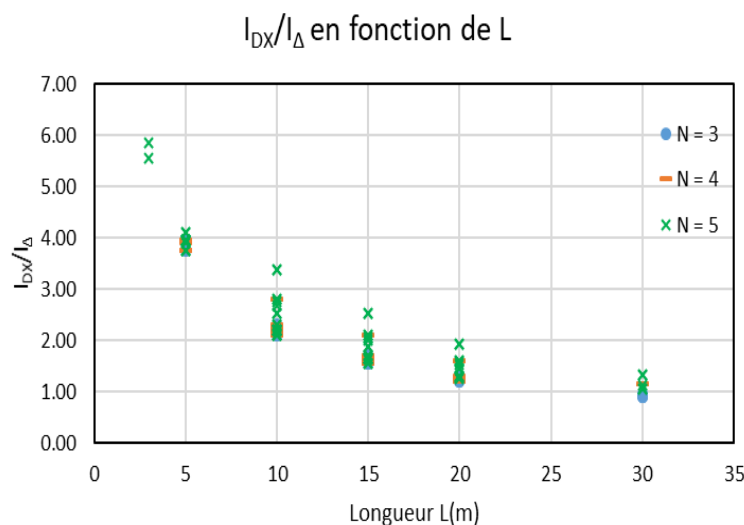


Figure 3.35 : Variation du ratio I_{DX}/I_{Δ} en fonction de L

Le rapport reste toujours supérieur à 1 et diminue avec la portée. Pour la gamme de portée étudiée dans ce cas, c'est l'état limite ultime qui gouverne pour les nombres de poutres variant de 3 à 9.

3.7.3.2.2 Vérification de la hauteur de la section

À partir de l'inertie calculée par l'équation 3.22, il est possible de déterminer les propriétés approximatives de la section de poutre. On peut écrire la relation approximative suivante pour une poutre doublement symétrique :

$$I_x \approx \frac{wh^3}{12} + \frac{A_s h^2}{2} \quad (3.25)$$

où :

w : Épaisseur de l'âme;

h : Hauteur de l'âme;

A_s : Aire des semelles inférieure et supérieure.

La solution de cette équation du 3^e degré permet de calculer h et de vérifier le réalisme de la hauteur de la poutre.

La figure 3.36 présente la variation de la hauteur de la poutre calculée par l'équation du troisième en fonction de la portée L pour le nombre de poutres variant de 3 à 5.

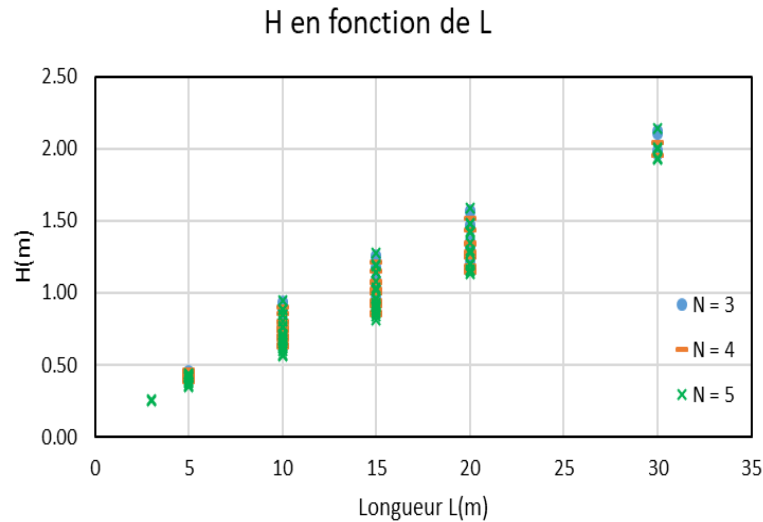


Figure 3.36 : Variation de la hauteur H en fonction de L

La hauteur des poutres augmente avec la portée pour atteindre des valeurs de 2 m pour les portées de 30 m. cette valeur a tendance d'être réduite si le nombre des poutres existant est plus élevé.

3.7.3.2.3 Vérification de la variation de contrainte

À partir de la hauteur de l'âme calculée par la solution de l'équation 3.25, il est possible de calculer la variation de contrainte à la jonction âme semelle tendue. On peut écrire la relation suivante :

$$\Delta\sigma = 0.52F_{TF} \frac{M_T (h/2)}{I_x} \quad (3.26)$$

La limite imposée pour l'écart de contraintes est celle correspondant aux détails de type C1 pour lesquels l'écart de contrainte limite est 41.5 MPa, soit celui pour un raidisseur transversal soudé à la semelle inférieure.

La figure 3.37 présente la variation de l'écart de contrainte calculé pour l'état limite de fatigue pour une poutre extérieure en fonction de la portée L pour le nombre de poutres variant de 3 à 5.

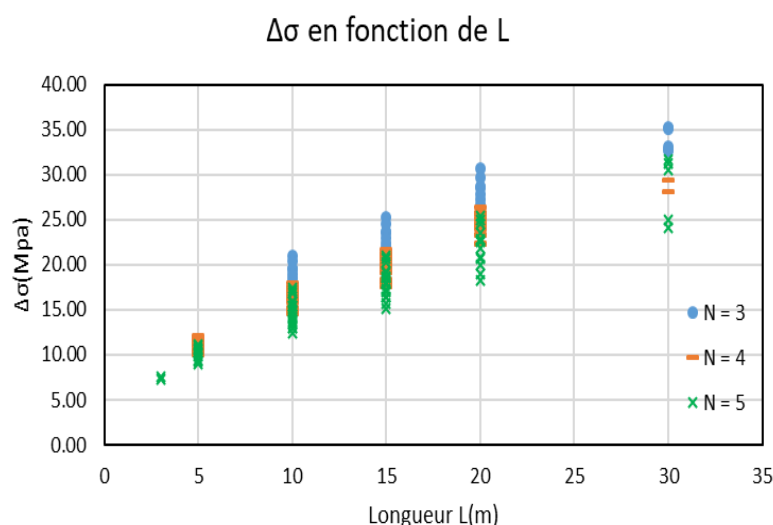


Figure 3.37 : Variation de contrainte $\Delta\sigma$ en fonction de $L - D_T$ et λ pour une dalle de béton

L'écart de contraintes reste toujours inférieur à 41.5 MPa, valeur limite spécifique à la catégorie C1, pour toutes les portées de pont considérées. Cependant, les facteurs de répartition considérées sont celles correspondant aux valeurs de D_T et λ spécifiques à une dalle en béton. Pour les valeurs de D_T correspondantes à un platelage en aluminium ($D_T = 2.4$) avec $\lambda = 0$, l'écart peut atteindre des valeurs de l'ordre 50 MPa comme le montre la figure 3.38.

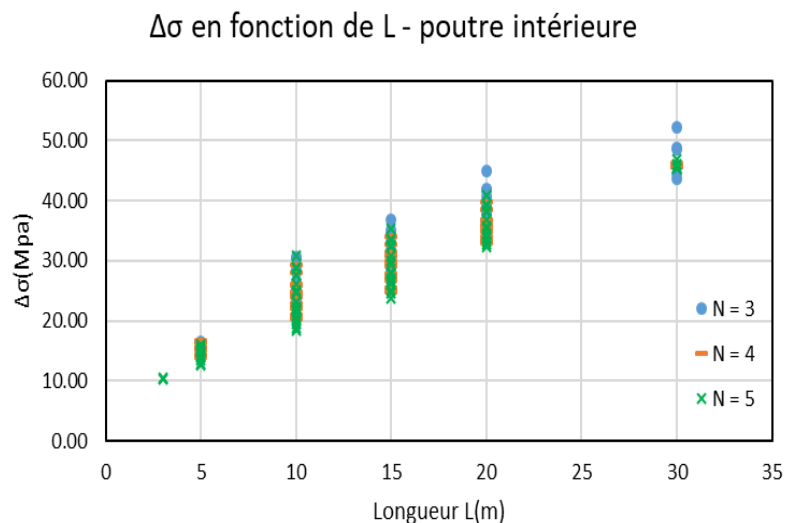


Figure 3.38 : Variation de contrainte $\Delta\sigma$ en fonction de $L - D_T$ et λ pour un platelage en aluminium

Il serait évident de constater que c'est l'état limite de fatigue qui gouverne le dimensionnement mais comme expliqué au chapitre 4, les valeurs de D_T et λ propres à un platelage en aluminium donnent des résultats très sécuritaires pour le calcul du moment fléchissant à l'ÉLF.

3.7.3.2.4 Conclusion

Les vérifications ont permis de démontrer que l'inertie retenue pour le calcul des propriétés des éléments de grillage respecte les critères de conception de la condition en service pour la très grande majorité de tabliers analysés.

3.8 Conclusion

L'objectif de ce chapitre consistait à développer une méthodologie permettant l'analyse raffinée automatisée de platelages en aluminium comportant des extrusions longitudinales ou transversales, avec ou sans action mixte entre le platelage et les poutres, et à valider cette méthodologie.

Le tablier de référence identifié par le MTQ a été analysé à l'aide d'un modèle d'éléments finis raffiné afin d'étudier les quatre conditions suivantes :

- extrusions longitudinales avec une action mixte avec les poutres du tablier;
- extrusions longitudinales, sans action mixte avec les poutres;
- extrusions transversales avec une action mixte avec les poutres du tablier;
- extrusions transversales, sans action mixte avec les poutres.

Les conclusions de ces analyses indiquent qu'il y a peu de différences entre les conditions mixte et non mixte en ce qui a trait à la répartition des efforts entre les poutres d'acier. Il est ainsi recommandé de poursuivre l'étude pour la condition non mixte, plus simple à considérer avec le modèle de grillage.

Le modèle de grillage développé a été comparé au modèle éléments finis, les deux modèles donnant des résultats similaires. Le rapport présente aussi l'approche méthodologique dans laquelle un grand nombre de ponts seront traités en lots de manière automatisée.

CHAPITRE 4 ANALYSE PARAMÉTRIQUE DES PONTS

4.1 Introduction

Ce chapitre représente les résultats de l'analyse paramétrique faite sur des ponts à géométries spécifiées respectant certaines conditions. Les résultats permettront d'évaluer la précision de la méthode actuelle et d'identifier les améliorations possibles.

4.2 Étude paramétrique

4.2.1 Extrusion retenue

L'extrusion de référence considérée dans l'étude paramétrique, montrée sur la figure 4.1, est celle développée à l'Université Laval dans un autre projet de recherche (*Développement d'une solution de platelage en aluminium pour pont routier à poutres d'acier avec action composite* (R786.1)). Cette géométrie sera celle considérée pour les analyses des ponts pour la suite de ce chapitre.

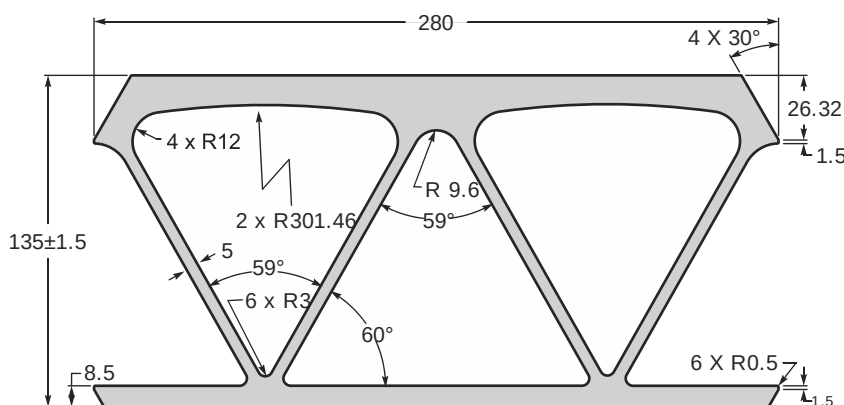


Figure 4.1 : Géométrie de l'extrusion

4.2.2 Paramètres considérés

Une étude paramétrique comportant une large gamme de paramètres géométriques sera réalisée en utilisant la méthode du grillage. L'extrusion retenue limite les valeurs maximales des dispositions géométriques, notamment la longueur du porte-à-faux et l'espacement des poutres. Le tableau 4.1 présente les valeurs retenues. Les plages de valeurs utilisées pour les paramètres

correspondent à celles retenues pour le développement et la validation récente de la méthode simplifiée de la norme S6 pour les de type poutres multiples.

Tableau 4.1 : Caractéristiques géométriques des ponts

Paramètre	Plage de valeurs	Commentaires
Portée simple L (m)	3, 5, 10, 15, 20, 30	• Les longueurs plus courtes visent les applications pour les ponts à treillis
Espacement des poutres S (m)	a) 0.6 à 0.9 b) 1.0 à 1.5 c) 1.5 à 3.0	• La plage (a) est pour les portées de 3 et 5 m • La plage (b) est pour les portées de 5 et 10 m • La plage (c) est pour les portées de 15 m et plus
Longueur du porte-à-faux S_c (m)	$0.3 \leq 0.3S$ $0.6S \leq 1.25$	• La valeur minimale est dictée par des conditions pratiques • La valeur maximale est celle fixée dans l'ouvrage de référence
W_c (m)	$n = 1$: de 4.0 à 6.0 $n = 2$: de 6.1 à 10.0 $n = 3$: de 10.1 à 13.5	• Limites des largeurs minimales et maximales indiquées dans la norme CSA-S6. • Des chasse-roues de 0.45 m de largeur sont choisis.
N	3, 4, 5, 6, 7, 8	• Limites du nombre de poutres à considérer

4.2.3 Géométrie des ponts retenues

Les conditions à respecter concernant l'espacement des poutres et la longueur du porte-à-faux limitent le nombre des ponts à analyser. Si ces conditions n'étaient pas imposées alors le nombre de ponts à analyser serait égal à 972 ponts.

Ces conditions sont :

1. l'espacement des poutres S ne peut pas être inférieur au 1/15 la longueur du pont L ;
2. l'espacement des poutres S ne peut pas être supérieur au tiers de la longueur du pont L ;
3. la longueur S_c du porte-à-faux ne peut pas être inférieure à 0.3 m;
4. la longueur S_c du porte-à-faux ne peut pas être supérieure à 1.25 m.

Avec ces conditions, le nombre de ponts à analyser est réduit à 398 ponts. Les géométries des ponts sont alors déterminées selon les paramètres donnés au tableau 4.1 tout en respectant les quatre conditions ci-dessus.

4.2.4 Orientation des extrusions et comportement mixte

Les quatre conditions géométriques suivantes ont été considérées :

- extrusions longitudinales et action mixte avec les poutres du tablier;
- extrusions longitudinales, sans action mixte avec les poutres;
- extrusions transversales et action mixte avec les poutres du tablier;
- extrusions transversales, sans action mixte avec les poutres.

La condition non mixte (extrusions longitudinales ou transversales) sera étudiée pour toutes les géométries indiquées précédemment.

4.2.5 Propriétés des éléments de grillage

Les modèles de grillage à générer comportent des éléments de dalle longitudinaux et des éléments de poutre longitudinaux. C'est pour cette raison qu'il est nécessaire de définir un paramètre représentant la largeur tributaire de chaque élément longitudinal. Cette largeur tributaire L_T est égale à la moitié de l'espacement entre les poutres. La largeur tributaire pour les porte-à-faux est alors $L_{TC} = S_c - L_T/2$. Concernant les propriétés des éléments de grillage, l'inertie flexionnelle des poutres principales I_x est celle donnée par l'équation 3.22 alors que l'inertie torsionnelle est celle correspondant au comportement bidirectionnel du platelage indiquée au tableau 3.19 avec une section transformée en acier. Les inerties à attribuer alors aux éléments des poutres principales seront celles qui correspondent à la largeur tributaire L_T soit la moitié de l'espacement entre les poutres. Pour l'aire en cisaillement des poutres principales, la valeur de h à considérer est celle obtenue par la résolution de l'équation du troisième degré en h , méthode déjà expliquée à la section 3.7.3.2.2. Il en est de même pour les éléments de dalle longitudinale et les éléments de porte-à-faux sauf que l'inertie flexionnelle I_x à considérer est celle donnée au tableau 3.16 et ainsi pour l'aire en cisaillement donné au tableau 3.18. Pour les éléments transversaux, la largeur tributaire de chaque élément transversal l_T a été considérée égale à 1/25 la longueur du pont. Pour les diaphragmes d'appui, la hauteur du

diaphragme h_1 est égale à la hauteur de la poutre moins 200 mm avec des semelles identiques de 300×25 mm. À noter que si le platelage est longitudinal, alors les propriétés correspondant aux éléments longitudinaux de dalle sont les propriétés données pour la direction parallèle des extrusions et celles correspondant aux éléments transversaux de dalle sont les propriétés données pour la direction perpendiculaire des extrusions et inversement pour le cas d'un platelage transversal. En notant G_{al} le module de cisaillement de l'aluminium et G_s celui de l'acier, les propriétés des éléments constituant le modèle de grillage peuvent alors être résumées dans les tableaux suivants :

Tableau 4.2 : Propriétés des éléments longitudinaux

Propriété	Élément de poutre	Élément de dalle	Élément de porte-à-faux
I_{xL}	$L_T \cdot I_x$	$L_T \cdot I_x$	$L_{TC} \cdot I_x$
A_{yL}	$w \cdot h$	$L_T \cdot A_v$	$L_{TC} \cdot A_v$
J_L	$L_T \cdot J_x \cdot \frac{G_{al}}{G_s}$	$L_T \cdot J_x$	$L_{TC} \cdot J_x$

En notant a le côté parallèle à l'axe par rapport auquel on calcule l'inertie flexionnelle, b le côté perpendiculaire à cet axe, d la distance entre le centre gravité de la partie de la section totale et le centre de gravité de la section totale, h le grand côté d'une section rectangulaire et t le petit côté d'une section rectangulaire, on aura les propriétés des éléments transversaux suivantes :

Tableau 4.3 : Propriétés des éléments transversaux

Propriété	Diaphragmes d'appuis	Élément de dalle
I_{xL}	$\sum \frac{a \cdot b^3}{12} + \sum a \cdot b \cdot d^2$	$l_T \cdot I_x$
A_{yL}	$w \cdot h_1$	$l_T \cdot A_v$
J_L	$\sum \frac{h \cdot t^3}{3} (1 - 0.63 \frac{t}{h})$	$l_T \cdot J_x$

4.3 Étude de la fiabilité de la méthode simplifiée

4.3.1 Introduction

Des études similaires à celles faites par Alexandre Phan (Développement de la méthode d'analyse simplifiée du code CSA-S6 pour les ponts de type dalle sur poutres) ont été faites

dans le cadre de ce projet mais avec le cas d'un platelage en aluminium sur poutres en acier uniquement. Dans les paragraphes qui suivent, les résultats pour les configurations de platelage longitudinal et transversal peuvent être rassemblés dans un but comparatif et cela pour le moment fléchissant et l'effort tranchant à l'ÉLU/ÉLS-1 et à l'ÉLF/ÉLS-2.

4.3.2 Étude statistique des résultats

Une étude statistique des résultats est nécessaire pour pouvoir juger si la méthode simplifiée est sécuritaire ou non et d'évaluer son degré de précision. Les valeurs du moment fléchissant ou de l'effort tranchant obtenues par la méthode simplifiée de la norme CSA-S6-14 pour les poutres intérieures et extérieures peuvent être comparées à celles obtenues par les analyses de grillage faites sur les 398 ponts retenus, et cela, pour chacune des configurations du platelage prises en compte. Il est nécessaire de noter qu'une étude plus précise pourrait être faite en comparant les résultats de la méthode simplifiée à ceux des modèles d'éléments finis qui donnent une approximation la plus proche de la solution exacte. Cependant, les temps de calcul sont très élevés pour ces modèles vu la considération de charges mobiles et des conditions de contact entre le platelage et les poutres à prendre en compte et qui présentent un aspect non linéaire dans ces modèles. L'étude est donc limitée aux modèles de grillage qui donnent des résultats relativement acceptables comme expliquée à la section 3.5. Cette approche est celle retenue pour les équations de la méthode simplifiée actuellement utilisée pour le code CSA-S6 pour les autres types de tabliers.

En notant E_G l'effort obtenu par la méthode de grillage et E_{MS} l'effort obtenu par la méthode simplifiée, la variable E peut être définie de la façon suivante :

$$E = \frac{E_G}{E_{MS}} \quad (4.1)$$

La moyenne de la variable est définie comme suit :

$$\delta_E = \bar{E} = \frac{\overline{E_G}}{E_{MS}} \quad (4.2)$$

En notant σ_E l'écart type de E , le coefficient de variation V_E est défini par :

$$V_E = \frac{\sigma_E}{\delta_E} \quad (4.3)$$

L'écart type est une mesure de la dispersion des valeurs d'une variable par rapport à la moyenne. Il est une bonne mesure de l'homogénéité de différents résultats sur une même variable. Par exemple, l'écart type permet de faire une comparaison entre les valeurs des efforts obtenus pour une poutre extérieure pour les différentes configurations de platelage. En revanche, l'écart type ne donne pas une bonne comparaison si des mesures ont été faites sur différentes variables vu que les ordres des grandeurs de ces variables peuvent être différents. L'introduction du coefficient de variation s'avère alors nécessaire puisque ce paramètre adimensionnel est indépendant de l'unité de mesure et permet de comparer la dispersion de variables différentes. Par exemple, le coefficient de variation peut être utilisé pour étudier la différence entre les efforts obtenus pour une poutre extérieure et ceux obtenus pour une poutre intérieure pour une même configuration de platelage.

Un autre paramètre plus représentatif du nombre d'échantillons qui se trouve du côté sécuritaire est le facteur k_A qui est un facteur très utilisé dans les études statistiques et qui est donné par la formule suivante :

$$k_A = \frac{1 - \delta_E}{\sigma_E} \quad (4.4)$$

Ce paramètre indique le nombre d'écarts types qui sépare le biais de 1.0. Ces paramètres seront utilisés pour la suite de l'étude pour pouvoir juger de la tendance de la méthode simplifiée à se situer du côté sécuritaire.

4.4 Moment fléchissant – ÉLU/ÉLS1

Une comparaison entre la méthode simplifiée de la norme S6-14 avec la méthode du grillage pour le moment fléchissant à l'ÉLU et à l'ÉLS-1 sera étudiée pour la suite.

4.4.1 Analyse des résultats

Le graphe donnant les résultats de la méthode simplifiée par rapport aux résultats obtenus par les modèles de grillage est représenté à la figure 4.2. Une droite d'égalité entre les 2 méthodes

est tracée pour situer les résultats de la méthode simplifiée par rapport à cette droite afin de visualiser si cette méthode est sécuritaire ou non.

Les résultats présentés à la figure 4.2 donnent l'ensemble des moments calculés pour une poutre extérieure et intérieure par la méthode de grillage et comparés à ceux obtenus par la méthode simplifiée pour les 2 configurations de platelage longitudinal et transversal.

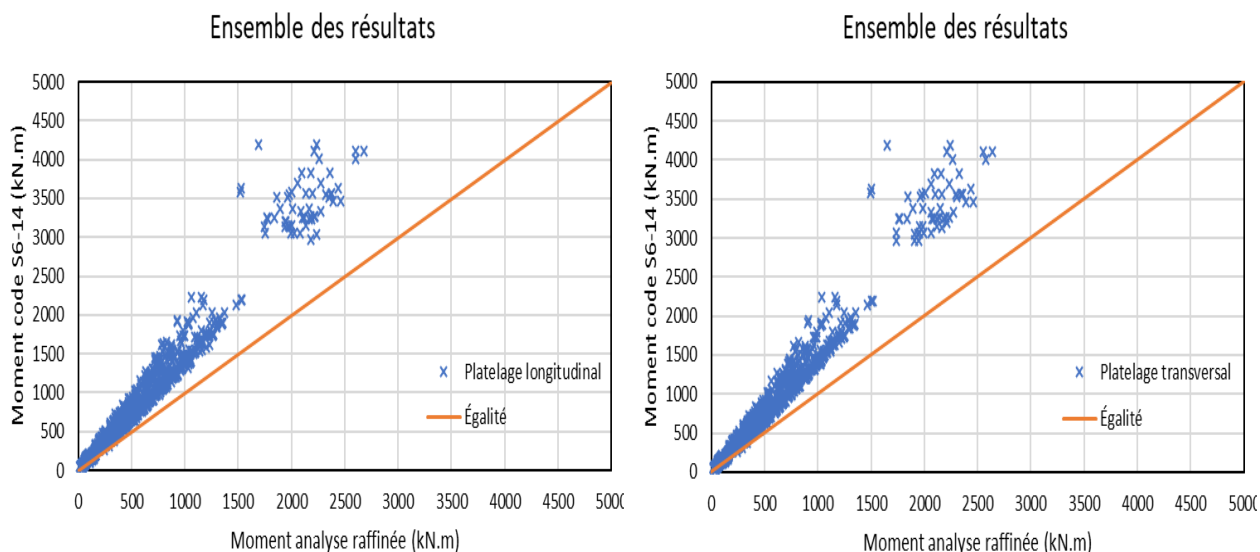


Figure 4.2 : Comparaison du moment fléchissant à l'ÉLU/ÉLS-1

Les résultats obtenus pour les 2 configurations de platelage n'ont pas été présentés sur le même graphique vu que les résultats pour les 2 cas sont très similaires et donc pour éviter toute confusion. En analysant les graphes à la figure 4.2, il est évident que la méthode simplifiée donne des résultats sécuritaires. Plus le moment fléchissant est grand plus les résultats de la méthode simplifiée s'éloignent de ceux de l'analyse raffinée. Cet écart, de l'ordre de 37%, est le plus grand pour les ponts de grande portée et dont l'espacement des poutres est relativement grand comparativement à la largeur du pont. Ceci peut s'expliquer par le fait que la relation liant le facteur d'essieu à l'espacement des poutres est une relation de proportionnalité comme on peut le voir avec l'équation 2.2, les autres paramètres ayant un effet moins sensible que l'espacement des poutres. Cet écart est donc plus ressenti pour les ponts de grande portée puisque le moment de voie du camion CL-625 augmente avec cette longueur. Le ratio M_{MS}/M_G est toutefois assez constant peu importe la portée.

La tendance ici est de constater que les ponts dont l'espacement des poutres est relativement grand par rapport à la largeur du pont et de plus grande portée sont ceux qui présentent des résultats plus sécuritaires. Ce constat peut être confirmé par l'étude statistique faite sur la variable donnant le rapport entre la méthode raffinée et simplifiée. Le tableau 4.4 donne les valeurs des paramètres statistiques de cette variable pour une poutre extérieure et intérieure et pour les 2 configurations de platelage.

Tableau 4.4 : Paramètres statistiques pour le moment fléchissant à l'ÉLU/ÉLS-1

Configuration du platelage	Position des poutres	δ_{MU}	σ_{MU}	V_{MU}	k_A
Longitudinal	Extérieure	0.602	0.094	0.156	4.225
	Intérieure	0.693	0.086	0.125	3.557
Transversal	Extérieure	0.606	0.093	0.154	4.232
	Intérieure	0.688	0.089	0.129	3.514

Les écarts entre les moyennes et les écarts type pour le platelage longitudinal et transversal sont minimales comme prévu. La moyenne pour les poutres extérieures et intérieures est de l'ordre de 0.6. Cela signifie que la méthode simplifiée est trop sécuritaire. En outre, le coefficient de variation est relativement faible et indique que la méthodologie sur laquelle la norme canadienne a été basée pour élaborer les équations simplifiées est appropriée. Finalement, la moyenne calculée pour la poutre extérieure est plus faible que celle pour une poutre intérieure mais avec une plus grande dispersion des résultats. La norme semble être plus conservatrice quant aux calculs du moment fléchissant extérieur. La différence entre les 2 valeurs est égale à 13.1% pour le cas du platelage longitudinal et 11.9% pour le cas du platelage transversal. Cette différence peut être expliquée par le fait que le coefficient D_T est le même pour une poutre extérieure et une poutre intérieure. Des équations donnant le coefficient D_T peuvent être élaborées suivant la position de la poutre en faveur d'avoir une plus petite différence entre les deux moyennes mais puisque la norme considère le même dimensionnement quel que soit la position de la poutre, la même valeur de D_T reste toujours appropriée surtout dans la phase de prédimensionnement.

Dans ce qui suit, une étude de l'influence de quelques variables géométriques sur les paramètres statistiques a été faite.

4.4.2 Influence des paramètres géométriques sur les résultats

L'objet de cette section est d'étudier l'effet des différents paramètres géométriques sur la différence qui existe entre la méthode simplifiée et la méthode de grillage et sur les paramètres statistiques du moment fléchissant à l'ÉLU et l'ÉLS-1. Les paramètres géométriques tels que déjà définis sont : le nombre de voies de calcul sur le pont n , la portée du pont L , la longueur du porte-à-faux S_c , et l'espacement entre les poutres S .

4.4.2.1 Influence du nombre de voies

Le nombre de voies est l'un des facteurs qui peut avoir un effet important sur la répartition des efforts sur les poutres. La norme CSA S6-14 spécifie que le coefficient D_T varie de 2.4 à 2.55, respectivement pour un nombre de voie égal à 1 jusqu'à un nombre de voies supérieur ou égal à 2. Cependant, il est plus approprié de considérer un coefficient D_T qui varie suivant le nombre de voies en fonction de la portée du pont. Certes, comme déjà vu dans la théorie des plaques, le rapport longueur/largeur d'une dalle bidirectionnelle a une influence sur la répartition des efforts longitudinaux et transversaux. C'est pour cette raison qu'une corrélation entre le nombre de voies qui indique indirectement si un pont est large ou non et la longueur du pont doit être prise en compte dans l'équation du coefficient D_T .

Dans ce qui suit, seuls les graphes donnant les résultats pour un platelage longitudinal seront présentés. La figure 4.3 donne la différence entre les moments pour les 2 méthodes en variant le nombre de voies.

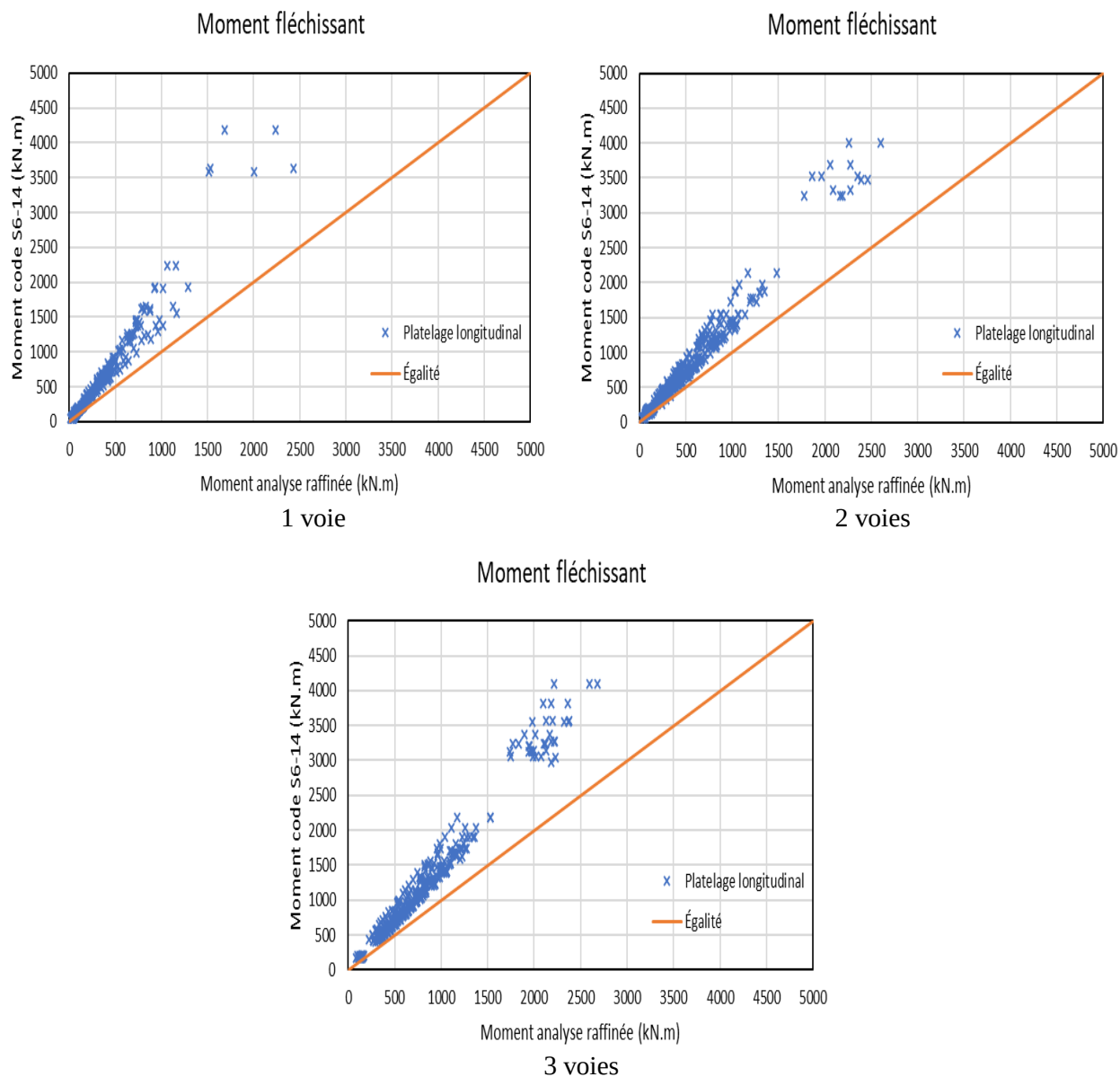


Figure 4.3 : Moment fléchissant à l'ÉLU/ÉLS-1 – variation du nombre de voies

Comme déjà mentionné, la méthode simplifiée est sécuritaire comme il est possible de remarquer sur la figure 4.3. Les plus grands écarts sont présents pour tous les nombres de voies envisagés pour des moments fléchissants relativement grands, mais le plus grand nombre de points présentant ces écarts sont ceux correspondant à un pont ayant 3 voies. Ceci confirme ce qui a été déjà dit à la section 4.4.1, à savoir que les ponts de plus grandes portées sont ceux qui

sont représentés par ces points étant donné que le plus grand nombre de ponts à grande portée sont identifiés pour un nombre de voies égal à 3.

Le tableau 4.5 donne les paramètres statistiques du moment fléchissant pour un nombre de voies variant de 1 à 3 et pour les 2 configurations de platelage longitudinal et transversal et pour les poutres extérieures et intérieures.

Tableau 4.5 : Paramètres statistiques du moment fléchissant à l'ÉLU/ÉLS-1 - variation du nombre de voies

	Configuration du platelage	Position des poutres	δ_{MU}	σ_{MU}	V_{MU}	k_A
1 voie	Longitudinal	Extérieure	0.559	0.095	0.169	4.658
		Intérieure	0.645	0.086	0.134	4.118
	Transversal	Extérieure	0.564	0.095	0.169	4.592
		Intérieure	0.641	0.092	0.143	3.914
2 voies	Longitudinal	Extérieure	0.622	0.086	0.138	4.416
		Intérieure	0.716	0.087	0.122	3.270
	Transversal	Extérieure	0.625	0.084	0.135	4.439
		Intérieure	0.712	0.088	0.124	3.263
3 voies	Longitudinal	Extérieure	0.637	0.080	0.125	4.540
		Intérieure	0.714	0.064	0.089	4.501
	Transversal	Extérieure	0.639	0.078	0.123	4.604
		Intérieure	0.708	0.065	0.091	4.514

D'après les résultats montrés au tableau 4.5, il est possible de constater que la moyenne augmente avec le nombre de voies. La méthode simplifiée est alors la plus sécuritaire pour un pont à une seule voie. Ceci peut s'expliquer par le fait que le facteur D_T est plus petit pour un pont à une seule voie que pour les ponts de deux voies et plus et donnant donc un facteur d'essieu plus grand.

Comme déjà mentionné, il serait utile de modifier le paramètre D_T en fonction du nombre de voies. Cette modification a tendance à réduire les différences observées entre les moyennes pour le nombre de voies variant de 1 à 3.

En ce qui concerne la comparaison entre les poutres extérieures et intérieures, la même conclusion peut être tirée énonçant que la moyenne pour une poutre extérieure est plus petite que celle pour une poutre intérieure mais avec une plus grande dispersion des résultats.

4.4.2.2 Influence de la portée du pont

La longueur du pont ne semble pas être un paramètre important dans le calcul des facteurs d'essieu actuel pour les platelages en aluminium puisque ce paramètre ne figure pas dans les équations du coefficient D_T , du moins, selon les équations retenues dans le code S6-14. Cependant, d'après la figure 4.4, il est possible de remarquer que la longueur a une influence sur les résultats en visualisant le rapport des valeurs obtenues par les deux méthodes en fonction de la portée du pont.

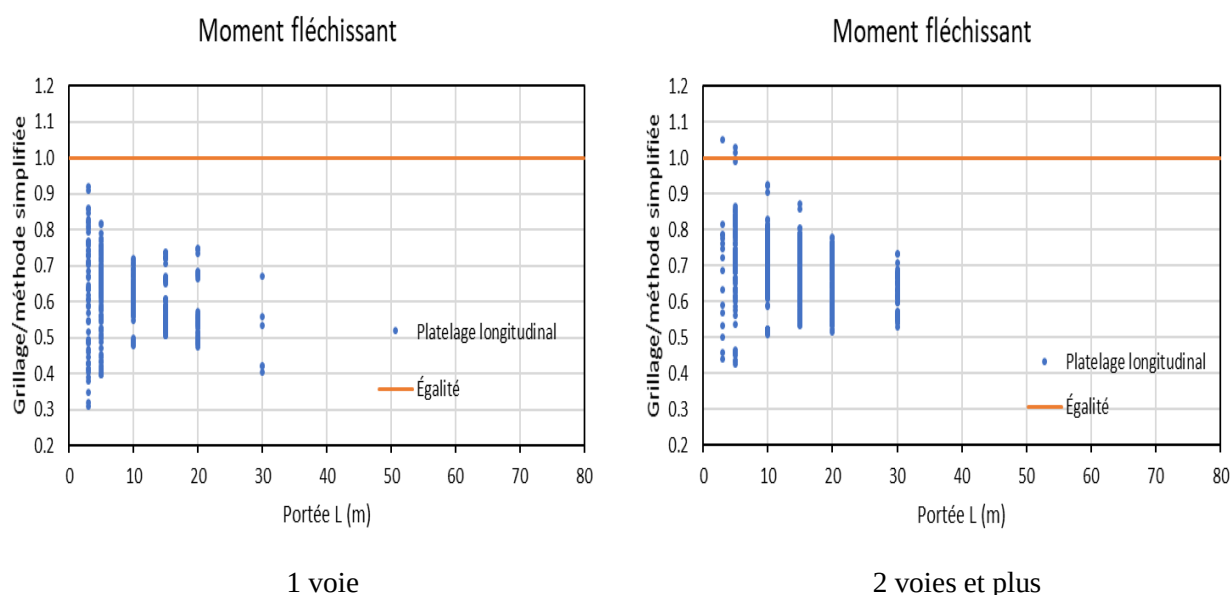


Figure 4.4 : Effet de la portée du pont sur le moment fléchissant à l'ÉLU/ÉLS-1

Pour les ponts à une voie, la méthode simplifiée donne des résultats sécuritaires pour toutes les portées du pont variant de 3 à 30 m. Pour les ponts à deux voies et plus la même conclusion peut être déduite sauf pour quelques cas où le rapport dépasse la valeur 1. Ces cas non sécuritaires correspondent à des ponts de petites portées où la largeur est petite et le nombre de poutres est égal à 8 et où le cas critique des charges correspond à 2 camions espacés transversalement de 1.2m comme montré à la figure 3.29 et dont les roues de l'un des camions circulent sur une position très proche d'une poutre intérieure. Ce sont des cas très spécifiques

et le rapport des valeurs entre les deux méthodes est très proche de 1. La méthode simplifiée est bien une méthode sécuritaire pour les ponts dont la portée varie de 3 à 30 m.

Les tableau 4.6 et tableau 4.7 permettent de bien voir la différence entre les moyennes et les coefficients de variation pour les différentes portées pour les ponts à une voie et les ponts à deux voies et plus. Pour chaque cas, deux tableaux ont été construits indiquant les valeurs obtenues pour les deux configurations de platelage.

Tableau 4.6 : Effet de la portée sur les paramètres statistiques du moment fléchissant à l'ÉLU/ÉLS-1 – 1 voie

	Platelage longitudinal					Platelage transversal			
	δ_{MU}	σ_{MU}	V_{MU}	k_A		δ_{MU}	σ_{MU}	V_{MU}	k_A
3 m	0.638	0.169	0.266	2.134	3 m	0.639	0.175	0.274	2.065
5 m	0.641	0.100	0.156	3.588	5 m	0.643	0.098	0.153	3.628
10 m	0.611	0.049	0.081	7.886	10 m	0.609	0.048	0.079	8.145
15 m	0.587	0.056	0.095	7.400	15 m	0.585	0.059	0.100	7.083
20 m	0.573	0.077	0.134	5.585	20 m	0.571	0.080	0.140	5.360
30 m	0.502	0.096	0.191	5.196	30 m	0.499	0.100	0.201	5.012

Tableau 4.7 : Effet de la portée sur les paramètres statistiques du moment fléchissant à l'ÉLU/ÉLS-1 – 2 voies et plus

	Platelage longitudinal					Platelage transversal			
	δ_{MU}	σ_{MU}	V_{MU}	k_A		δ_{MU}	σ_{MU}	V_{MU}	k_A
3 m	0.689	0.163	0.237	1.908	3 m	0.684	0.164	0.239	1.927
5 m	0.723	0.116	0.161	2.385	5 m	0.725	0.115	0.158	2.393
10 m	0.700	0.087	0.124	3.463	10 m	0.698	0.085	0.122	3.548
15 m	0.689	0.076	0.110	4.112	15 m	0.686	0.073	0.107	4.290
20 m	0.669	0.064	0.096	5.138	20 m	0.664	0.062	0.093	5.408
30 m	0.628	0.050	0.080	7.447	30 m	0.622	0.049	0.078	7.767

Pour les ponts à une voie, les valeurs des moyennes pour toutes les portées sont plus petites que celles pour les ponts à deux voies et plus. Cela confirme ce qui a été mentionné à la section 4.4.2.1 : plus le nombre de voies diminue plus les résultats sont sécuritaires. Pour tous les nombres de voies, et en comparant les valeurs des moyennes, les résultats deviennent plus sécuritaires en augmentant la portée. En revanche, il est possible de remarquer que le coefficient

de variation est le plus faible pour les portées moyennes de 10 à 15 m pour les ponts à une voie et pour les grandes portées de 20 à 30 m pour les ponts de deux voies et plus. Ceci peut s'expliquer par le fait que pour les ponts à une voie les portées moyennes couvrent le plus grand nombre possible de combinaison des paramètres géométriques constituant un pont tandis que pour les ponts à deux voies et plus ce sont les grandes portées qui jouent ce rôle.

4.4.2.3 Influence de l'espacement entre les poutres

L'espacement des poutres joue un rôle important dans la distribution des efforts. C'est un paramètre qui est lié directement au calcul du facteur d'essieu. La figure 4.5 représente l'effet de l'espacement des poutres sur les rapports des moments entre les deux méthodes.

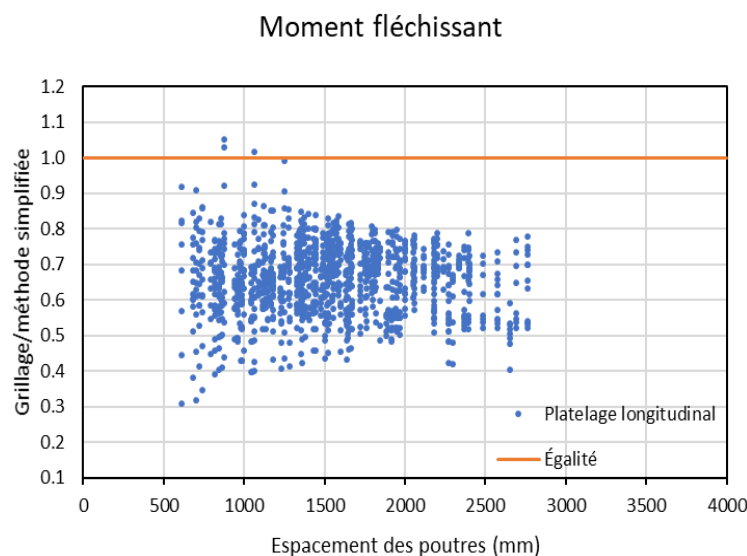


Figure 4.5 : Effet de l'espacement entre les poutres sur le moment fléchissant à l'ÉLU/ÉLS-1

La figure 4.5 montre toujours que la méthode simplifiée est une méthode sécuritaire. Pour des espacements relativement petits ($0.6 \text{ m} \leq S \leq 1.25 \text{ m}$), il y a une grande dispersion des résultats. La méthode simplifiée pourra être améliorée pour cette gamme d'espacements afin de réduire cette dispersion et avoir un fuseau de points plus étroit recouvrant tous les espacements possibles des poutres d'un pont.

Le tableau 4.8 montre les résultats des paramètres statistiques pour tous les intervalles des espacements couverts par l'analyse paramétrique dans le cadre de ce projet de recherche.

Tableau 4.8 : Effet de l'espacement entre les poutres sur les paramètres statistiques du moment fléchissant à l'ÉLU/ÉLS-1

Espacement des poutres	Platelage longitudinal			
	δ_{MU}	σ_{MU}	V_{MU}	k_A
$0.6 \text{ m} \leq S \leq 1.0 \text{ m}$	0.657	0.124	0.188	2.772
$1.0 \text{ m} < S \leq 1.5 \text{ m}$	0.664	0.098	0.148	3.422
$1.5 \text{ m} < S \leq 2.0 \text{ m}$	0.677	0.086	0.127	3.745
$2.0 \text{ m} < S \leq 2.5 \text{ m}$	0.656	0.079	0.121	4.335
$2.5 \text{ m} < S \leq 3.0 \text{ m}$	0.606	0.094	0.154	4.206

Espacement des poutres	Platelage transversal			
	δ_{MU}	σ_{MU}	V_{MU}	k_A
$0.6 \text{ m} \leq S \leq 1.0 \text{ m}$	0.658	0.125	0.191	2.728
$1.0 \text{ m} < S \leq 1.5 \text{ m}$	0.663	0.097	0.147	3.466
$1.5 \text{ m} < S \leq 2.0 \text{ m}$	0.674	0.085	0.126	3.834
$2.0 \text{ m} < S \leq 2.5 \text{ m}$	0.652	0.079	0.121	4.423
$2.5 \text{ m} < S \leq 3.0 \text{ m}$	0.603	0.092	0.152	4.329

Comme prévu à la section 4.4.1, les résultats pour les ponts présentant l'espacement des poutres le plus grand seront les plus sécuritaires comme montré pour l'intervalle d'espacement $2.5 \text{ m} < S \leq 3.0 \text{ m}$ pour lequel la moyenne est la plus faible. Une autre faible valeur de la moyenne est celle correspondant à l'intervalle $0.6 \text{ m} \leq S \leq 1.0 \text{ m}$. Ceci peut s'expliquer par le fait que ces espacements correspondent dans la plupart des cas aux ponts à une voie et ce type de ponts sont ceux qui donnent les résultats les plus sécuritaires comme déjà expliqué à la section 4.4.2.1. La moyenne des valeurs pour l'intervalle d'espacement $1.5 \text{ m} < S \leq 2 \text{ m}$ est la plus grande. Ce résultat est probablement dû au fait que ces espacements couvrent le plus grand nombre de ponts à deux voies et plus avec des portées moyennes de 10 à 20 m. En effet, comme déjà observé en 4.4.2.2, les résultats sont moins sécuritaires pour un nombre de voies relativement grand et pour les portées moyennes de 10 à 20 m. La dispersion des résultats pour cet intervalle d'espacement est relativement faible ce qui montre la pertinence de la méthode simplifiée en regard des espacements moyens des poutres.

4.4.2.4 Influence de la longueur du porte-à-faux

L'influence de la longueur du porte-à-faux sur les résultats des efforts dans la poutre extérieure a été introduite dans la méthode simplifiée par le biais du coefficient γ_c . Ce coefficient peut être inférieur à 1 pour les longueurs des porte-à-faux supérieures à la moitié de l'espacement des

poutres. Cependant la norme ne tient pas compte encore des porte-à-faux courts. Ainsi pour les porte-à-faux qui sont inférieurs à $0.5S$ la norme considère que le coefficient γ_c est le même que pour des porte-à-faux de $0.5S$ et est égal à 1. Phan (2019) a démontré que la plage d'application de l'équation actuelle pourrait être étendue aux porte-à-faux de longueur égale à $0.3S$, valeur limite utilisée dans la présente étude.

La figure 4.6 donne les résultats obtenus du moment fléchissant pour une poutre extérieure pour les 3 longueurs du porte-à-faux : $0.3S$, $0.5S$ et $0.6S$ par la méthode simplifiée en fonction du moment fléchissant obtenu par les analyses de grillage.

