



Développement de modèles numériques pour l'évaluation du comportement dynamique des ponts à platelage d'aluminium

Ève Bilodeau, ing.

Mémoire présenté à l'Université du Québec à Chicoutimi en vue de l'obtention du grade de Maître ès sciences appliquées (M.Sc.A.) en ingénierie

Québec, Canada

© Ève Bilodeau, 2023

RÉSUMÉ

L'utilisation de l'aluminium dans la construction de ponts routiers apporte une combinaison de légèreté, de résistance et de durabilité qui en fait une option attrayante pour les ingénieurs-concepteurs à la recherche de solutions modernes pour le design de nouvelles structures ou la réfections des ponts vieillissants. Une solution prometteuse d'utilisation de l'aluminium dans les ponts est l'utilisation de tabliers extrudés en aluminium. Étant plus léger que les platelages plus traditionnels en bois ou en béton, ces structures sont plus susceptibles aux vibrations et possèdent donc un comportement dynamique différents. Le présent projet de recherche vise à étudier le comportement dynamique des ponts à platelage d'aluminium sur poutres d'acier en vue d'évaluer les facteurs d'amplification dynamique observés sur ces structures à la suite du passage de camions lourds. Ce projet de recherche vise à mettre les bases d'une étude détaillée visant à évaluer l'applicabilité des coefficients de majoration dynamique spécifiés par les normes de conception américaine et canadienne et utilisés pour le dimensionnement de ce type de structure au Canada. Le pont de St-Ambroise, constitué d'un platelage d'aluminium extrudé posés sur cinq poutres principales en acier est ici étudié. Plus précisément, un modèle numérique par éléments finis d'interaction pont-véhicule couplant le camion H20-44 américain à la structure du pont de St-Ambroise et intégrant des profils de rugosité de la chaussée est développé sous l'environnement COMSOL. Des simulations en régime statique et dynamique sont ensuite effectuées dans le but d'évaluer le comportement dynamique de la structure. Finalement, les résultats des simulations réalisés à l'aide de ce modèle ont été comparés aux résultats d'essais dynamiques in situ réalisés en 2015 par le Ministère des Transport et de la Mobilité durable du Québec sur la structure du pont de St-Ambroise. Il est démontré que le comportement du modèle numérique permet d'obtenir des facteurs d'amplification semblables à ceux obtenus sur le terrain. Bien que peu de cas de chargement différents aient finalement pu être réalisés dans le cadre de ce projet de recherche, les facteurs d'amplification dynamique obtenus pour les cas étudiés sont inférieurs à ceux prescrits par les normes de dimensionnements pour ce type de structure.

ABSTRACT

The use of aluminium in the construction of road bridges brings a combination of lightness, strength and durability that makes it an attractive option for engineers and designers seeking modern solutions for designing new structures or refurbishing aging bridges. One promising solution for using aluminium in bridges is the use of extruded aluminium decks. Being lighter than more traditional decking materials like wood or concrete, these structures are more susceptible to vibrations and thus exhibit different dynamic behavior. The current research project aims to study the dynamic behaviour of bridges with aluminium deck on steel beams in order to assess the dynamics amplification factors observed in these structures following the passage of heavy trucks. This research project seeks to lay the groundwork for a detailed study aimed at evaluating the applicability of dynamic amplification factors specified by American and Canadian design standards, which are used for the design of this type of structure in Canada. The St-Ambroise Bridge, consisting of an extruded aluminum deck placed on five main steel beams, is studied here. Specifically, a finite element numerical model of bridge-vehicle interaction coupling the American H20-44 truck with the structure of the St-Ambroise Bridge and incorporating road roughness profiles is developed using the COMSOL environment. Simulations in static and dynamic regimes are then carried out to evaluate the dynamic behavior of the structure. Finally, the results of simulations conducted using this model are compared to the results of in-situ dynamic tests carried out in 2015 by the "Ministère des Transports et de la Mobilité durable du Québec" on the St-Ambroise Bridge structure. It is demonstrated that the behavior of the numerical model yields amplification factors similar to those obtained in the field. Although only a few different loading cases were ultimately realized within the scope of this research project, the dynamic amplification factors obtained for the studied cases are lower than those prescribed by the sizing standards for this type of structure.