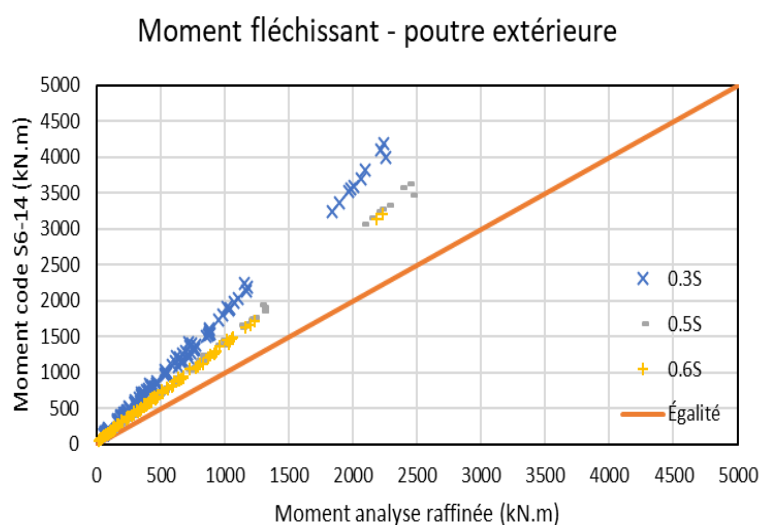


Figure 4.6 : Effet de la longueur du porte-à-faux sur le moment fléchissant à l'ÉLU/ÉLS-1

Comme déjà prévu, les résultats sont trop sécuritaires pour les longueurs des porte-à-faux égales à $0.3S$. L'écart entre les résultats pour les longueurs de $0.5S$ et $0.6S$ est petit grâce au coefficient γ_c qui tient compte de l'influence de la longueur du porte-à-faux sur le moment de la poutre extérieure pour des longueurs jusqu'à $0.6S$. Pour réduire l'écart avec la courbe correspondant à $0.3S$, le coefficient γ_c doit être amplifié. Les valeurs obtenues sont en général loin de la courbe d'égalité pour les grands moments, ce qui signifie qu'une modification au niveau du coefficient γ_c s'avère nécessaire pour réduire l'écart sachant que l'introduction de ce paramètre reste une approche appropriée pour prendre en considération l'effet de la longueur du porte-à-faux sur les résultats.

Le tableau 4.9 donne les valeurs des paramètres statistiques calculées pour les différentes longueurs du porte-à-faux.

Tableau 4.9 : Effet de la longueur du porte-à-faux sur les paramètres statistiques du moment fléchissant pour la poutre extérieure à l'ÉLU/ÉLS-1

Platelage longitudinal				
S_c	δ_{MU}	σ_{MU}	V_{MU}	k_A
0.3S	0.524	0.045	0.086	10.594
0.5S	0.630	0.088	0.140	4.193
0.6S	0.654	0.086	0.131	4.039

Platelage transversal				
S_c	δ_{MU}	σ_{MU}	V_{MU}	k_A
0.3S	0.529	0.044	0.083	10.744
0.5S	0.633	0.088	0.139	4.176
0.6S	0.657	0.085	0.130	4.030

La moyenne des valeurs augmente avec la longueur du porte-à-faux et donc les valeurs les plus sécuritaires correspondent à la longueur 0.3S. Le taux d'accroissement de la moyenne entre les longueurs 0.3S et 0.5S est plus grand que celui entre 0.5S et 0.6S, ce qui est en accord avec les résultats observés à la figure 4.6. Ces moyennes pourraient être plus proches de 1 si des modifications au niveau du paramètre γ_c ont été considérées.

4.4.3 Analyse des valeurs maximales

Dans la phase de conception, un dimensionnement uniforme est adopté en général pour toutes les poutres. C'est pour cette raison qu'il est utile de considérer les valeurs des moments maximales pour la conception. Une étude a été donc faite en ne considérant que les valeurs maximales des moments fléchissant dans les poutres extérieures et intérieures. La figure 4.7 oppose le moment fléchissant maximal obtenu par la méthode simplifiée avec celui obtenu par la méthode de grillage.

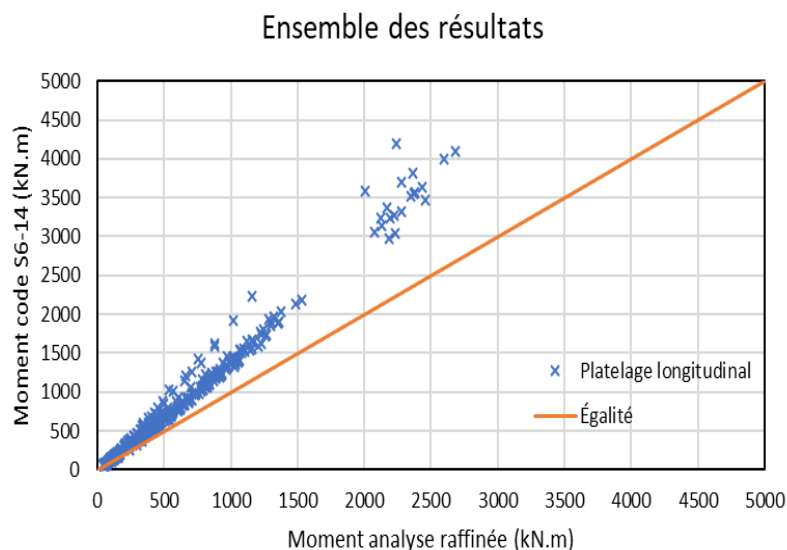


Figure 4.7 : Comparaison du moment fléchissant maximal à l'ÉLU/ÉLS-1

La même tendance est observée au niveau des résultats qu'à la section 4.4.1 où les résultats sont tous sécuritaires et celles qui le sont plus se trouvent au niveau des grandes portées. Les paramètres statistiques du ratio lié au moment fléchissant maximal sont donnés au tableau 4.10.

Tableau 4.10 : Paramètres statistiques du moment fléchissant maximal à l'ÉLU/ÉLS-1

Configuration du platelage	Position des poutres	δ_{MU}	σ_{MU}	V_{MU}	k_A
Longitudinal	max	0.724	0.078	0.107	3.542
Transversal	max	0.722	0.079	0.109	3.523

La moyenne des valeurs est plus grande que celle pour chacune des moyennes calculées pour une poutre extérieure et intérieure au tableau 4.4 mais avec un coefficient de variation plus faible. Ce résultat est prévu puisque les ratios maximaux sont pris en compte et vu que le moment fléchissant calculé par la méthode simplifiée est le même pour une poutre extérieure que pour une poutre intérieure. La moyenne obtenue est plus proche que celle obtenue pour une poutre intérieure. Cela est prévisible puisque le nombre de cas où la poutre intérieure

conditionne le dimensionnement pour le moment fléchissant est bien supérieur à celui où la poutre extérieure joue ce rôle, comme le montre le tableau 4.11.

Tableau 4.11 : Répartition de la position de la poutre gouvernant la conception à l'ÉLU/ÉLS-1 – Moment fléchissant

Configuration Du platelage	Position des poutres	Nombre de cas gouvernant	Nombre de cas au total	%
Longitudinal	Extérieure	90	398	23%
	Intérieure	308		77%
Transversal	Extérieure	95	398	24%
	Intérieure	303		76%

D'après ces résultats, c'est le moment fléchissant dans la poutre intérieure qui gouverne dans la plupart des cas. L'écart entre la moyenne du moment maximal pour l'ensemble des résultats et celle pour une poutre intérieure seule est égale à 4.3% pour un platelage longitudinal et 4.7% pour un platelage transversal. Afin de réduire cet écart, il est probablement nécessaire de faire la distinction entre les poutres extérieures et intérieures dans la méthode simplifiée de la norme en variant les équations donnant le coefficient D_T suivant la position de la poutre.

4.4.4 Validation des modèles de grillage à l'ELU – Moment fléchissant

Une vérification des modèles de grillage est nécessaire afin de valider la pertinence de la programmation faite sur Matlab qui extrait directement les résultats calculés par SAP2000 et s'assurer que les moments maximaux obtenus par l'analyse paramétrique automatisée peuvent être retrouvés par les lignes d'influence en positionnant les camions CL-625 suivant les positions critiques données par la norme.

Six exemples sont suffisants pour valider ces modèles en variant les paramètres géométriques pour chaque exemple. L'approche ici est de tirer les moments maximaux de SAP2000 en faisant varier les camions sur les éléments longitudinaux constituant le modèle de grillage. Ceci revient à tracer les lignes d'influence donnant ces moments maximaux en fonction de la position transversale de ces éléments. En étudiant toutes les combinaisons des positions transversales des camions données par le code, la combinaison donnant le moment maximal pourra être déduite. Ce moment maximal doit être égal à celui obtenu par le post-traitement de l'analyse paramétrique propre à la géométrie du pont en question.

Tableau 4.12 : Tableau comparant les valeurs des moments tirés du post-traitement des résultats et ceux obtenus par les lignes d'influence – ELU/ELS-1

Platelage longitudinal					M _{matlab} (kN.m)				M _{sap2000} (kN.m)			
Modèle	W(mm)	N	L(m)	S _c /S	ext	int ₁	int ₂	int ₃	ext	int ₁	int ₂	int ₃
1	4000	5	10	0.5	186	204	188	-	186	204	188	-
2	5000	4	15	0.3	469	492	-	-	469	492	-	-
3	8050	6	20	0.5	832	720	848	-	832	720	848	-
4	10000	7	20	0.6	916	671	779	903	916	671	779	903
5	11800	8	20	0.6	937	773	894	866	937	773	894	866
6	13500	7	30	0.5	2078	1750	1992	2022	2078	1750	1992	2022

Platelage transversal					M _{matlab} (kN.m)				M _{sap2000} (kN.m)			
Modèle	W(mm)	N	L(m)	S _c /S	ext	int ₁	int ₂	int ₃	ext	int ₁	int ₂	int ₃
1	4000	5	10	0.5	189	203	186	-	189	203	186	-
2	5000	4	15	0.3	475	486	-	-	475	486	-	-
3	8050	6	20	0.5	832	723	836	-	832	723	836	-
4	10000	7	20	0.6	913	668	771	890	913	668	771	890
5	11800	8	20	0.6	934	774	881	856	934	774	881	856
6	13500	7	30	0.5	2065	1739	1955	1990	2065	1739	1955	1990

Les valeurs sont les mêmes pour les résultats de l'analyse du post-traitement propre à l'étude paramétrique de chaque configuration de platelage et ceux déduits par les lignes d'influence tracé à partir des valeurs tirées du logiciel SAP2000. L'analyse paramétrique est donc validée. Les lignes d'influence pour ces deux modèles et pour les deux configurations de platelage sont données en Annexe.

4.5 Effort tranchant – ÉLU/ÉLS1

Une comparaison entre la méthode simplifiée de la norme S6-14 avec la méthode du grillage pour l'effort tranchant à l'ÉLU et à l'ÉLS-1 sera étudiée pour la suite.

4.5.1 Analyse des résultats

Les résultats présentés à la figure 4.8 donnent l'ensemble des valeurs d'effort tranchant pour une poutre extérieure et intérieure par la méthode de grillage et comparés à ceux obtenus par la méthode simplifiée pour le platelage longitudinal uniquement.

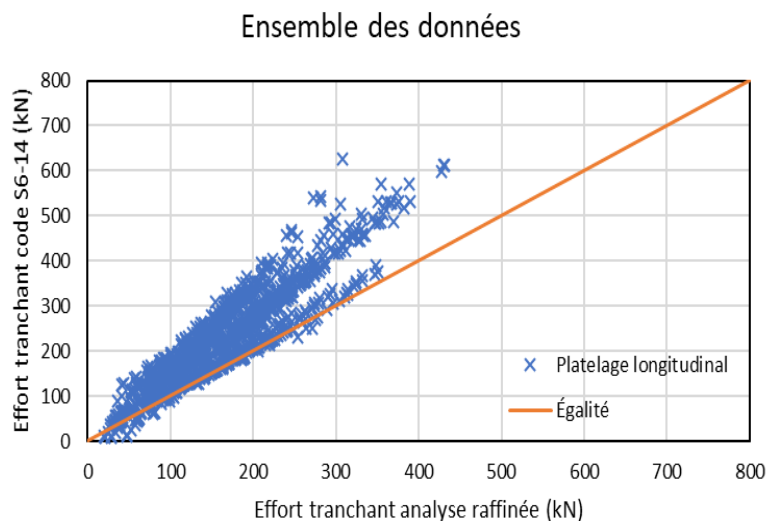


Figure 4.8 : Comparaison de l'effort tranchant à l'ÉLU/ÉLS-1

Les résultats obtenus pour le platelage transversal n'ont pas été présentés sur les graphiques vu que les résultats pour les 2 configurations de platelage sont très similaires comme le montre l'étude statistique détaillée dans les paragraphes suivants. En analysant les graphes à la figure 4.8, il est évident que la méthode simplifiée donne des résultats sécuritaires en général. Cependant, des résultats non sécuritaires ont été notés surtout au niveau des faibles valeurs de l'effort tranchant pour une poutre extérieure. En effet, la norme CSA S6-14 spécifie que pour un platelage en aluminium une répartition isostatique doit être considérée pour le calcul de l'effort tranchant dans une poutre extérieure. Les résultats non sécuritaires ont été marqués surtout au niveau des ponts étroits et présentant un nombre de poutres relativement élevée. L'espacement des poutres pour ces ponts est faible et le camion circulant sur le pont aurait un effet négligeable sur la poutre de rive si la répartition isostatique a été choisie.

Pour mieux visualiser les résultats, la figure 4.9 donne la comparaison de l'effort tranchant donné par la norme à celui obtenu par les modèles de grillage pour une poutre extérieure et intérieure séparément. Les modèles où le camion n'a aucun effet sur la poutre de rive ont été exclus de cette analyse pour le calcul de l'effort tranchant dans la poutre extérieure. Pour la suite de ce chapitre seuls les résultats pour le platelage longitudinal seront présentés.

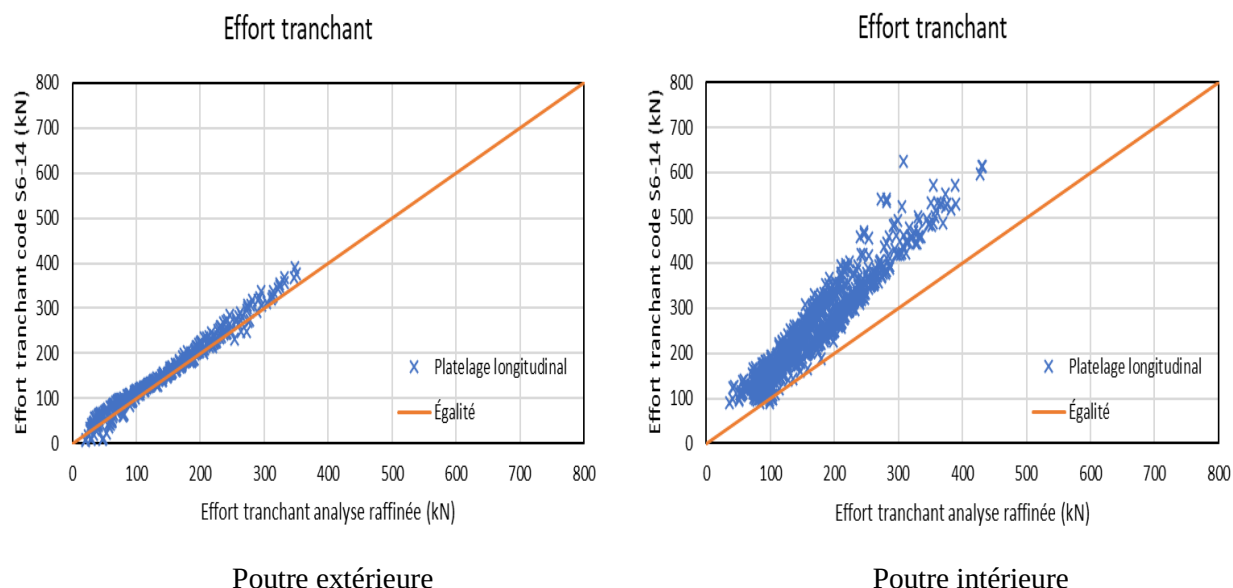


Figure 4.9 : Comparaison de l'effort tranchant à l'ÉLU/ÉLS-1 pour une poutre extérieure et une poutre intérieure

Il est possible de remarquer que les résultats non sécuritaires proviennent de la poutre extérieure. La poutre intérieure présente des résultats sécuritaires et plus l'effort tranchant est grand plus les résultats de la méthode simplifiée s'éloignent de ceux de l'analyse raffinée. Cet écart est le plus grand pour les ponts de grande portée et dont l'espacement des poutres est relativement grand comparativement à la largeur du pont. Pour la même raison que celle pour le moment fléchissant, ceci peut s'expliquer par le fait que la relation liant le facteur d'essieu à l'espacement des poutres est une relation de proportionnalité.

Les résultats des paramètres statistiques calculés pour les poutres extérieures et intérieures pour les 2 configurations du platelage sont donnés au tableau 4.13.

Tableau 4.13 : Paramètres statistique pour l'effort tranchant à l'ÉLU/ÉLS-1

Configuration du platelage	Position des poutres	δ_{VU}	σ_{VU}	V_{VU}	k_A
Longitudinal	Extérieure	0.966	0.333	0.345	0.104
	Intérieure	0.669	0.099	0.148	3.351
Transversal	Extérieure	0.967	0.335	0.347	0.099
	Intérieure	0.664	0.102	0.154	3.284

La moyenne obtenue pour l'effort tranchant pour la poutre extérieure est bien inférieure à 1. Ceci mène à la tendance à croire que les résultats sont sécuritaires pour une poutre extérieure. En revanche, la dispersion de ces résultats est grande à cause des ratios de l'ordre de 3 et de 4 obtenus pour les ponts dont l'espacement des poutres est relativement petit. La lacune que présente la considération de la répartition isostatique se manifeste au niveau de ces types de pont. Pour une poutre intérieure, les résultats sont sécuritaires avec une moyenne de l'ordre de 0.67 et une bonne dispersion des résultats de l'ordre de 0.1 pour l'écart-type.

4.5.2 Influence des paramètres géométriques sur les résultats

L'objet de cette section est d'étudier l'effet des différents paramètres géométriques sur la différence qui existerait entre la méthode simplifiée et la méthode de grillage et sur les paramètres statistiques de l'effort tranchant à l'ÉLU et l'ÉLS-1. Les paramètres géométriques tels que déjà définis sont : le nombre de voies sur le pont n , la portée du pont L , la longueur du porte-à-faux S_c , l'espacement entre les poutres S .

4.5.2.1 Influence du nombre de voies

La figure 4.10 donne les résultats de l'effort tranchant en comparant l'ensemble des valeurs de l'effort tranchant obtenus par la méthode simplifiée avec celles obtenues par les modèles de grillage et en variant le nombre de voies existant sur le pont.

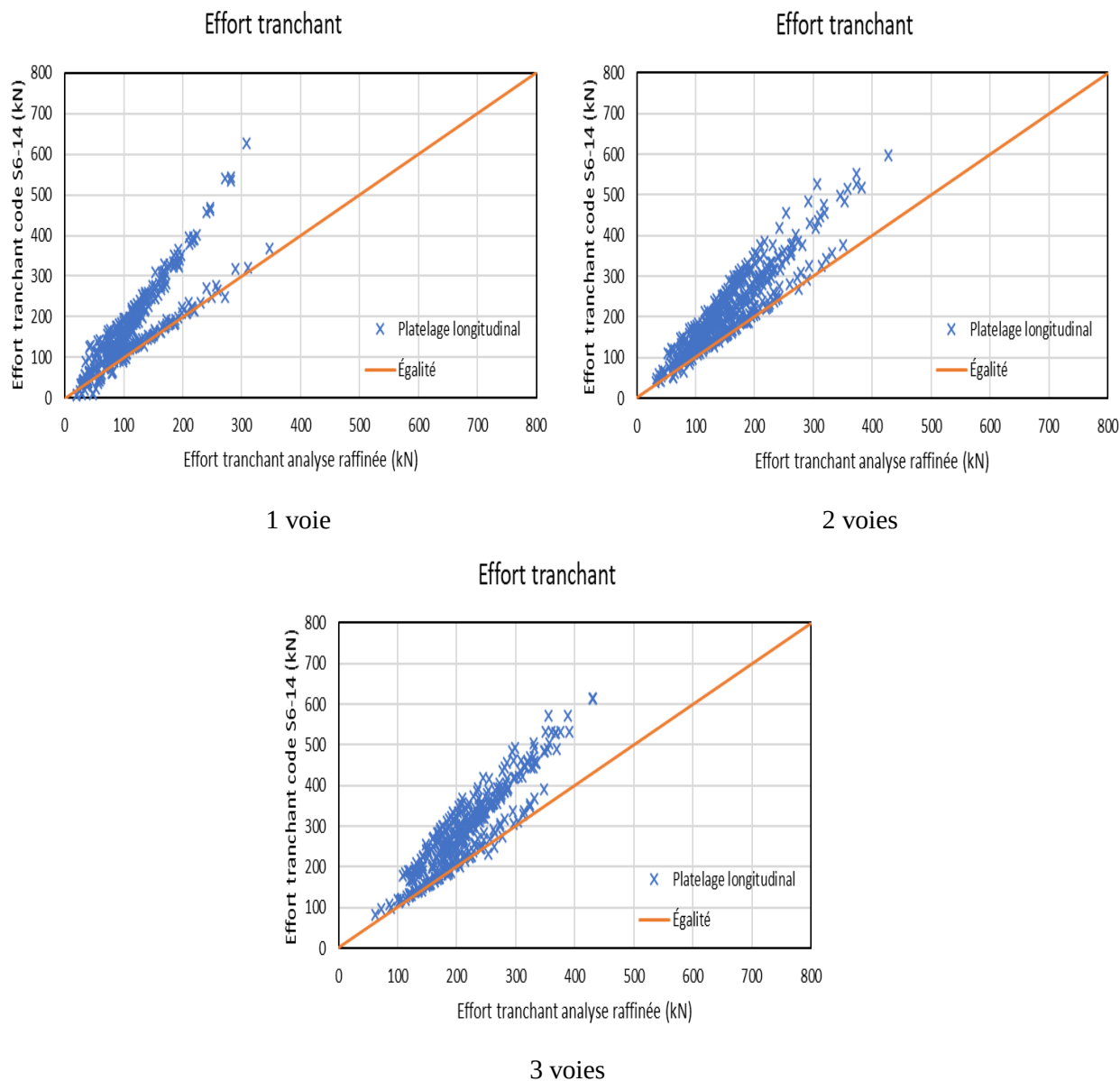


Figure 4.10 : Effort tranchant à l'ÉLU/ÉLS-1 – variation du nombre de voies

Sur la figure 4.10, les points qui s'écartent de la ligne d'égalité sont ceux qui correspondent aux efforts tranchants de la poutre intérieure tandis que ceux sont trop proches de cette courbe correspondent aux efforts tranchant de la poutre extérieure.

En comparant les trois graphes, il est impossible de juger de l'effet du nombre de voies sur l'effort tranchant à cause des valeurs de l'effort tranchant dans la poutre extérieure qui biaisent les résultats.

Cela est confirmé par les résultats statistiques donnés pour la poutre extérieure et intérieure pour un nombre de voies allant de 1 à 3 et qui sont présentés dans le tableau 4.14.

Tableau 4.14 : Paramètres statistiques de l'effort tranchant à l'ÉLU/ÉLS-1 - variation du nombre de voies

	Configuration du platelage	Position des poutres	δ_{vu}	σ_{vu}	V_{vu}	k_A
1 voie	Longitudinal	Extérieure	1.033	0.533	0.516	-0.062
		Intérieure	0.620	0.123	0.198	3.090
	Transversal	Extérieure	1.033	0.537	0.520	-0.061
		Intérieure	0.614	0.129	0.211	2.989
2 voies	Longitudinal	Extérieure	0.915	0.094	0.103	0.906
		Intérieure	0.680	0.086	0.126	3.728
	Transversal	Extérieure	0.917	0.099	0.107	0.840
		Intérieure	0.674	0.088	0.130	3.708
3 voies	Longitudinal	Extérieure	0.942	0.053	0.056	1.096
		Intérieure	0.704	0.060	0.086	4.907
	Transversal	Extérieure	0.945	0.053	0.057	1.035
		Intérieure	0.700	0.061	0.087	4.940

D'après le tableau 4.14, il est évident que les ponts à une voie sont ceux qui représentent la plus grande dispersion des résultats pour l'effort tranchant de la poutre extérieure. Cela est prévu car les ponts qui couvrent le plus grand nombre de tabliers à petit espacement entre les poutres sont les ponts à une voie. Trois approches peuvent être considérées pour remédier à ce problème.

1. Éliminer les résultats des ponts à une voie pour le calcul de l'effort tranchant pour une poutre extérieure. Cependant, cette approche n'inclurait pas les ponts à une voie qui présentent un nombre important parmi les modèles analysés par l'étude paramétrique.
2. Procéder à un filtrage des résultats plus avancé en éliminant les ratios donnant des valeurs élevées supérieures à 1. Cependant, ce filtrage ne permet pas d'avoir un bon jugement sur la considération de la répartition isostatique pour les ponts étroits et par conséquent de trouver des solutions pour améliorer cette méthode.

3. Considérer les efforts maximaux de conception dans la suite des résultats. Cette approche semble appropriée et permet de considérer une conception unique pour les poutres à l'effort tranchant, une méthode envisagée par la méthode simplifiée de la norme canadienne pour le calcul de l'effort tranchant pour une dalle en béton.

Dans ce qui suit, les valeurs maximales calculées par la méthode simplifiée et celles calculées par la méthode de grillage seront uniquement considérées. La figure 4.11 représente l'effort tranchant maximal calculé par la norme en fonction de celui calculé par la méthode de grillage en variant le nombre de voies.

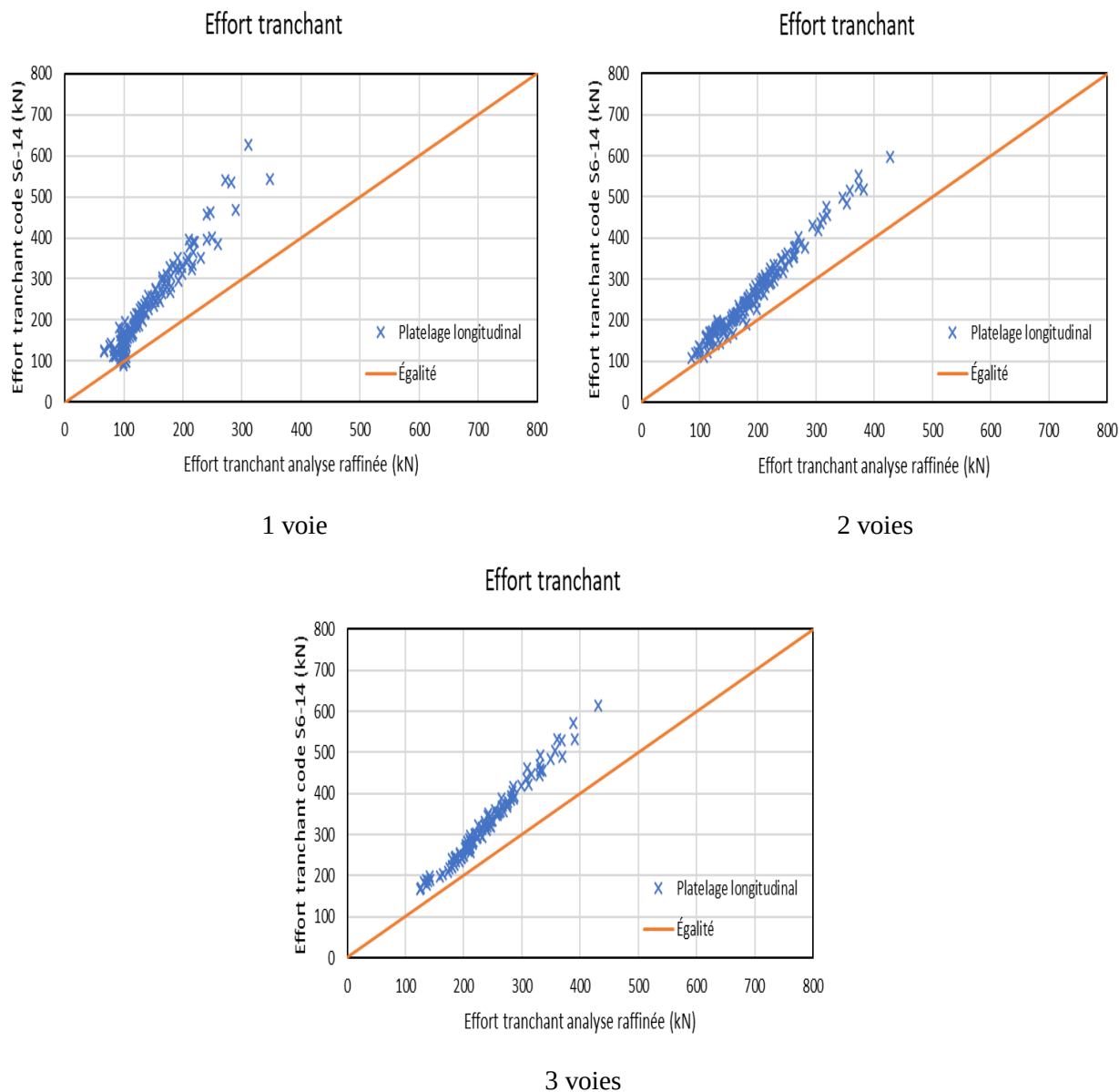


Figure 4.11 : Effort tranchant maximal à l'ÉLU/ÉLS-1 – variation du nombre de voies

Les résultats pour les ponts à une voie semblent les plus sécuritaires sauf pour les ponts de petites portées et pour des espacements des poutres relativement petits. Pour des valeurs d'effort tranchant les plus élevées et donc pour les grandes portées, les points présentent les plus grands écarts par rapport à la courbe d'égalité pour les trois nombres de voies. C'est la même tendance qui existe avec le moment fléchissant.

Les résultats statistiques pour l'effort tranchant maximal sont donnés au tableau 4.15 pour le nombre de voies variant de 1 à 3.

Tableau 4.15 : Paramètres statistiques de l'effort tranchant maximal à l'ÉLU/ÉLS-1 - variation du nombre de voies

	Configuration du platelage	Position des poutres	δ_{VU}	σ_{VU}	V_{VU}	k_A
1 voie	Longitudinal	max	0.657	0.117	0.178	2.937
	Transversal	max	0.657	0.122	0.186	2.816
2 voies	Longitudinal	max	0.750	0.060	0.080	4.153
	Transversal	max	0.746	0.059	0.079	4.291
3 voies	Longitudinal	max	0.745	0.036	0.048	7.089
	Transversal	max	0.741	0.037	0.049	7.052

La moyenne la plus petite est celle qui correspond à un nombre de voies égal à 1 mais avec une plus grande dispersion des résultats. Ce résultat confirme bien que les ponts à une voie sont les plus sécuritaires. Le coefficient de variation a été bien amélioré pour les ponts à une voie par rapport aux cas où les poutres extérieures et intérieures sont considérées séparément avec une réduction de 65.5%.

4.5.2.2 Influence de la portée du pont

La figure 4.12 présente les résultats du ratio de l'effort tranchant maximal obtenu par la méthode simplifiée et celui obtenu par la méthode de grillage en fonction de la portée du pont.

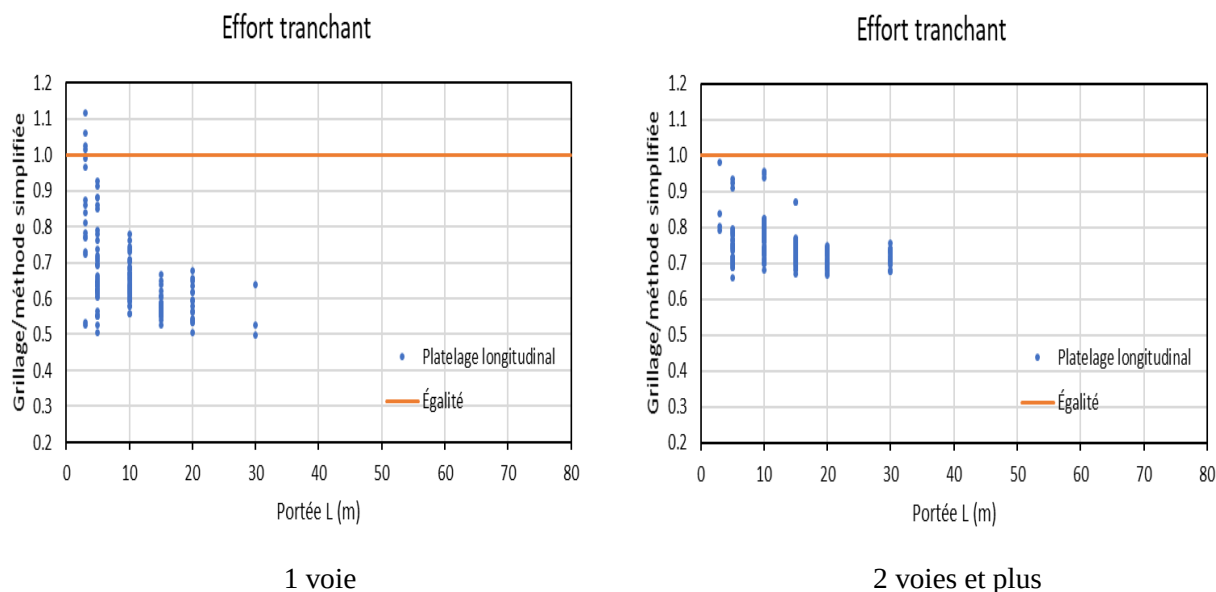


Figure 4.12 : Effet de la portée du pont sur l'effort tranchant maximal à l'ÉLU/ÉLS-1

Pour les ponts à deux voies et plus, la méthode simplifiée donne des résultats sécuritaires pour toutes les portées du pont variant de 3 à 30 m. Pour les ponts à une voie, seules les portées de 3 m présentent des résultats non sécuritaires avec une plus grande dispersion des résultats. La figure 4.12 indique que plus la portée du pont augmente plus la dispersion des résultats diminue pour le nombre de voies variant de 1 à 3. La méthode simplifiée semble être cohérente quant aux calculs de l'effort tranchant pour les ponts de grande portée.

Les conclusions ci-dessus sont confirmées par l'étude statistique faite sur les ponts à une voie et à deux voies et plus en variant la longueur du pont de 3 à 30 m. les valeurs calculées sont détaillées dans le tableau 4.16 et le tableau 4.17 pour les 2 configurations de platelage longitudinale et transversale.

Tableau 4.16 : Effet de la portée sur les paramètres statistiques de l'effort tranchant maximal à l'ÉLU/ÉLS-1 – 1 voie

	Platelage longitudinal					Platelage transversal			
	δ_{VU}	σ_{VU}	V_{VU}	k_A		δ_{VU}	σ_{VU}	V_{VU}	k_A
3 m	0.846	0.165	0.194	0.936	3 m	0.847	0.176	0.207	0.872
5 m	0.683	0.109	0.159	2.917	5 m	0.685	0.117	0.170	2.697
10 m	0.647	0.051	0.079	6.903	10 m	0.644	0.055	0.085	6.477
15 m	0.581	0.031	0.054	13.44	15 m	0.580	0.033	0.057	12.69
20 m	0.585	0.049	0.084	8.438	20 m	0.583	0.052	0.089	7.998
30 m	0.554	0.062	0.111	7.239	30 m	0.553	0.062	0.112	7.195

Tableau 4.17 : Effet de la portée sur les paramètres statistiques de l'effort tranchant maximal à l'ÉLU/ÉLS-1 – 2 voies et plus

	Platelage longitudinal					Platelage transversal			
	δ_{VU}	σ_{VU}	V_{VU}	k_A		δ_{VU}	σ_{VU}	V_{VU}	k_A
3 m	0.853	0.076	0.089	1.948	3 m	0.843	0.063	0.074	2.506
5 m	0.748	0.063	0.085	3.975	5 m	0.746	0.064	0.086	3.974
10 m	0.782	0.050	0.064	4.342	10 m	0.780	0.049	0.062	4.535
15 m	0.740	0.034	0.046	7.638	15 m	0.736	0.033	0.045	8.059
20 m	0.716	0.023	0.032	12.51	20 m	0.711	0.021	0.030	13.51
30 m	0.715	0.023	0.032	12.27	30 m	0.709	0.024	0.034	12.21

Pour les ponts à une voie, les valeurs des moyennes pour toutes les portées sont plus petites que celles pour les ponts à deux voies et plus. Les résultats sont donc plus sécuritaires pour les ponts à une voie. Il est remarquable que pour les ponts à une voie et de petites portées, la plus grande dispersion est notée comme l'indique la figure 4.12. D'après les tableaux ci-dessus, les résultats deviennent de plus en plus sécuritaires avec la longueur du pont et le coefficient de variation est le plus faible pour les grandes portées. La considération des valeurs maximales semble une bonne approche pour la prédiction de l'effort tranchant par les méthodes simplifiées pour les ponts à grande portée. Certes, pour avoir des moyennes plus proches de 1 et réduire tant que possible la dispersion des résultats, le coefficient D_T doit tenir compte de la longueur L pour réduire les grands écarts entre les moyennes qui existent surtout pour les petites portées et doit être amplifié pour avoir une moyenne plus proche de 1 tout en respectant k_A supérieure à 1.65.

4.5.2.3 Influence de l'espacement entre les poutres

L'effet de l'espacement des poutres sur les résultats peut être visualisé à la figure 4.13 où est présenté le ratio méthode simplifiée et méthode de grillage en fonction de l'espacement des poutres. Cet effet est aussi présent dans le coefficient γ_c propre à l'effort tranchant qui est fonction de cet espacement. Le tableau 4.18 présente les résultats des statistiques en fonction de l'espacement des poutres.

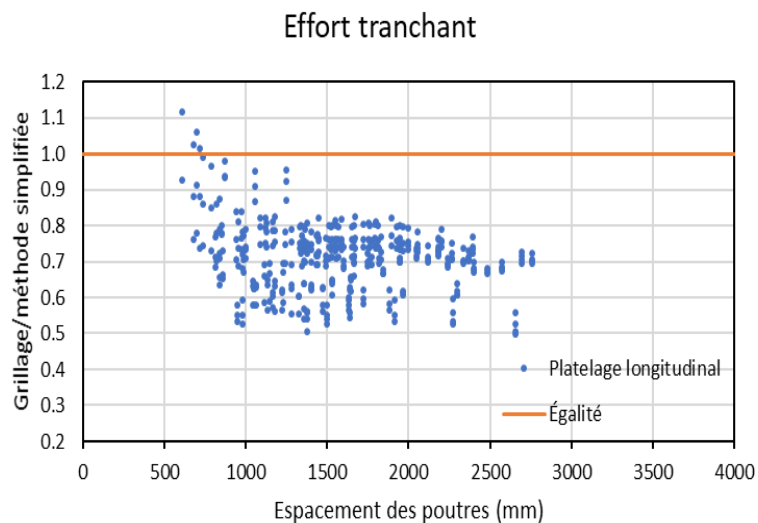


Figure 4.13 : Effet de l'espacement entre les poutres sur l'effort tranchant maximal à l'ÉLU/ÉLS-1

Tableau 4.18 : Effet de l'espacement entre les poutres sur les paramètres statistiques de l'effort tranchant à l'ÉLU/ÉLS-1

Espacement des poutres	Platelage longitudinal			
	δ_{VU}	σ_{VU}	V_{VU}	k_A
$0.6 \text{ m} \leq S \leq 1.0 \text{ m}$	0.776	0.128	0.165	1.750
$1.0 \text{ m} < S \leq 1.5 \text{ m}$	0.694	0.096	0.138	3.191
$1.5 \text{ m} < S \leq 2.0 \text{ m}$	0.715	0.069	0.096	4.139
$2.0 \text{ m} < S \leq 2.5 \text{ m}$	0.702	0.055	0.078	5.439
$2.5 \text{ m} < S \leq 3.0 \text{ m}$	0.656	0.080	0.122	4.310

Espacement des poutres	Platelage transversal			
	δ_{VU}	σ_{VU}	V_{VU}	k_A
$0.6 \text{ m} \leq S \leq 1.0 \text{ m}$	0.776	0.135	0.174	1.665
$1.0 \text{ m} < S \leq 1.5 \text{ m}$	0.691	0.096	0.138	3.226
$1.5 \text{ m} < S \leq 2.0 \text{ m}$	0.712	0.068	0.096	4.228
$2.0 \text{ m} < S \leq 2.5 \text{ m}$	0.699	0.055	0.079	5.430
$2.5 \text{ m} < S \leq 3.0 \text{ m}$	0.653	0.080	0.123	4.317

La plus grande valeur de la moyenne correspond à l'intervalle de petit espacement $0.6 \text{ m} \leq S \leq 1.0 \text{ m}$ avec la plus grande dispersion des valeurs bien que pour cette gamme d'espacement le facteur γ_c est inférieur à 1, ce qui a tendance à augmenter les facteurs d'essieux. Ceci s'explique par le fait que pour les ponts étroits avec une courte longueur du porte-à-faux, et donc pour les ponts dont l'espacement des poutres est petit, la position critique de la ligne des roues d'un camion peut se trouver directement sur une poutre intérieure étant donné que la poutre de rive se trouve sous le chasse-roue. Cette position a pour effet de maximiser l'effort tranchant dans une poutre intérieure et d'obtenir des ratios supérieurs à 1 pour ces cas spécifiques. La moyenne la plus grande est enregistrée pour l'intervalle $1.5 \text{ m} < S \leq 2.0 \text{ m}$ vu qu'à partir de 2 m, le coefficient γ_c reste constant et prend sa valeur maximale 1.

4.5.3 Analyse des valeurs maximales

Comme pour la flexion, les valeurs maximales de l'effort tranchant sont considérées ici pour l'ensemble des résultats. Cela permet de faire la comparaison avec l'ensemble des résultats obtenus en considérant la poutre extérieure et la poutre intérieure séparément. La figure 4.14 donne l'effort tranchant maximal obtenue par la méthode simplifiée avec celui obtenu par la méthode de grillage.

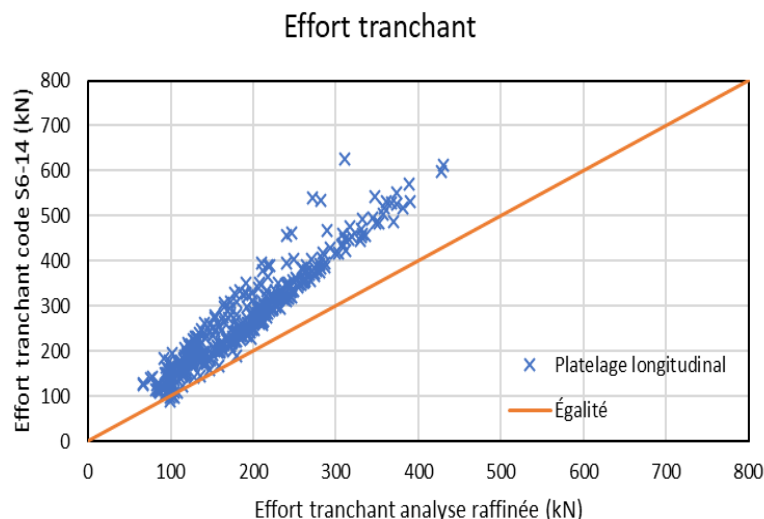


Figure 4.14 : Comparaison de l'effort tranchant maximal à l'ÉLU/ÉLS-1

D'après la figure ci-dessus, il est possible de remarquer que les points qui étaient proches de la courbe d'égalité et du point d'ordonnée 0 ont disparu. Ces points présentaient les efforts tranchants dans la poutre extérieure pour les ponts dont l'espacement des poutres est petit et où le camion a un effet minime sur la poutre extérieure. En adoptant les valeurs extrêmes, ces cas critiques s'éliminent de l'étude, d'où le résultat. Cette observation mène à remarquer que dans la plupart des cas, c'est la poutre intérieure qui gouverne le dimensionnement à l'effort tranchant. Les paramètres statistiques du ratio lié à l'effort tranchant maximal sont donnés au tableau 4.19.

Tableau 4.19 : Paramètres statistiques de l'effort tranchant maximal à l'ÉLU/ÉLS-1

Configuration du platelage	Position des poutres	δ_{VU}	σ_{VU}	V_{VU}	k_A
Longitudinal	max	0.714	0.093	0.131	3.073
Transversal	max	0.711	0.095	0.133	3.047

La moyenne des valeurs est plus grande que celle pour une poutre intérieure donnée au tableau 4.13 mais avec un coefficient de variation plus faible. La moyenne obtenue est plus proche que celle obtenue pour une poutre intérieure. L'écart entre la moyenne du moment maximal pour

l'ensemble des résultats et celle pour une poutre intérieure seule est égale à 6.3% pour un platelage longitudinal et 6.6% pour un platelage transversal. Ces écarts sont inférieurs à ceux obtenus pour le moment fléchissant vu que le nombre de cas où la poutre intérieure gouverne le cisaillement est supérieure à celui où la poutre intérieure gouverne le moment fléchissant comme le montre le tableau 4.20.

Tableau 4.20 : Répartition de la position de la poutre gouvernant la conception à l'ÉLU/ÉLS-1 – Effort tranchant

Configuration Du platelage	Position des poutres	Nombre de cas gouvernant	Nombre de cas au total	%
Longitudinal	Extérieure	36	398	9%
	Intérieure	362		91%
Transversal	Extérieure	41	398	10%
	Intérieure	357		90%

La moyenne des valeurs est plus faible que celle pour une poutre extérieure calculée au tableau 4.13 et avec un coefficient de variation beaucoup plus faible. Ce résultat indique que la considération d'une répartition isostatique n'est pas adéquate pour l'effort tranchant dans la poutre extérieure surtout pour les ponts dont l'espacement des poutres est faible. Il est plus approprié de considérer une équation du coefficient D_T pour une poutre extérieure comme le cas d'une poutre intérieure surtout dans la gamme des faibles portées et un nombre de voies égal à 1 puisque c'est à ces conditions que la dispersion des résultats de l'effort tranchant extérieur est la plus grande due au fait de l'effet négligeable qu'exerce un camion sur une poutre de rive en adoptant la répartition isostatique dans le calcul des facteurs d'essieu.

4.5.4 Validation des modèles de grillage à l'ELU – Effort tranchant

Comme pour le moment fléchissant, une vérification des modèles de grillage serait nécessaire afin de valider la pertinence de la programmation faite sur Matlab et s'assurer que les efforts tranchants obtenus par l'analyse paramétrique peuvent être retrouvés par les lignes d'influence en positionnant les camions CL-625 suivant les positions critiques données par la norme.

Six exemples sont suffisants pour valider ces modèles en variant les paramètres géométriques pour chaque exemple.

Tableau 4.21 : Tableau comparant les valeurs des moments tirés du post-traitement des résultats et ceux obtenus par les lignes d'influence – ELU/ELS-1

Platelage longitudinal					V _{matlab} (kN)				V _{sap2000} (kN)			
Modèle	W(mm)	N	L(m)	S _c /S	ext	int ₁	int ₂	int ₃	ext	int ₁	int ₂	int ₃
1	4000	5	10	0.5	68	113	96	-	68	113	96	-
2	5000	4	15	0.3	129	165	-	-	129	165	-	-
3	8050	6	20	0.5	186	175	212	-	186	175	212	-
4	10000	7	20	0.6	210	172	187	230	210	172	187	230
5	11800	8	20	0.6	215	187	231	215	215	187	231	215
6	13500	7	30	0.5	304	285	333	336	304	285	333	336

Platelage transversal					V _{matlab} (kN)				V _{sap2000} (kN)			
Modèle	W(mm)	N	L(m)	S _c /S	ext	int ₁	int ₂	int ₃	ext	int ₁	int ₂	int ₃
1	4000	5	10	0.5	68	113	94	-	68	113	94	-
2	5000	4	15	0.3	130	164	-	-	130	164	-	-
3	8050	6	20	0.5	186	173	210	-	186	173	210	-
4	10000	7	20	0.6	210	172	185	227	210	172	185	227
5	11800	8	20	0.6	214	186	229	213	214	186	229	213
6	13500	7	30	0.5	304	284	330	333	304	284	330	333

Les valeurs sont les mêmes pour les résultats de l'analyse du post-traitement propre à l'étude paramétrique de chaque configuration de platelage et ceux déduits par les lignes d'influence tracé à partir des valeurs tirées du logiciel SAP2000. L'analyse paramétrique est donc validée. Les lignes d'influence pour ces deux modèles et pour les deux configurations de platelage sont données en Annexe.

4.6 Moment fléchissant – ÉLF/ÉLS2

Une comparaison entre la méthode simplifiée de la norme S6-14 avec la méthode du grillage pour le moment fléchissant à l'ÉLF et à l'ÉLS-2 sera étudiée pour la suite.

4.6.1 Analyse des résultats

Le graphe donnant les résultats de la méthode simplifiée par rapport aux résultats obtenus par les modèles de grillage est représenté à la figure 4.15. Une droite d'égalité entre les deux méthodes est tracée pour situer les résultats de la méthode simplifiée par rapport à cette droite et savoir si cette méthode est sécuritaire ou non.

Les résultats présentés à la figure 4.15 donnent l'ensemble des moments calculés pour une poutre extérieure et intérieure par la méthode de grillage et comparés à ceux obtenus par la méthode simplifiée pour le platelage longitudinal. Pour le platelage transversal, et puisque les résultats sont semblables comparément à la première configuration, seuls les paramètres statistiques ont été calculés pour ce type de platelage à titre indicatif.

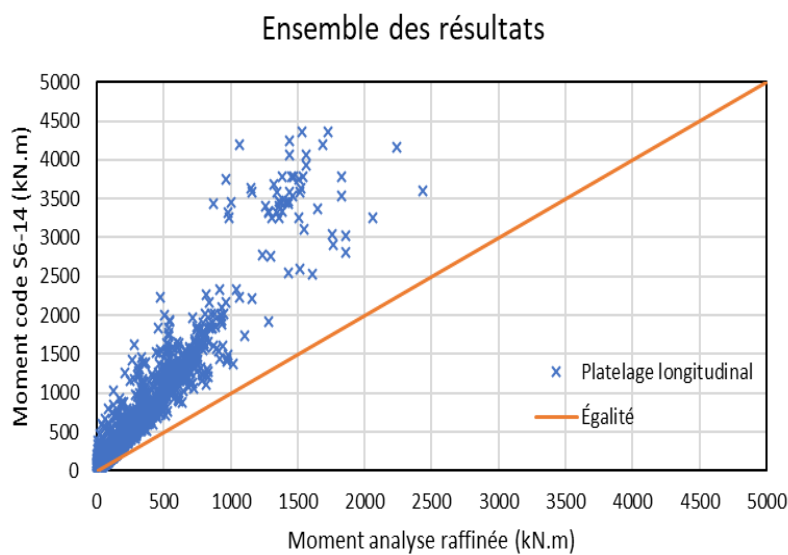


Figure 4.15 : Comparaison du moment fléchissant à l'ÉLF/ÉLS-2

En analysant les graphes à la figure 4.15, il est évident que la méthode simplifiée donne des résultats sécuritaires aussi à l'ELF. Les mêmes tendances sont observées à l'ELF et l'ELU : plus le moment fléchissant est grand plus les résultats de la méthode simplifiée sont sécuritaires. En revanche, les résultats du moment fléchissant semblent plus sécuritaires à l'ELF que celles à l'ELU. Ceci s'explique par le fait que les moments fléchissants obtenus par la méthode de grillage sont beaucoup plus faibles que celles issues de cette méthode à l'ELU vu que le cas critique de chargement d'un camion à l'ELF est un seul camion situé au centre d'une voie, ce qui réduit significativement les valeurs des moments surtout pour les ponts de deux et trois voies. Ces écarts peuvent être observés par l'étude statistique faite sur la variable donnant le rapport entre la méthode simplifiée et la méthode de grillage à l'ELF et dont les résultats sont donnés dans le tableau 4.22.

Tableau 4.22 : Paramètres statistiques pour le moment fléchissant à l'ÉLF/ÉLS-2

Configuration du platelage	Position des poutres	δ_{MF}	σ_{MF}	V_{MF}	k_A
Longitudinal	Extérieure	0.376	0.199	0.530	3.128
	Intérieure	0.514	0.121	0.235	4.018
Transversal	Extérieure	0.383	0.199	0.519	3.108
	Intérieure	0.509	0.120	0.236	4.085

Les moyennes ont significativement diminué par rapport à celles à l'ELU. Les résultats sont beaucoup plus sécuritaires dans ce cas. Bien que le coefficient γ_e ait été introduit dans le facteur d'essieu d'une poutre extérieure, ce facteur ne semble pas compenser suffisamment la diminution des valeurs du moment fléchissant dans les poutres. Une modification des équations au niveau de ce paramètre s'avère nécessaire. Comme pour l'ELU, des changements au niveau des paramètres D_T et λ sont utiles pour rendre la moyenne plus proche de 1 car les valeurs de 2.4 et 0 pour D_T et λ semblent très faibles et viennent augmenter les facteurs d'essieu des poutres. Il est possible de remarquer aussi que la dispersion des résultats a bien augmenté surtout pour la poutre extérieure. La méthode simplifiée ne semble pas être consistante quant aux calculs du moment fléchissant dans les poutres et surtout dans la poutre de rive. La grande dispersion des résultats vient des petits ratios obtenus pour les ponts étroits et à petite portées. Pour ces ponts, la position critique du camion a un plus grand effet sur le moment fléchissant dans la poutre extérieure. Plus le pont est grand et large plus cet effet s'affaiblit. Il est donc nécessaire d'introduire les paramètres L et faire la distinction des ponts selon le nombre de voies existant dans le calcul des facteurs d'essieu par le biais d'établir une relation liant les paramètres D_T et λ à la longueur en L suivant le nombre de voies sur le pont.

Dans ce qui suit, une étude de l'influence de quelques variables géométriques sur les paramètres statistiques à l'ÉLF a été détaillée pour savoir comment les paramètres géométriques affectent la distribution des efforts.

4.6.2 Influence des paramètres géométriques sur les résultats

L'objet de cette section est d'étudier l'effet des différents paramètres géométriques sur la différence qui existerait entre la méthode simplifiée et la méthode de grillage et sur les paramètres statistiques du moment fléchissant à l'ÉLF et l'ÉLS-2.

4.6.2.1 Influence du nombre de voies

Comme déjà vu, le nombre des voies a une influence sur la distribution des efforts entre les poutres. Cependant, à l'ELF, la norme CSA S6-14 ne fait pas une distinction entre le nombre de voies existant sur un pont et indique que le coefficient D_T est égal à 2.4 pour tous les nombres de voies. Cependant, il est plus approprié de considérer un coefficient D_T qui varie suivant le nombre de voies en fonction de la portée du pont. Il en est de même pour le coefficient λ qui varie selon le nombre de voies pour une dalle en béton. La figure 4.16 donne les moments issus de la méthode simplifiée en fonction de ceux obtenus par la méthode de grillage en variant le nombre de voies de 1 à 3.

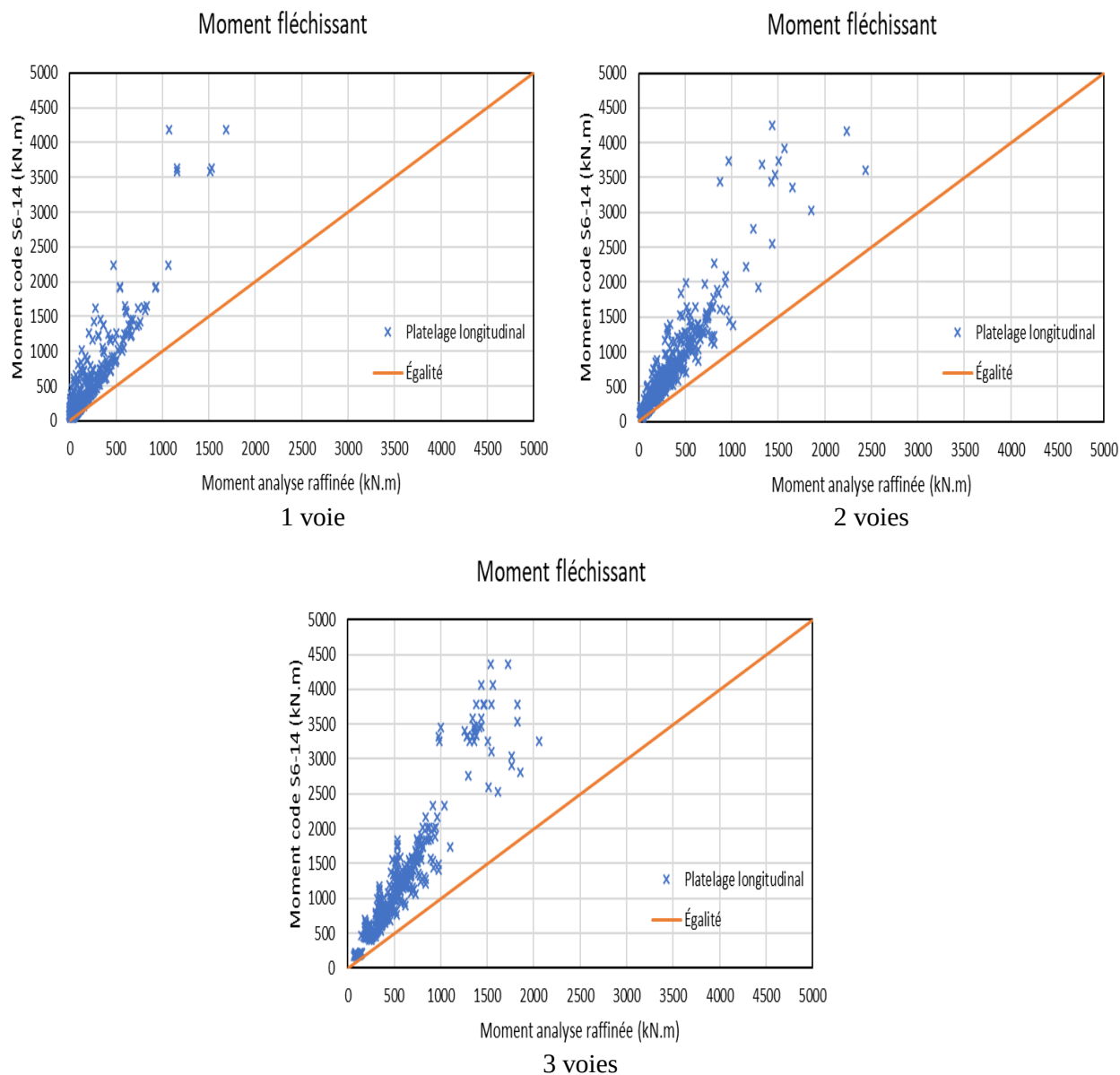


Figure 4.16 : Moment fléchissant à l'ÉLF/ÉLS-2 – variation du nombre de voies

D'après la figure ci-dessus, il est possible de remarquer que la méthode simplifiée est trop sécuritaire et pour tous les nombres de voies. Afin de déterminer lequel des cas est le plus sécuritaire, une étude statistique a été faite sur la poutre intérieure et extérieure pour chacun des nombres de voies. Les résultats sont alors présentés dans le tableau 4.23.

Tableau 4.23 : Paramètres statistiques du moment fléchissant à l'ÉLF/ÉLS-2 - variation du nombre de voies

	Configuration du platelage	Position des poutres	δ_{MF}	σ_{MF}	V_{MF}	k_A
1 voie	Longitudinal	Extérieure	0.176	0.135	0.769	6.085
		Intérieure	0.547	0.133	0.243	3.397
	Transversal	Extérieure	0.183	0.136	0.744	6.009
		Intérieure	0.543	0.133	0.246	3.430
2 voies	Longitudinal	Extérieure	0.474	0.134	0.282	3.930
		Intérieure	0.504	0.130	0.259	3.803
	Transversal	Extérieure	0.482	0.132	0.274	3.926
		Intérieure	0.500	0.129	0.258	3.876
3 voies	Longitudinal	Extérieure	0.526	0.087	0.165	5.463
		Intérieure	0.493	0.085	0.172	5.983
	Transversal	Extérieure	0.531	0.085	0.160	5.528
		Intérieure	0.487	0.083	0.171	6.169

Contrairement à l'ELU, la moyenne des valeurs pour une poutre intérieure diminue avec le nombre de voies tandis que cette moyenne augmente pour une poutre extérieure. La méthode simplifiée est alors la plus sécuritaire pour un pont à trois voies pour la poutre intérieure et pour un pont à une voie pour une extérieure. Ceci peut s'expliquer par le fait que le facteur γ_e a un effet plus discernable au niveau du calcul du facteur d'essieu d'une poutre de rive pour un nombre de voies grand. Pour la poutre intérieure, la tendance de la variation de la moyenne selon le nombre de voies est contradictoire à celle observée à l'ELU. La raison principale est que la méthode simplifiée considère la même valeur de D_T pour tous les nombres de voies contrairement à l'ELU où ce paramètre varie de 2.4 pour un pont à une voie à 2.55 pour les ponts de deux voies et plus. Étant donné que D_T est constant et que les ponts à nombre de voies élevé couvrent le plus grand nombre de ponts dont l'espacement des poutres est grand et dont les portées sont grandes, la distribution des efforts va être plus efficace et le facteur d'essieu devait être plus petit. Étant donné que la méthode simplifiée considère un D_T faible pour toutes les portées et que la relation liant le facteur d'essieu à l'espacement des poutres est une relation de proportionnalité, cela explique l'aspect plus conservateur de ces types de pont.

Le coefficient de variation est très grand pour les ponts à une voie pour la poutre extérieure. La raison principale derrière cette dispersion est que les poutres extérieures pour les ponts étroits et avec un nombre de poutres élevé sont peu sollicitées sous l'effet de la charge critique du camion positionné au centre d'une voie à l'ELF. Pour pallier ce problème, il est probablement

nécessaire d'établir, pour le calcul de γ_e et pour les ponts à une voie, des équations similaires à celles établies pour les ponts à deux voies et plus pour tenir compte de la distribution des efforts entre les poutres intérieures et extérieures. Les modifications des équations au niveau du calcul du coefficient γ_e seront utiles puisque la dispersion des résultats diminue quand le nombre de voies augmente.

4.6.2.2 Influence de la portée du pont

Pour le cas d'un platelage en aluminium de la norme CSA-S6-14, la portée n'a pas été prise en compte dans les calculs des coefficients D_T et λ . Cependant, la figure 4.17 indique qu'il y a une certaine corrélation entre la portée et la distribution des efforts puisque les points présentant le ratio entre la méthode simplifiée et la méthode de grillage varient d'une longueur à une autre.

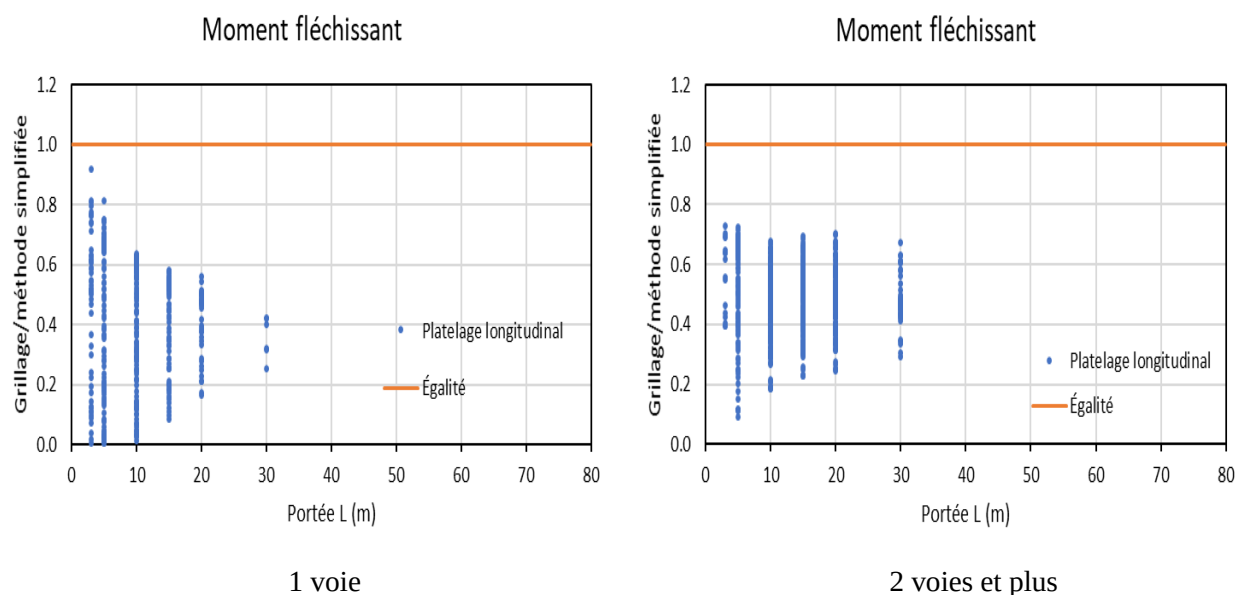


Figure 4.17 : Effet de la portée du pont sur le moment fléchissant à l'ÉLF/ÉLS-2

Pour les ponts à une voie, la méthode simplifiée donne des résultats plus dispersés surtout pour les ponts à petites portées. La méthode simplifiée est toujours sécuritaire quant aux calculs du moment fléchissant à l'ÉLF pour toutes les portées variant de 3 à 30 m et pour tous les nombres de voies. Les résultats semblent plus sécuritaires pour les ponts à une voie et pour les grandes portées bien que, comme déjà vu, que la moyenne pour une poutre intérieure diminue avec le

nombre de voies mais c'est le contraire pour les poutres extérieures à cause du coefficient γ_e introduit pour ce type de poutres.

Les tableau 4.24 et tableau 4.25 permettent de distinguer entre les ponts à une voie et les ponts à deux voies en variant la portée de 3 à 30 m en calculant les paramètres statistiques propres à chaque cas et pour les deux configurations de platelage.

Tableau 4.24 : Effet de la portée sur les paramètres statistiques du moment fléchissant à l'ÉLF/ÉLS-2 – 1 voie

	Platelage longitudinal					Platelage transversal			
	δ_{MF}	σ_{MF}	V_{MF}	k_A		δ_{MF}	σ_{MF}	V_{MF}	k_A
3 m	0.404	0.284	0.703	2.100	3 m	0.402	0.283	0.705	2.113
5 m	0.432	0.268	0.619	2.121	5 m	0.433	0.265	0.612	2.137
10 m	0.419	0.202	0.481	2.882	10 m	0.418	0.194	0.465	2.993
15 m	0.406	0.153	0.376	3.889	15 m	0.405	0.145	0.357	4.117
20 m	0.402	0.114	0.283	5.529	20 m	0.400	0.107	0.267	5.601
30 m	0.357	0.063	0.176	10.25	30 m	0.355	0.057	0.161	11.29

Tableau 4.25 : Effet de la portée sur les paramètres statistiques du moment fléchissant à l'ÉLF/ÉLS-2 – 2 voies et plus

	Platelage longitudinal					Platelage transversal			
	δ_{MF}	σ_{MF}	V_{MF}	k_A		δ_{MF}	σ_{MF}	V_{MF}	k_A
3 m	0.561	0.120	0.213	3.665	3 m	0.557	0.121	0.217	3.669
5 m	0.531	0.169	0.318	2.775	5 m	0.532	0.166	0.312	2.815
10 m	0.501	0.113	0.226	4.409	10 m	0.499	0.110	0.220	4.569
15 m	0.492	0.092	0.187	5.528	15 m	0.489	0.091	0.186	5.623
20 m	0.481	0.088	0.184	5.874	20 m	0.478	0.089	0.187	5.850
30 m	0.476	0.080	0.167	6.579	30 m	0.473	0.081	0.172	6.469

D'après ces tableaux, il est possible de remarquer que les moyennes et les coefficients de variation diminuent avec la portée. La méthode simplifiée semble plus cohérente quant aux calculs du moment fléchissant dans les poutres des ponts à grandes portée mais elle surestime ces efforts puisque la moyenne la plus faible est celle qui correspond aux plus grandes longueurs des ponts. Pour les ponts à une voie, les coefficients de variation sont les plus grands pour les portées de 3 et 5 m à cause de la surestimation des efforts dans la poutre de rive pour les ponts étroits posant une problématique à cause de la position critique du camion à l'ÉLF et la faible

sollicitation réelle des poutres extérieures. Étant donné que ces types de ponts couvrent le plus grand nombre de cas où la portée est de 3 et 5 m, il est évident que le coefficient de variation se trouve le plus élevé pour cette gamme de portées. Pour les ponts à deux voies et plus, le coefficient de variation le plus grand est celui correspondant aux portées de 5 m pour la même raison expliquée pour les ponts à une voie. La méthode simplifiée semble appropriée pour les grandes portées mais elle ne l'est pas pour les faibles. Une modification des équations surtout au niveau des poutres extérieures pour les ponts à petites portées s'avère nécessaire.

4.6.2.3 Influence de l'espacement entre les poutres

L'espacement des poutres est un paramètre important pour le calcul du facteur d'essieu. Il est évident que l'espacement des poutres a une influence sur la comparaison des résultats entre la méthode simplifiée et la méthode de grillage. La figure 4.18 représente l'effet de l'espacement des poutres sur les rapports.

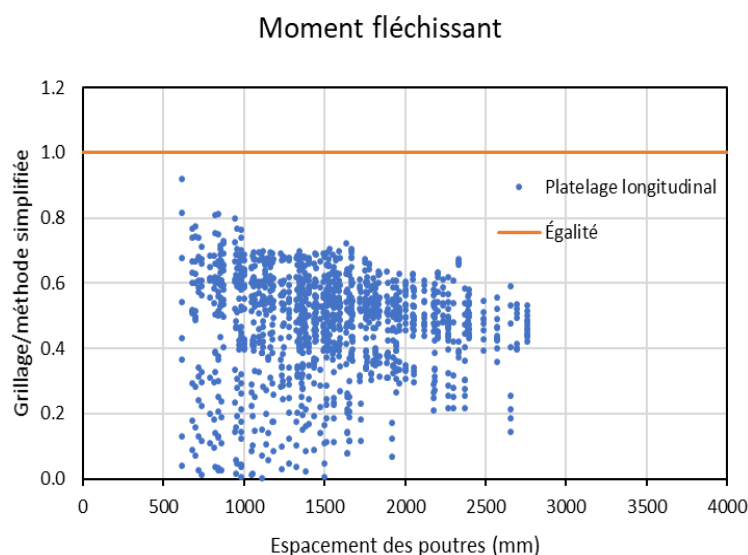


Figure 4.18 : Effet de l'espacement entre les poutres sur le moment fléchissant à l'ÉLF/ÉLS-
2

La figure 4.18 montre toujours que la méthode simplifiée est une méthode très sécuritaire. Pour des espacements relativement petits il y a une grande dispersion des résultats. Un grand nombre de ratios variant de 0.2 à 0.4 est enregistré pour cette gamme d'espacements. Ces ratios proviennent essentiellement des moments surestimés dans les poutres extérieures par la

méthode simplifiée. Si des modifications étaient faites au niveau de la méthode simplifiée pour les ponts étroits et courts, cette dispersion serait automatiquement améliorée sur cette échelle d'espacements. Plus l'espacement des poutres augmente plus cette dispersion s'améliore. Cette conclusion peut être confirmée par le tableau 4.26 montrant les résultats des paramètres statistiques pour tous les intervalles des espacements couverts par l'analyse paramétrique.

Tableau 4.26 : Effet de l'espacement entre les poutres sur les paramètres statistiques du moment fléchissant à l'ÉLF/ÉLS-2

Espacement des poutres	Platelage longitudinal			
	δ_{MF}	σ_{MF}	V_{MF}	k_A
$0.6 \text{ m} \leq S \leq 1.0 \text{ m}$	0.461	0.237	0.514	2.272
$1.0 \text{ m} < S \leq 1.5 \text{ m}$	0.471	0.169	0.359	3.127
$1.5 \text{ m} < S \leq 2.0 \text{ m}$	0.479	0.127	0.264	4.121
$2.0 \text{ m} < S \leq 2.5 \text{ m}$	0.473	0.103	0.217	5.141
$2.5 \text{ m} < S \leq 3.0 \text{ m}$	0.438	0.095	0.216	5.945

Espacement des poutres	Platelage transversal			
	δ_{MF}	σ_{MF}	V_{MF}	k_A
$0.6 \text{ m} \leq S \leq 1.0 \text{ m}$	0.461	0.235	0.509	2.299
$1.0 \text{ m} < S \leq 1.5 \text{ m}$	0.470	0.166	0.352	3.195
$1.5 \text{ m} < S \leq 2.0 \text{ m}$	0.477	0.124	0.259	4.229
$2.0 \text{ m} < S \leq 2.5 \text{ m}$	0.470	0.101	0.215	5.248
$2.5 \text{ m} < S \leq 3.0 \text{ m}$	0.435	0.092	0.210	6.165

Les résultats sont tous sécuritaires pour tous les intervalles d'espacement. Les cas les plus sécuritaires correspondent aux ponts présentant l'espacement des poutres le plus grand. Les moyennes pour les espacements variant de 0.6 à 1m sont inférieures à celle pour l'intervalle d'espacement $1.5 \text{ m} < S \leq 2.0 \text{ m}$ mais avec une plus grande dispersion des résultats. Cette dispersion est due aux moments dans les poutres extérieures qui ne sont pas correctement estimés surtout pour les ponts à petite portée. Le coefficient de variation diminue rapidement en considérant l'intervalle $1.0 \text{ m} < S \leq 1.5 \text{ m}$ mais reste grand par rapport aux autres valeurs pour les autres espacements. Ceci est dû principalement aux ponts étroits présentant des longueurs des porte-à-faux courts et dont l'espacement des poutres varie entre 1 et 1.5 m. C'est le même problème qui se pose : la poutre extérieure se trouve sous le chasse-roue et l'effet du

camion positionné au centre d'une voie sollicite cette poutre par un moment relativement faible et des ratios d'ordre 0.1 peuvent être retrouvés.

4.6.3 Analyse des valeurs maximales

Dans la phase de conception, un dimensionnement uniforme est adopté en général pour toutes les poutres. C'est pour cette raison qu'il est utile de considérer les valeurs des moments maximales pour la conception. Une étude a été donc faite en ne considérant que les valeurs maximales entre le moment fléchissant dans la poutre extérieure et dans la poutre intérieure. La figure 4.19 oppose le moment fléchissant maximal obtenue par la méthode simplifiée avec celui obtenu par la méthode de grillage alors que le tableau 4.27 donne les nouveaux paramètres statistiques calculés.

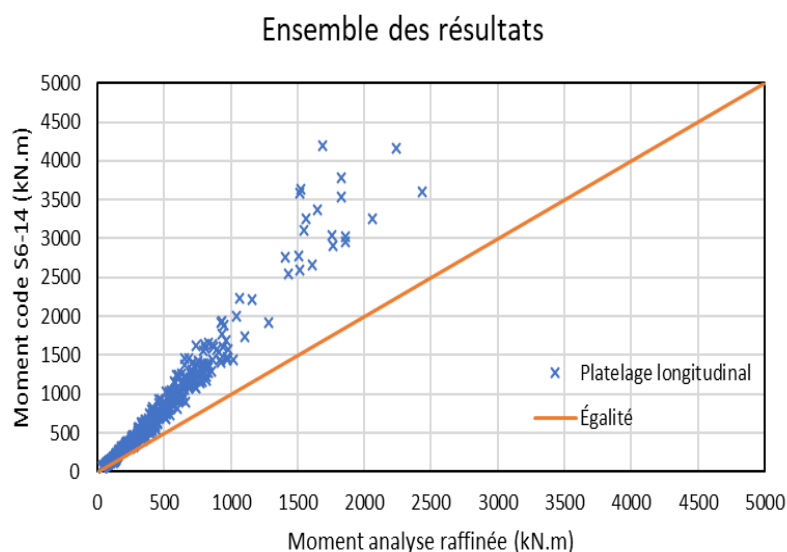


Figure 4.19 : Comparaison du moment fléchissant maximal à l'ÉLF/ÉLS-2

Tableau 4.27 : Paramètres statistiques du moment fléchissant maximal à l'ÉLF/ÉLS-2

Configuration du platelage	Position des poutres	δ_{MF}	σ_{MF}	V_{MF}	k_A
Longitudinal	max	0.638	0.090	0.141	4.014
Transversal	max	0.633	0.091	0.144	4.031

La moyenne des valeurs est plus grande que celle pour chacune des moyennes calculées pour une poutre extérieure et intérieure et avec une dispersion des résultats plus réduite. Ce résultat est prévu puisque les cas où le moment fléchissant dans la poutre extérieure est faible sont gouvernés par le moment fléchissant de la poutre intérieure. Cette amélioration de la dispersion est visualisée à la figure 4.20 présentant le ratio des moments en fonction de l'espacement des poutres.

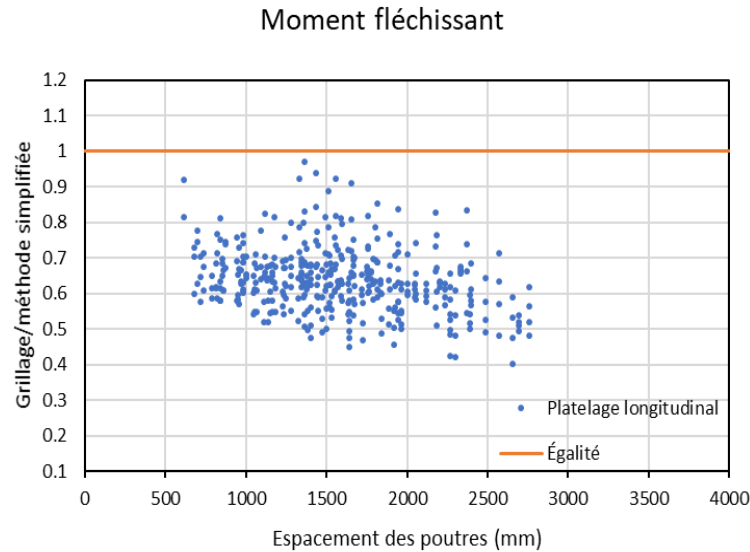


Figure 4.20 : Effet de l'espacement entre les poutres sur le moment fléchissant maximal à l'ÉLF/ÉLS-2

Similairement à l'ELU, le nombre de cas où la poutre intérieure conditionne le dimensionnement pour le moment fléchissant est bien supérieur à celui où la poutre extérieure joue ce rôle, comme le montre le tableau 4.28.

Tableau 4.28 : Répartition de la position de la poutre gouvernant la conception à l'ÉLF/ÉLS-2 – Moment fléchissant

Configuration Du platelage	Position des poutres	Nombre de cas gouvernant	Nombre de cas au total	%
Longitudinal	Extérieure	72	398	18%
	Intérieure	326		82%
Transversal	Extérieure	77	398	19%
	Intérieure	321		81%

D'après ces résultats, c'est le moment fléchissant dans la poutre intérieure qui gouverne aussi dans la plupart des cas à l'ELF.

4.6.4 Validation des modèles de grillage à l'ELF – Moment fléchissant

Comme à l'ELU, six exemples sont suffisants pour valider ces modèles en variant les paramètres géométriques pour chaque exemple. En suivant la même approche qu'à l'ELU et en étudiant toutes les combinaisons des positions transversales des camions données par le code à l'ÉLF, la combinaison donnant le moment maximal pourra être cherchée. Ce moment maximal doit être égal à celui obtenu par le post-traitement de l'analyse paramétrique propre à la géométrie du pont en question.

Tableau 4.29 : Tableau comparant les valeurs des moments tirés du post-traitement des résultats et ceux obtenus par les lignes d'influence – ELF/ELS-2

Platelage longitudinal					M _{matlab} (kN.m)				M _{sap2000} (kN.m)			
Modèle	W(mm)	N	L(m)	S _c /S	ext	int ₁	int ₂	int ₃	ext	int ₁	int ₂	int ₃
1	4000	5	10	0.5	99	185	188	-	99	185	188	-
2	5000	4	15	0.3	188	458	-	-	188	458	-	-
3	8050	6	20	0.5	605	650	521	-	605	650	521	-
4	10000	7	20	0.6	483	622	565	305	483	622	565	305
5	11800	8	20	0.6	716	675	467	598	716	675	467	598
6	13500	7	30	0.5	1514	1360	988	1310	1514	1360	988	1310

Platelage transversal					M _{matlab} (kN.m)				M _{sap2000} (kN.m)			
Modèle	W(mm)	N	L(m)	S _c /S	ext	int ₁	int ₂	int ₃	ext	int ₁	int ₂	int ₃
1	4000	5	10	0.5	102	184	185	-	102	184	185	-
2	5000	4	15	0.3	196	449	-	-	196	449	-	-
3	8050	6	20	0.5	612	643	514	-	612	643	514	-
4	10000	7	20	0.6	493	614	555	305	493	614	555	305
5	11800	8	20	0.6	720	667	461	588	720	667	461	588
6	13500	7	30	0.5	1522	1342	977	1281	1522	1342	977	1281

Les valeurs sont les mêmes pour les résultats de l'analyse du post-traitement propre à l'étude paramétrique de chaque configuration de platelage et ceux déduits par les lignes d'influence tracé à partir des valeurs tirées du logiciel SAP2000. L'analyse paramétrique est donc validée.

4.7 Effort tranchant – ÉLF/ÉLS2

Une comparaison entre la méthode simplifiée de la norme S6-14 avec la méthode du grillage pour l'effort tranchant à l'ÉLF et à l'ÉLS-2 sera étudiée pour la suite.

4.7.1 Analyse des résultats

Les résultats présentés à la figure 4.21 donnent l'ensemble des valeurs d'effort tranchant pour une poutre extérieure et intérieure par la méthode de grillage et comparés à ceux obtenus par la méthode simplifiée pour le platelage longitudinal seulement pour la même raison expliquée pour l'étude du moment fléchissant.

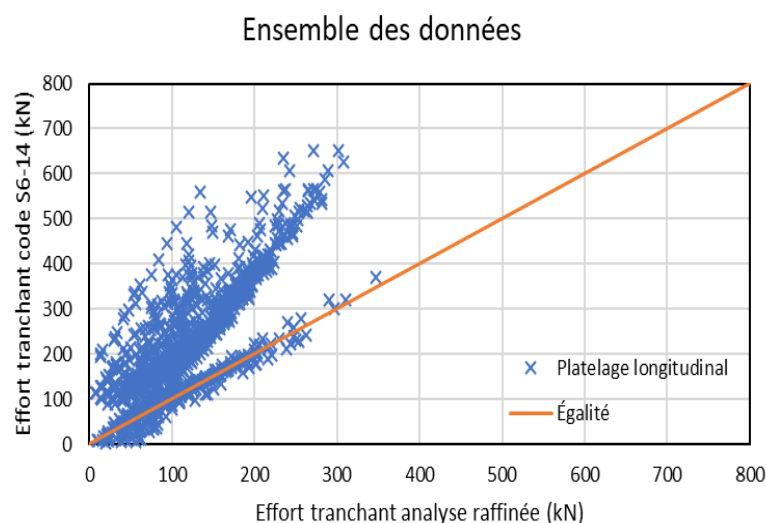


Figure 4.21 : Comparaison de l'effort tranchant à l'ÉLF/ÉLS-1

Le graphe ci-dessus peut être divisé en deux parties. La première partie est celle qui correspond à la poutre intérieure et dont les résultats sont en général sécuritaires et les points s'éloignent de la courbe d'égalité avec l'augmentation de l'effort tranchant. La deuxième partie est celle qui correspond à la poutre extérieure et dont les résultats sont en général non sécuritaires à cause de la considération de la répartition isostatique pour des ponts où la position critique du camion a un effet négligeable sur la poutre de rive. Ceci est mieux visualisé à la figure 4.22 où la comparaison de l'effort tranchant entre la méthode simplifiée et la méthode du grillage est donnée pour les poutres extérieures et intérieures séparément.

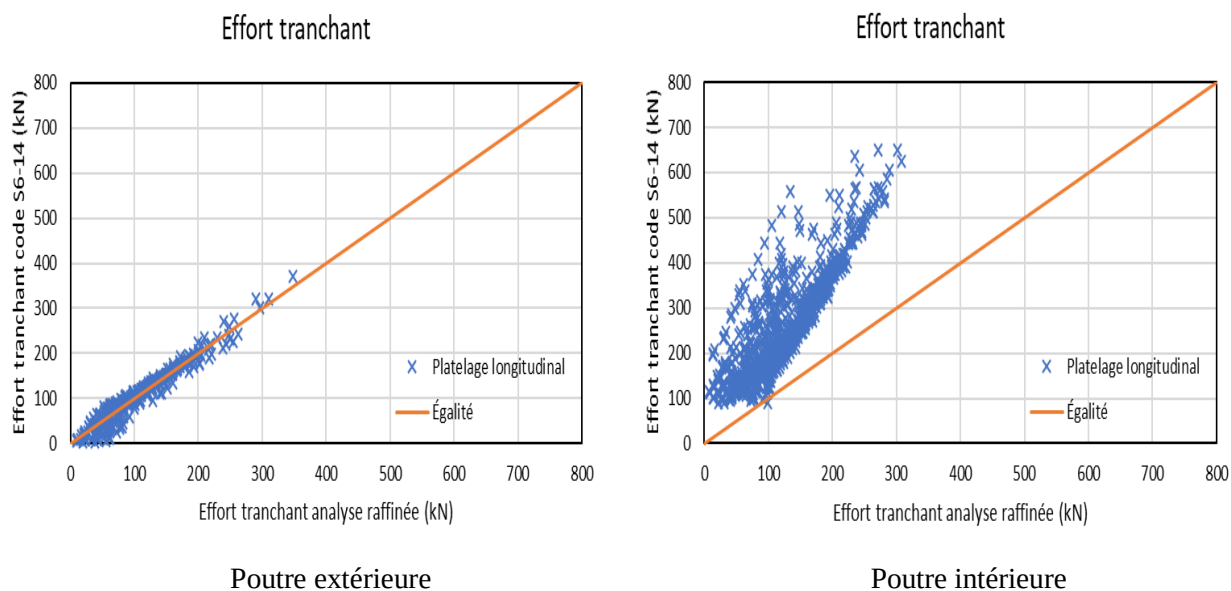


Figure 4.22 : Comparaison de l'effort tranchant à l'ÉLF/ÉLS-2 pour une poutre extérieure et une poutre intérieure

Il est possible de remarquer que les résultats non sécuritaires proviennent de la poutre extérieure. La poutre intérieure présente des résultats sécuritaires et plus l'effort tranchant est grand plus les résultats de la méthode simplifiée s'éloignent de ceux de l'analyse raffinée.

Les résultats des paramètres statistiques calculés pour les poutres extérieures et intérieures pour les deux configurations du platelage sont donnés au tableau 4.30. Les modèles où le camion n'a aucun effet sur la poutre de rive ont été exclus de cette analyse pour le calcul de l'effort tranchant dans la poutre extérieure.

Tableau 4.30 : Paramètres statistique pour l'effort tranchant à l'ÉLF/ÉLS-2

Configuration du platelage	Position des poutres	δ_{VF}	σ_{VF}	V_{VF}	k_A
Longitudinal	Extérieure	1.225	0.968	0.790	-0.233
	Intérieure	0.485	0.134	0.276	3.852
Transversal	Extérieure	1.246	1.014	0.814	-0.243
	Intérieure	0.479	0.134	0.279	3.898

La moyenne obtenue pour l'effort tranchant pour la poutre extérieure est supérieure à celle obtenue pour l'ELU. Ceci est prévu parce que la position critique du camion est au milieu d'une voie et le nombre de cas où le camion a un effet négligeable sur la poutre de rive. La dispersion des résultats augmente aussi à cause de l'existence des ponts avec un espacement des poutres moyen pour lequel en réalité la poutre de rive est sollicitée mais la répartition isostatique donne une valeur faible de l'effort tranchant à cause de la position transversale du camion qui se trouve loin de cette poutre. Des ratios allant jusqu'à 8, surtout pour les ponts à grande portée, existent et viennent disperser les résultats. L'approche de considérer une répartition isostatique semblent inappropriée pour le calcul de l'effort tranchant extérieur. Pour la poutre intérieure, la moyenne a diminué par rapport à celle calculée à l'ELU, puisque les efforts issus de l'analyse du grillage diminuent. La dispersion est plus faible par rapport à la poutre extérieure. La méthode simplifiée est plus cohérente quant aux calculs de l'effort tranchant dans la poutre intérieure.

4.7.2 Influence des paramètres géométriques sur les résultats

L'objet de cette section est d'étudier l'effet des différents paramètres géométriques sur la différence qui existerait entre la méthode simplifiée et la méthode de grillage et sur les paramètres statistiques de l'effort tranchant à l'ÉLF et l'ÉLS-2. Pour la suite, seules les valeurs maximales seront considérées dans l'analyse des résultats pour éviter la grande dispersion issue de l'effort tranchant calculé dans la poutre extérieure.

4.7.2.1 Influence du nombre de voies

La figure 4.23 donne les résultats de l'effort tranchant en comparant l'ensemble des valeurs de l'effort tranchant maximal obtenus par la méthode simplifiée avec celles obtenues par les modèles de grillage et en variant le nombre de voies existant sur le pont.

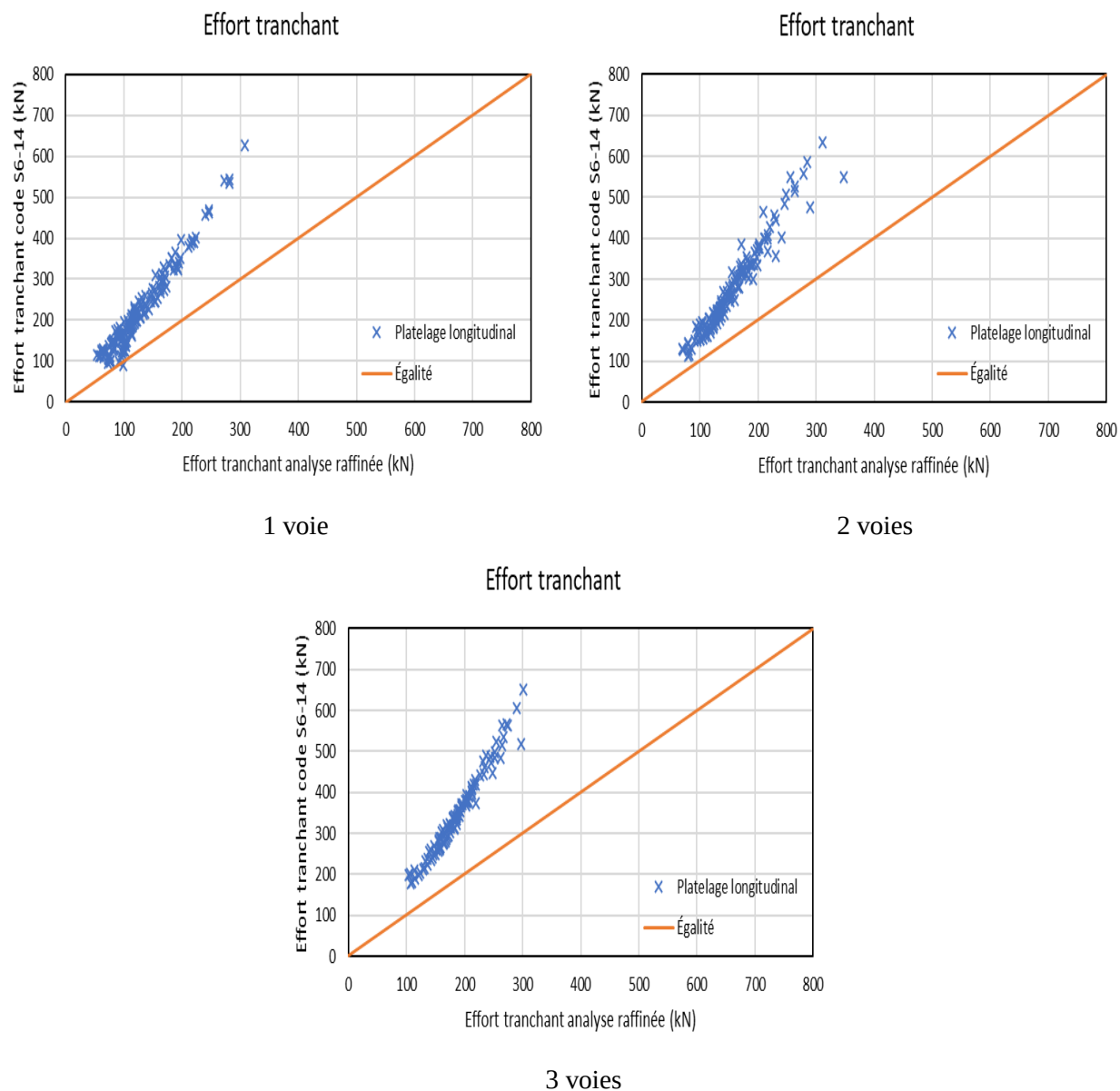


Figure 4.23 : Effort tranchant maximal à l'ÉLF/ÉLS-2 – variation du nombre de voies

Les résultats sont en général sécuritaires quel que soit le nombre de voies existant sur le pont. Pour des valeurs d'effort tranchant les plus élevées et donc pour les grandes portées, les points présentent les plus grands écarts par rapport à la courbe d'égalité pour les trois nombres de voies. Plus le nombre de voies augmente, plus les résultats deviennent plus sécuritaires comme le confirme le tableau 4.31.

Tableau 4.31 : Paramètres statistiques de l'effort tranchant maximal à l'ÉLF/ÉLS-2 - variation du nombre de voies

	Configuration du platelage	Position des poutres	δ_{VF}	σ_{VF}	V_{VF}	V_{VF}
1 voie	Longitudinal	max	0.601	0.096	0.159	4.176
	Transversal	max	0.594	0.100	0.169	4.046
2 voies	Longitudinal	max	0.579	0.056	0.096	7.533
	Transversal	max	0.575	0.057	0.099	7.476
3 voies	Longitudinal	max	0.549	0.036	0.066	12.469
	Transversal	max	0.545	0.037	0.068	12.318

La moyenne la plus petite est celle qui correspond à un nombre de voies égal à 3 mais avec une plus petite dispersion des résultats. Ce résultat confirme bien que les ponts à trois voies sont les plus sécuritaires. Ceci revient au fait que les ponts à 1 voie couvrent le plus grand nombre possible de cas pour lesquels l'espacement des poutres est petit et donc un facteur d'essieu plus petit. La raison principale derrière la grande dispersion des valeurs pour les ponts à une voie est qu'il existe des cas où l'espacement des poutres est petit et la position critique du camion se trouve près d'une poutre intérieure, ce qui donne un effort tranchant grand dans cette poutre et donc un ratio plus grand et qui peut être de l'ordre de 0.8.

4.7.2.2 Influence de la portée du pont

La figure 4.24 présente les résultats du ratio de l'effort tranchant maximal obtenu par la méthode simplifiée et celui obtenu par la méthode de grillage en fonction de la portée du pont.

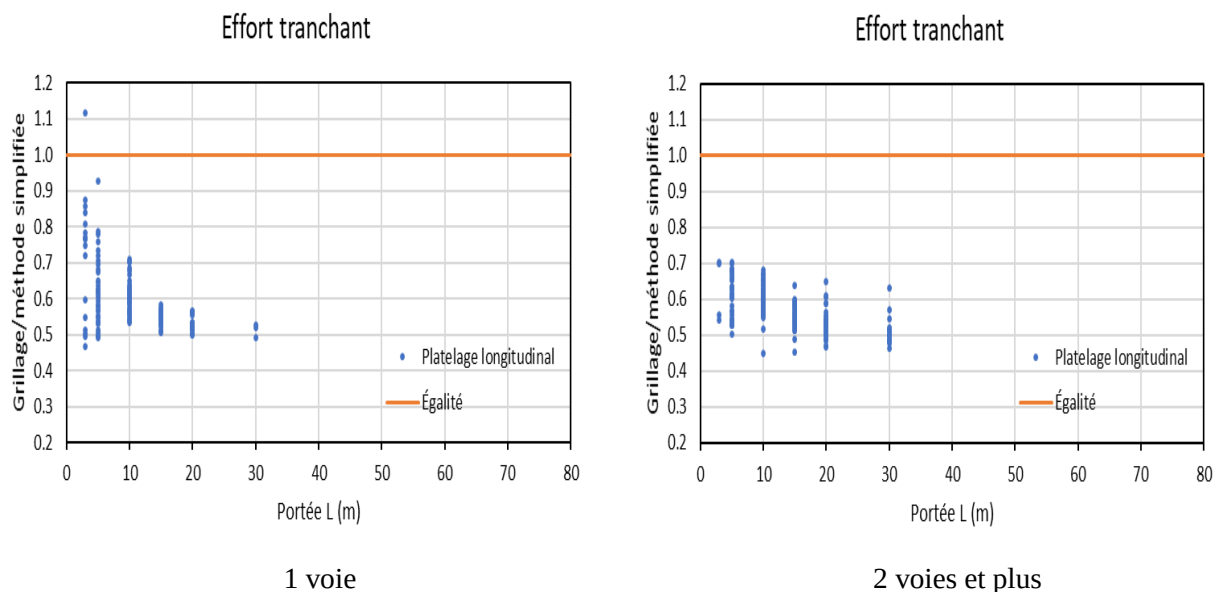


Figure 4.24 : Effet de la portée du pont sur l'effort tranchant maximal à l'ÉLF/ÉLS-2

Pour les ponts à deux voies et plus, la méthode simplifiée donne des résultats conservateurs pour toutes les portées du pont variant de 3 à 30 m. Pour les ponts à une voie, seule la longueur de 3 m présente un seul cas non sécuritaire. Ce cas correspond à un pont de 4 m de largeur et avec un nombre de poutres égale à 8. Pour ce pont, la ligne de roues du camion se trouve très proche de la deuxième poutre intérieure et puisque la longueur du pont est faible, l'effort tranchant issu de la méthode simplifiée serait faible et donc le ratio serait plus grand. Des cas critiques similaires existent pour les ponts à une voie et à faibles portées, ce qui explique la plus grande dispersion des résultats pour cette gamme de portées.