TABLE DES MATIERES

RÉSUMÉ	ii
ABSTRACT	iii
TABLE DES MATIERES	iv
LISTE DES TABLEAUX	vii
LISTE DES FIGURES	ix
LISTE DES ABRÉVIATIONS	xv
LISTE DES VARIABLES	xvi
REMERCIEMENTS	xix
CHAPITRE 1 INTRODUCTION	1
1.1 MISE EN CONTEXTE.....	1
1.2 PROBLÉMATIQUE	2
1.3 OBJECTIFS DU PROJET DE RECHERCHE	3
CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE	5
2.1 PROPRIÉTÉS DE L'ALUMINIUM.....	5
2.1.1 Propriétés physiques et mécaniques	5
2.1.2 Avantages de l'utilisation de l'aluminium dans les ponts	6
2.1.3 Désavantages de l'aluminium dans les ponts	8
2.2 UTILISATION DE L'ALUMINIUM DANS LES PONTS	11
2.2.1 Premières utilisations de l'aluminium dans les ponts	11
2.2.2 Construction de structures importantes aux États-Unis	12
2.2.3 Utilisation de l'aluminium dans les ponts en Europe	13
2.2.4 Utilisation de l'aluminium dans les ponts au Japon.....	14
2.2.5 Utilisation de l'aluminium dans les ponts routiers au Canada.....	15
2.2.6 Passerelles piétonnières en aluminium au Canada	18
2.3 TABLIERS EXTRUDÉS EN ALUMINIUM.....	19
2.3.1 Svensson Decking System (SAPA Bridge Decking System)	20
2.3.2 Tablier Alumadeck	22
2.3.3 Tablier AlumaBridge	23
2.3.4 Alcoa Bridge Deck System	24
2.4 CHARGES DE CONCEPTION DES PONTS ROUTIERS	24
2.4.1 Charges de conception des ponts au Canada	24
2.4.2 Anciens chargements routiers prescrits par les normes canadiennes.....	27
2.4.3 Charges de conception des ponts aux États-Unis	29
2.4.4 Anciens chargements routiers prescrits par les normes américaines.....	31
2.5 FACTEUR D'AMPLIFICATION DYNAMIQUE	34

2.5.1	Méthode d'évaluation de l'amplification dynamique prescrite par la norme canadienne CSA-S6-19	37
2.5.2	Méthode d'évaluation de l'amplification dynamique prescrite par la norme américaine AASHTO-LFRD.....	40
2.5.3	Anciennes approches prescrites par les normes canadiennes.....	41
2.5.4	Approche européenne d'évaluation de l'amplification dynamique	44
2.5.5	Autres approches pour l'évaluation du FAD	44
2.6	PROFILS DE CHAUSSÉE	46
2.6.1	Modèles de profils de chaussée.....	46
2.6.2	Profils de chaussée parallèles.....	48
2.6.3	Vitesse induite aux roues du véhicule	50
2.7	MODÉLISATION DYNAMIQUE	50
2.7.1	Interaction pont-véhicule	50
2.7.2	Hypothèses de la méthode d'interaction pont-véhicule.....	52
2.7.3	Modélisation dynamique des véhicules.....	54
2.8	MODÉLISATION NUMÉRIQUE DES PONTS À PLATELAGE D'ALUMINIUM	55
2.8.1	Méthode de grillage	55
2.8.2	Méthode des éléments finis avec éléments tridimensionnels	56
2.8.3	Méthode des éléments finis avec éléments bidimensionnels et unidimensionnels	57
2.9	UTILISATION DE JAUGES DE DÉFORMATIONS POUR LA MESURE DES MOMENTS DE FLEXION IN SITU SUR UNE POUTRE.....	58
	CHAPITRE 3 MÉTHODOLOGIE	62
3.1	GÉNÉRALITÉS	62
3.2	MODÉLISATION DU VÉHICULE.....	62
3.2.1	Camion H20-44	62
3.2.2	Développement mathématique du camion H20-44	65
3.2.3	Modélisation numérique du camion.....	72
3.2.4	Validation du modèle numérique <i>COMSOL</i> du camion	72
3.2.5	Fréquences de vibration et taux d'amortissement du camion	76
3.3	MODÉLISATION DES PROFILS DE CHAUSSÉE	77
3.3.1	Génération des profils de chaussée.....	77
3.3.2	Application des profils de chaussée au modèle numérique	79
3.4	MODÉLISATION DE LA STRUCTURE ET INTERACTION PONT-VÉHICULE.....	80
3.4.1	Modélisation de la structure du pont et du tablier.....	80
3.4.2	Interaction entre le véhicule et la structure.....	82
3.5	OPTIMISATION DU MODÈLE	84
3.5.1	Type d'éléments coques.....	84
3.5.2	Analyse de convergence	85
3.5.3	Choix du maillage	97
3.5.4	Impact de l'amortissement des pneus du véhicule sur les résultats	98

3.6	VALIDATION DU MODÈLE NUMÉRIQUE DU PONT	100
3.7	ANALYSE STATIQUE	101
3.8	UTILISATION DU MODÈLE NUMÉRIQUE POUR ÉVALUER L'AMPLIFICATION DYNAMIQUE DES PONTS À PLATELAGE D'ALUMINIUM	102
3.9	COMPARAISON DES RÉSULTATS	103
	CHAPITRE 4 RÉSULTATS	104
4.1	AMPLIFICATION DYNAMIQUE OBSERVÉE SUR LE TABLIER	104
4.2	COMPARAISON DES RÉSULTATS OBTENUS NUMÉRIQUEMENT AVEC CEUX OBTENUS LORS D'ESSAIS TERRAIN	108
4.2.1	Résumé des essais de chargement réalisés par le MTQ	109
4.2.2	Facteurs d'amplification dynamique observés <i>in situ</i> et comparaison avec ceux obtenus numériquement	113
4.2.3	Comportement général de la structure	119
4.3	COMPARAISON DES FACTEURS D'AMPLIFICATION DYNAMIQUE OBTENUS AVEC CEUX PRESCRITS PAR LES NORMES CANADIENNES ET AMÉRICAINES	120
	CHAPITRE 5 CONCLUSION	123
5.1	RÉSULTATS DE L'ÉTUDE RÉALISÉE	123
5.2	TRAVAUX FUTURS ET RECOMMANDATIONS	124
5.2.1	Analyse paramétrique	124
5.2.2	Optimisation du modèle numérique	126
5.2.3	Ajouts et modifications au modèle développé	126
5.2.4	Essais terrain	128
	RÉFÉRENCES	129
	ANNEXE 1 CHARGEMENTS DE DIMENSIONNEMENT PARTICULIERS PRESCRITS PAR LES DIFFÉRENTES PROVINCES CANADIENNES	136
A1.1	ONTARIO	136
A1.2	QUÉBEC	137
A1.3	ALBERTA	140
A1.4	COLOMBIE-BRITANNIQUE	140
A1.5	NOUVEAU BRUNSWICK	142
A1.6	MANITOBA	142
	ANNEXE 2 MODES DE VIBRATION DU PONT ET DÉFORMÉES MODALES OBTENUES DES MODÈLES NUMÉRIQUES DÉVELOPPÉS AVEC COMSOL	144

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2-1 – Propriétés physiques de l'aluminium structural	5
Tableau 2-2 – Caractéristiques des alliages d'aluminium utilisés dans les ponts au Canada.....	6
Tableau 2-3 – Facteurs d'impact selon l'AASHTO.....	40
Tableau 2-4 – Facteur de modification du facteur d'impact en fonction du nombre de camions considéré dans l'analyse	42
Tableau 2-5 – Facteur d'impact prescrit par l'OHBDC 1991.....	42
Tableau 2-6 – Valeurs G_{n0} selon la classe de la route	47
Tableau 2-7 – Paramètres obtenus par la méthode des moindres carrés pour l'équation (2-22)	50
Tableau 3-1 – Paramètres du camion H20-44.....	63
Tableau 3-2 – Définition des variables.....	64
Tableau 3-3 – Fréquences (Hz) des modes de vibration du camion H20-44 obtenues par différents auteurs	76
Tableau 3-4 – Taux d'amortissement (ξ) associés aux fréquences de vibration du camion H20-44 obtenus par différents auteurs.....	77
Tableau 3-5 – Premières fréquences de vibration (Hz), erreur relative sur cette fréquence (%) et temps de calcul normalisé pour chacun des maillages utilisés	87
Tableau 3-6 – Charges appliquées (kN) sur le pont selon les dimensions des éléments finis (mm)	89
Tableau 3-7 – Fréquences (Hz) des modes de vibration du camion H20-44 obtenues avec et sans amortissement aux pneus.....	99
Tableau 3-8 – Taux d'amortissement (ξ) associés aux fréquences de vibration du camion H20-44 obtenus avec et sans amortissement aux pneus	99
Tableau 3-9 – Comparaison des fréquences de vibration (Hz) et des flèches maximales des poutres sous charge gravitaire (mm) des modèles <i>COMSOL</i> et <i>SAFI GSE</i>	101
Tableau 4-1 – Facteurs d'amplification dynamique obtenus	105
Tableau 4-2 – Camion utilisé et son emplacement pour chacun des essais du MTQ analysés	113
Tableau 4-3 – FDAF obtenus <i>in situ</i> à partir des essais #1, #10 et #11	114