L'étude statistique faite sur les ponts à une voie et à deux voies et plus en variant la longueur du pont de 3 à 30 m est détaillée dans le tableau 4.32 et le tableau 4.33.

Tableau 4.32 : Effet de la portée sur les paramètres statistiques de l'effort tranchant maximal à l'ÉLF/ÉLS-2 – 1 voie

	Platelage longitudinal					Platelage transversal			
	δ_{VF}	σ_{VF}	V_{VF}	k_A		δ_{VF}	σ_{VF}	V_{VF}	k_A
3 m	0.716	0.168	0.235	1.685	3 m	0.705	0.182	0.259	1.621
5 m	0.617	0.096	0.155	4.005	5 m	0.613	0.103	0.169	3.747
10 m	0.609	0.044	0.072	8.892	10 m	0.603	0.047	0.078	8.451
15 m	0.549	0.020	0.037	22.41	15 m	0.543	0.021	0.038	21.923
20 m	0.531	0.022	0.042	21.03	20 m	0.525	0.023	0.044	20.42
30 m	0.512	0.015	0.029	33.22	30 m	0.507	0.015	0.030	32.95

Tableau 4.33 : Effet de la portée sur les paramètres statistiques de l'effort tranchant maximal à l'ÉLF/ÉLS-2 – 2 voies et plus

	Platelage longitudinal					Platelage transversal			
	δ_{VF}	σ_{VF}	V_{VF}	k_A		δ_{VF}	σ_{VF}	V_{VF}	k_A
3 m	0.625	0.076	0.122	4.926	3 m	0.609	0.076	0.125	5.148
5 m	0.608	0.056	0.092	7.022	5 m	0.605	0.059	0.098	6.660
10 m	0.598	0.037	0.061	10.95	10 m	0.595	0.037	0.062	11.03
15 m	0.551	0.027	0.049	16.70	15 m	0.547	0.028	0.050	16.47
20 m	0.530	0.031	0.059	14.95	20 m	0.526	0.033	0.062	14.48
30 m	0.512	0.039	0.076	12.50	30 m	0.508	0.041	0.080	12.12

Pour les ponts à une voie, les valeurs des moyennes pour les faibles portées sont plus grandes que celles pour les ponts à deux voies et plus avec la plus grande dispersion des valeurs. D'après les tableaux ci-dessus, les résultats deviennent de plus en plus conservateurs avec la longueur du pont. La considération des valeurs maximales semble une bonne approche pour la prédiction de l'effort tranchant par les méthodes simplifiées pour les ponts à grande portée. Certes, pour avoir des moyennes plus proches de 1 et réduire tant que possible la dispersion des résultats, le coefficient D_T doit tenir compte de la longueur L pour réduire les grands écarts entre les moyennes qui existent surtout pour les petites portées et doit être amplifié pour avoir une moyenne plus proche de 1 tout en respectant k_A supérieure à 1.65.

4.7.2.3 Influence de l'espacement entre les poutres

L'effet de l'espacement des poutres sur les résultats peut être visualisé à la figure 4.25 où est présenté le ratio méthode simplifiée et méthode de grillage en fonction de l'espacement des

poutres. Cet effet est aussi présent dans le coefficient γ_c propre à l'effort tranchant qui est fonction de cet espacement. Le tableau 4.34 présente les résultats des statistiques en fonction de l'espacement des poutres.

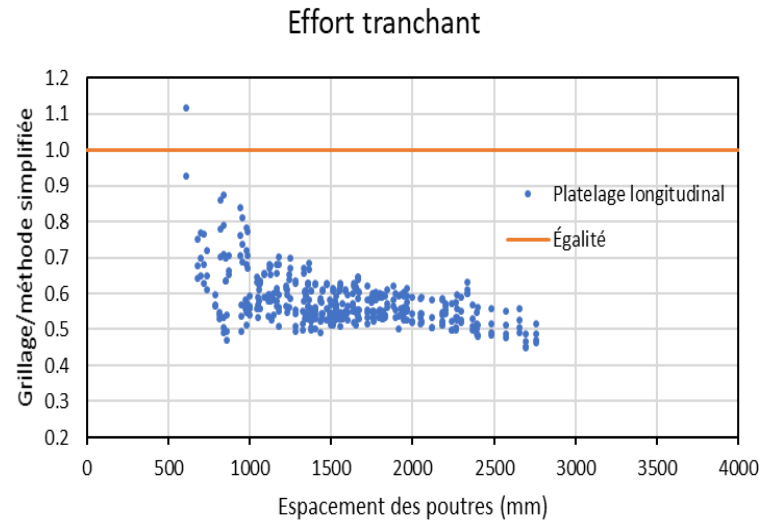


Figure 4.25 : Effet de l'espacement entre les poutres sur l'effort tranchant maximal à l'ÉLF/ÉLS-2

Tableau 4.34 : Effet de l'espacement entre les poutres sur les paramètres statistiques de l'effort tranchant à l'ÉLF/ÉLS-2

Espacement des poutres	Platelage longitudinal			
	δ_{VF}	σ_{VF}	V_{VF}	k_A
$0.6 \text{ m} \leq S \leq 1.0 \text{ m}$	0.657	0.121	0.184	2.837
$1.0 \text{ m} < S \leq 1.5 \text{ m}$	0.583	0.051	0.087	8.182
$1.5 \text{ m} < S \leq 2.0 \text{ m}$	0.566	0.034	0.060	12.77
$2.0 \text{ m} < S \leq 2.5 \text{ m}$	0.539	0.036	0.066	12.93
$2.5 \text{ m} < S \leq 3.0 \text{ m}$	0.494	0.032	0.064	16.03

Espacement des poutres	Platelage transversal			
	δ_{VF}	σ_{VF}	V_{VF}	k_A
$0.6 \text{ m} \leq S \leq 1.0 \text{ m}$	0.649	0.130	0.200	2.705
$1.0 \text{ m} < S \leq 1.5 \text{ m}$	0.579	0.053	0.092	7.906
$1.5 \text{ m} < S \leq 2.0 \text{ m}$	0.562	0.036	0.063	12.34
$2.0 \text{ m} < S \leq 2.5 \text{ m}$	0.535	0.037	0.069	12.60
$2.5 \text{ m} < S \leq 3.0 \text{ m}$	0.491	0.031	0.063	16.42

La plus grande valeur de la moyenne correspond à l'intervalle de petit espacement $0.6 \text{ m} \leq S \leq 1.0 \text{ m}$ avec la plus grande dispersion des valeurs bien que pour cette gamme d'espacement le facteur γ_c est inférieur à 1, ce qui a tendance à augmenter les facteurs d'essieux. Ceci est dû effectivement aux cas critiques déjà expliqués où la position du camion vient maximiser l'effort tranchant dans la poutre intérieure. Ces cas critiques sont couverts par le plus grand nombre de ponts à faible espacement entre les poutres. À partir de l'espacement 1.5 m, le coefficient de variation prend ses valeurs minimales et la méthode simplifiée semble être cohérente à partir de cet espacement comme le montre la figure 4.25 où le fuseau de points correspondant à un espacement supérieur à 1.5 devient plus serré par rapport aux plus faibles espacements. Pour les grandes échelles d'espacement, la moyenne la plus grande est enregistrée pour l'intervalle $1.5 \text{ m} < S \leq 2.0 \text{ m}$ vu qu'à partir de 2 m, le coefficient γ_c reste constant et prend sa valeur maximale 1.

4.7.3 Analyse des valeurs maximales

Comme pour la flexion, les valeurs maximales de l'effort tranchant sont considérées ici pour l'ensemble des résultats. La figure 4.26 donne l'effort tranchant maximal obtenue par la méthode simplifiée avec celui obtenu par la méthode de grillage.

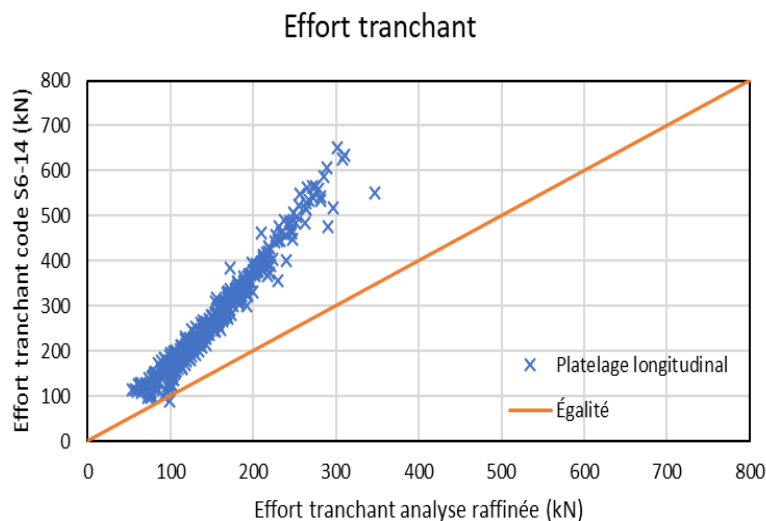


Figure 4.26 : Comparaison de l'effort tranchant maximal à l'ÉLF/ÉLS-2

D'après la figure ci-dessus, les mêmes conclusions sont déduites que celles à l'ELU. Il est possible de remarquer que les points qui étaient proches de la courbe d'égalité et du point d'ordonnée 0 ont disparu. Ces points présentaient les efforts tranchants dans la poutre extérieure pour les ponts dont l'espacement des poutres. Cette observation est prévue puisque que dans la plupart des cas, c'est la poutre intérieure qui gouverne le dimensionnement à l'effort tranchant et vu que les valeurs maximales sont considérées dans l'étude, les points proches de la courbe d'égalité ont disparu. La tendance de la courbe pour les valeurs maximales est similaire à celle de la poutre intérieure. Les paramètres statistiques du ratio lié à l'effort tranchant maximal sont donnés au tableau 4.35.

Tableau 4.35 : Paramètres statistiques de l'effort tranchant maximal à l'ÉLU/ÉLS-1

Configuration du platelage	Position des poutres	δ_{VF}	σ_{VF}	V_{VF}	k_A
Longitudinal	max	0.579	0.073	0.126	5.772
Transversal	max	0.574	0.075	0.131	5.652

La moyenne des valeurs est plus grande que celle pour une poutre intérieure donnée au tableau 4.30 mais avec un coefficient de variation plus faible puisque les petites valeurs d'effort tranchant dans les poutres intérieures des ponts à 5 poutres et plus sont éliminées et seules les valeurs maximales dans les poutres intérieures sont conservées. La position transversale du camion à l'ELF réduit davantage le nombre de cas où la poutre extérieure gouvernerait comme le montre le tableau 4.36.

Tableau 4.36 : Répartition de la position de la poutre gouvernant la conception à l'ÉLF/ÉLS-2 – Effort tranchant

Configuration Du platelage	Position des poutres	Nombre de cas gouvernant	Nombre de cas au total	%
Longitudinal	Extérieure	30	398	8%
	Intérieure	368		92%
Transversal	Extérieure	30	398	8%
	Intérieure	368		92%

La moyenne des valeurs est plus faible que celle pour une poutre extérieure calculée au tableau 4.30 et avec un coefficient de variation beaucoup plus faible. Ce résultat indique que la considération d'une répartition isostatique n'est pas adéquate pour l'effort tranchant dans la poutre extérieure surtout pour les ponts dont l'espacement des poutres est faible. Il est plus approprié de considérer une équation du coefficient D_T pour une poutre extérieure comme le cas d'une poutre intérieure pour réduire tant que possible cette dispersion.

4.7.4 Validation des modèles de grillage à l'ELF – Effort tranchant

Comme pour le moment fléchissant, une vérification des modèles de grillage serait nécessaire afin de valider la pertinence de la programmation faite sur Matlab et s'assurer que les efforts tranchants obtenus par l'analyse paramétrique peuvent être retrouvées par les lignes d'influence en positionnant les camions CL-625 suivant les positions critiques données par la norme.

Six modèles ont été validés en variant les paramètres géométriques pour chaque modèle.

Tableau 4.37 : Tableau comparant les valeurs des moments tirés du post-traitement des résultats et ceux obtenus par les lignes d'influence – ELF/ELS-2

Platelage longitudinal					V _{matlab} (kN)				V _{sap2000} (kN)			
Modèle	W(mm)	N	L(m)	S _c /S	ext	int ₁	int ₂	int ₃	ext	int ₁	int ₂	int ₃
1	4000	5	10	0.5	30	113	77	-	30	113	77	-
2	5000	4	15	0.3	42	165	-	-	42	165	-	-
3	8050	6	20	0.5	122	174	142	-	122	174	142	-
4	10000	7	20	0.6	93	169	164	53	93	169	164	53
5	11800	8	20	0.6	153	179	118	170	153	179	118	170
6	13500	7	30	0.5	202	251	148	244	202	251	148	244

Platelage transversal					V _{matlab} (kN)				V _{sap2000} (kN)			
Modèle	W(mm)	N	L(m)	S _c /S	ext	int ₁	int ₂	int ₃	ext	int ₁	int ₂	int ₃
1	4000	5	10	0.5	30	113	75	-	30	113	75	-
2	5000	4	15	0.3	44	164	-	-	44	164	-	-
3	8050	6	20	0.5	123	171	141	-	123	171	141	-
4	10000	7	20	0.6	94	167	163	54	94	167	163	54
5	11800	8	20	0.6	154	176	117	168	154	176	117	168
6	13500	7	30	0.5	203	249	147	241	203	249	147	241

Les valeurs sont les mêmes pour les résultats de l'analyse du post-traitement propre à l'étude paramétrique de chaque configuration de platelage et ceux déduits par les lignes d'influence tracé à partir des valeurs tirées du logiciel SAP2000. L'analyse paramétrique est donc validée.

CHAPITRE 5 AMÉLIORATIONS DE LA MÉTHODE SIMPLIFIÉE

5.1 Approche utilisée pour l'amélioration des équations

L'étude statistique faite au chapitre 4 permet de faire les constants suivants :

1. la méthode simplifiée est trop sécuritaire à l'ELU pour le moment fléchissant et l'effort tranchant;
2. la méthode simplifiée est davantage sécuritaire à l'ELF pour le moment fléchissant et l'effort tranchant;
3. la répartition isostatique donne des résultats non sécuritaires au niveau du calcul de l'effort tranchant pour une poutre extérieure;
4. dans la plupart des cas, c'est la poutre intérieure qui conditionne le dimensionnement à l'ELU et l'ELF et pour les 2 types d'efforts.

Pour améliorer les résultats, des propositions d'équations seront faites dans ce chapitre en utilisant les équations de la méthode simplifiée propres aux tabliers avec dalle en béton sur poutres en acier. L'approche utilisée ici est d'utiliser la formule propre aux calculs du facteur D_T pour une poutre intérieure d'un tablier avec une dalle en béton en utilisant un facteur de réduction convenable et de considérer cette même équation pour une poutre extérieure.

La méthodologie ici consiste à injecter les équations de D_T propres à la dalle en béton et de voir quels sont les nouveaux paramètres statistiques calculés. Suivant les résultats, le facteur de réduction sera estimé et une équation pour le calcul du facteur D_T sera proposée.

5.2 Moment fléchissant à l'ELU/ELS-1

La valeur visée ici pour le paramètre k_A est 1.65 (voir équation 4.4), une valeur qui correspond au quantile 5% pour une distribution statique suivant la loi normale. Cette valeur de 5% est la plus fréquemment utilisée en structures, notamment pour la fatigue. Pour le moment fléchissant, l'équation correspondant au calcul de D_T pour une poutre intérieure pour un nombre de voies égal à 2 et plus est utilisée. Cette équation donne en général la valeur de D_T la plus faible des facteurs d'essieu :

$$D_T = 4.60 - 5.2 / \sqrt{L_e + 5} \geq 2.80 \quad (5.1)$$

L'expression pour λ des tabliers avec dalle de béton est retenu, soit $\lambda = 0.1 - 0.25/L_e$. Le paramètre γ_c est pris égal à 1 puisque c'est la poutre intérieure qui gouverne.

En comparant les nouveaux moments obtenus par la méthode simplifiée avec les moments obtenus par la méthode de grillage pour un platelage en aluminium, il est possible de remarquer qu'il y a des résultats non sécuritaires. Ce résultat est prévu puisqu'une dalle en béton a tendance de mieux distribuer les efforts. En cherchant les nouveaux paramètres statistiques calculés $\delta_{M,1}$ et $\sigma_{M,1}$, pour une poutre intérieure, il est possible de réduire la moyenne (ou le biais) en visant une valeur de k_A égale à 1.65. En supposant que l'écart type et le biais changent proportionnellement, la nouvelle moyenne devient égale à :

$$\delta_{M,2} = 1 - 1.65 \times \sigma_{M,1} \quad (5.2)$$

Le facteur de réduction est ainsi égal à :

$$F_R = \frac{\delta_{M,2}}{\delta_{M,1}} \quad (5.3)$$

Le tableau 5.1 donne les résultats des paramètres statistiques obtenus avec les nouvelles valeurs de D_T avant et après correction.

Tableau 5.1 : Paramètres statistiques pour le moment fléchissant à l'ÉLU/ÉLS-1 – Nouvelles valeurs de D_T

Avant correction					
Configuration du platelage	Position des poutres	δ_{MU}	σ_{MU}	V_{MU}	k_A
Longitudinal	Extérieure	0.905	0.184	0.204	0.517
	Intérieure	0.996	0.104	0.105	0.038
Transversal	Extérieure	0.910	0.184	0.202	0.492
	Intérieure	0.990	0.106	0.107	0.098
Après correction					
Configuration du platelage	Position des poutres	δ_{MU}	σ_{MU}	V_{MU}	k_A
Longitudinal	Extérieure	0.711	0.139	0.195	2.085
	Intérieure	0.790	0.077	0.097	2.737
Transversal	Extérieure	0.715	0.137	0.192	2.077
	Intérieure	0.785	0.078	0.099	2.761

Le facteur de réduction est égal à :

$$F_R = \frac{0.828}{0.996} = 0.83.$$

La nouvelle équation de D_T devient :

$$D_T = 3.8 - 4.4 / \sqrt{L_e + 5} \geq 2.55 \quad (5.4)$$

Les figures suivantes présentent les graphes obtenus pour un platelage en aluminium avec les valeurs de D_T utilisées initialement au chapitre 4 et après la correction de ce facteur selon la nouvelle équation. La figure 5.1 donne les résultats pour une poutre intérieure et extérieure et la figure 5.2 donne les résultats pour l'ensemble des poutres ainsi que les valeurs maximales obtenues.

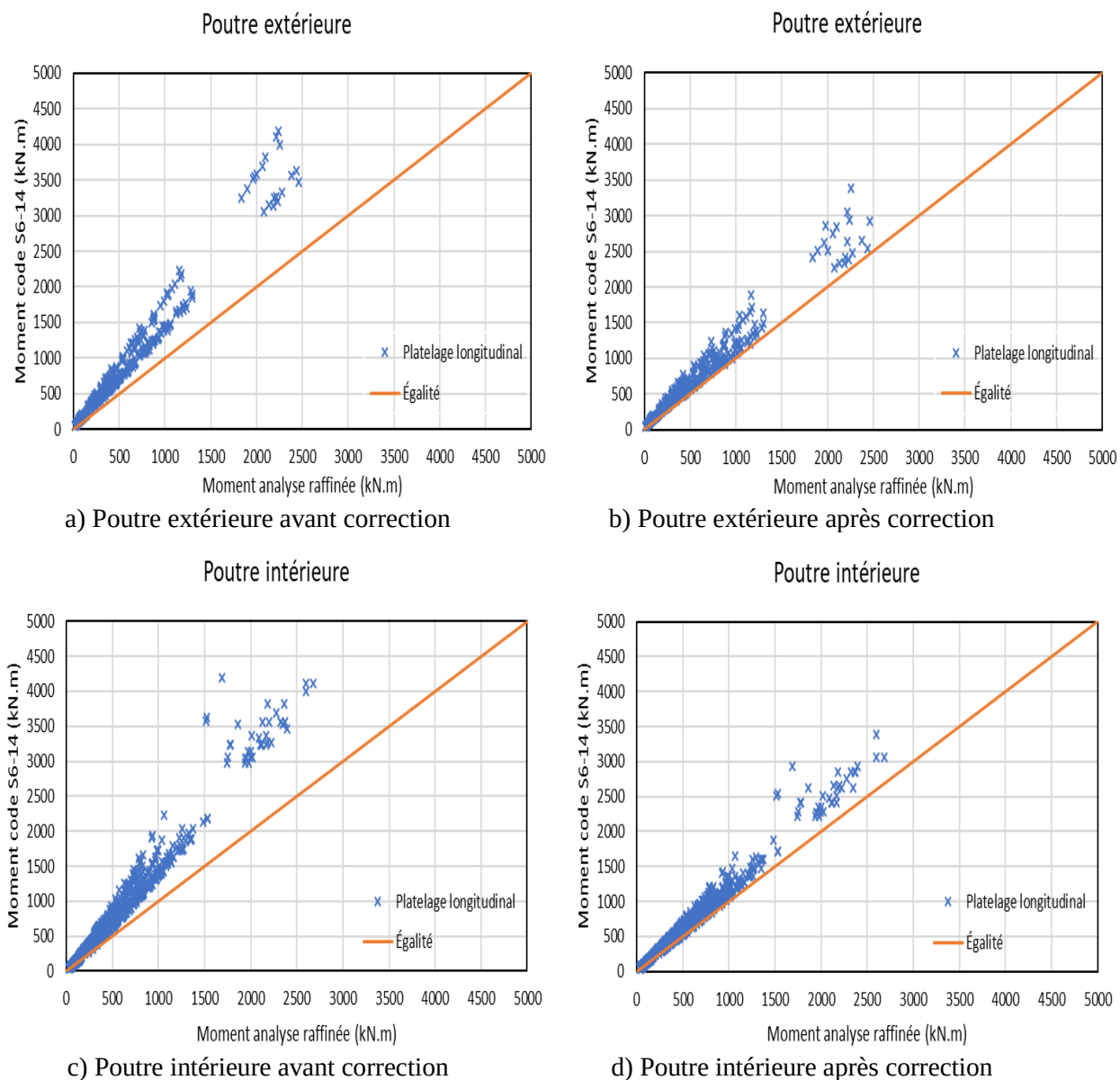


Figure 5.1 : Moment fléchissant à l'ELU/ELS-1 – Poutre extérieure et intérieure

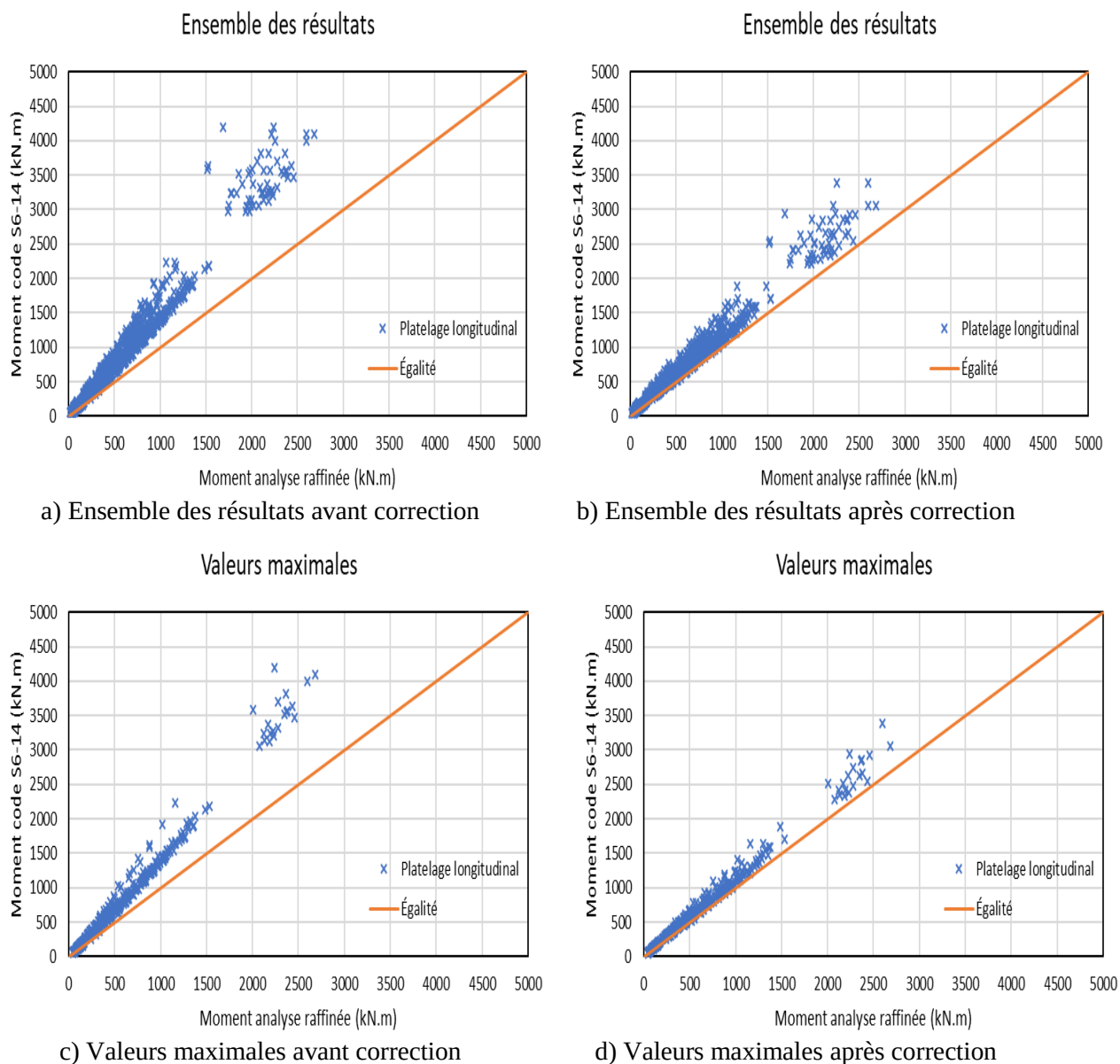


Figure 5.2 : Moment fléchissant à l'ELU/ELS-1 – Ensemble des résultats et valeurs maximales

Après la correction de l'équation de D_T , le nuage des points s'approche de la courbe d'égalité tout en restant du côté sécuritaire. La dispersion des résultats s'est améliorée pour une poutre intérieure et pour les valeurs maximales mais pas pour une poutre extérieure puisque l'équation de base était celle d'une poutre intérieure et il existe des cas où c'est la poutre extérieure qui gouverne. L'important est l'amélioration de la dispersion des résultats maximaux puisque ce sont ces valeurs qui conditionnent le dimensionnement. Les tableaux suivants donnent les

paramètres statistiques obtenus pour un platelage en aluminium avec les valeurs de D_T utilisées initialement au chapitre 4 et après la correction de ce facteur suivant la nouvelle équation.

Tableau 5.2 : Paramètres statistiques pour le moment fléchissant à l'ÉLU/ÉLS-1 –Poutre extérieure et intérieure

Avant correction					
Configuration du platelage	Position des poutres	δ_{MU}	σ_{MU}	V_{MU}	k_A
Longitudinal	Extérieure	0.602	0.094	0.156	4.225
	Intérieure	0.693	0.086	0.125	3.557
Transversal	Extérieure	0.606	0.093	0.154	4.232
	Intérieure	0.688	0.089	0.129	3.514
Après correction					
Configuration du platelage	Position des poutres	δ_{MU}	σ_{MU}	V_{MU}	k_A
Longitudinal	Extérieure	0.711	0.139	0.195	2.085
	Intérieure	0.790	0.077	0.097	2.737
Transversal	Extérieure	0.715	0.137	0.192	2.077
	Intérieure	0.785	0.078	0.099	2.761

Tableau 5.3 : Paramètres statistiques pour le moment fléchissant à l'ÉLU/ÉLS-1 – Valeurs maximales

Avant correction					
Configuration du platelage	Position des poutres	δ_{MU}	σ_{MU}	V_{MU}	k_A
Longitudinal	max	0.724	0.078	0.107	3.542
Transversal	max	0.722	0.079	0.109	3.523
Après correction					
Configuration du platelage	Position des poutres	δ_{MU}	σ_{MU}	V_{MU}	k_A
Longitudinal	max	0.847	0.069	0.081	2.231
Transversal	max	0.844	0.069	0.082	2.253

La moyenne est plus proche de 1 que pour le cas avant la correction du facteur D_T avec une valeur de k_A toujours supérieure à 1.65 et donc avec des résultats qui sont toujours du côté sécuritaire. La dispersion des résultats est améliorée par le fait que le nouveau facteur D_T tient compte de la portée et ainsi pour le coefficient λ .

5.3 Effort tranchant à l'ELU/ELS-1

La norme S6 spécifie une valeur de D_T constante que ça soit pour une dalle en béton ou un platelage en aluminium. D'après les résultats du chapitre 4, la considération d'une répartition isostatique donnait des résultats non conservateurs. Pour l'effort tranchant, l'équation correspondant au calcul de D_T pour une poutre intérieure et pour une dalle en béton a été utilisée pour la poutre de rive et la poutre intérieure. La valeur de λ est ici toujours égale à 0. Les autres paramètres nécessaires pour le calcul du facteur d'essieu sont inchangés. En comparant les nouvelles valeurs obtenues par la méthode simplifiée avec les celles obtenues par la méthode de grillage pour un platelage en aluminium, il est possible de remarquer qu'il y a des résultats non conservateurs. Des équations de D_T en fonction de la portée L_e seront considérées pour le cas de l'effort tranchant pour tenir compte de l'efficacité que présenterait le pont de plus grande portée dans la distribution des efforts entre les poutres.

Ces équations peuvent être de la forme :

$$D_T = a - b / \sqrt{L_e}$$

$$D_T = a - b / \sqrt{L_e + 3}$$

$$D_T = a - b / \sqrt{L_e + 5}$$

$$D_T = a - b / L_e$$

La solution ici revient à trouver les paramètres a et b . Pour savoir laquelle des formes des équations est la plus appropriée, la valeur de D_T égale à 3.4 propre à une dalle en béton a été utilisée en premier lieu. Les paramètres statistiques sont ensuite calculés en regroupant toutes les données pour toutes les portées. Après avoir calculé ces paramètres statistiques, la même

démarche est faite que pour le cas du moment fléchissant et les facteurs de réduction sont calculés pour chaque portée. En multipliant ces facteurs de réduction par 3.4, des valeurs de D_T propre à chaque portée seront tirées et le tableau donne les résultats obtenus. Pour la suite, seul le platelage longitudinal sera considéré puisque les analyses ont montré qu'il n'y a pas une grande différence entre les deux cas. Le tableau 5.4 donne les résultats des paramètres statistiques obtenus avec la valeur de D_T égale à 3.4.

Tableau 5.4 : Paramètres statistiques pour l'effort tranchant à l'ÉLU/ÉLS-1 – Nouvelles valeurs de D_T

Longueur (m)	δ_{vu}	σ_{vu}	V_{vu}	k_A
3	1.215	0.224	0.184	-0.963
5	0.996	0.129	0.129	0.031
10	1.003	0.086	0.085	-0.036
15	0.944	0.078	0.083	0.711
20	0.931	0.062	0.066	1.123
30	0.931	0.068	0.073	1.019

La nouvelle moyenne, le facteur de réduction et le paramètre D_T sont donnés dans le tableau 5.5 pour chacune des portées.

Tableau 5.5 : Nouvelle valeur de D_T pour l'effort tranchant à l'ÉLU/ÉLS-1 – variation de la portée

Longueur (m)	δ_{vu}	F_R	$D_T(m)$
3	0.631	0.519	1.77
5	0.787	0.791	2.69
10	0.859	0.856	2.91
15	0.871	0.922	3.13
20	0.898	0.965	3.28
30	0.888	0.954	3.24

Des graphes ont été ensuite tracés présentant D_T en fonction de $1/\sqrt{L_e}$, $1/\sqrt{L_e+3}$, $1/\sqrt{L_e+5}$ et $1/L_e$ en appliquant une régression linéaire pour chaque ensemble de points. Les graphes sont visualisés à la figure 5.3.

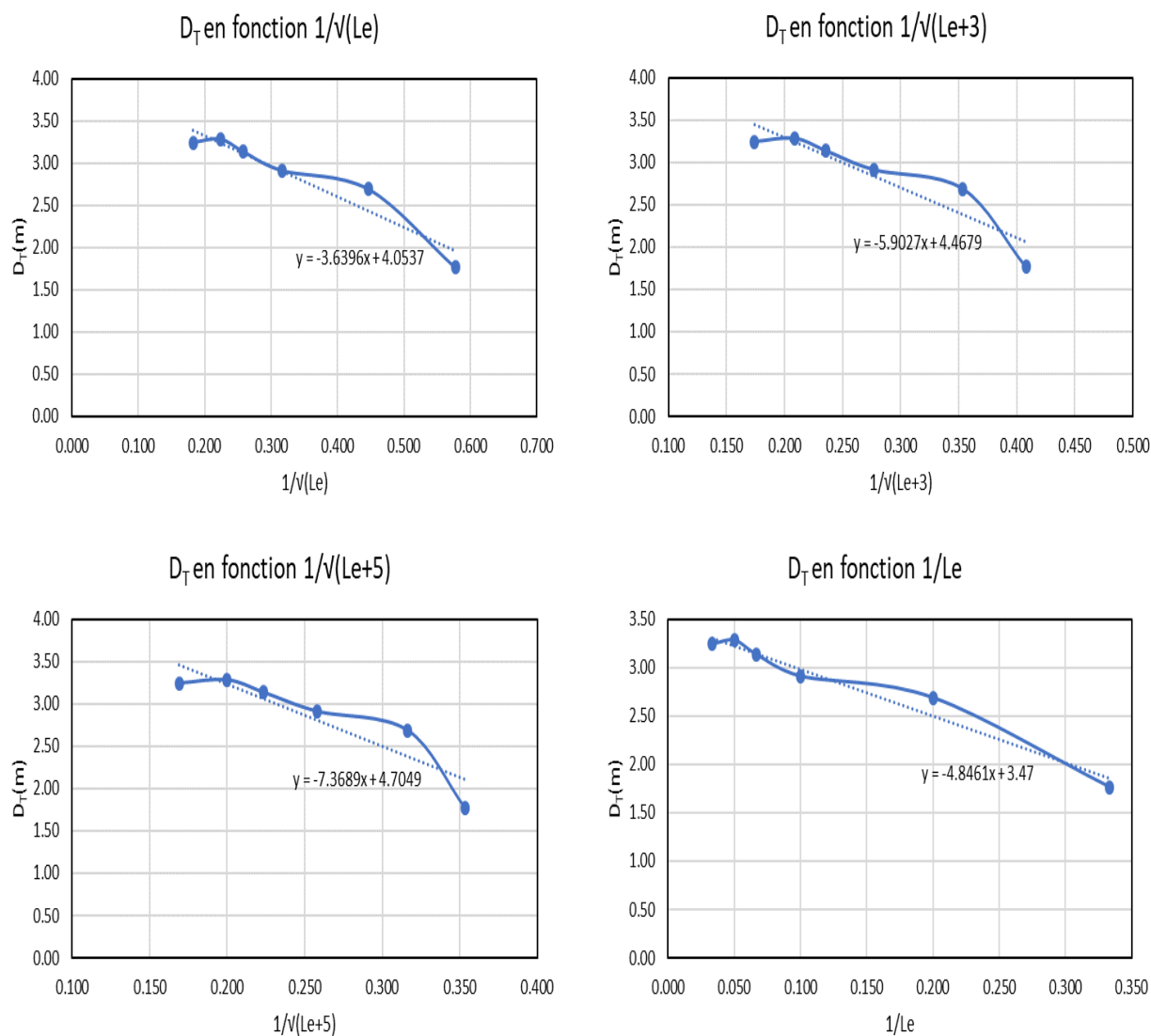


Figure 5.3 : D_T en fonction de différentes formes de L_e

Il est possible de remarquer que les formes $1/\sqrt{L_e}$ et $1/L_e$ semblent les plus appropriées, puisque la droite linéaire est la plus proche possible de chacun des points du graphe pour chaque cas, et des résultats de D_T semblent être supérieures à ce qu'il devait être en réalité pour les formes $1/\sqrt{L_e+3}$ et $1/\sqrt{L_e+5}$ en comparant la droite linéaire avec la courbe pour chaque cas pour les portées de 3 m. Cependant, la forme $1/L_e$ présente des points, appartenant à la droite linéaire, situés au-dessus des points de la courbe pour les portées moyennes de 10 et 15 m. Ceci implique

des cas où il peut y exister des résultats pas trop sécuritaires pour cette gamme de portée. La forme $1/\sqrt{L_e}$ semble la plus adéquate et sera celle qui serait utilisée pour la suite.

Pour éliminer tant que possible les résultats non sécuritaires pour les portées moyennes de 10 et 15 m où la droite linéaire est confondue avec la courbe, une droite parallèle à la droite initiale a été tracée mais présentant une ordonnée à l'origine plus petit que celle de la droite initiale de 0.1 m. Il n'est pas possible de diminuer davantage cette ordonnée à l'origine pour éviter d'avoir des résultats trop sécuritaires pour les petites portées. D'après la courbe initiale, à partir de 20 m, la valeur de D_T semble rester constante. Cette constante représente la limite maximale de D_T et qui est la valeur obtenue pour une longueur de 20 m avec l'équation de la nouvelle droite. La figure 5.4 présente la nouvelle droite tracée et dont l'équation serait celle de D_T .

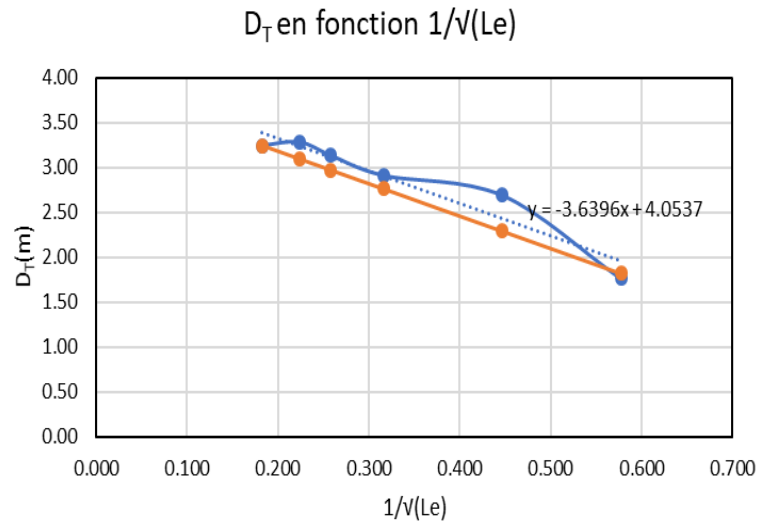


Figure 5.4 : D_T en fonction de $1/\sqrt{L_e}$

La nouvelle équation de D_T est ainsi :

$$D_T = 3.9 - 3.6 / \sqrt{L_e} \leq 3.1 \quad (5.5)$$

Le principal problème de la méthode simplifiée est qu'elle donnait des résultats non conservateurs pour les petites portées. Avec l'introduction de cette nouvelle équation, ce problème est réglé comme on peut le voir d'après le tableau 5.6.

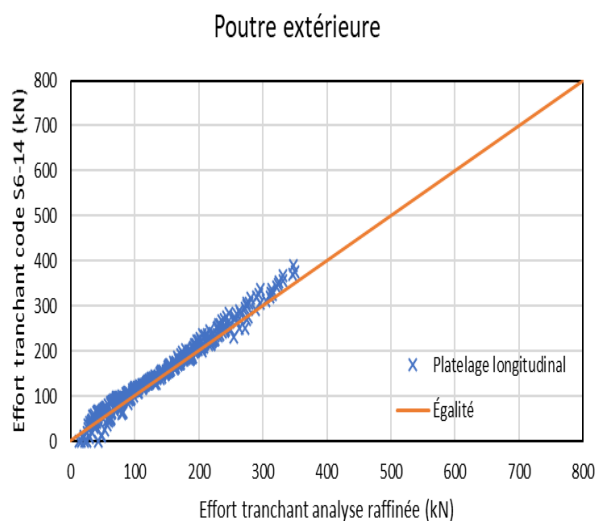
Tableau 5.6 : Paramètres statistiques pour l'effort tranchant à l'ÉLU/ÉLS-1 – variation de la portée

	Avant correction							
	1 voie				2 voies et plus			
	δ_{VU}	σ_{VU}	V_{VU}	k_A	δ_{VU}	σ_{VU}	V_{VU}	k_A
3 m	0.846	0.165	0.194	0.936	0.853	0.076	0.089	1.948
5 m	0.683	0.109	0.159	2.917	0.748	0.063	0.085	3.975
10 m	0.647	0.051	0.079	6.903	0.782	0.050	0.064	4.342
15 m	0.581	0.031	0.054	13.438	0.740	0.034	0.046	7.638
20 m	0.585	0.049	0.084	8.438	0.716	0.023	0.032	12.514
30 m	0.554	0.062	0.111	7.239	0.715	0.023	0.032	12.269

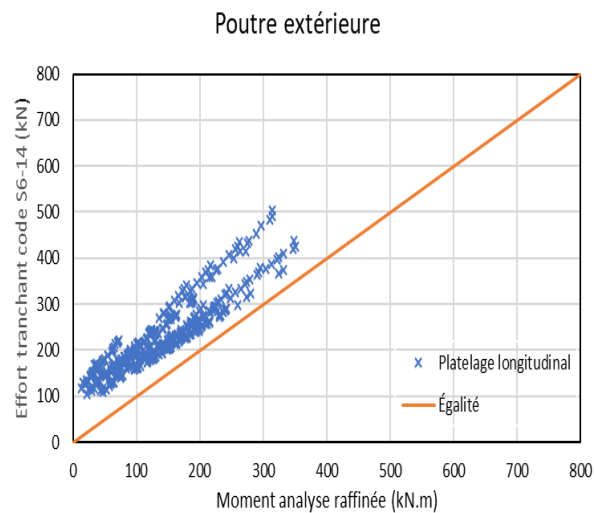
	Après correction							
	1 voie				2 voies et plus			
	δ_{VU}	σ_{VU}	V_{VU}	k_A	δ_{VU}	σ_{VU}	V_{VU}	k_A
3 m	0.642	0.125	0.194	2.866	0.609	0.054	0.089	7.231
5 m	0.652	0.104	0.159	3.358	0.671	0.057	0.085	5.764
10 m	0.744	0.059	0.079	4.346	0.847	0.054	0.064	2.818
15 m	0.720	0.039	0.054	7.273	0.862	0.040	0.046	3.480
20 m	0.754	0.063	0.084	3.875	0.870	0.028	0.032	4.743
30 m	0.716	0.080	0.111	3.573	0.869	0.028	0.032	4.630

Après correction, les moyennes pour les petites portées ont diminué et la valeur de k_A a augmenté pour être supérieure à 1.65 pour la portée de 3 m. les résultats sont maintenant plus sécuritaires pour les petites portées. Pour les autres portées, la moyenne a augmenté. Les résultats ne sont plus trop conservateurs surtout pour les grandes portées où la valeur de k_A a significativement diminué. Cette nouvelle équation conduit à un surdimensionnement pour l'effort tranchant pour les grandes portées.

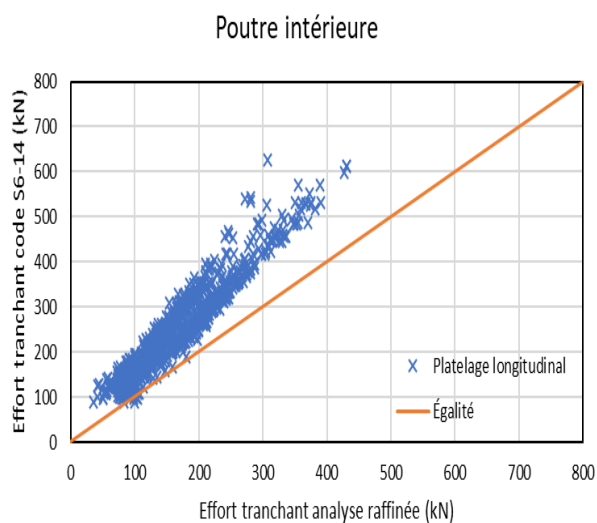
Comme pour le moment fléchissant, les figures suivantes présentent les graphes obtenus pour un platelage en aluminium avec les valeurs de D_T utilisées initialement au chapitre 4 et après la correction de ce facteur suivant la nouvelle équation. La figure 5.5 donne les résultats pour une poutre intérieure et extérieure et la figure 5.6 donne les résultats pour l'ensemble des poutres ainsi que les valeurs maximales obtenues.



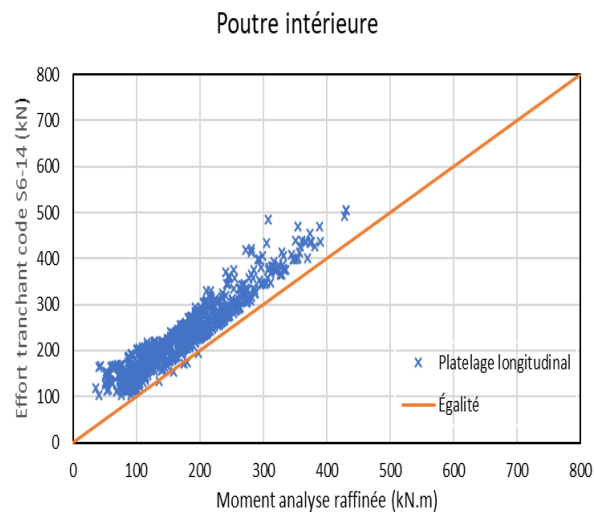
a) Poutres extérieures avant correction



b) Poutres extérieures après correction



c) Poutres intérieure avant correction



d) Poutres intérieure après correction

Figure 5.5 : Effort tranchant à l'ELU/ELS-1 – Poutre extérieure et intérieure

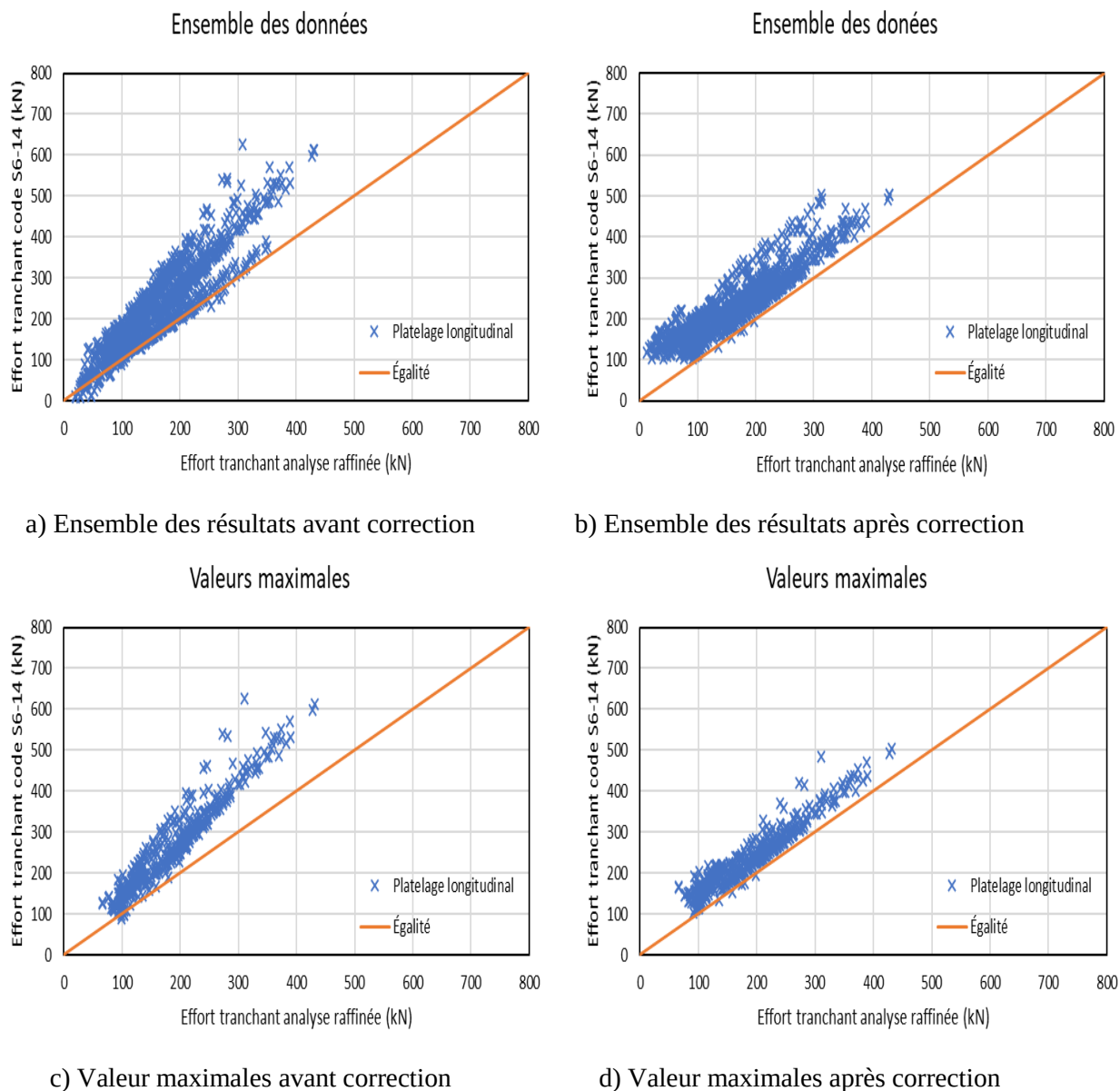


Figure 5.6 : Effort tranchant à l'ELU/ELS-1 – Ensemble des résultats et valeurs maximales

Comme pour le moment fléchissant, après la correction de l'équation de D_T , le nuage des points s'approche de la courbe d'égalité tout en restant du côté sécuritaire. Les résultats non sécuritaires obtenus par la répartition isostatique pour une poutre extérieure ont été éliminés et c'est la poutre de rive qui présente les résultats les plus sécuritaires après la correction du facteur D_T . Les tableaux suivants donnent les paramètres statistiques obtenus pour un platelage en

aluminium avec les valeurs de D_T utilisées initialement au chapitre 4 et après la correction de ce facteur suivant la nouvelle équation.

Tableau 5.7 : Paramètres statistiques pour l'effort tranchant à l'ÉLU/ÉLS-1 – Poutre extérieure et intérieure

Avant correction					
Configuration du platelage	Position des poutres	δ_{VU}	σ_{VU}	V_{VU}	k_A
Longitudinal	Extérieure	0.966	0.333	0.345	0.104
	Intérieure	0.669	0.099	0.148	3.351
Transversal	Extérieure	0.967	0.335	0.347	0.099
	Intérieure	0.664	0.102	0.154	3.284
Après correction					
Configuration du platelage	Position des poutres	δ_{VU}	σ_{VU}	V_{VU}	k_A
Longitudinal	Extérieure	0.572	0.178	0.311	2.402
	Intérieure	0.725	0.125	0.172	2.200
Transversal	Extérieure	0.574	0.179	0.313	2.377
	Intérieure	0.720	0.128	0.177	2.194

Tableau 5.8 : Paramètres statistiques pour l'effort tranchant à l'ÉLU/ÉLS-1 – Valeurs maximales

Avant correction					
Configuration du platelage	Position des poutres	δ_{VU}	σ_{VU}	V_{VU}	k_A
Longitudinal	max	0.714	0.093	0.131	3.073
Transversal	max	0.711	0.095	0.133	3.047
Après correction					
Configuration du platelage	Position des poutres	δ_{VU}	σ_{VU}	V_{VU}	k_A
Longitudinal	max	0.782	0.106	0.135	2.054
Transversal	max	0.780	0.106	0.135	2.088

La moyenne est plus proche de 1 que celui du cas avant la correction du facteur D_T avec une valeur de k_A toujours supérieure à 1.65 et donc les résultats sont toujours du côté sécuritaire. La dispersion des résultats pour une poutre extérieure a été beaucoup améliorée et la proposition d'une équation pour le paramètre D_T au lieu de la répartition isostatique semble plus adéquate.

5.4 Moment fléchissant à l'ELF/ELS-2

À l'ELF, les résultats étaient plus sécuritaires qu'à l'ELU. Une autre équation a été proposée en suivant la même démarche faite à l'ELU et en considérant $\lambda = 0.05$ et $\gamma_e = 0$ puisque c'est la poutre intérieure qui gouverne à l'ELF. Le paramètre γ_c a été modifié en partant des équations pour une poutre intérieure d'une dalle en béton mais en tenant compte des cas où la valeur de γ_c calculée pour une poutre intérieure diffère bien de celle calculée pour une poutre extérieure si la distinction entre les deux poutres est faite. Ces cas correspondent à des ponts sur lesquels il existe théoriquement 2 voies et plus mais qui sont très étroits pour accommoder ces voies. La poutre extérieure sera alors plus sollicitée dans ce cas et les valeurs de γ_c calculées pour une poutre intérieure seront trop grandes par rapport à celle pour une poutre extérieure de façon à avoir des résultats non sécuritaires pour ces ponts. En rassemblant les résultats statistiques pour une poutre extérieure avec les équations de γ_c propres à une poutre intérieure, la même démarche pourra être considérée pour calculer le facteur de réduction associée et qui sera appliquée à la formule de γ_c pour une poutre intérieure, pour un nombre de voies supérieur ou égal à 2 et pour un espacement compris entre 1.2 et 3 m puisque c'est pour cette gamme d'espacements que les ponts présentent ces cas les plus critiques.

Le facteur de réduction est égal à 0.9 et la nouvelle formule de γ_c pour n supérieure ou égale à 2 et pour $1.2 \text{ m} < S \leq 3.0 \text{ m}$:

$$\gamma_c = 0.9 + 0.9(0.3S - 0.36)(L_e - 10)/40 \quad (5.6)$$

Tableau 5.9 : Paramètres statistiques pour le moment fléchissant à l'ÉLF/ÉLS-2 – Nouvelles valeurs de D_T

Avant correction					
Configuration du platelage	Position des poutres	δ_{MF}	σ_{MF}	V_{MF}	k_A
Longitudinal	Extérieure	0.537	0.299	0.557	1.547
	Intérieure	0.850	0.181	0.213	0.829
Transversal	Extérieure	0.546	0.298	0.545	1.524
	Intérieure	0.841	0.179	0.213	0.888
Après correction					
Configuration du platelage	Position des poutres	δ_{MF}	σ_{MF}	V_{MF}	k_A
Longitudinal	Extérieure	0.470	0.252	0.537	2.101
	Intérieure	0.679	0.154	0.226	2.091
Transversal	Extérieure	0.478	0.251	0.526	2.080
	Intérieure	0.672	0.152	0.225	2.163

Le facteur de réduction est égal à : $F_R = \frac{0.701}{0.850} = 0.83$.

En partant de l'équation de D_T pour un nombre de voies égal à 2 puisque pour les petites portées le nombre de voies égal à 2 donne des valeurs de D_T inférieures à celui pour le nombre de voies égal à 1 et pour les grandes portées le nombre de voies égal à 2 donne des valeurs de D_T inférieures à celui pour le nombre de voies égal à 3 et plus. La nouvelle équation de D_T devient :

$$D_T = 4 - 2.5 / \sqrt{L_e} \quad (5.7)$$

Les figures suivantes présentent les graphes obtenus pour un platelage en aluminium avec les valeurs de D_T utilisées initialement au chapitre 4 et après la correction de ce facteur suivant la nouvelle équation.

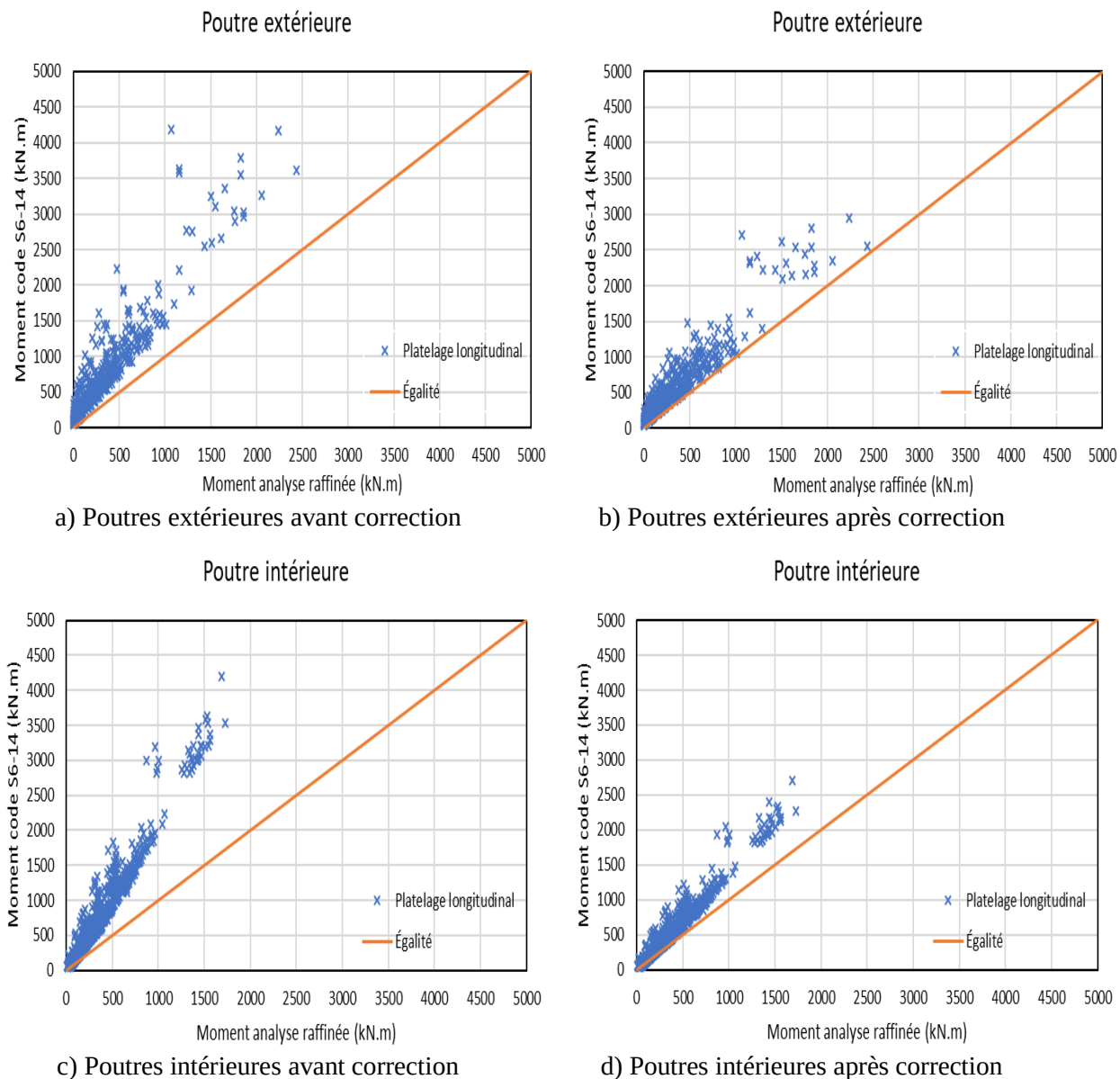


Figure 5.7 : Moment fléchissant à l'ELF/ELS-2 – Poutre extérieure et intérieure

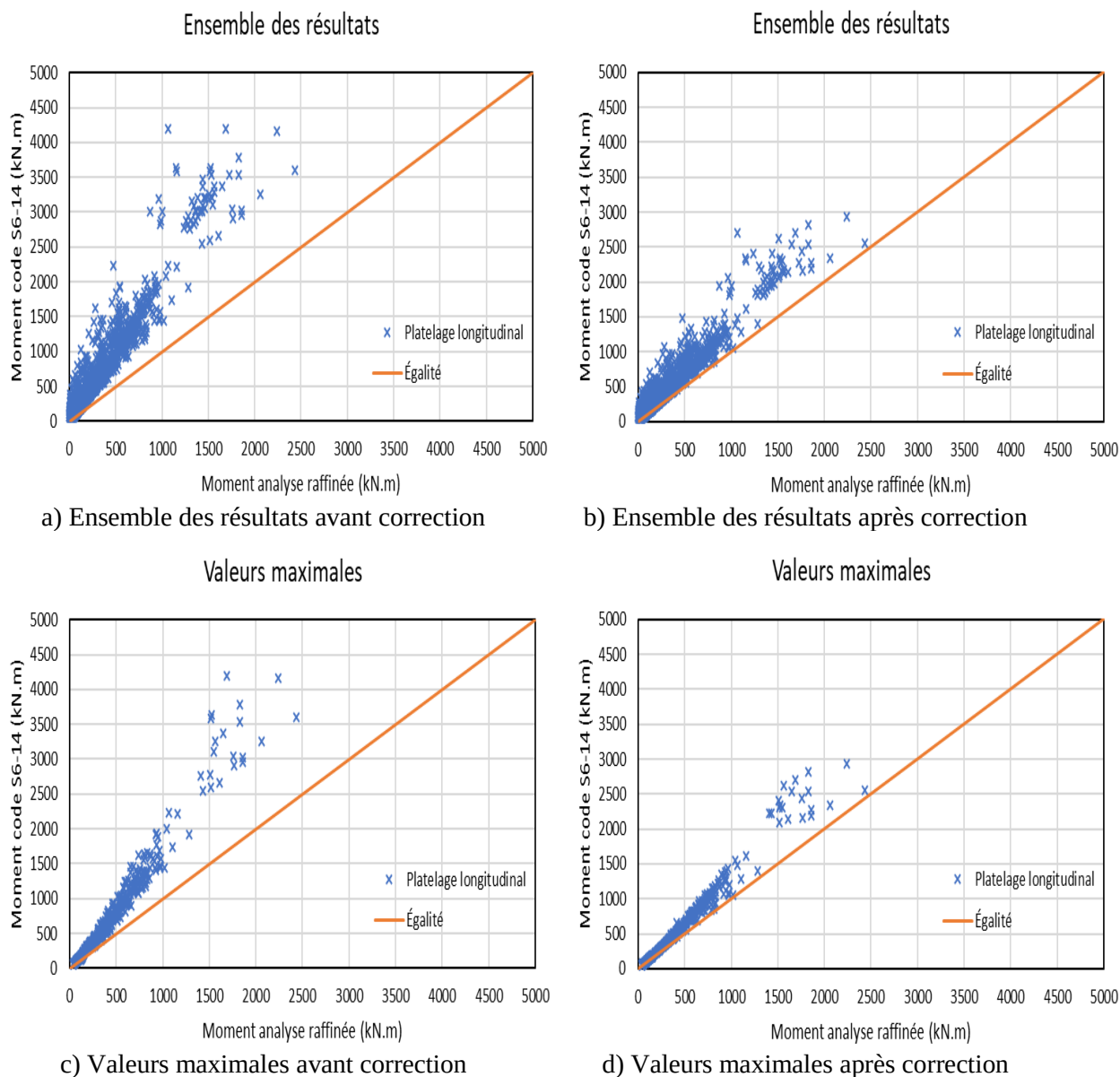


Figure 5.8 : Moment fléchissant à l'ELF/ELS-2 – Ensemble des résultats et valeurs maximales

La tendance est similaire à celle observée à l'ELU. Après la correction de l'équation de D_T , le nuage des points s'approche de la courbe d'égalité tout en restant du côté sécuritaire. Le coefficient de variation s'est amélioré pour une poutre intérieure et pour les valeurs maximales mais pas pour une poutre extérieure puisque l'équation de base était celle d'une poutre intérieure et il existe des cas où c'est la poutre extérieure qui gouverne. Les tableaux suivants donnent les paramètres statistiques obtenus pour un platelage en aluminium avec les valeurs de

D_T utilisées initialement au chapitre 4 et après la correction de ce facteur suivant la nouvelle équation.

Tableau 5.10 : Paramètres statistiques pour le moment fléchissant à l'ÉLF/ÉLS-2 –Poutre extérieure et intérieure

Avant correction					
Configuration du platelage	Position des poutres	δ_{MF}	σ_{MF}	V_{MF}	k_A
Longitudinal	Extérieure	0.376	0.199	0.530	3.128
	Intérieure	0.514	0.121	0.235	4.018
Transversal	Extérieure	0.383	0.199	0.519	3.108
	Intérieure	0.509	0.120	0.236	4.085
Après correction					
Configuration du platelage	Position des poutres	δ_{MF}	σ_{MF}	V_{MF}	k_A
Longitudinal	Extérieure	0.470	0.252	0.537	2.101
	Intérieure	0.679	0.154	0.226	2.091
Transversal	Extérieure	0.478	0.251	0.526	2.080
	Intérieure	0.672	0.152	0.225	2.163

Tableau 5.11 : Paramètres statistiques pour le moment fléchissant à l'ÉLF/ÉLS-2 – Valeurs maximales

Avant correction					
Configuration du platelage	Position des poutres	δ_{MF}	σ_{MF}	V_{MF}	k_A
Longitudinal	max	0.638	0.090	0.141	4.014
Transversal	max	0.633	0.091	0.144	4.031
Après correction					
Configuration du platelage	Position des poutres	δ_{MF}	σ_{MF}	V_{MF}	k_A
Longitudinal	max	0.794	0.076	0.096	2.717
Transversal	max	0.788	0.078	0.099	2.721

La moyenne est plus proche de 1 que celui du cas avant la correction du facteur D_T avec une valeur de k_A toujours supérieure à 1.65 et donc les résultats sont toujours du côté sécuritaire. La

dispersion des résultats est améliorée par le fait que le nouveau facteur D_T tient compte de la portée.

5.5 Effort tranchant à l'ELF/ELS-2

La norme CSA-S6 spécifie une valeur de D_T constante que ce soit pour une dalle en béton ou une dalle en aluminium. D'après les résultats du chapitre 4, la considération d'une répartition isostatique donnait des résultats non conservateurs. Pour l'effort tranchant, l'équation correspondant au calcul de D_T pour une poutre intérieure et pour une dalle en béton a été utilisée pour la poutre de rive et la poutre intérieure. La valeur de λ est ici toujours égale à 0. Les autres paramètres nécessaires pour le calcul du facteur d'essieu sont inchangés. En comparant les nouvelles valeurs obtenues par la méthode simplifiée avec les celles obtenues par la méthode de grillage pour un platelage en aluminium, il est possible de remarquer qu'il y a des résultats non sécuritaires.

Similairement à l'ELU, la solution ici revient à trouver les paramètres a et b . pour savoir laquelle des formes des équations est la plus appropriée, la valeur de D_T égalé à 3.5 à l'ELF et propre à une dalle en béton a été utilisée en premier lieu. Le tableau 5.12 donne les résultats des paramètres statistiques obtenus avec la valeur de D_T égale à 3.5.

Tableau 5.12 : Paramètres statistiques pour l'effort tranchant à l'ÉLF/ÉLS-2 – Nouvelles valeurs de D_T

Longueur (m)	δ_{VF}	σ_{VF}	V_{VF}	k_A
3	1.024	0.230	0.225	-0.106
5	0.905	0.117	0.129	0.816
10	0.892	0.059	0.066	1.829
15	0.816	0.036	0.044	5.170
20	0.787	0.037	0.047	5.802
30	0.759	0.042	0.056	5.706

La nouvelle moyenne, facteur de réduction et le paramètre D_T sont donnés dans le tableau 5.13 pour chacune des portées.

Tableau 5.13 : Nouvelle valeur de D_T pour l'effort tranchant à l'ÉLF/ÉLS-2 – variation de la portée

Longueur (m)	δ_{VF}	F_E	$D_T(m)$
3	0.620	0.605	2.12
5	0.808	0.893	3.12
10	0.902	1.012	3.54
15	0.941	1.153	4.04
20	0.939	1.194	4.18
30	0.930	1.225	4.29

Des graphes ont été ensuite tracés présentant D_T en fonction de $1/\sqrt{L_e}$, $1/\sqrt{L_e+3}$, $1/\sqrt{L_e+5}$ et $1/L_e$ en appliquant une régression linéaire pour chaque ensemble de points. Les graphes sont visualisés à la figure 5.9.

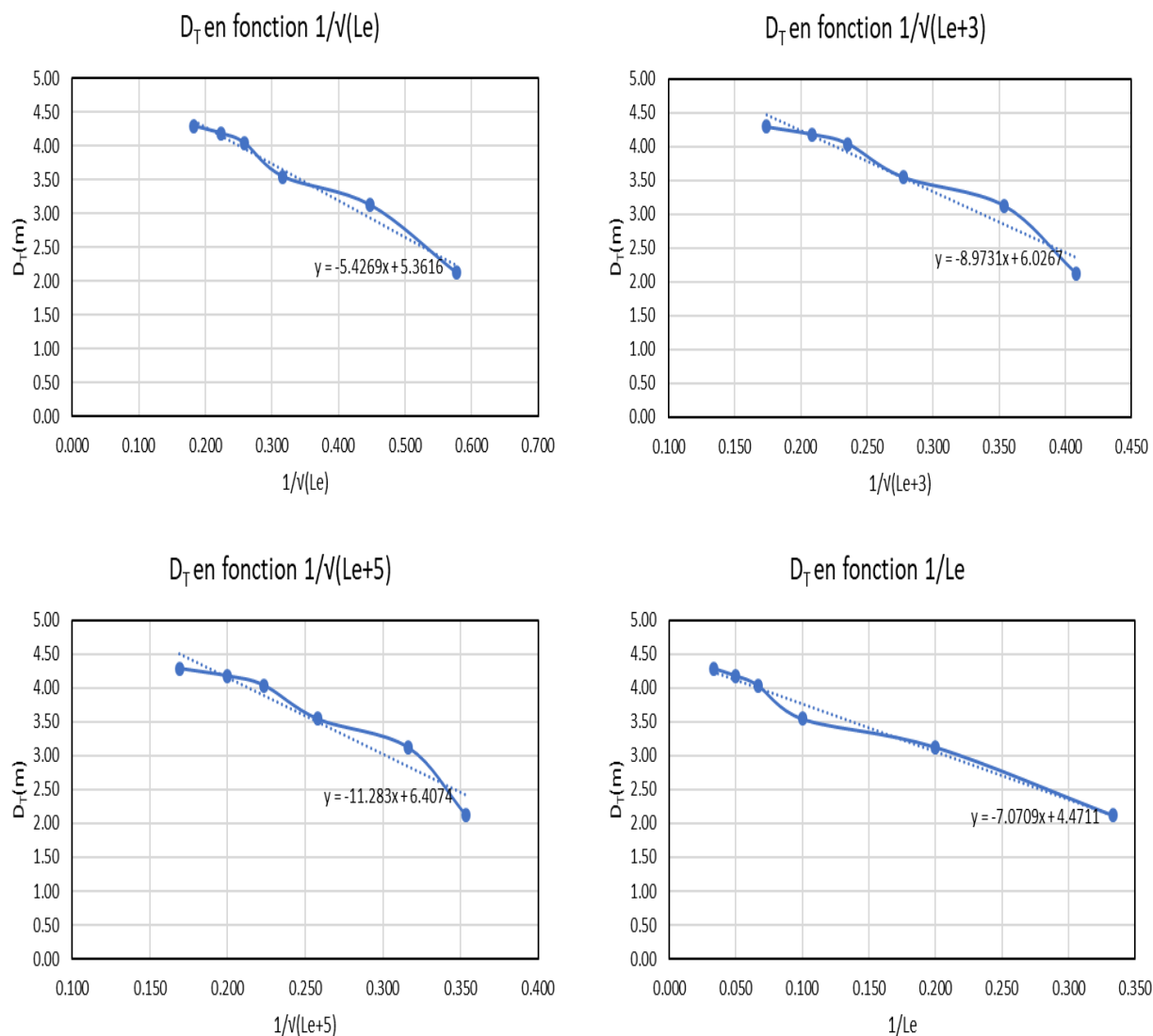


Figure 5.9 : D_T en fonction de différentes formes de L_e

Il est possible de remarquer que la forme $1/\sqrt{L_e}$ semble la plus appropriée, puisque la droite linéaire est la plus proche possible de chacun des points du graphe pour chaque cas, et des résultats de D_T semblent être supérieures à ce qu'il devait être en réalité pour les formes $1/\sqrt{L_e+3}$ et $1/\sqrt{L_e+5}$ en comparant la droite linéaire avec la courbe pour chaque cas pour les portées de 3 m. Cependant, la forme $1/L_e$ présente des points, appartenant à la droite linéaire, situés au-dessus des points de la courbe pour les portées moyennes de 10 m. Ceci implique des cas où il peut y exister des résultats pas trop sécuritaires pour cette portée. La forme $1/\sqrt{L_e}$ semble la plus adéquate et sera celle utilisée pour la suite.

Pour éliminer tant que possible les résultats non sécuritaires pour les portées moyennes de 10 m où la droite linéaire est confondue avec la courbe, une droite parallèle à la droite initiale a été tracée mais présentant une ordonnée à l'origine plus petit que celle de la droite initiale de 0.1 m. il n'est pas possible de diminuer davantage cette ordonnée à l'origine pour éviter d'avoir des résultats trop sécuritaires pour les petites portées. La figure 5.10 présente la nouvelle droite tracée et dont l'équation serait celle de D_T .

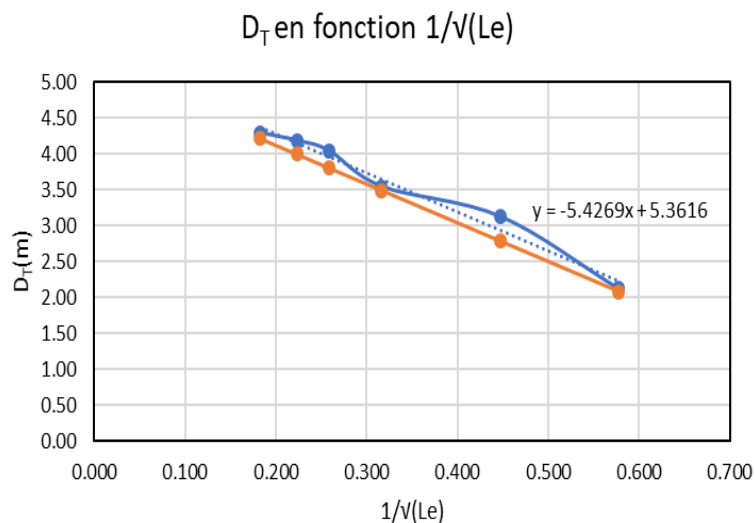
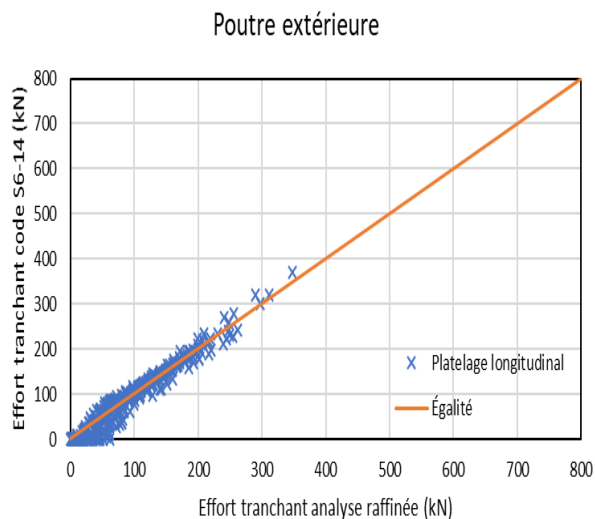


Figure 5.10 : D_T en fonction de $1/\sqrt{L_e}$

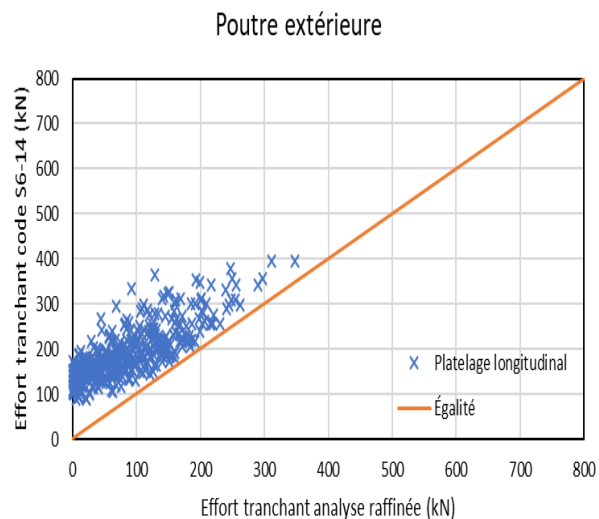
La nouvelle équation de D_T est :

$$D_T = 5.2 - 5.4 / \sqrt{L_e} \quad (5.8)$$

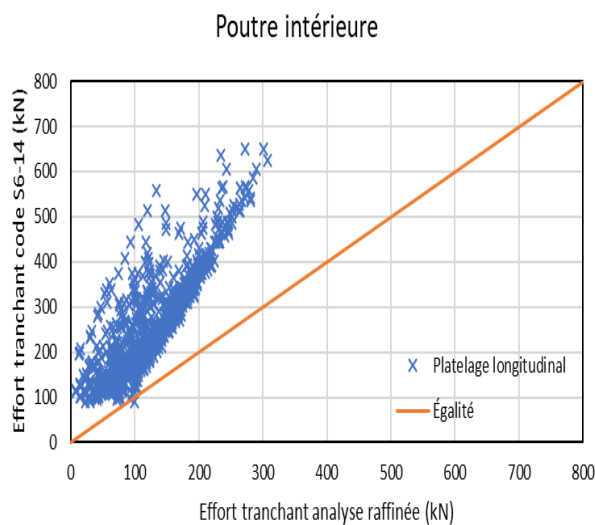
Comme pour le moment fléchissant, les figures suivantes présentent les graphes obtenus pour un platelage en aluminium avec les valeurs de D_T utilisées initialement au chapitre 4 et après la correction de ce facteur suivant la nouvelle équation.



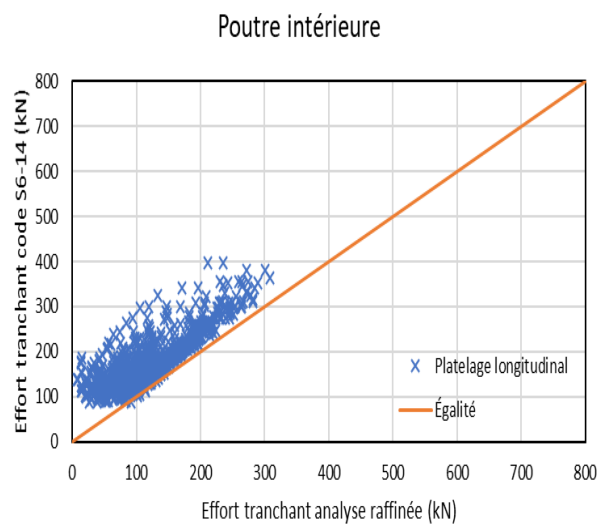
a) Poutres extérieures avant correction



b) Poutres extérieures après correction



c) Poutres intérieures avant correction



d) Poutres intérieures après correction

Figure 5.11 : Effort tranchant à l'ELF/ELS-2 – Poutre extérieure et intérieure

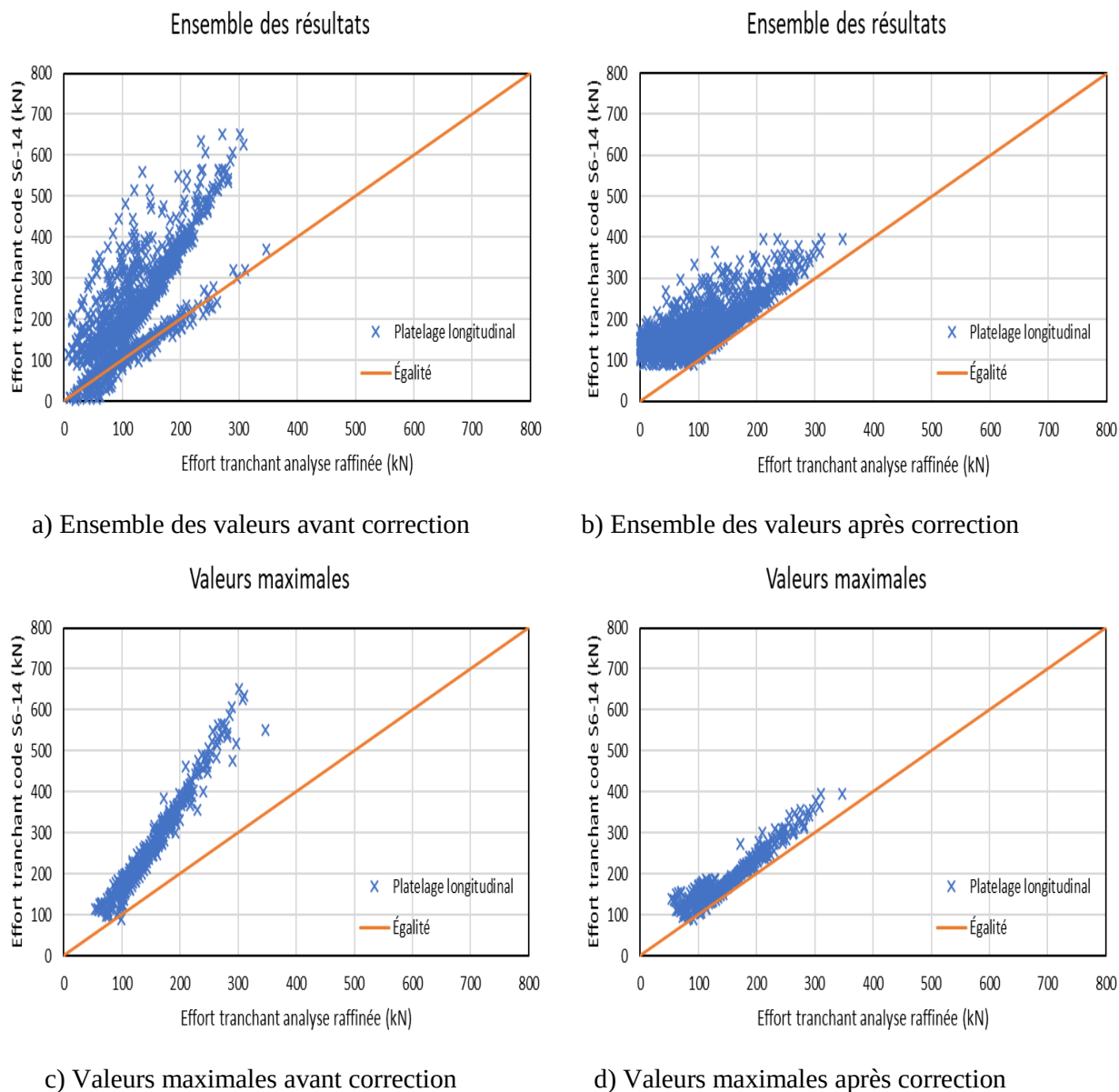


Figure 5.12 : Effort tranchant à l'ELF/ELS-2 – Ensemble des résultats et valeurs maximales

Comme pour le moment fléchissant, après la correction de l'équation de D_T , le nuage des points s'approche de la courbe d'égalité tout en restant du côté sécuritaire. Les résultats non sécuritaires obtenus par la répartition isostatique pour une poutre extérieure ont été éliminés et c'est la poutre de rive qui présente les résultats les plus sécuritaires après la correction du facteur D_T . Les tableaux suivants donnent les paramètres statistiques obtenus pour un platelage en

aluminium avec les valeurs de D_T utilisées initialement au chapitre 4 et après la correction de ce facteur suivant la nouvelle équation.

Tableau 5.14 : Paramètres statistiques pour l'effort tranchant à l'ÉLF/ÉLS-2 –Poutre extérieure et intérieure

Avant correction					
Configuration du platelage	Position des poutres	δ_{VF}	σ_{VF}	V_{VF}	k_A
Longitudinal	Extérieure	1.225	0.968	0.790	-0.233
	Intérieure	0.485	0.134	0.276	3.852
Transversal	Extérieure	1.246	1.014	0.814	-0.243
	Intérieure	0.479	0.134	0.279	3.898
Après correction					
Configuration du platelage	Position des poutres	δ_{VF}	σ_{VF}	V_{VF}	k_A
Longitudinal	Extérieure	0.407	0.258	0.633	2.297
	Intérieure	0.691	0.204	0.296	1.515
Transversal	Extérieure	0.412	0.258	0.625	2.282
	Intérieure	0.683	0.204	0.299	1.554

Tableau 5.15 : Paramètres statistiques pour l'effort tranchant à l'ÉLF/ÉLS-2 – Valeurs maximales

Avant correction					
Configuration du platelage	Position des poutres	δ_{VF}	σ_{VF}	V_{VF}	k_A
Longitudinal	max	0.579	0.073	0.126	5.772
Transversal	max	0.574	0.075	0.131	5.652
Après correction					
Configuration du platelage	Position des poutres	δ_{VF}	σ_{VF}	V_{VF}	k_A
Longitudinal	max	0.804	0.103	0.124	1.697
Transversal	max	0.797	0.105	0.128	1.731

Le coefficient de variation a diminué après correction pour les valeurs maximales mais l'écart type est un peu plus grand puisque qu'il existe toujours des ratios de faibles valeurs et il y a une plus grande différence entre ces ratios et les valeurs nouvellement calculées. Ces ratios faibles correspondent toujours à des ponts à 1 seule voie et à des faibles portées. La moyenne a augmenté en revanche, ce qui évite de se situer du côté trop sécuritaire des résultats.

5.6 Sommaire des résultats

Le tableau 5.16 résume les résultats obtenus pour les nouveaux coefficients nécessaires aux calculs des facteurs d'essieu à l'ELU et l'ELF.

Tableau 5.16 : Coefficients D_T , γ_c , γ_e et λ pour les ponts de type dalle sur poutres

Condition	Effet des charges	n	D_T (m)	λ	γ_c	γ_e
ELU et ELS1	Moment fléchissant	Tous	$D_T = 3.8 - 4.4 / \sqrt{L_e + 5} \geq 2.55$	$0.10 - 0.25/L_e$	1.0	Sans objet
	Effort tranchant	Tous	$D_T = 3.9 - 3.6 / \sqrt{L_e} \leq 3.1$	0	Tableau 5.18	Sans objet
ELS2 et ELF	Moment fléchissant	Tous	$D_T = 4 - 2.5 / \sqrt{L_e}$	0.05	Tableau 5.17	0
	Effort tranchant	Tous	$D_T = 5.2 - 5.4 / \sqrt{L_e}$	0	Tableau 5.18	0

Tableau 5.17 : Coefficient γ_c pour le moment dans les poutres intérieures des ponts de type dalle sur poutres à l'ÉLF

Condition	n	L_e (m)	S (m)	γ_c
ELS2 et ELF	1	Tous	Tous	1.0
	≥ 2	$L_e \leq 10$	Tous	1.0
		$10 < L_e \leq 30$	$S \leq 1.2$	1.0
			$1.2 < S \leq 3$	$0.9 + 0.9(0.3S - 0.36)(L_e - 10)/40$

Tableau 5.18 : Coefficient γ_c pour l'effort tranchant pour les poutres intérieures et extérieures

Condition	n	S (m)	γ_c
ELU, ELS1, ELS2 et ELF	Tous	$S < 2.0$	$(S/2)^{0.25}$
		$2.0 \leq S$	1.0

CHAPITRE 6 CONCLUSION

6.1 Sommaire

Ce projet de recherche a porté sur l'étude de l'efficacité structurale d'un platelage en aluminium dans la distribution des efforts des charges routières aux poutres en acier. Similairement à un platelage formé d'une dalle en béton, une action composite peut se développer entre le platelage en aluminium et les poutres en acier. Il a donc été nécessaire de considérer l'action mixte et l'action non mixte dans l'évaluation du facteur de répartition transversale des charges. Comme les platelages en aluminium sont formés d'extrusions soudées entre elles, les platelages présentent des propriétés orthotropes. Ainsi deux configurations du platelage ont été considérées dans le cadre de ce projet : la première consiste en un platelage longitudinal où les extrusions sont placées parallèlement aux poutres alors que la deuxième est formée d'un platelage transversal où les extrusions sont placées perpendiculairement aux poutres.

La première étape a permis de déterminer les propriétés structurales du platelage avec des caractéristiques géométriques choisies pour l'extrusion. Ces propriétés étaient nécessaires dans la comparaison de la méthode d'éléments finis avec la méthode de grillage où ces propriétés seront utilisées pour les éléments longitudinaux et transversaux du grillage. La deuxième étape a porté sur l'étude de l'influence des propriétés structurales sur les efforts maximaux calculés en considérant les cas où l'on a des contreventements rigides, des contreventements flexibles et le cas où ces contreventements n'existent pas. En premier lieu, les résultats d'éléments finis pour les ponts avec contreventements ne présentaient pas de grande différence par rapport à ceux par la méthode de grillage pour les ponts avec contreventements rigides. Pour les ponts sans contreventements, une légère différence entre les facteurs d'essieu d'une poutre intérieure et ceux d'une poutre extérieure a été observée. Il a été possible ensuite d'illustrer que la rigidité des contreventements a un impact important sur l'influence des propriétés structurales des éléments de grillage. L'effet de l'inertie torsionnelle et flexionnelle diminue avec l'augmentation de la rigidité des contreventements. En outre, il a été conclu que les contreventements ont tendance à amplifier le moment fléchissant dans la poutre extérieure et à les réduire dans les poutres intérieures et inversement pour l'effort tranchant. La troisième étape a consisté à considérer une large gamme de géométries de ponts pour des portées variant de 3 à 30 m et un nombre de voies de 1 à 3. Les dispositions géométriques sont similaires à celles

retenues pour le développement de la méthode simplifiée actuelle de la norme CSA-S6. Des conditions sur l'espacement des poutres et la longueur du porte-à-faux ont conduit à créer 398 ponts pour chaque configuration de platelage. Une étude sur la variation de la hauteur des poutres ainsi que la variation de l'écart des contraintes pour l'état limite de fatigue en fonction de la portée et selon le nombre de poutres a été faite. Une analyse a été aussi réalisée pour déterminer lequel des états limites entre l'ELU et l'ELS conditionne le dimensionnement en comparant l'inertie flexionnelle des poutres issue de la formule retenue dans des études antérieures à l'ELU et l'inertie flexionnelle calculée à l'ELS. L'état limite ultime est celui qui gouverne la conception des ponts de faibles portées, caractéristiques des ponts avec platelage en aluminium, mais la tendance est que l'état limite de service est celui qui gouverne pour des ponts à grandes portées.

Finalement, une étude paramétrique a été réalisée sur les ponts dont les géométries ont été retenues pour les deux configurations de platelage (longitudinal et transversal) sans contreventements. En se servant de la programmation faite sur Matlab développée dans un projet de recherche récent, l'étude paramétrique avait pour objectif de comparer la méthode simplifiée actuelle avec la méthode d'analyse raffinée de grillage. Les résultats ont montré que la méthode simplifiée était trop conservatrice et que des modifications au niveau des équations aboutissant aux calculs des facteurs d'essieu étaient nécessaires. À l'ELF, les résultats étaient même plus sécuritaires qu'à l'ELU à cause de la position critique du camion centrée dans une voie et qui minimisait les efforts dans une poutre de rive dans certains cas. Une étude avec les valeurs maximales a été aussi faite puisque la norme recommande de concevoir les poutres avec le même dimensionnement. Étant donné que la méthode simplifiée donnait des résultats trop sécuritaires, des modifications au niveau des coefficients D_T et λ ont été faites en partant des équations propres à celles des dalles en béton pour une poutre intérieure puisque c'est cette poutre qui gouverne dans la plupart des cas à l'ELU et l'ELF. Les équations proposées incluent dorénavant la portée de la travée L_e , paramètre ignoré dans les équations de la méthode simplifiée actuelle. Les équations modifiées pour la méthode simplifiée présentent des meilleurs résultats lorsque comparés aux résultats du grillage, tant pour la moyenne que pour la dispersion. Certes, des modifications supplémentaires sont nécessaires pour réduire la dispersion des résultats suivant les différents paramètres géométriques d'un pont comme le

nombre de voies existant sur un pont, la portée, l'espacement des poutres et la longueur du porte-à-faux. Ceci mène à faire les recommandations énoncées au paragraphe qui suit.

6.2 Recommandations

Des recommandations peuvent être utiles si prises en considération dans les études qui seraient réalisées dans des prochains projets de recherche traitant la conception des ponts avec platelage en aluminium sur poutres en acier.

1. L'étude paramétrique pourrait s'étendre aux cas avec contreventements intermédiaires pour les 2 configurations de platelage. Les contreventements ont tendance à augmenter le moment fléchissant dans la poutre extérieure et il serait nécessaire de voir si c'est toujours la poutre intérieure qui gouverne.
2. L'étude paramétrique a montré qu'il n'y a pas une grande différence entre le platelage longitudinal et transversal. Cependant, il serait pertinent de considérer les rigidités torsionnelle et flexionnelles dans les équations aboutissant aux calculs des facteurs d'essieu puisque d'autres extrusions que celle étudiée au présent mémoire pourraient être considérées.
3. Des poutres en aluminium pourraient être considérées dans l'étude paramétrique surtout pour les ponts sans contreventements intermédiaires où l'effet de l'inertie flexionnelle est bien apparent. La différence entre les rigidités des poutres en acier et des poutres en aluminium peut avoir un grand impact sur les résultats.
4. La prise en compte du nombre de voies pour le calcul des efforts dans les poutres à l'ELF serait utile puisque la position critique du camion est centrée dans une voie et donc cette position dépend du nombre de voies existant sur le pont. Par conséquent les efforts sollicitant les poutres auront une plus grande dépendance du nombre de voies qu'à l'ELU où les positions du camion peuvent changer dans une même voie selon laquelle d'elles donnent les efforts les plus critiques.
5. Si une distinction est à considérer entre la poutre extérieure et la poutre intérieure, le coefficient γ_c pour le calcul du moment fléchissant à l'ELU dans la poutre extérieure

peut être modifiée pour les petites longueurs des porte-à-faux de $0.3S$ pour éviter d'avoir des résultats trop sécuritaires puisque la norme considère la même valeur de γ_c pour les porte-à-faux de longueur égale à $0.3S$ et ceux de longueur $0.5S$.

6. L'étude paramétrique pourrait s'étendre aux ponts de plus grandes portées, aux ponts continus ainsi qu'aux tabliers avec des poutres plus espacées. Les nouvelles modifications apportées aux équations pour les coefficients D_T , λ et γ_c devraient alors être ajustés au besoin pour tenir comptes des nouveaux espacements de poutres et des portées couverts par l'étude paramétrique.

BIBLIOGRAPHIE

- ABAQUS 6.12. (2017). Shell elements: overview and Characterizing elements
- ABAQUS. (2018). ABAQUS Users Manual, Volume 1 à 6: ABAQUS Inc.
- AlumaBridge. (2017). AlumaBridge Advanced Aluminum Bridge Deck Design – Unmatched advantages over Concrete Decking and Steel Decking.
- Arrien, P. (1995). Remplacement d'un tablier de pont par un tablier en aluminium. MSc. Québec: Université Laval.
- Bakht, B., & Jaeger, L. G. (1982). The grillage analogy in bridge analysis. *Canadian Journal of Civil Engineering* (9), 224-235.
- Bakht, B., & Jaeger, L. G. (1985). Bridge analysis simplified: R. R. Donnelley & Sons Company.
- Beaulieu, D. 2013. *Les caractéristiques de l'aluminium structural*. Montréal, QC, Canada: PRAL.
- Beaulieu, D., & Internoscia, J. (2015). Chantier Infrastructures et Ouvrages d'art : Mission technique sur les ponts en aluminium. Tampa Bay, Floride: Rapport.
- Beaulieu, D., & Internoscia, J. (2015). Rapport de visites et de rencontres en Suède, en Hollande et aux États-Unis. Rapport.
- Burgelin, J.-B. 2017. « Nouveau concept de tablier de pont tout aluminium, à portée simple et assemblable en chantier. » Mémoire de maîtrise, Université Laval, Québec, QC, Canada.
- CSA. (2006). CAN/CSA-S6-06 Canadian Highway Bridge Design Code. Toronto, Canada: Canadian Standards Association.
- CSA. (2014). CSA-S6-14 Canadian Highway Bridge Design Code. Toronto, Canada: Canadian Standards Association.
- Faucher, R. (1995). Utilisation des produits d'aluminium pour la réhabilitation de ponts dans le contexte canadien. MSc. Québec: Université Laval.

Gouvernement du Québec. (2015). Stratégie Québécoise de développement de l'Aluminium 2015-2025. MÉSI.

Hambly, E. C. (1991). Bridge deck behaviour: E & FN Spon.

Massicotte, B. (2018). Conception des ponts – Notions avancées. [Notes de cours], CIV6512, École Polytechnique de Montréal.

Massicotte, B. (2019). Conception des ponts – Concepts de base : Éditions da Vinci, (sous presse).

Massicotte, B., Théoret, P., Meersman, V., Forget, M., Conciatori, D., Lefour, A., & Bascopé, D. (2016). Nouvelle méthode d'analyse simplifiée pour le Code canadien sur le Calcul des Ponts Routiers - CSA S6-14. Groupe de recherche en génies des structures. (École Polytechnique de Montréal, Montréal)

Massicotte, B., El-Hage, B., Lagier, F., Fafard, M., Desjardins, V. 2019. Analyse de la répartition des charges routières pour les tabliers de type platelage en aluminium sur poutres en acier. Rapport d'étape 1 : Sélection du concept. Rapport SR19-04. Groupe de recherche en génie des Structures, Polytechnique Montréal, Montréal.

Massicotte, B., El-Hage, B., Lagier, F., Fafard, M., Desjardins, V. 2019. Analyse de la répartition des charges routières pour les tabliers de type platelage en aluminium sur poutres en acier. Rapport d'étape 2 : Approche méthodologique. Rapport SR19-04. Groupe de recherche en génie des Structures, Polytechnique Montréal, Montréal.

MTQ (2013). "Guide des normes de charges et dimensions des véhicules routiers." Ministère des Transports, pp. 44.

OHBD-83 (1983). "Ontario Highway Bridge Design Code." 2nd ed, Ministry of Transportation, Downsview, Ont.

Phan, A. 2018. « Développement de la méthode d'analyse simplifiée du code CSA-S6 pour les ponts de type dalle sur poutres » Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Québec, QC, Canada.

Roy, C. (1999). Evaluation du potentiel d'utilisation de l'aluminium dans les ouvrages d'art. MSc. Québec: Université Laval.

Siwowski, T. 2009. «Structural behaviour of aluminium bridge deck panels. » *Engineering Structures* (31): 1349-1353.

St-Gelais, C. 2018. « Comportement structural d'un platelage en aluminium sur poutre en acier : Répartition transversale des charges. » Mémoire de maîtrise, Université Laval, Québec, QC, Canada.

Théoret, P. et Massicotte, B. (2012). Étude des ponts de type dalle sur poutres. Groupe de recherche en génies des structures. (École Polytechnique de Montréal, Montréal)

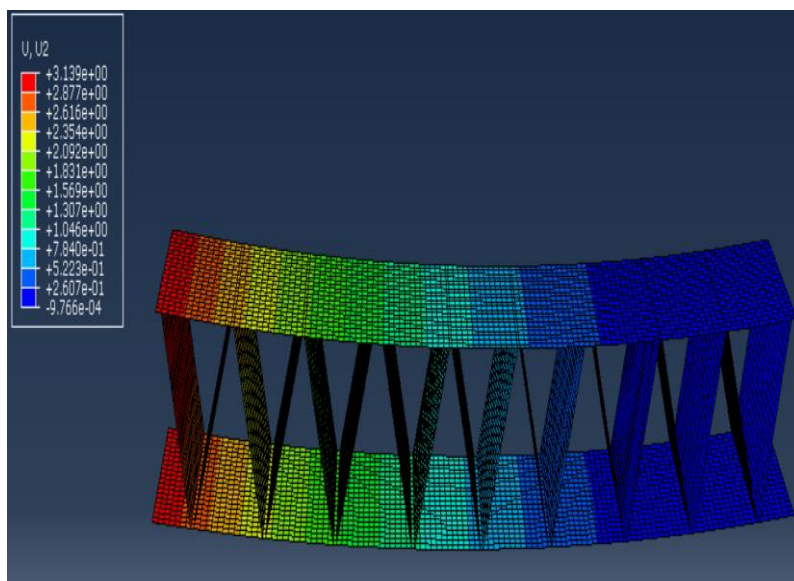
ANNEXES

ANNEXE A - ANALYSE PAR ÉLÉMENTS FINIS DU PLATELAGE

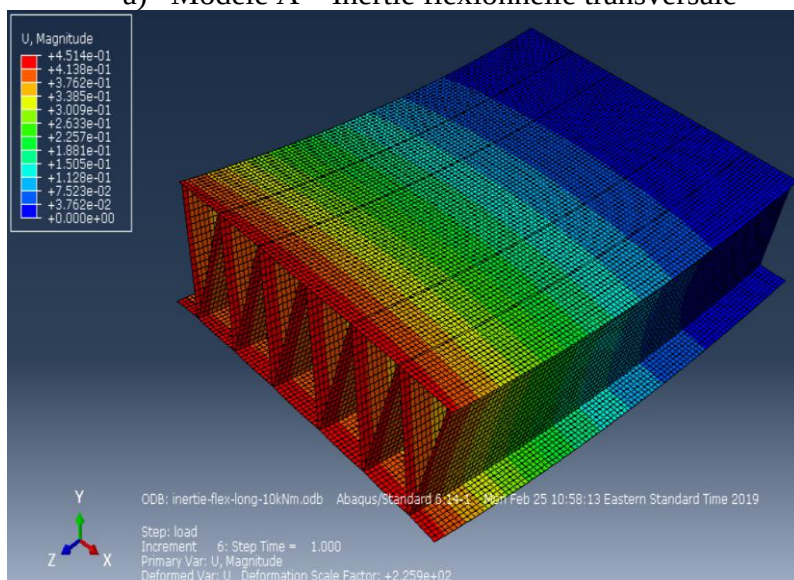
Les résultats présentés dans ces annexes correspondent à l'extrusion de 200 mm de hauteur uniquement.

A.1 Résultats des flèches verticales

A.1.1 Détermination de l'inertie flexionnelle du platelage



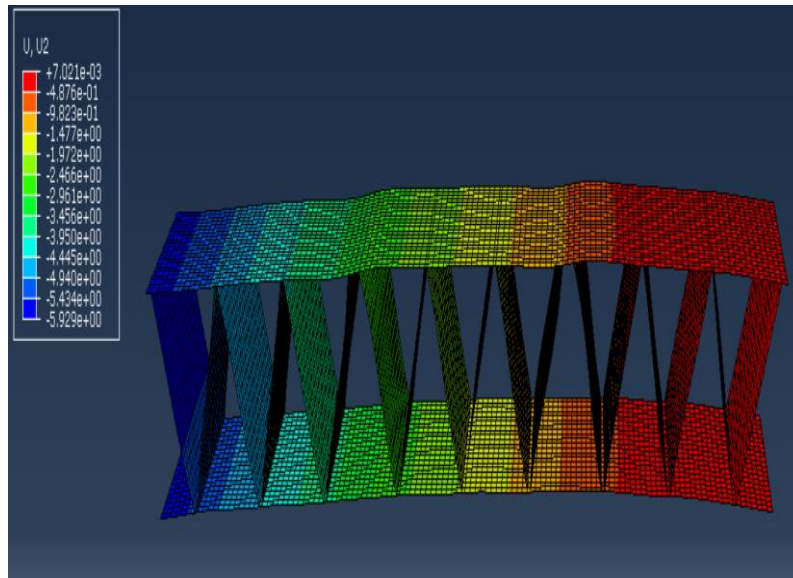
a) Modèle A – Inertie flexionnelle transversale



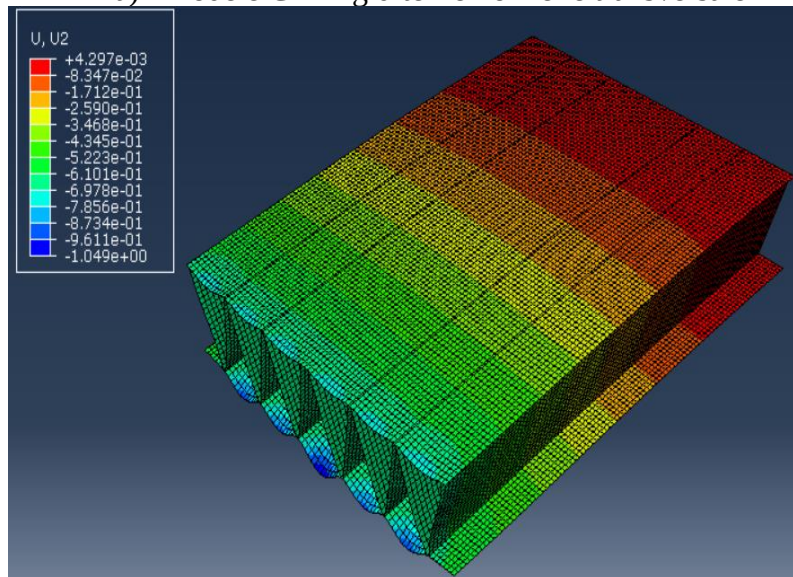
b) Modèle B – Inertie flexionnelle longitudinale

Figure A.1 – Résultats des flèches pour le calcul des inerties flexionnelles

A.1.2 Détermination de la rigidité flexionnelle du platelage

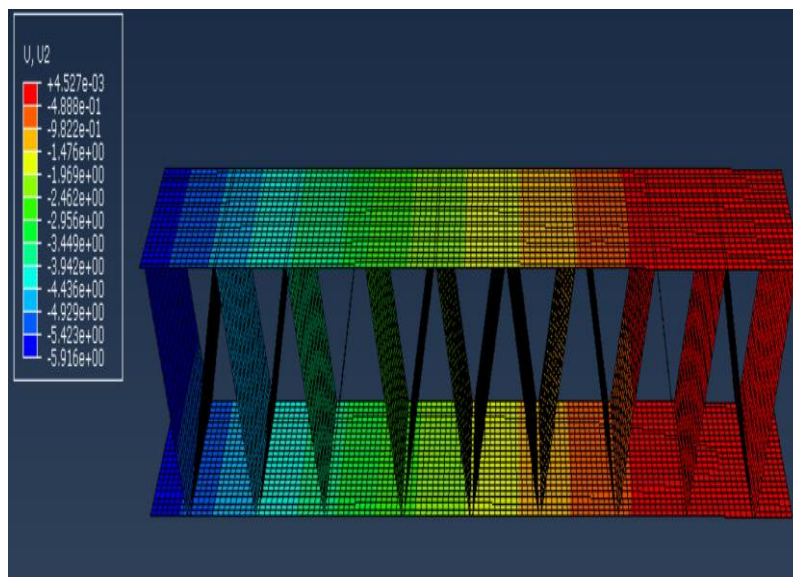


a) Modèle C – Rigidité flexionnelle transversale

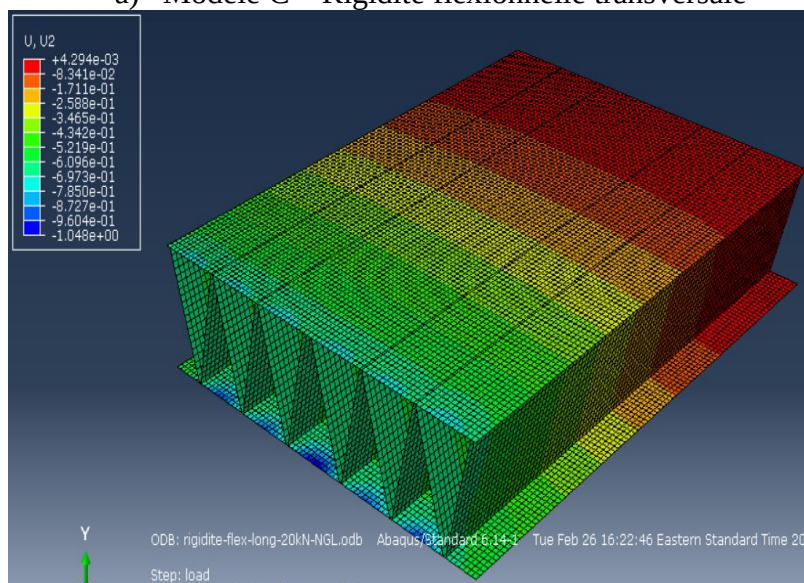


b) Modèle D – Rigidité flexionnelle longitudinale

Figure A.2 – Résultats des flèches pour le calcul des rigidités flexionnelles sans grands déplacements



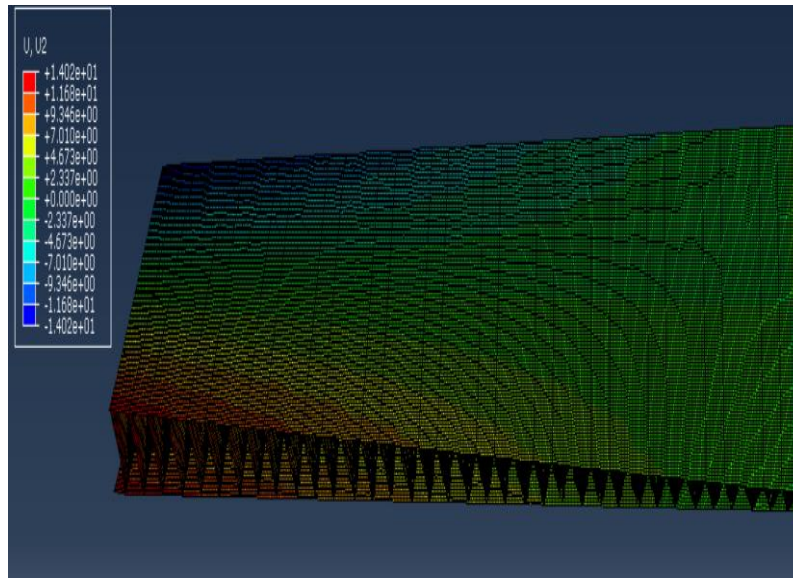
a) Modèle C – Rigidité flexionnelle transversale



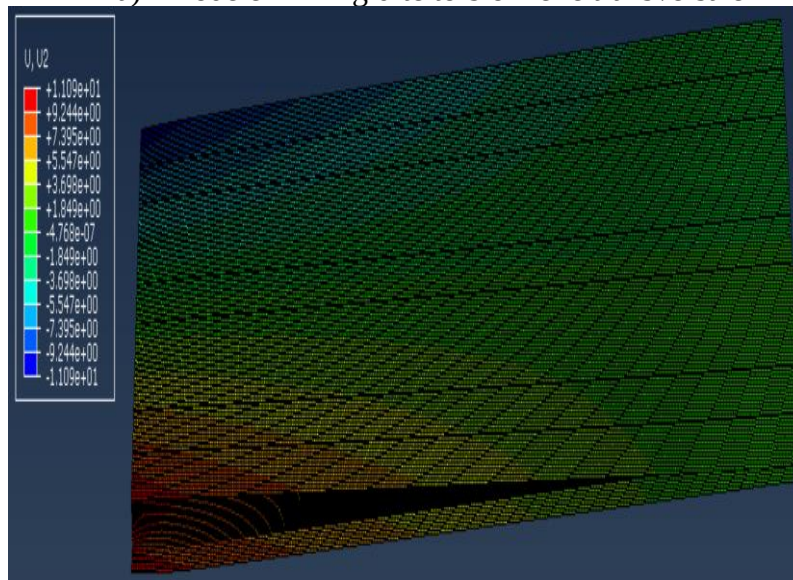
b) Modèle D – Rigidité flexionnelle longitudinale

Figure A.3 – Résultats des flèches pour le calcul des rigidités flexionnelles avec grands déplacements

A.1.3 Détermination de la rigidité torsionnelle du platelage

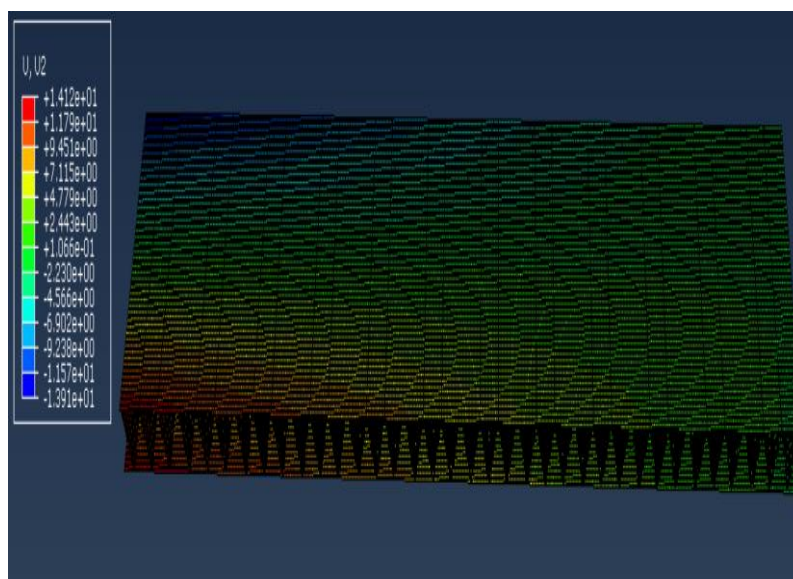


a) Modèle E – Rigidité torsionnelle transversale

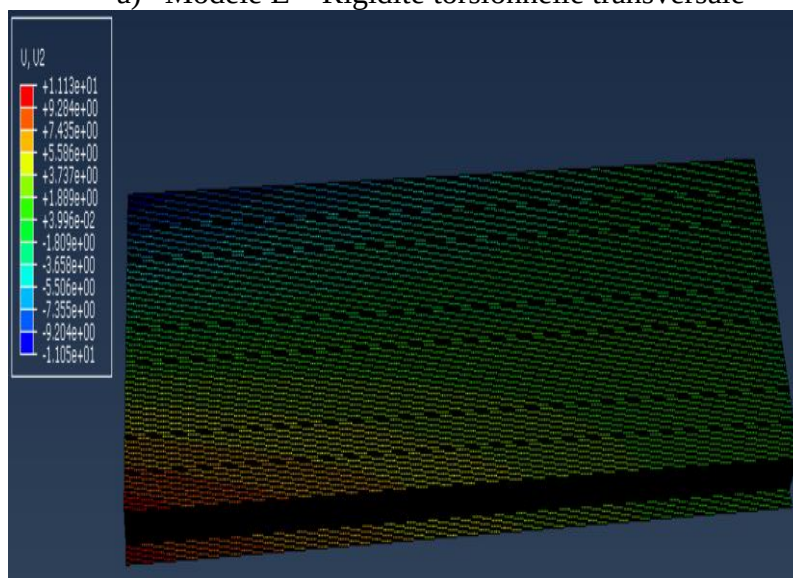


b) Modèle F – Rigidité torsionnelle longitudinale

Figure A.4 – Résultats des flèches pour le calcul des rigidités torsionnelles sans grands déplacements



a) Modèle E – Rigidité torsionnelle transversale



b) Modèle F – Rigidité torsionnelle longitudinale

Figure A.5 – Résultats des flèches pour le calcul des rigidités torsionnelles avec grands déplacements

ANNEXE B - ANALYSE PAR ÉLÉMENTS FINIS DU TABLIER

B.1 Résultats des flèches verticales

B.1.1 Détermination de l'inertie flexionnelle du platelage longitudinal avec tablier mixte

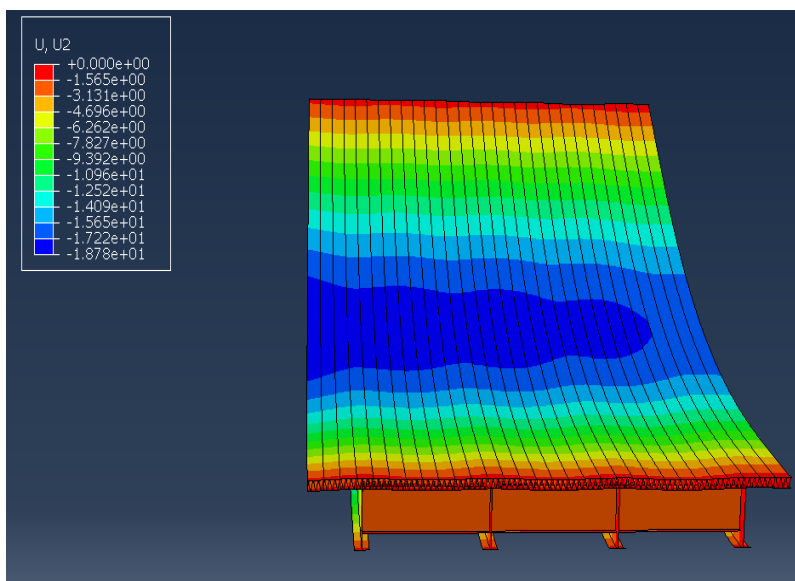


Figure B.1 – Résultats des flèches pour le calcul de l'inertie flexionnelle du tablier mixte à platelage longitudinal

B.1.2 Détermination de l'inertie torsionnelle du platelage longitudinal avec tablier mixte

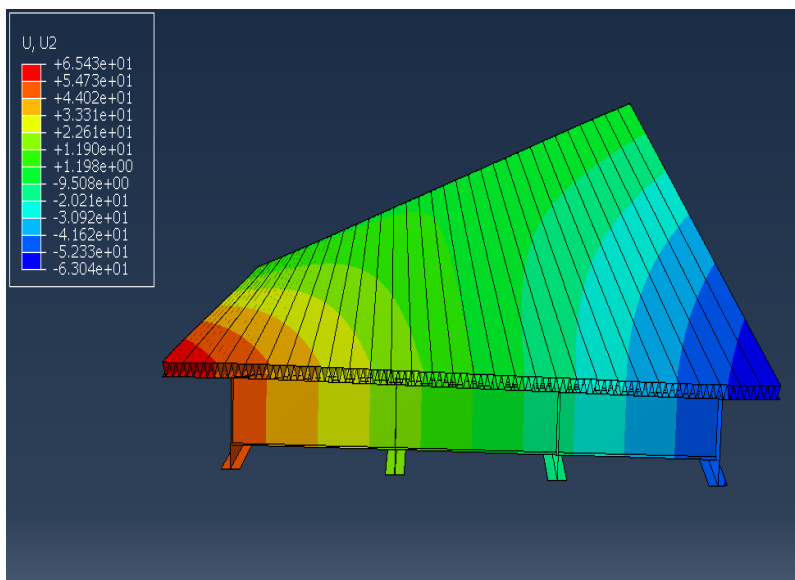


Figure B.2 – Résultats des flèches pour le calcul de l'inertie torsionnelle du tablier mixte à platelage longitudinal

B.1.3 Détermination de l'inertie flexionnelle du platelage transversal avec tablier mixte

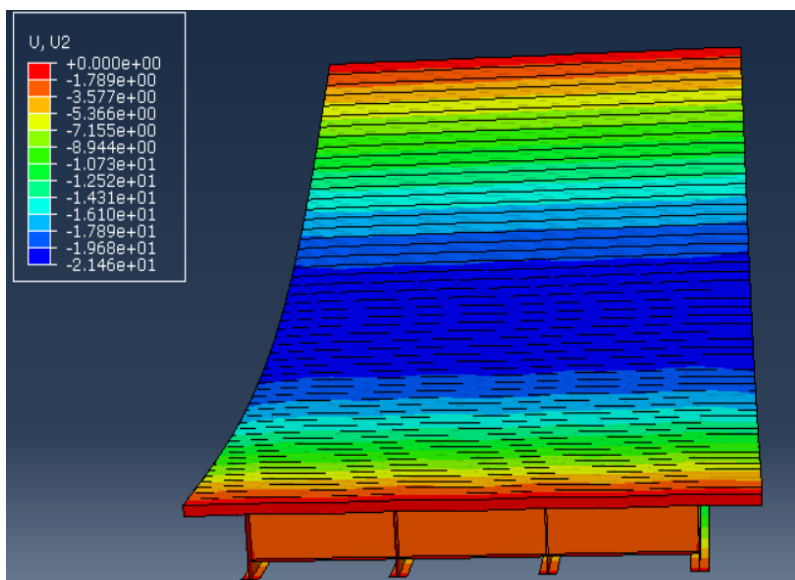


Figure B.3 – Résultats des flèches pour le calcul de l'inertie flexionnelle du tablier mixte à platelage transversal

B.1.4 Détermination de l'inertie torsionnelle du platelage transversal avec tablier mixte

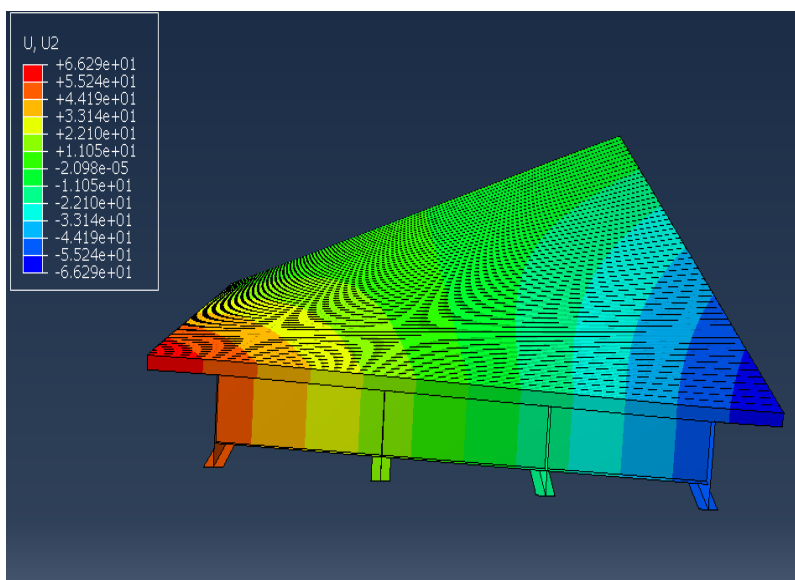


Figure B.4 – Résultats des flèches pour le calcul de l'inertie torsionnelle du tablier mixte à platelage transversal

B.1.5 Détermination de l'inertie flexionnelle du platelage longitudinal avec tablier non mixte

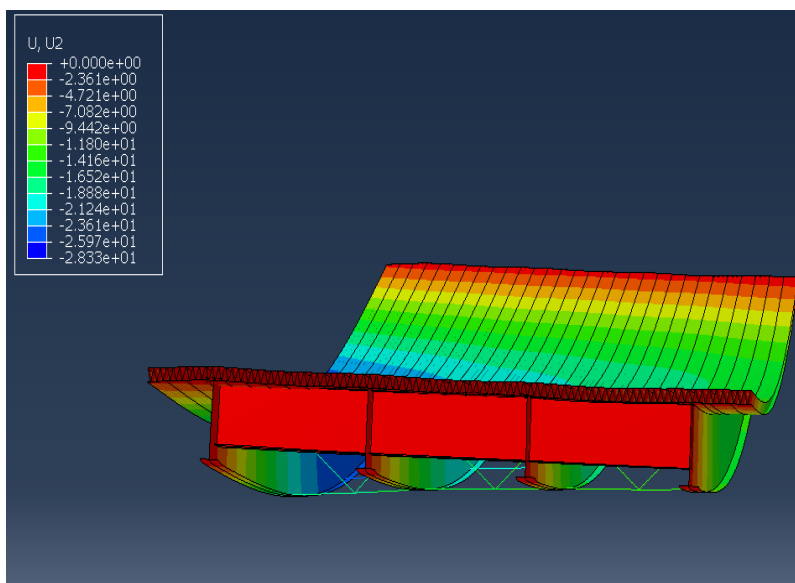


Figure B.5 - Résultats des flèches pour le calcul de l'inertie flexionnelle du tablier non mixte à platelage longitudinal

B.1.6 Détermination de l'inertie torsionnelle du platelage longitudinal avec tablier non mixte

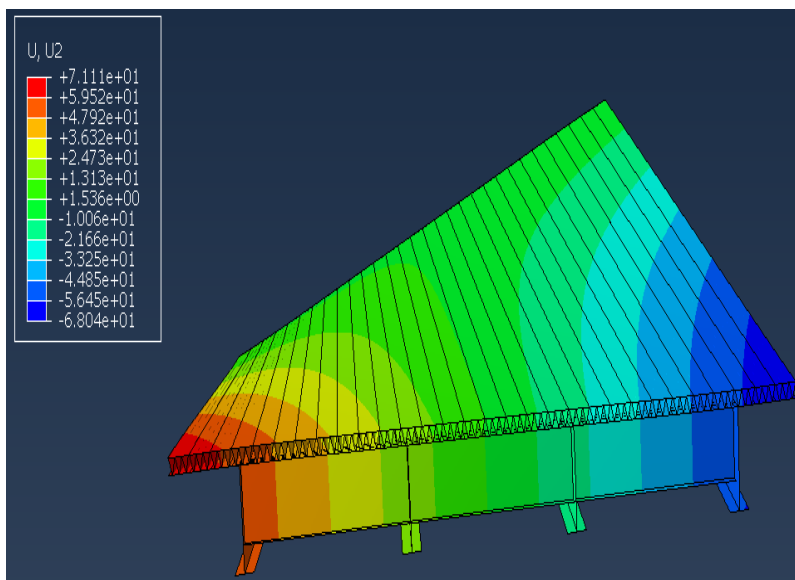


Figure B.6 - Résultats des flèches pour le calcul de l'inertie torsionnelle du tablier non mixte à platelage longitudinal

B.1.7 Détermination de l'inertie flexionnelle du platelage transversal avec tablier non mixte

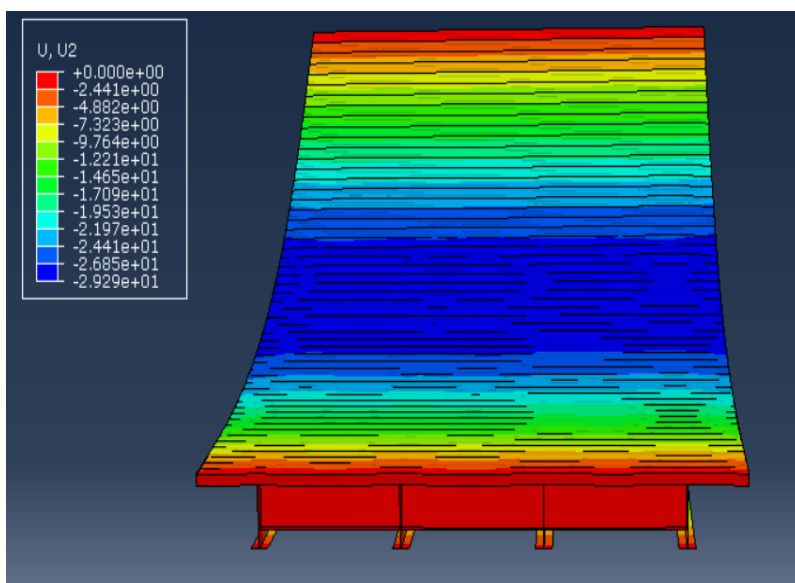


Figure B.7 - Résultats des flèches pour le calcul de l'inertie flexionnelle du tablier non mixte à platelage transversal

B.1.8 Détermination de l'inertie torsionnelle du platelage transversal avec tablier non mixte

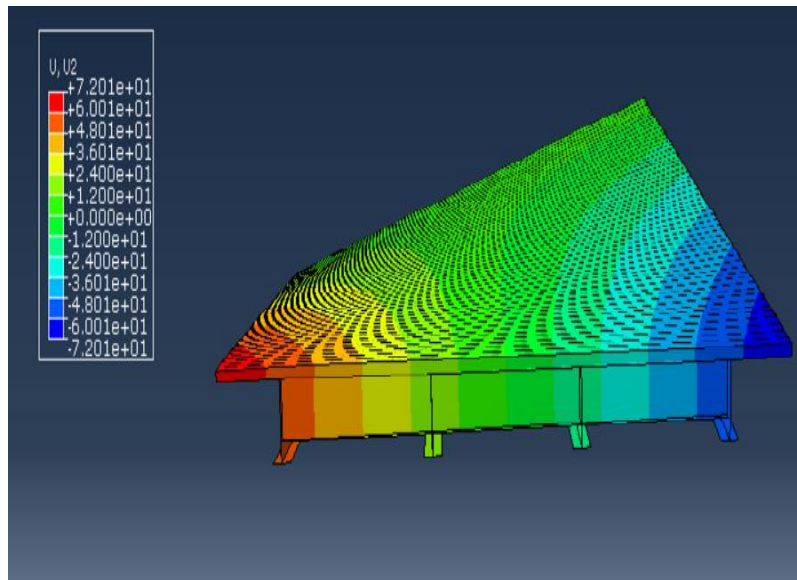


Figure B.8 – Résultats des flèches pour le calcul de l'inertie torsionnelle du tablier non mixte à platelage transversal

B.2 Résultats des efforts

B.2.1 Calcul du moment fléchissant

B.2.1.1 Pont avec tablier mixte à platelage longitudinal

Cas de chargement 1:

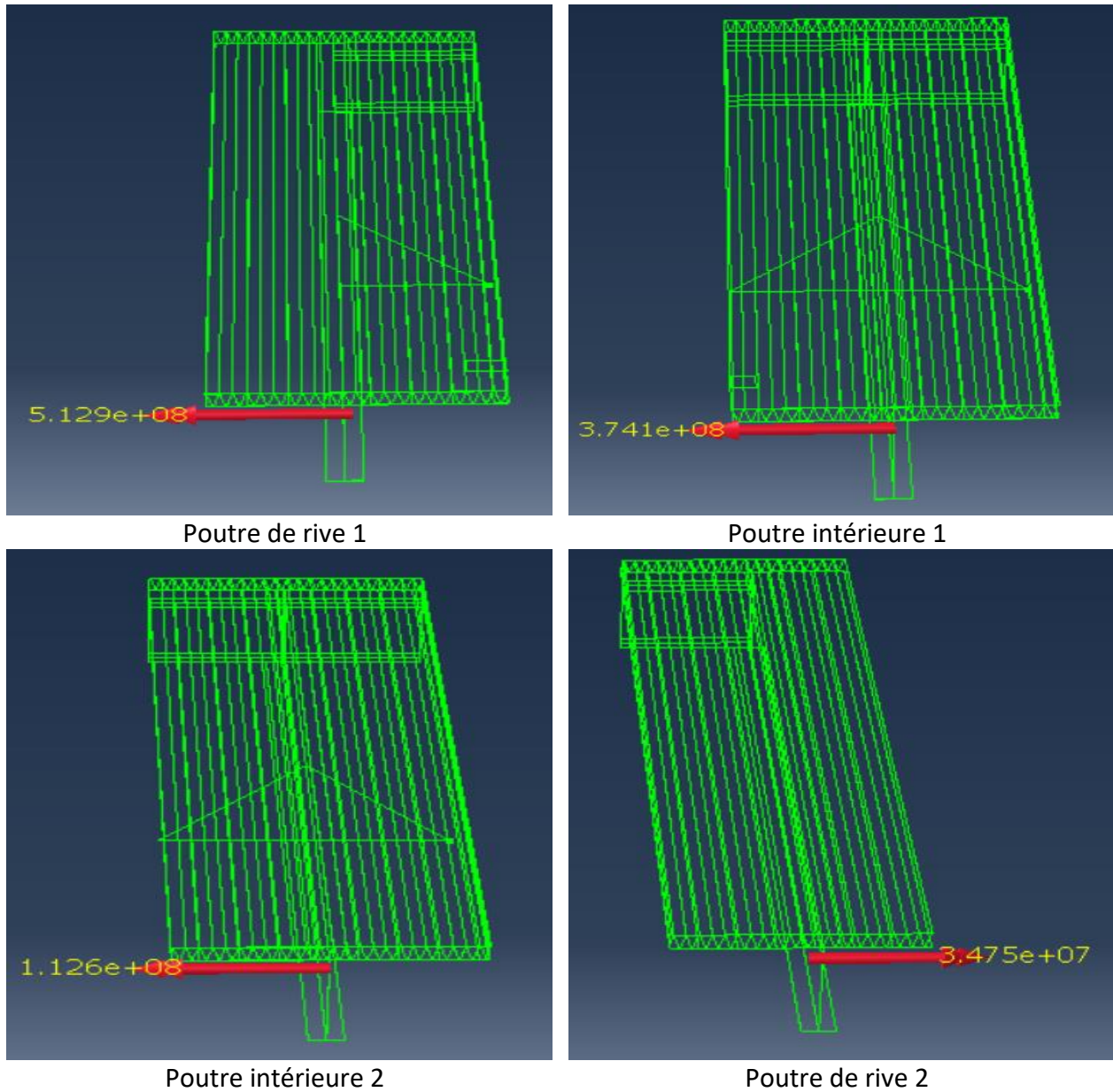
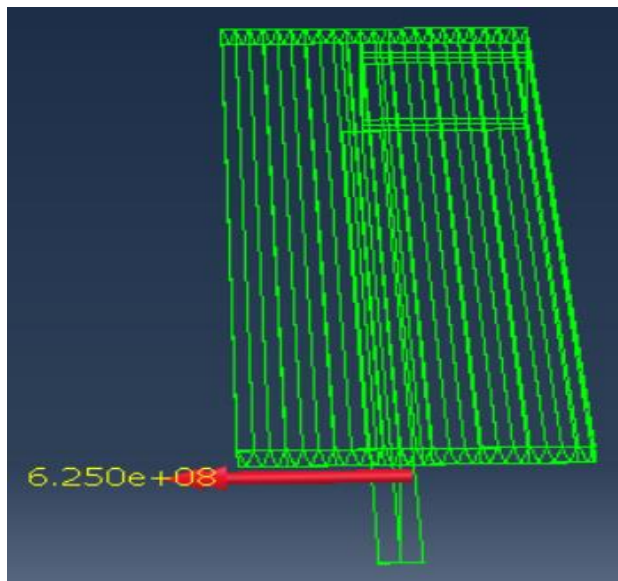
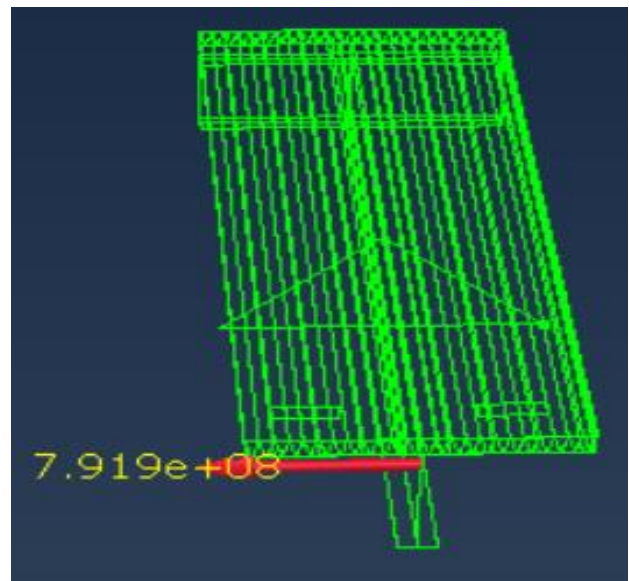


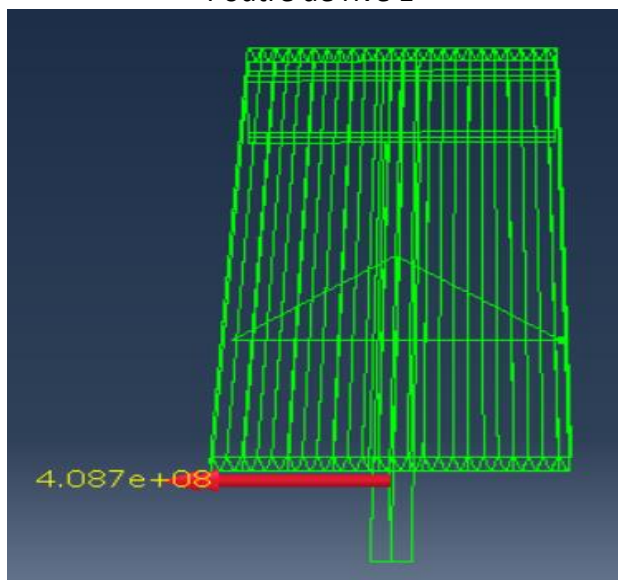
Figure B.9 – Moment fléchissant pour le modèle de pont avec tablier mixte à platelage longitudinal

Cas de chargement 2:

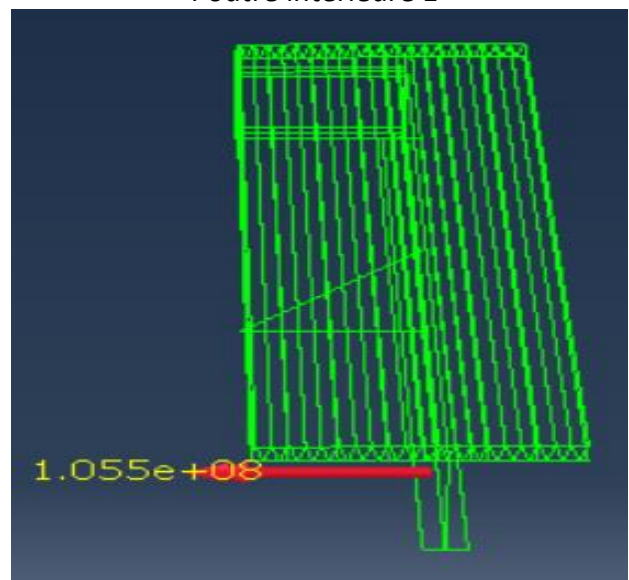
Poutre de rive 1



Poutre intérieure 1



Poutre intérieure 2

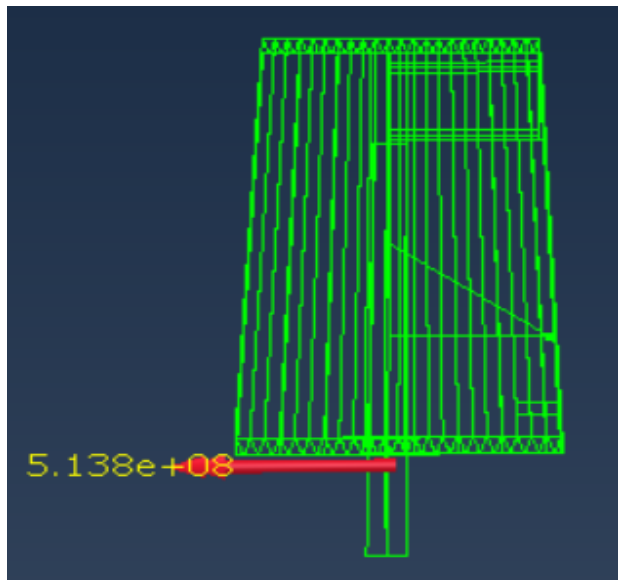


Poutre de rive 2

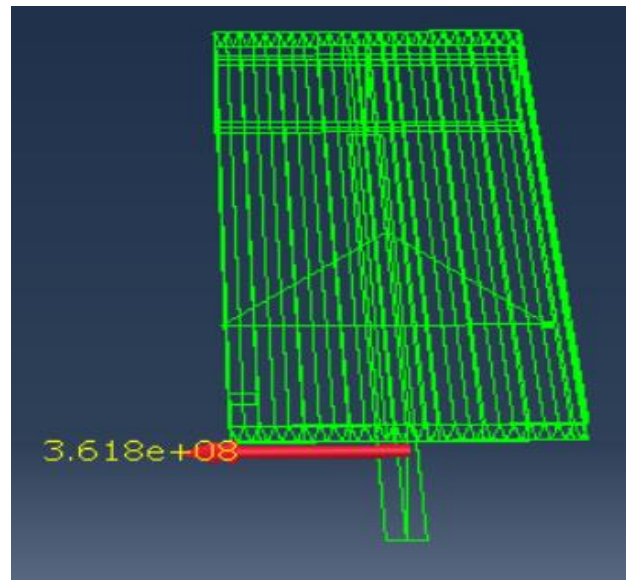
Figure B.10 – Moment fléchissant pour le modèle de pont avec tablier mixte à platelage longitudinal

B.2.1.2 Pont avec tablier non mixte à platelage longitudinal

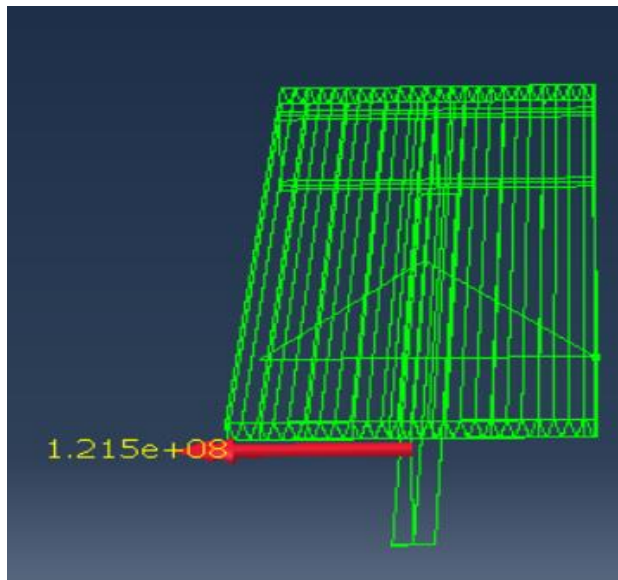
Cas de chargement 1:



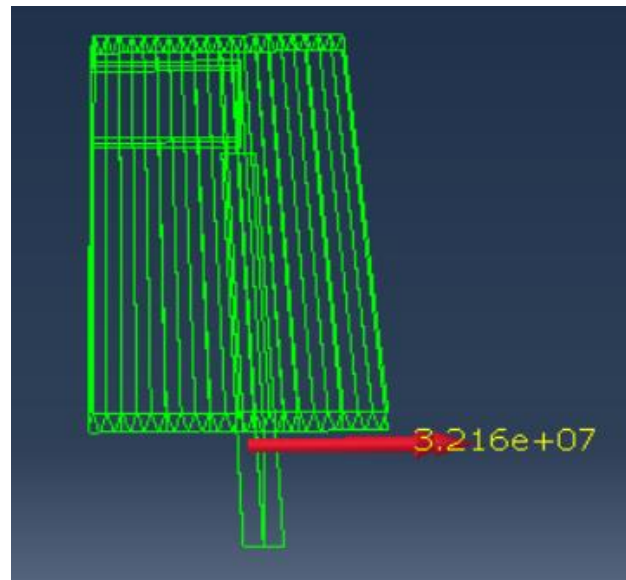
Poutre de rive 1



Poutre intérieure 1

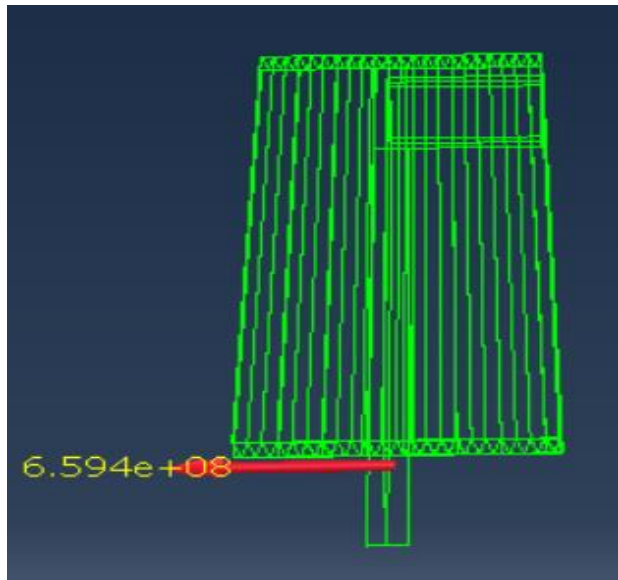


Poutre intérieure 2

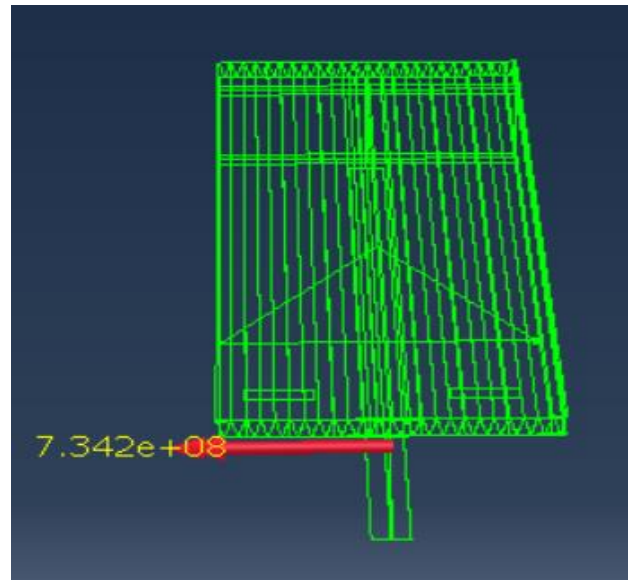


Poutre de rive 2

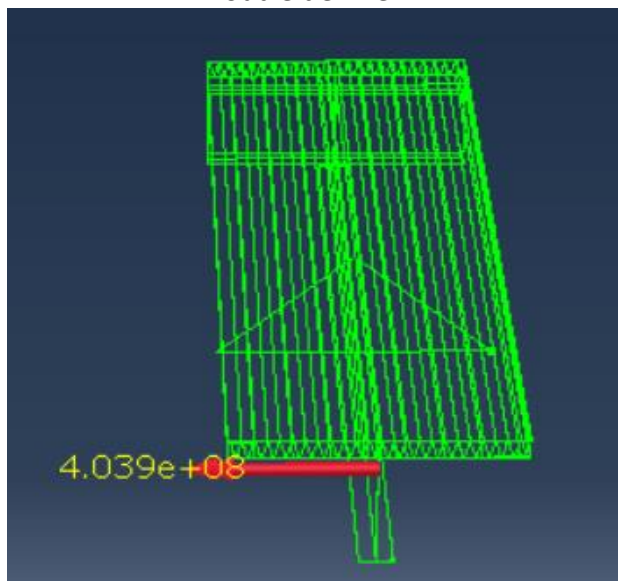
Figure B.11 – Moment fléchissant pour le modèle de pont avec tablier non mixte à platelage longitudinal

Cas de chargement 2:

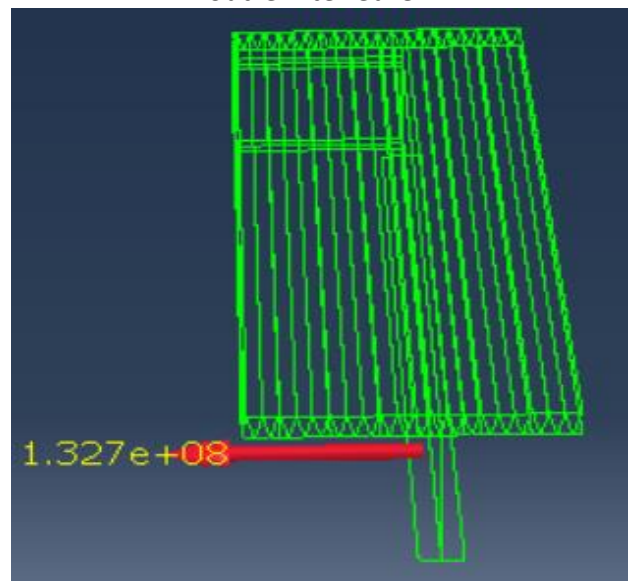
Poutre de rive 1



Poutre intérieure 1



Poutre intérieure 2



Poutre de rive 2

Figure B.12 – Moment fléchissant pour le modèle de pont avec tablier non mixte à platelage longitudinal

B.2.1.3 Pont avec tablier mixte à platelage transversal

Cas de chargement 1:

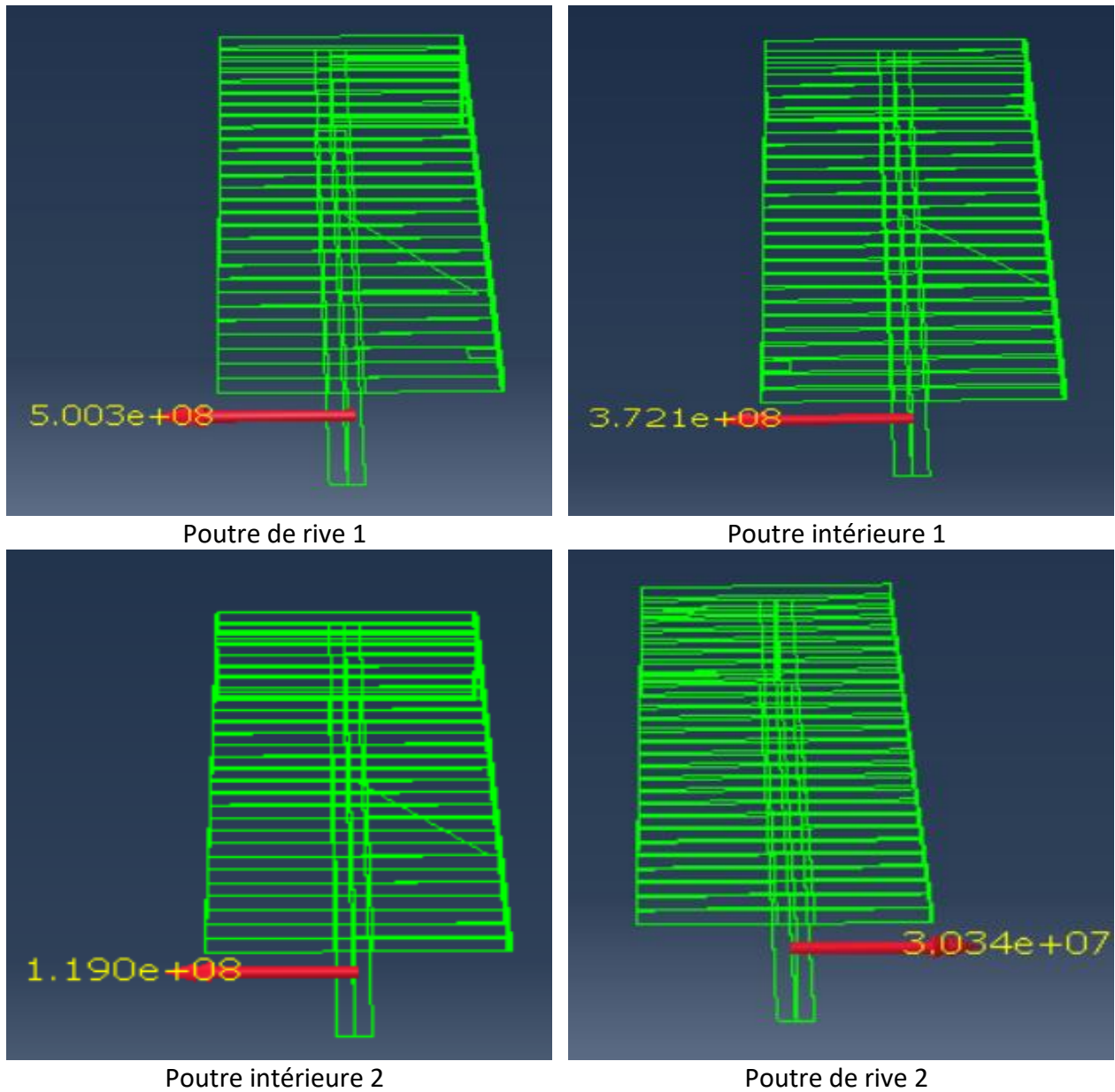
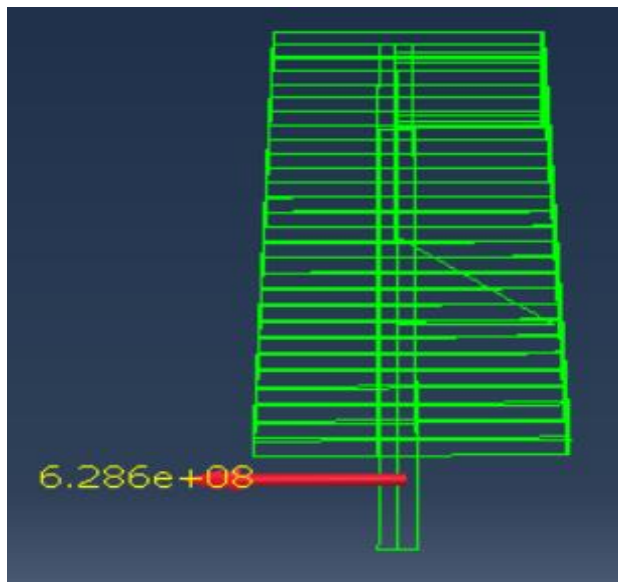
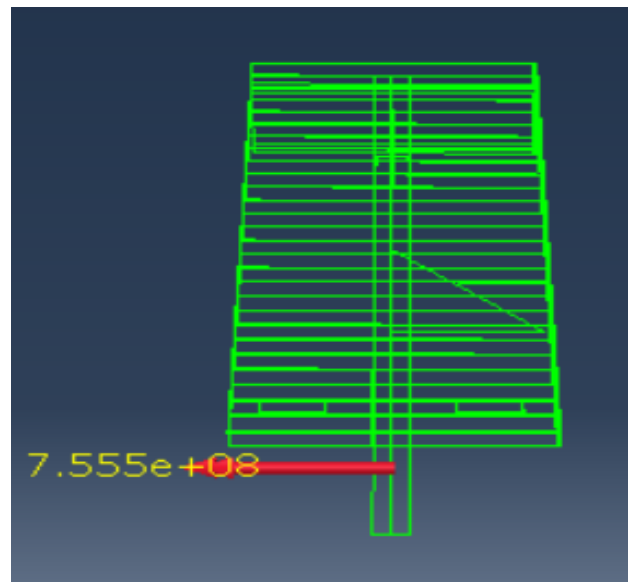


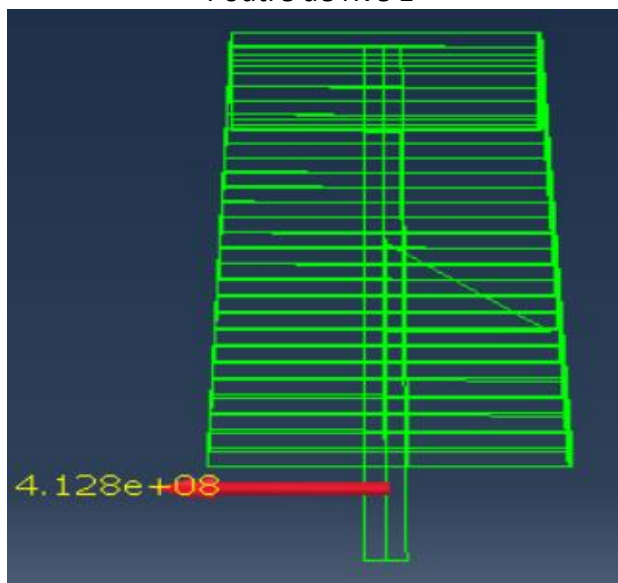
Figure B.13 – Moment fléchissant pour le modèle de pont avec tablier mixte à platelage transversal

Cas de chargement 2:

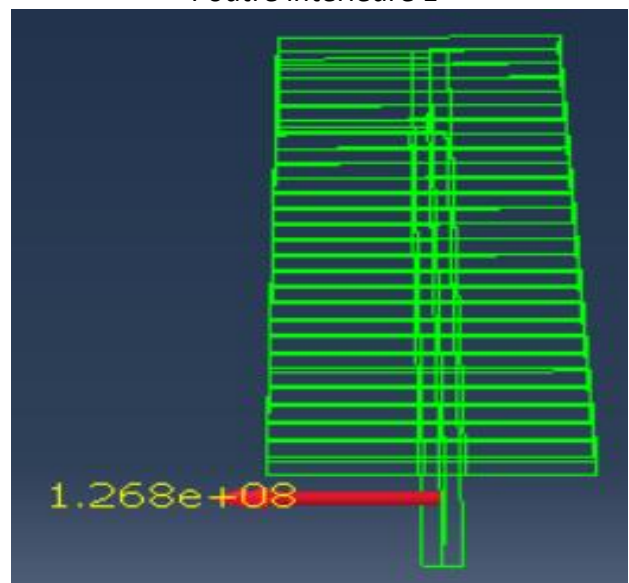
Poutre de rive 1



Poutre intérieure 1



Poutre intérieure 2

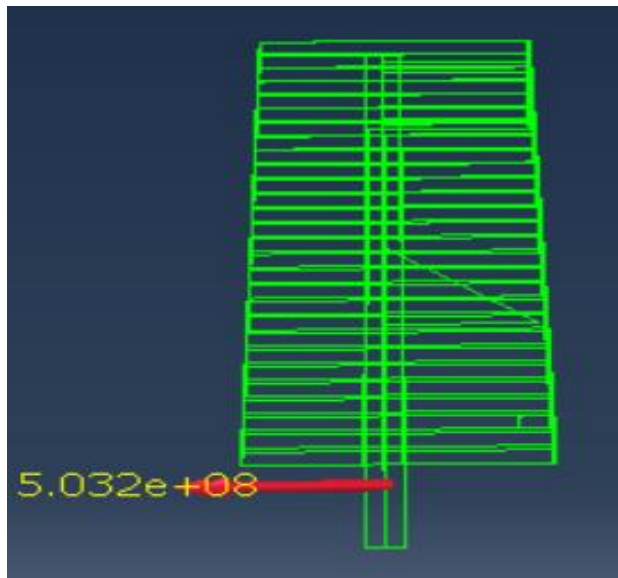


Poutre de rive 2

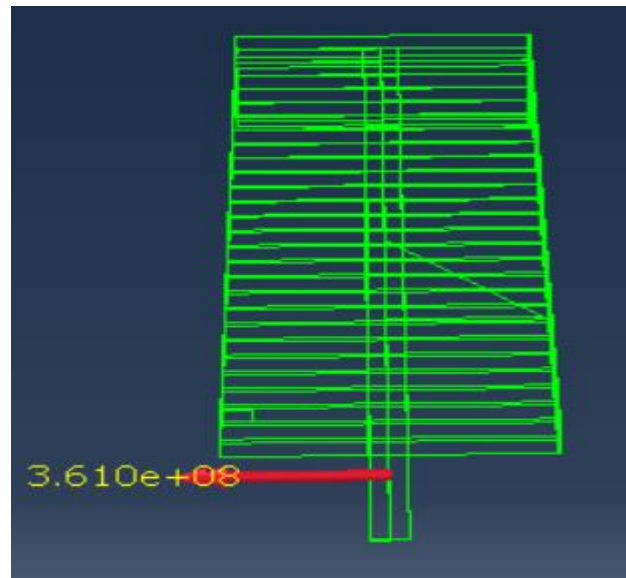
Figure B.14 – Moment fléchissant pour le modèle de pont avec tablier mixte à platelage transversal

B.2.1.4 Pont avec tablier non mixte à platelage transversal

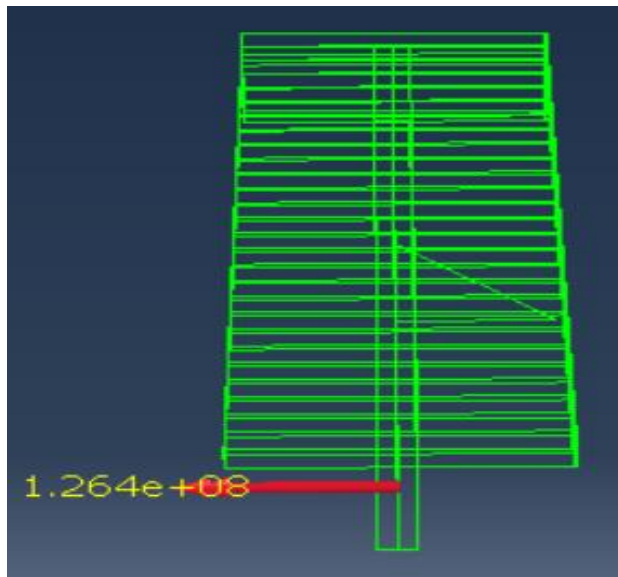
Cas de chargement 1:



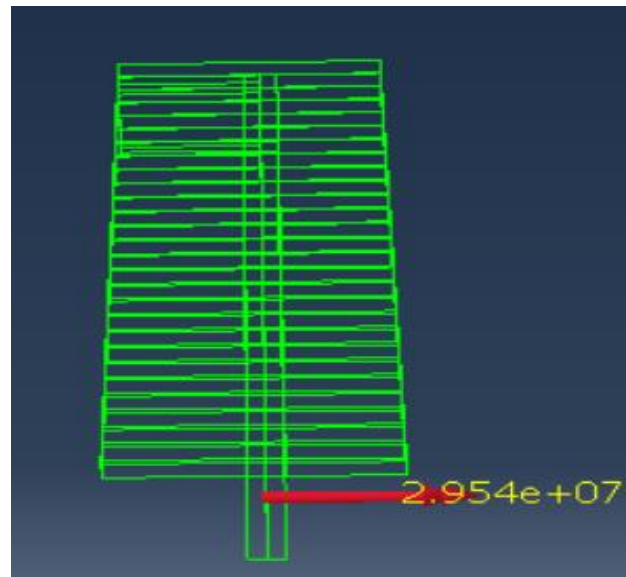
Poutre de rive 1



Poutre intérieure 1

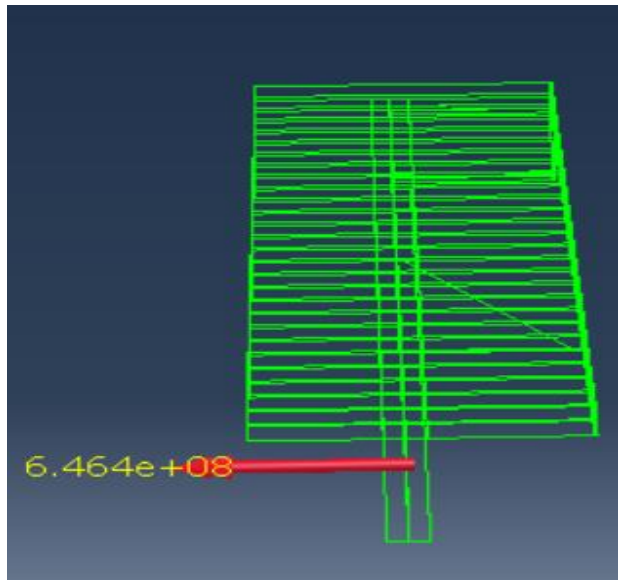


Poutre intérieure 2

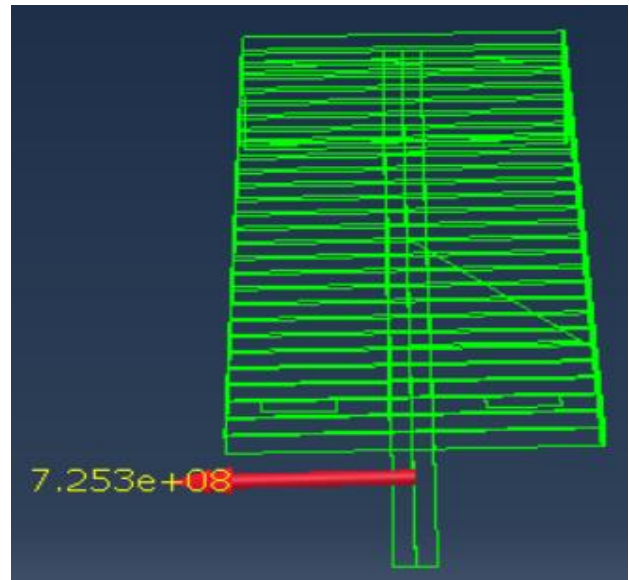


Poutre de rive 2

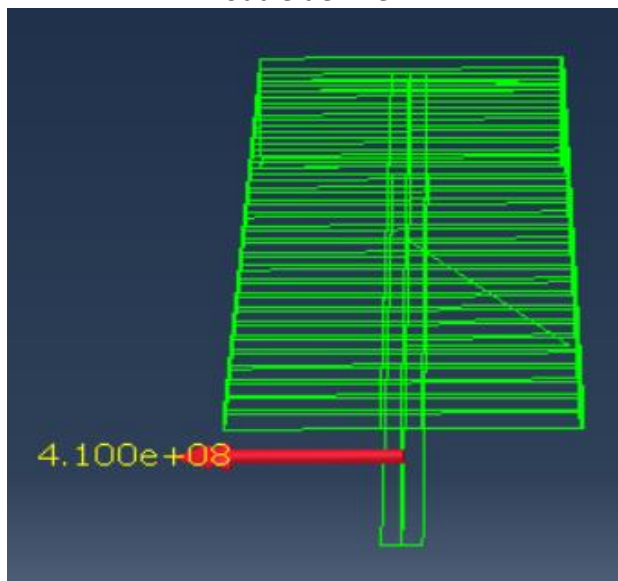
Figure B.15 – Moment fléchissant pour le modèle de pont avec tablier non mixte à platelage transversal

Cas de chargement 2:

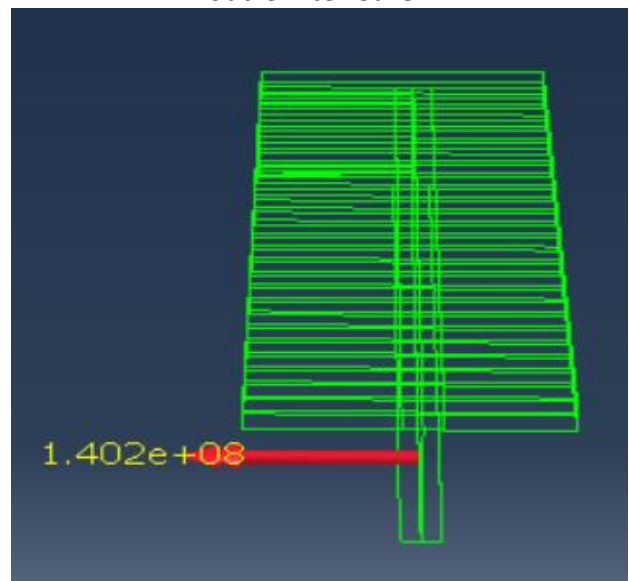
Poutre de rive 1



Poutre intérieure 1



Poutre intérieure 2



Poutre de rive 2

Figure B.16 – Moment fléchissant pour le modèle de pont avec tablier non mixte à platelage transversal

ANNEXE C - RÉSULTATS D'ANALYSE PAR GRILLAGE DU PONT COMPLET

C.1 Lignes d'influence

C.1.1 Moment fléchissant

C.1.1.1 Pont avec tablier mixte à platelage longitudinal

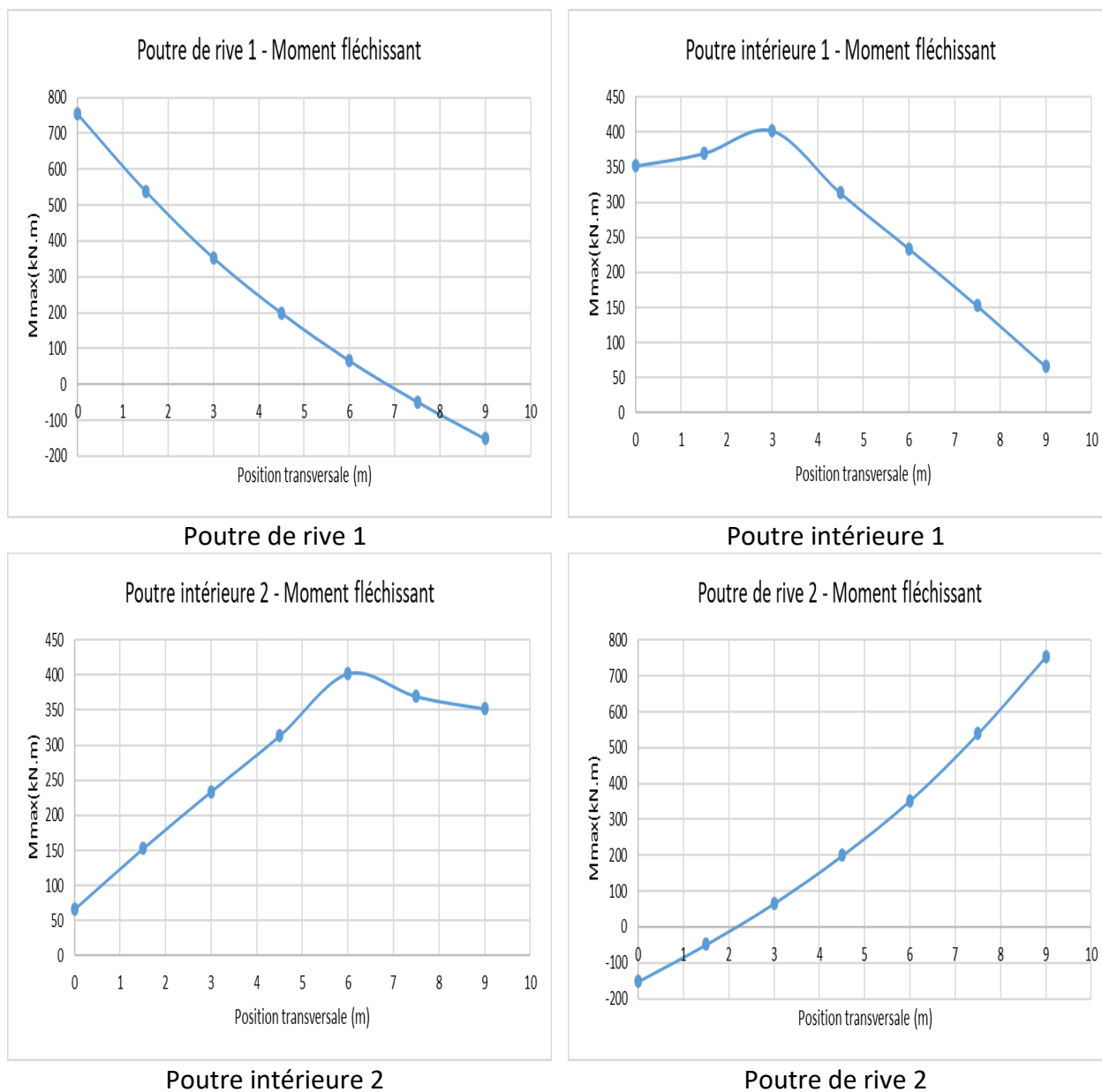


Figure C.1 – Moment fléchissant pour le modèle de pont avec tablier mixte à platelage longitudinal

C.1.1.2 Pont avec tablier non mixte à platelage longitudinal

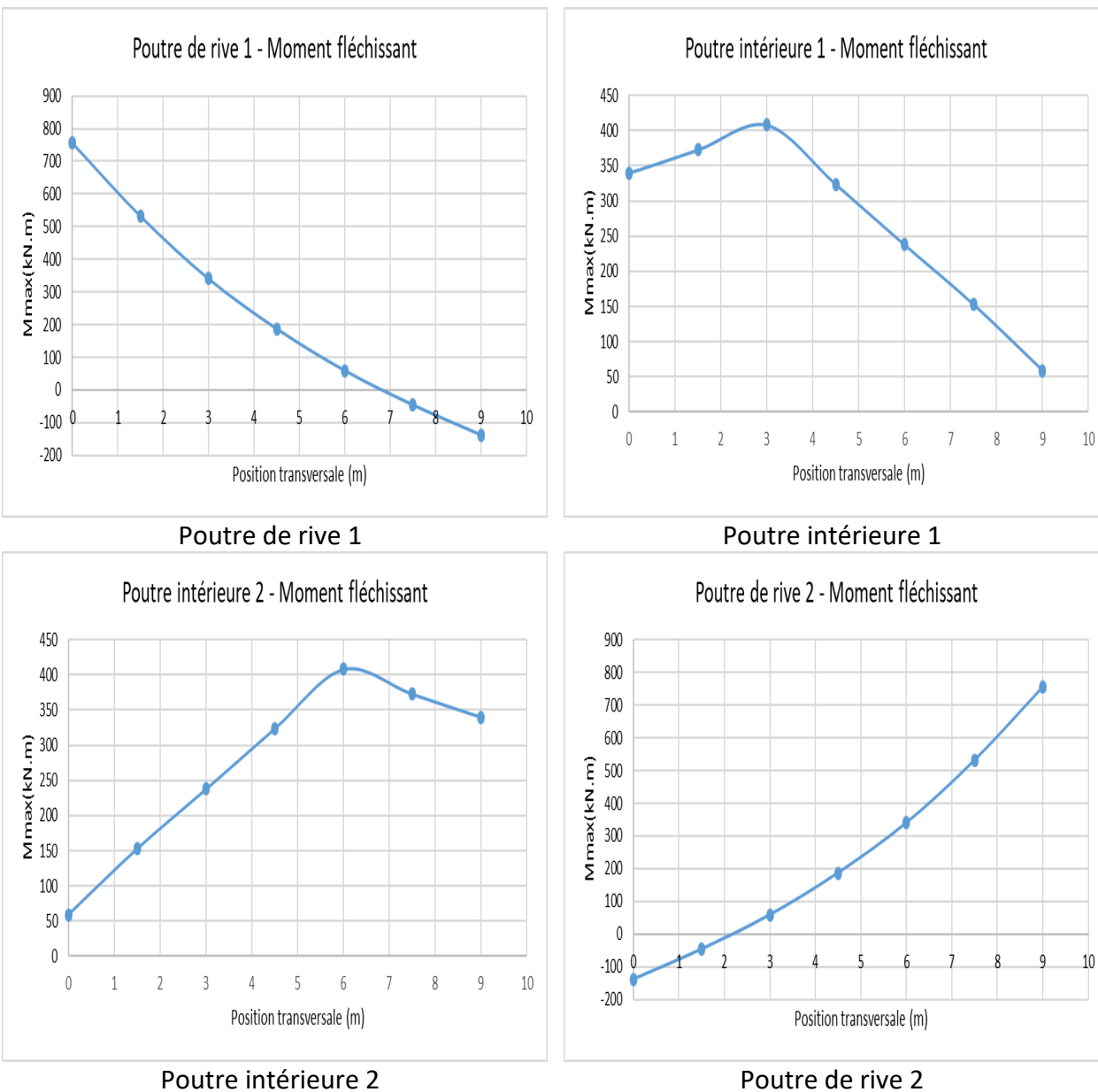


Figure C.2 – Moment fléchissant pour le modèle de pont avec tablier non mixte à platelage longitudinal

C.1.1.3 Pont avec tablier mixte à platelage transversal

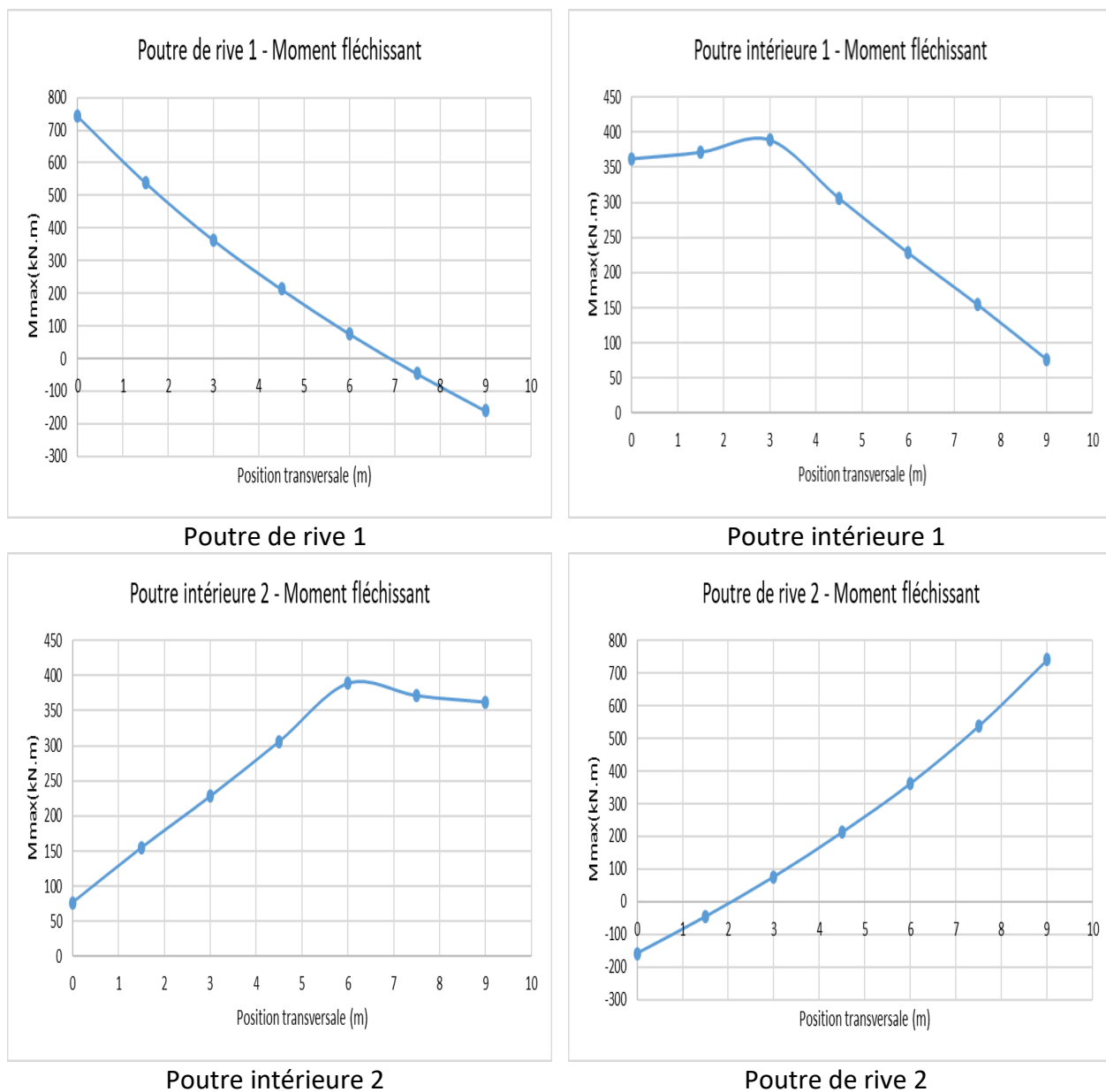


Figure C.3 – Moment fléchissant pour le modèle de pont avec tablier mixte à platelage transversal

C.1.1.4 Pont avec tablier non mixte à platelage transversal

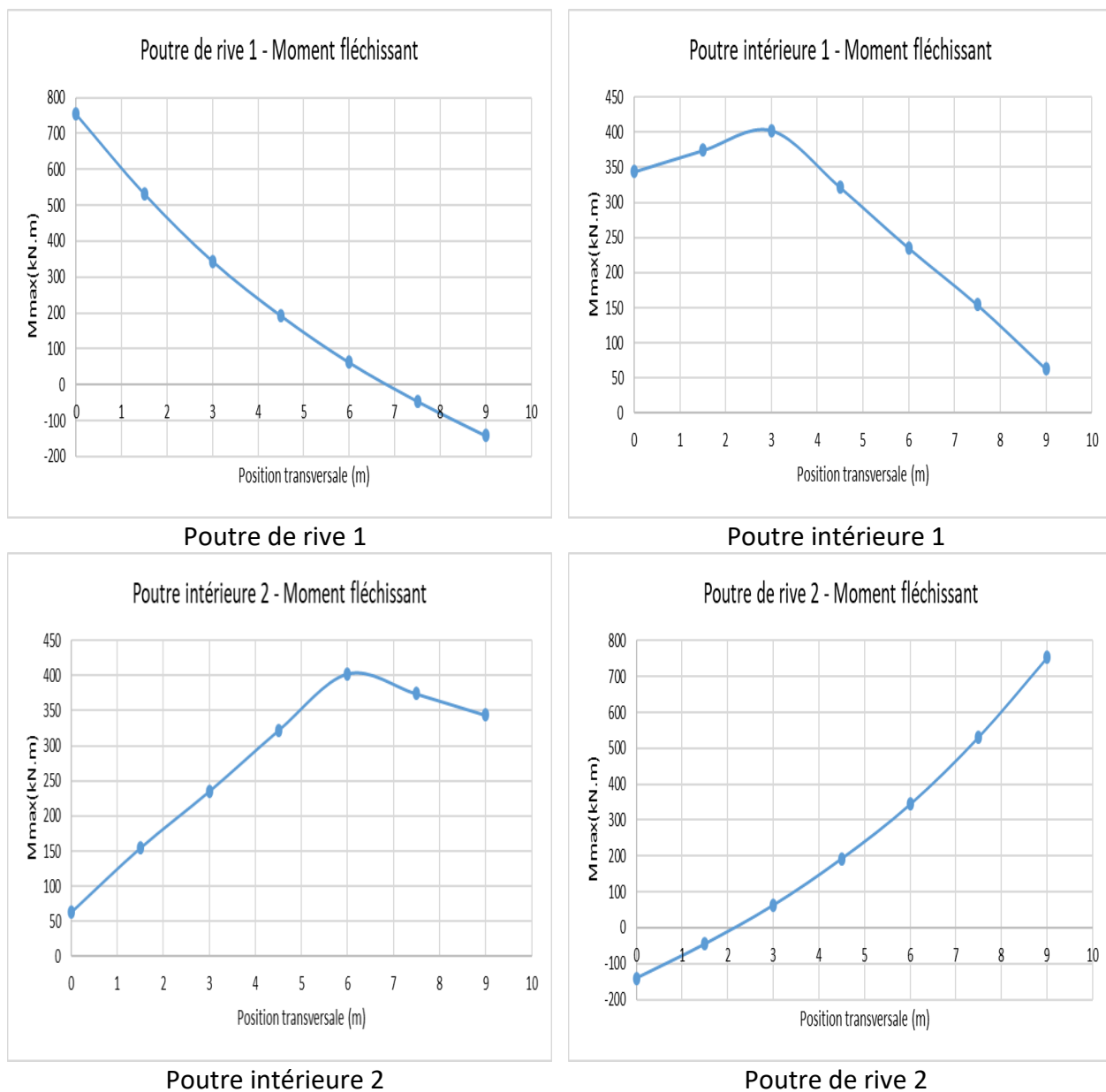


Figure C.4 – Moment fléchissant pour le modèle de pont avec tablier non mixte à platelage transversal

C.1.2 Réactions d'appuis

C.1.2.1 Pont avec tablier mixte à platelage longitudinal

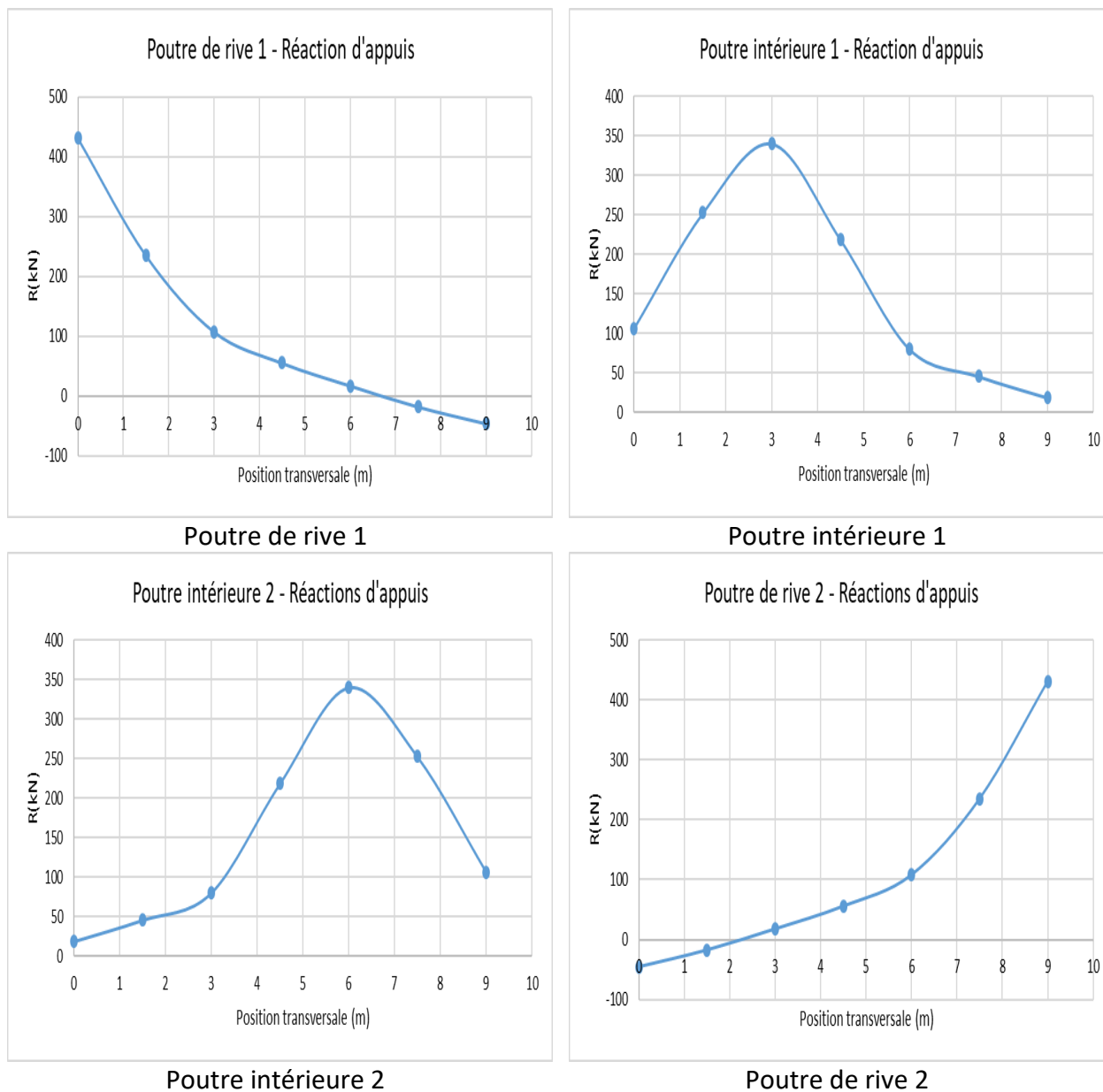


Figure C.5 – Réaction d'appuis pour le modèle de pont avec tablier mixte à platelage longitudinal

C.1.2.2 Pont avec tablier non mixte à platelage longitudinal

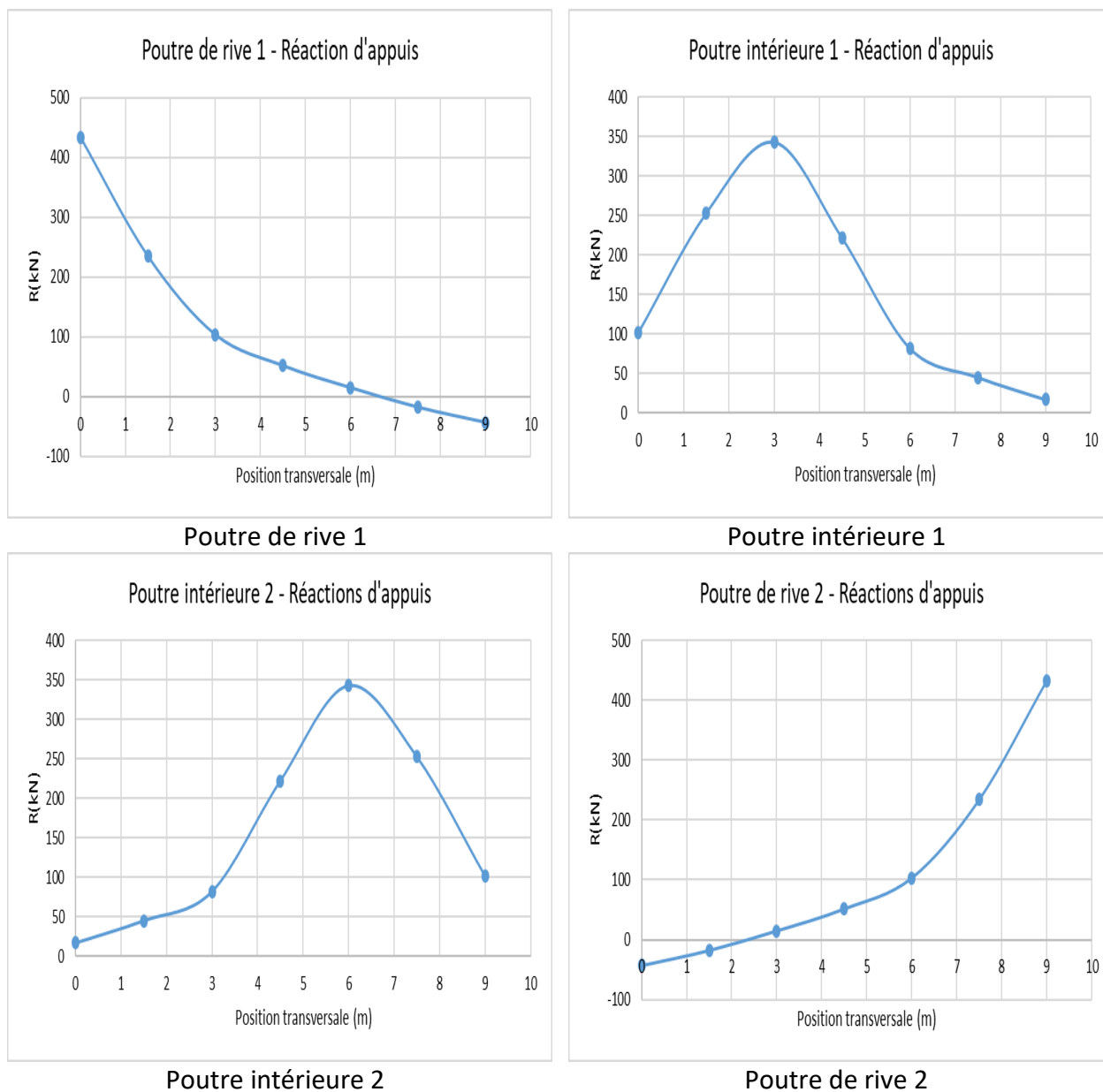


Figure C.6 – Réaction d'appuis pour le modèle de pont avec tablier non mixte à platelage longitudinal

C.1.2.3 Pont avec tablier mixte à platelage transversal

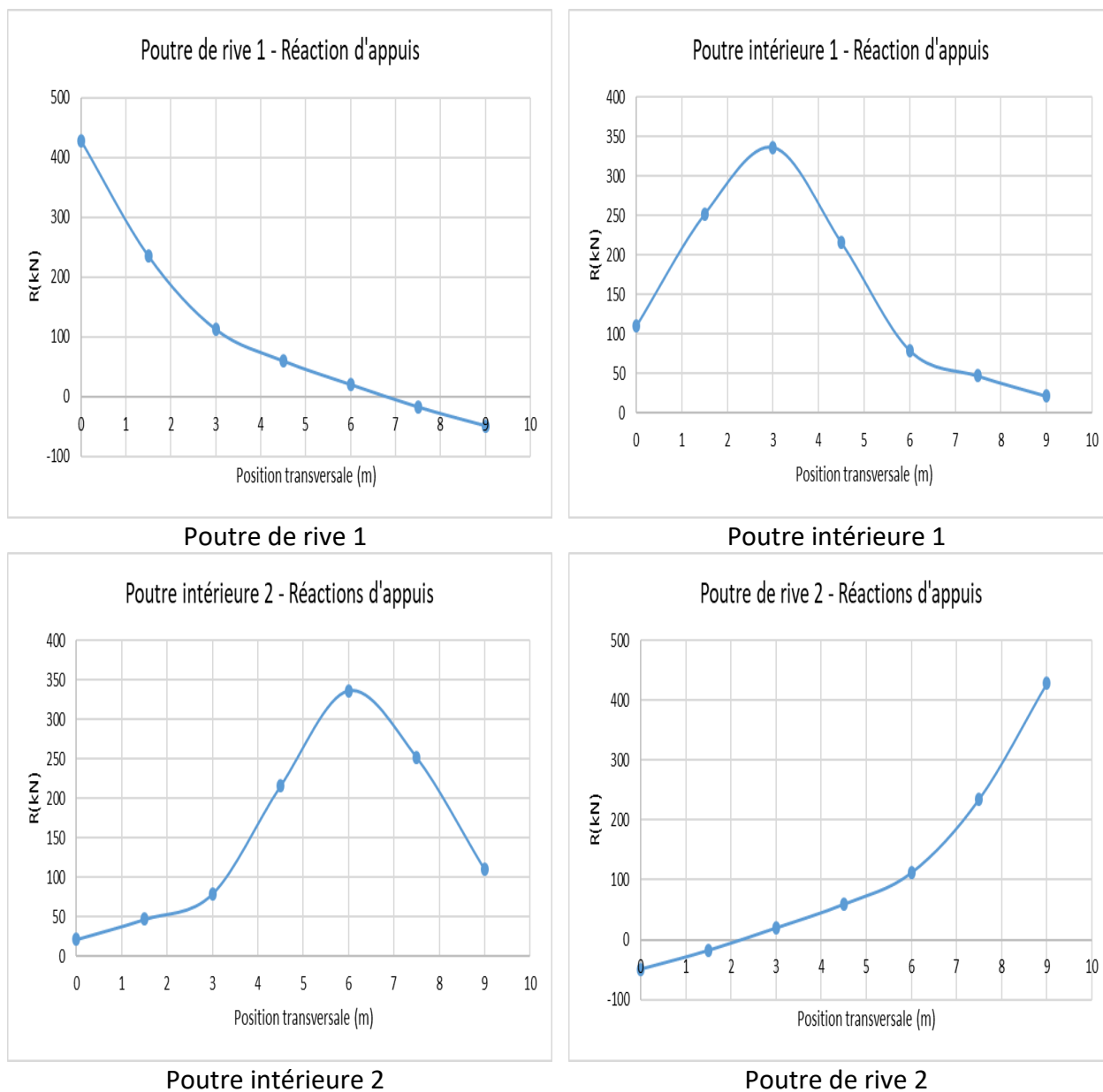


Figure C.7 – Réaction d'appuis pour le modèle de pont avec tablier mixte à platelage transversal

C.1.2.4 Pont avec tablier non mixte à platelage transversal

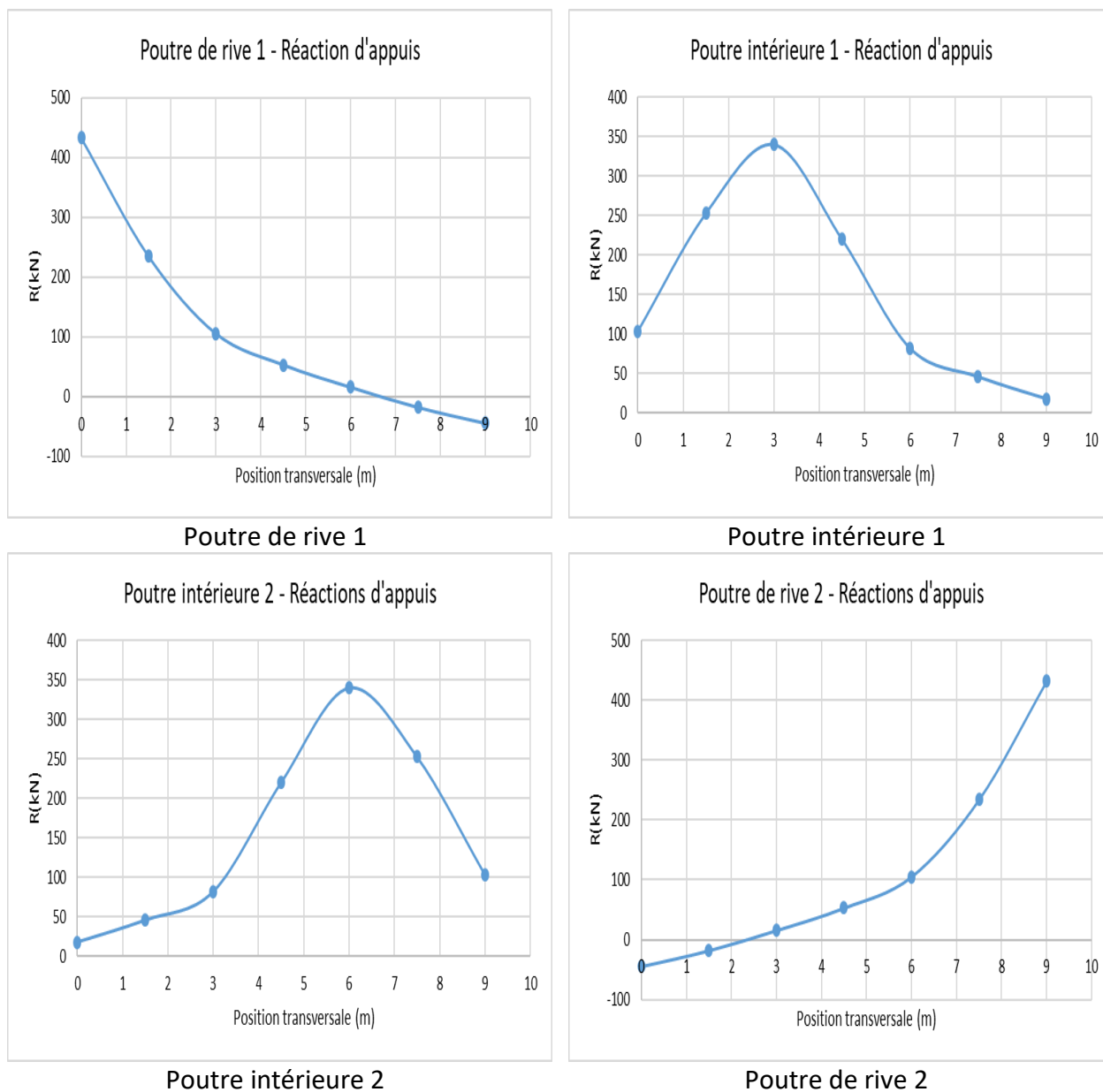


Figure C.8 – Réaction d'appuis pour le modèle de pont avec tablier non mixte à platelage transversal

ANNEXE D - VALIDATION DE L'ANALYSE PARAMÉTRIQUE

Les lignes d'influence ont été tracées pour chacun des 6 modèles afin de valider les valeurs obtenues par le post-traitement du moment fléchissant et de l'effort tranchant pour la configuration du platelage longitudinal seulement.

D.1 Validation du moment fléchissant

Modèle 1 :

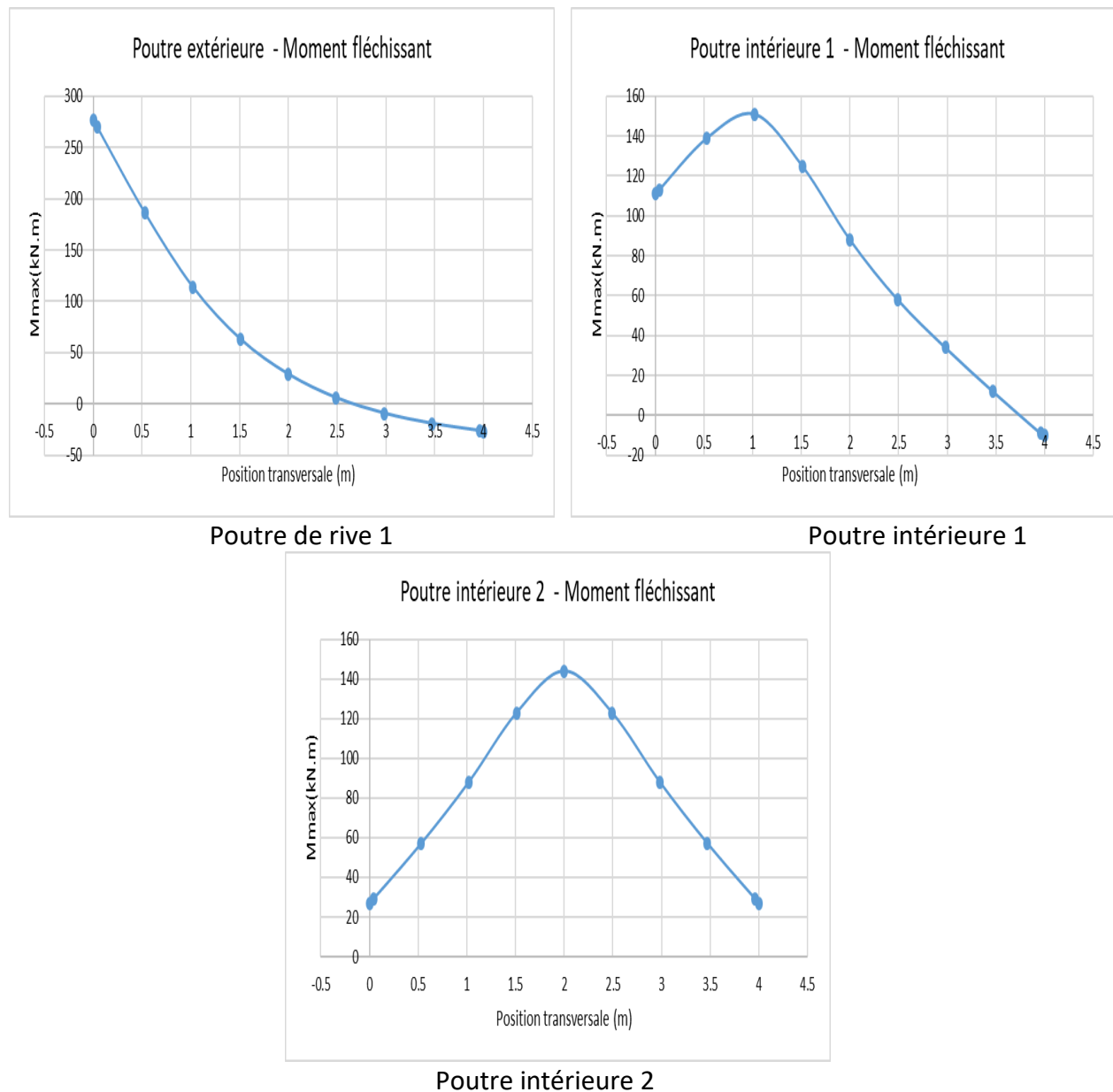
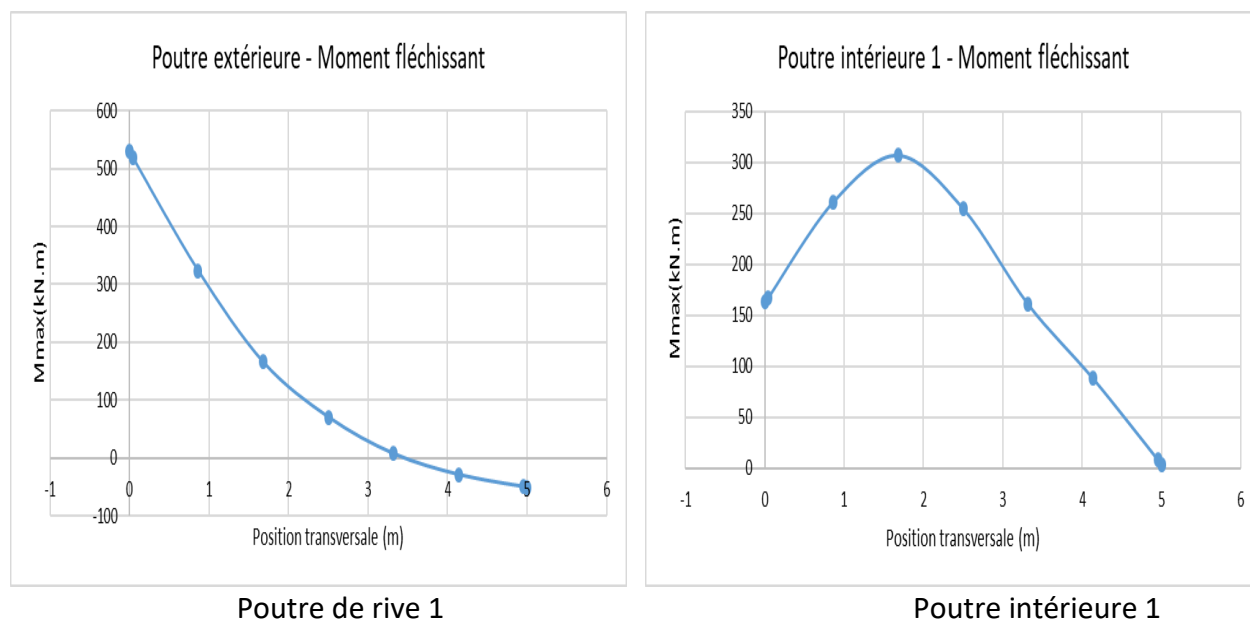
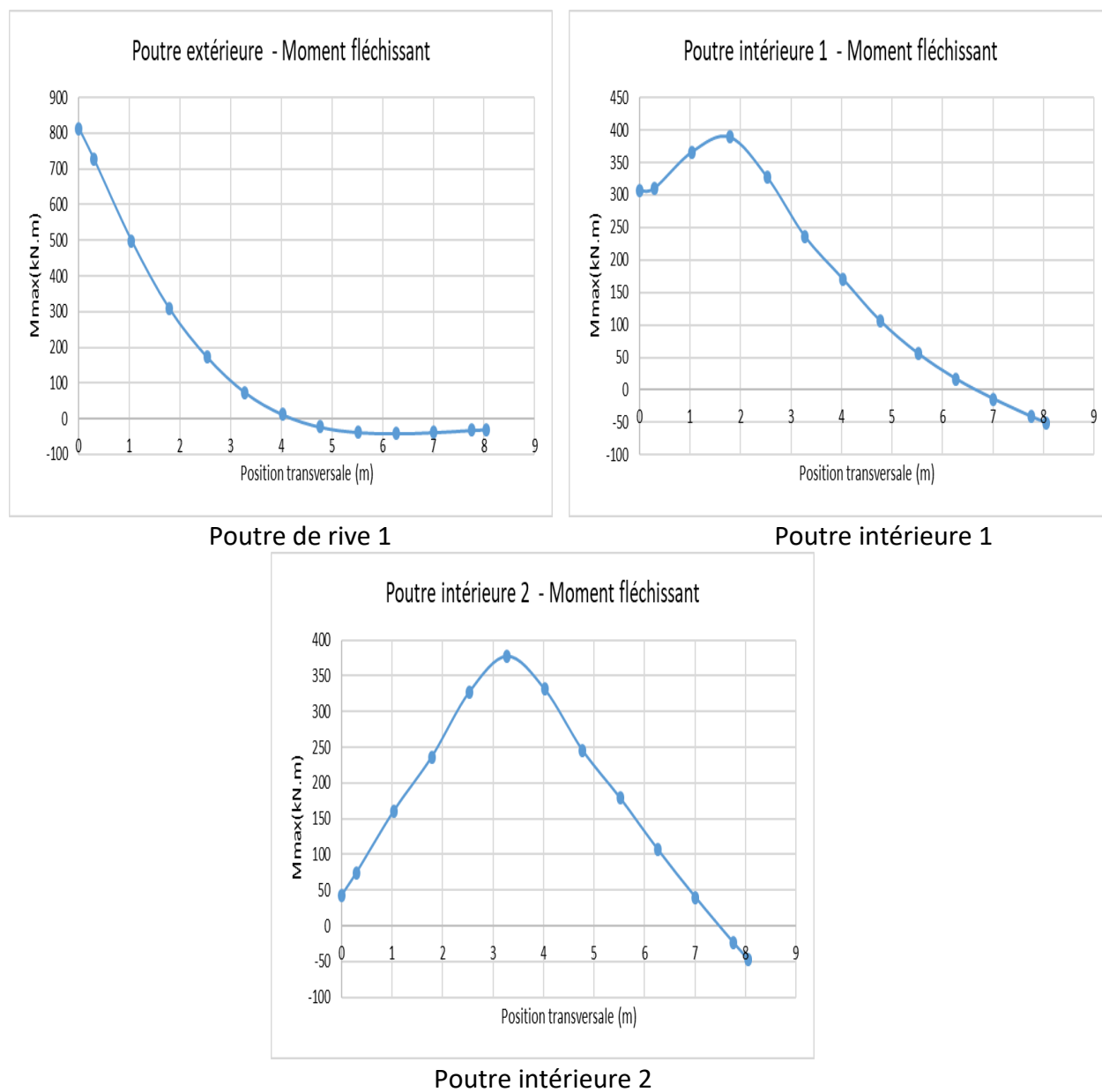
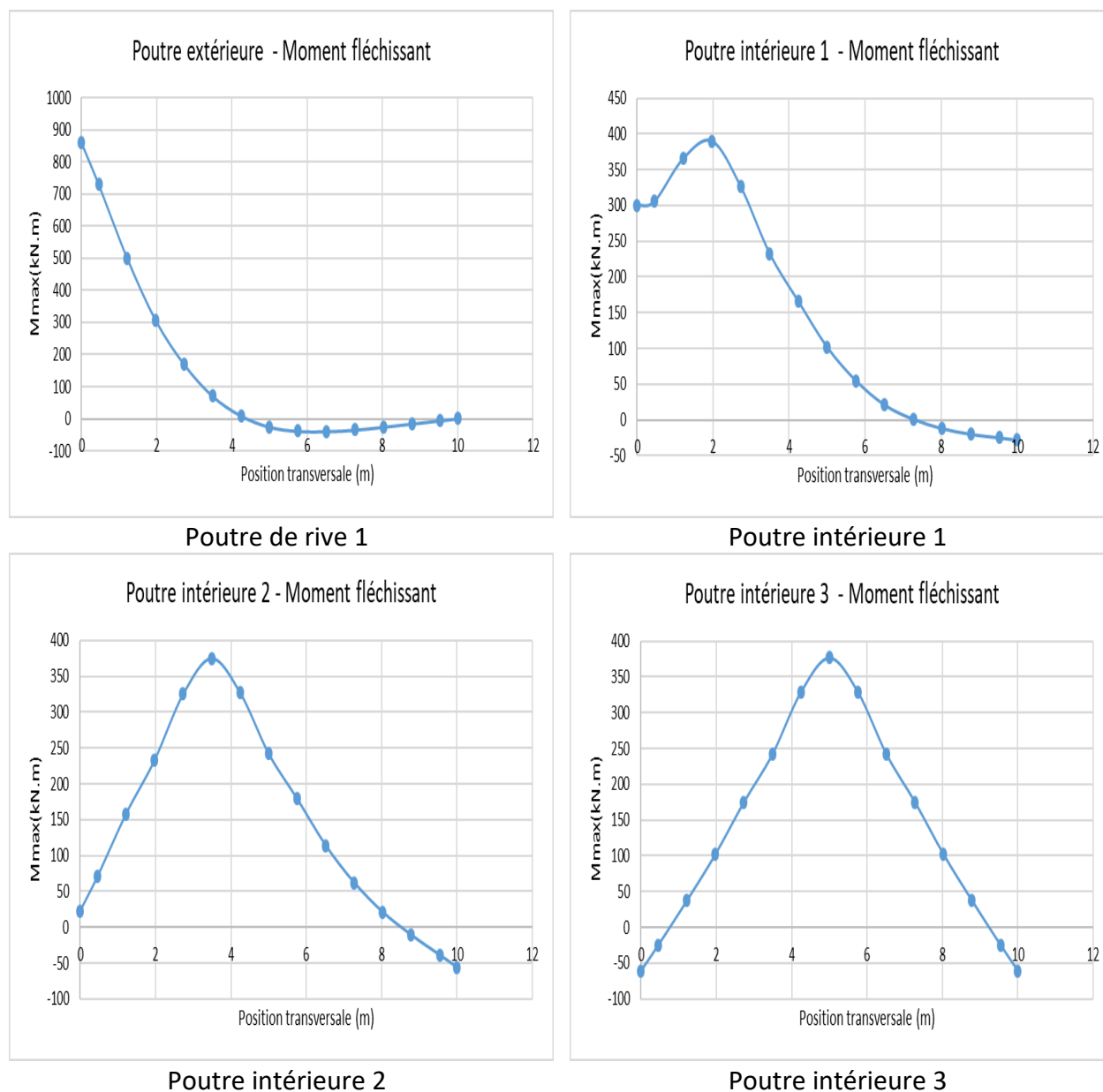


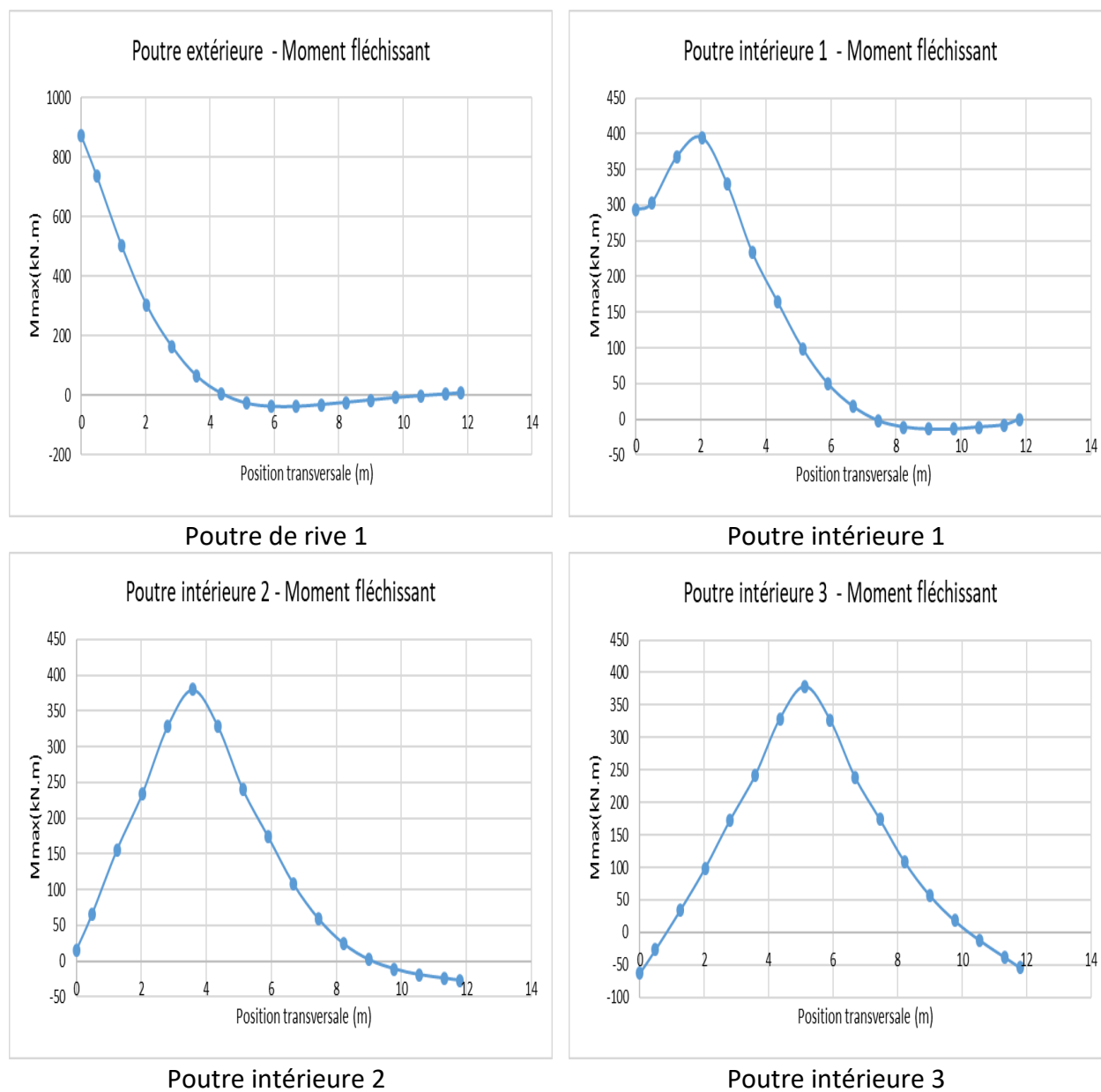
Figure D.1 – Lignes d'influence pour le moment fléchissant – modèle 1

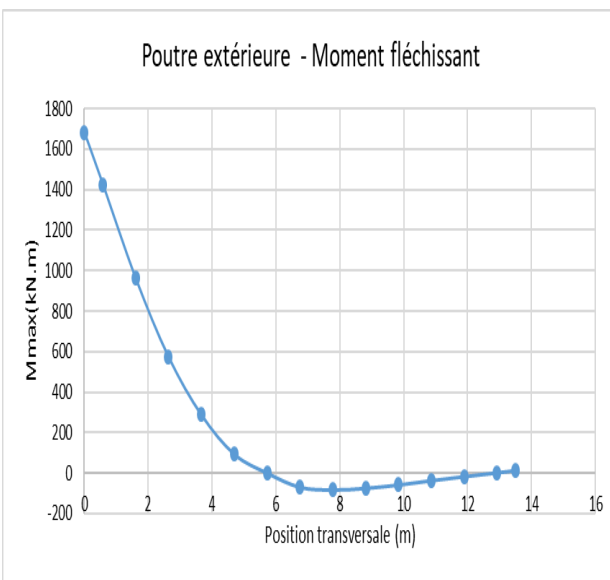
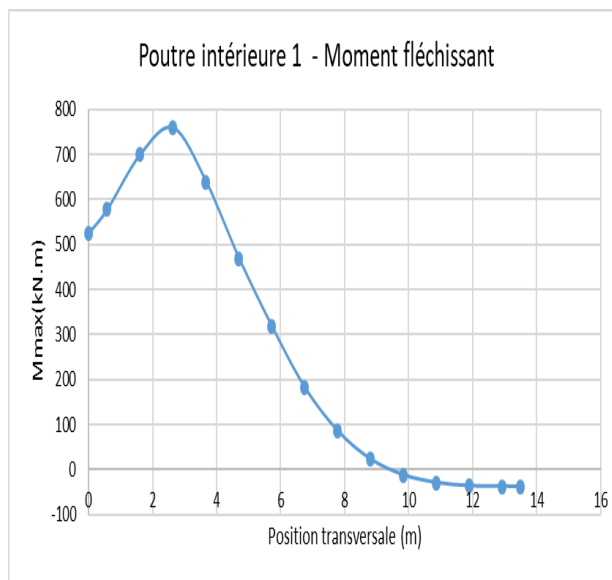
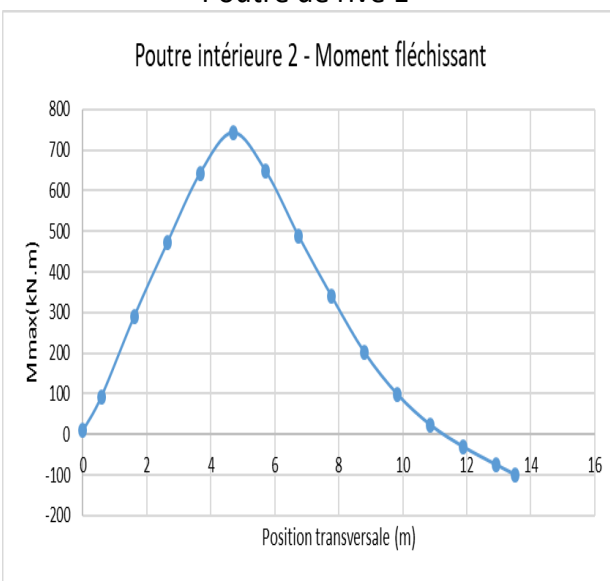
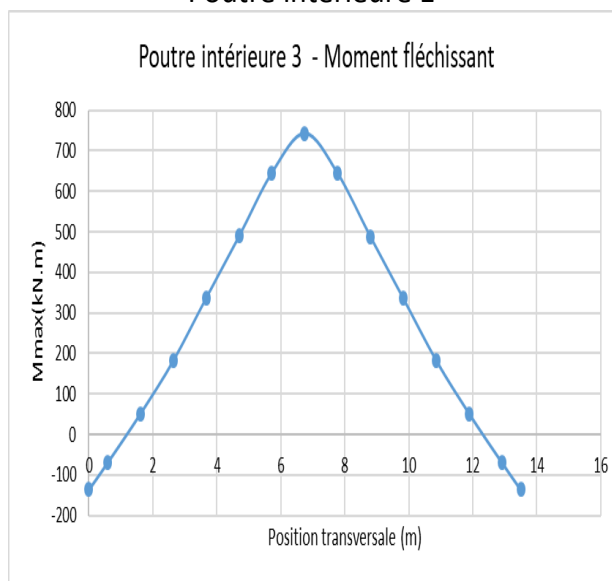
Modèle 2 :

Poutre de rive 1
Figure D.2 – Lignes d'influence pour le moment fléchissant – modèle 2

Modèle 3 :**Figure D.3 – Lignes d'influence pour le moment fléchissant – modèle 3**

Modèle 4 :**Figure D.4 – Lignes d'influence pour le moment fléchissant – modèle 4**

Modèle 5 :**Figure D.5 – Lignes d’influence pour le moment fléchissant – modèle 5**

Modèle 6 :**Poutre de rive 1****Poutre intérieure 1****Poutre intérieure 2****Poutre intérieure 3****Figure D.6 – Lignes d'influence pour le moment fléchissant – modèle 6**

D.2 Validation de l'effort tranchant

Modèle 1 :

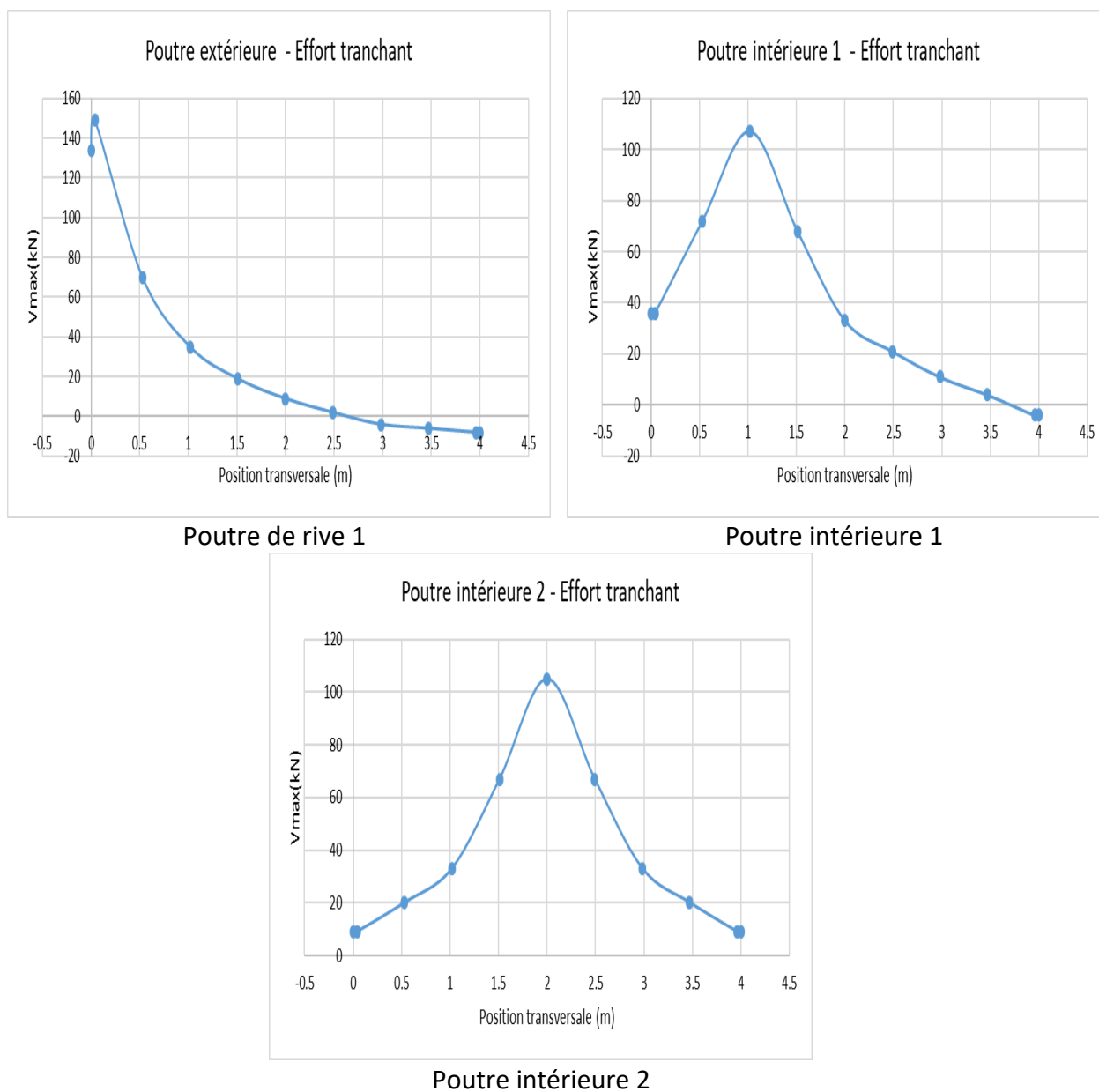
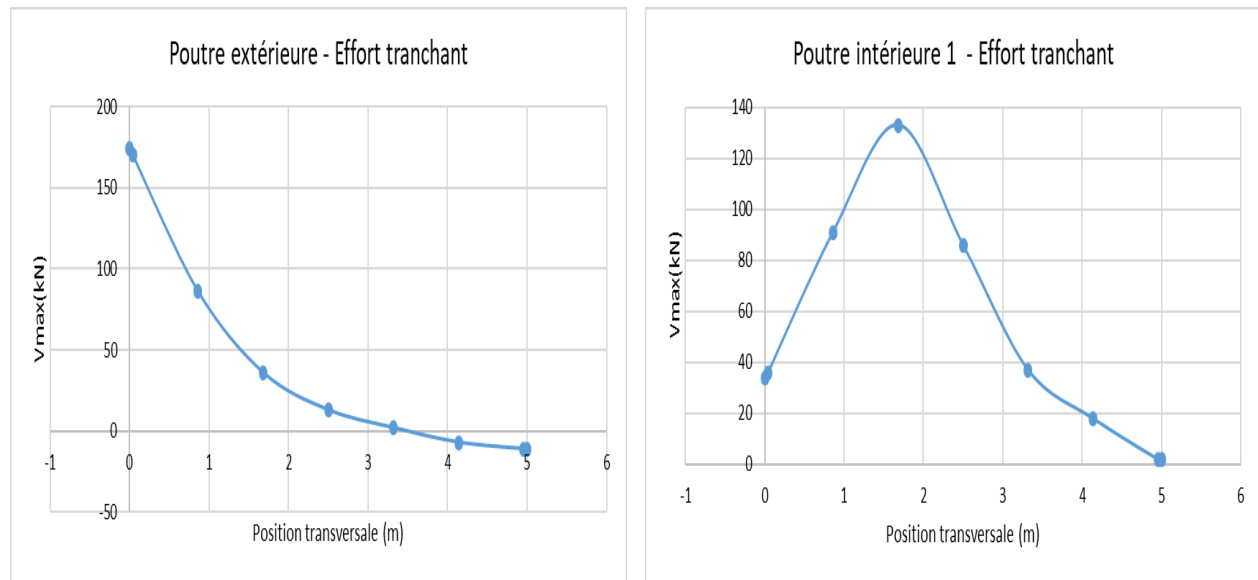
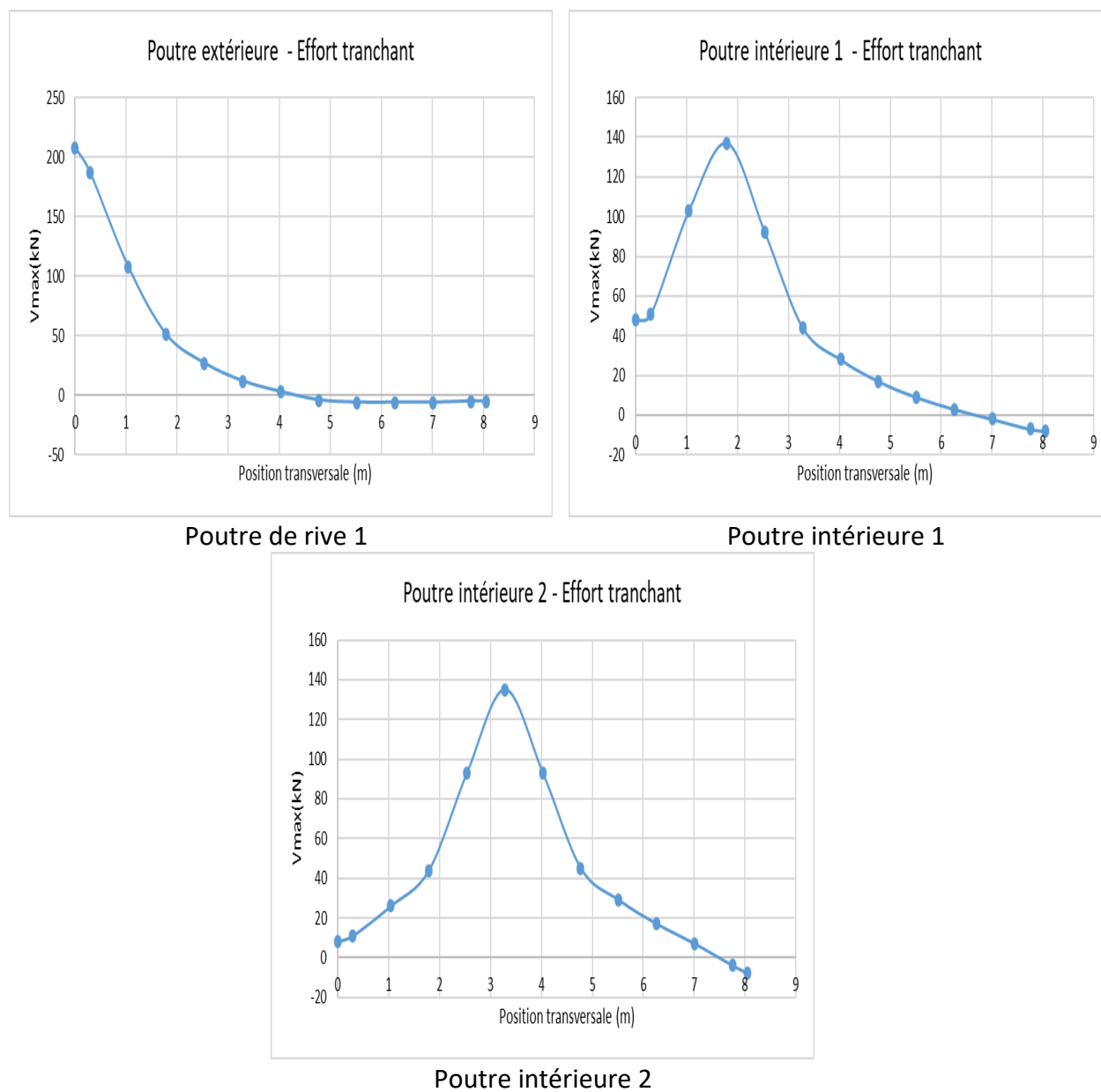
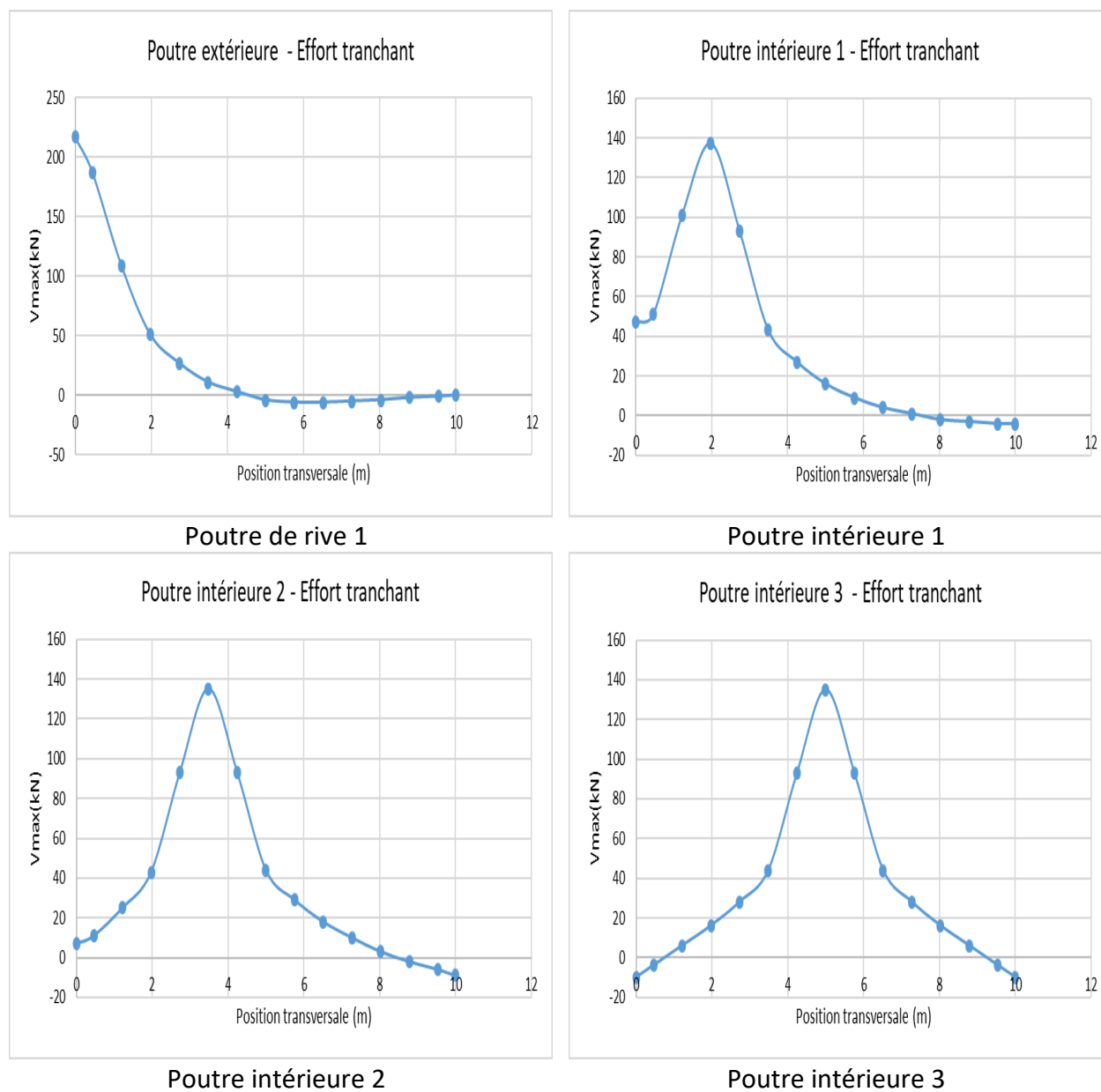


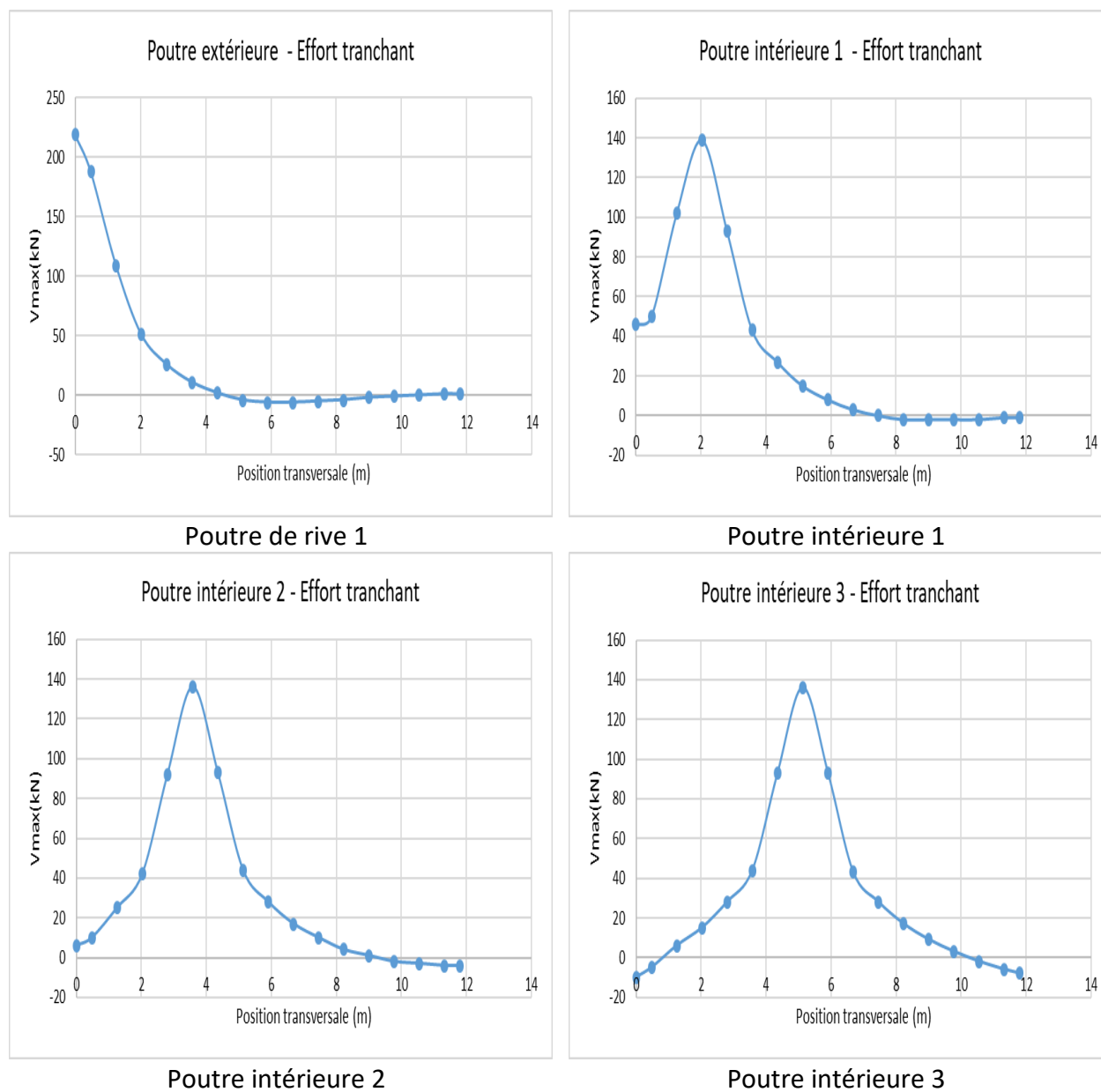
Figure D.7 – Lignes d'influence pour l'effort tranchant – modèle 1

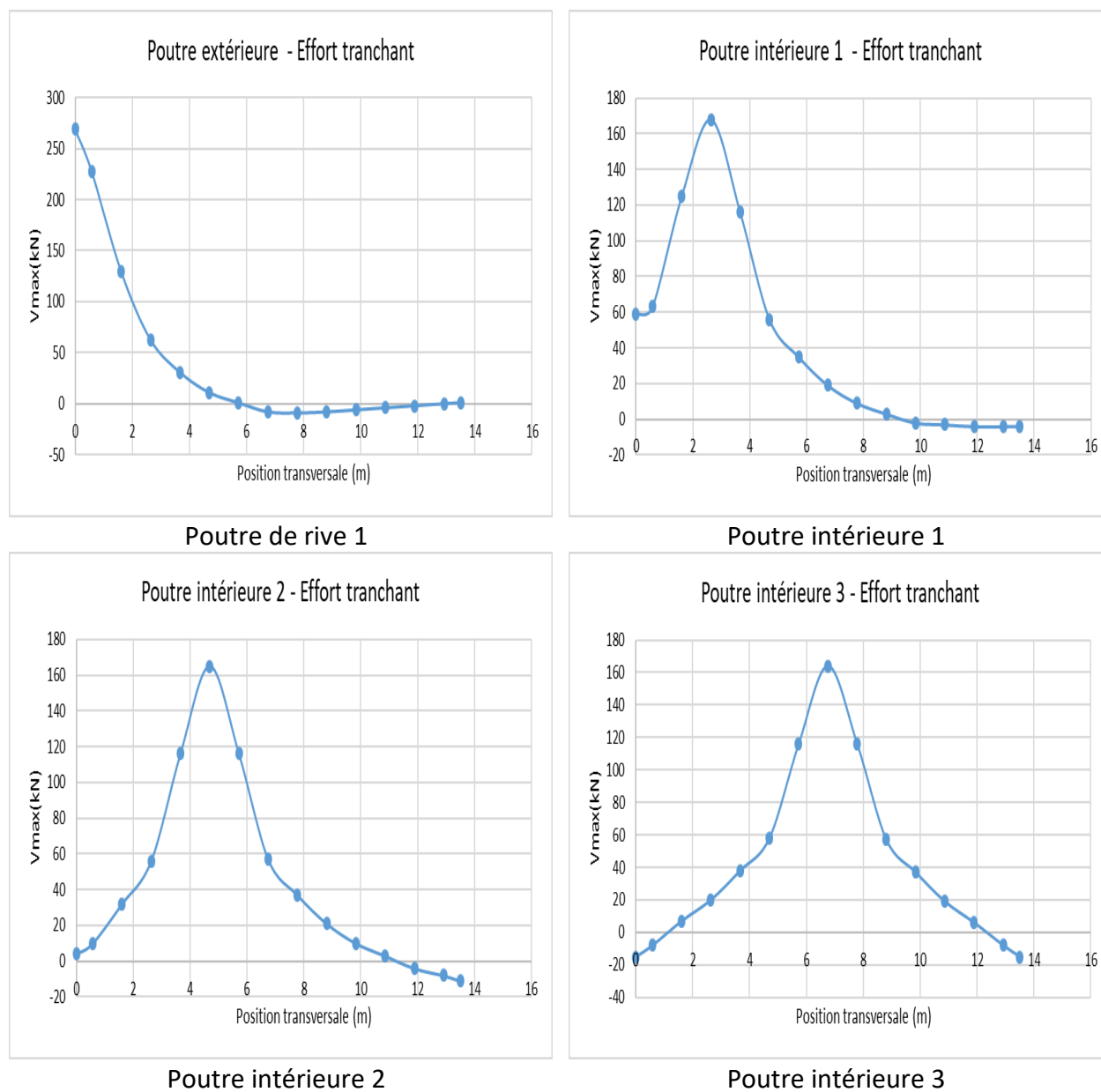
Modèle 2 :

Poutre de rive 1
Figure D.8 – Lignes d'influence pour l'effort tranchant – modèle 2

Modèle 3 :**Figure D.9 – Lignes d'influence pour l'effort tranchant – modèle 3**

Modèle 4 :**Figure D.10 – Lignes d'influence pour l'effort tranchant – modèle 4**

Modèle 5 :**Figure D.11 – Lignes d'influence pour l'effort tranchant – modèle 5**

Modèle 6 :**Figure D.12 – Lignes d'influence pour l'effort tranchant – modèle 6**