Tableau 4-4 – FDAF obtenus <i>in situ</i> à partir des essais #4 et #16	114
Tableau 4-5 – Comparaison des FDAF obtenus numériquement avec ceux obtenus à partir des données terrains	118
Tableau 4-6 – Comparaison des fréquences naturelles de vibration (Hz) du camion et du pont...	122

LISTE DES FIGURES

Figure 2-1 – Pont d'aluminium d'Arvida	15
Figure 2-2 – Rivet d'assemblage du pont d'aluminium d'Arvida	16
Figure 2-3 – Pont de St-Ambroise.....	17
Figure 2-4 – Coupe transversale du pont de St-Ambroise.....	17
Figure 2-5 – Extrusions du platelage d'aluminium du pont de St-Ambroise	18
Figure 2-6 – Platelage d'aluminium Svensson, type 50	20
Figure 2-7 – Platelage d'aluminium Svensson, type 100	20
Figure 2-8 – Assemblage du platelage d'aluminium Svensson, type 50	21
Figure 2-9 – Assemblage à action mixte du tablier Alumadeck	23
Figure 2-10 – Alcoa Bridge Deck System	24
Figure 2-11 – Chargement CL-W (charge par essieu).....	25
Figure 2-12 – Chargement CL-625 (charge par essieu).....	25
Figure 2-13 – Chargement de voie avec camion CL-W.....	26
Figure 2-14 – Chargement de voie avec camion CL-625	26
Figure 2-15 – Vue en plan du chargement CS-600	27
Figure 2-16 – Chargement CS-600 (charge par essieu).....	27
Figure 2-17 – Chargement de voie CS-600	28
Figure 2-18 – Chargement CS-660 (charge par essieu).....	28
Figure 2-19 – Chargement de voie CS-660	28
Figure 2-20 – Chargement routier de l'OHBD 1983 (charge par essieu).....	28
Figure 2-21 – Chargement de voie de l'OHBD 1983.....	29
Figure 2-22 – Chargement de camion	29
Figure 2-23 – Charge tandem	30
Figure 2-24 – Camion pour l'évaluation de la fatigue pour les tabliers orthotropes en acier	31
Figure 2-25 – Camion H10 (charge par essieu).....	32
Figure 2-26 – Camion H15 (charge par essieu).....	32

Figure 2-27 – Camion H20 (charge par essieu).....	32
Figure 2-28 – Camion HS15 (charge par essieu)	33
Figure 2-29 – Camion HS20 (charge par essieu)	33
Figure 2-30 – Chargement de voie H10.....	33
Figure 2-31 – Chargement de voie H15/HS15.....	34
Figure 2-32 – Chargement de voie H20/HS20.....	34
Figure 2-33 – Facteur d'impact en fonction de la fréquence de vibration de la structure de l'OHBDC 1978	41
Figure 2-34 – Facteur d'impact en fonction de la fréquence de vibration de l'OHBDC 1983	42
Figure 2-35 – Facteur d'impact selon la norme CSA-S6-74	43
Figure 2-36 – Facteur d'amplification dynamique supplémentaire prescrit par l'Eurocode 3	44
Figure 2-37 – Différentes approches de l'évaluation du facteur d'impact.....	45
Figure 2-38 – Schéma d'un pneu du véhicule	51
Figure 2-39 – Modèles de grillage hypothétique du pont de St-Ambroise.....	56
Figure 2-40 – Déformations sur une section de type W due aux efforts auxquels elle est soumise	59
Figure 2-41 – Position des jauges de déformations lors des essais réalisés par le MTQ et convention de signe pour le calcul des moments de flexion.....	60
Figure 3-1 – Camion H20-44.....	65
Figure 3-2 – Numérotation des joints i	65
Figure 3-3 – Déformée du châssis	66
Figure 3-4 – Déformée des essieux	67
Figure 3-5 – Schéma de la suspension du véhicule	67
Figure 3-6 – Schéma d'un pneu du véhicule	68
Figure 3-7 – Efforts agissants sur le châssis du véhicule	69
Figure 3-8 – Efforts agissants sur les essieux du véhicule ($j=a,b$).....	69
Figure 3-9 – Modélisation numérique du camion H20-44 avec <i>COMSOL</i>	72
Figure 3-10 – Système <i>Simulink</i> du camion H20-44.....	72

Figure 3-11 – Déplacement vertical du châssis en fonction du temps obtenu avec <i>Matlab</i> et <i>COMSOL</i>	73
Figure 3-12 – Déplacement vertical de l'essieu a en fonction du temps obtenu avec <i>Matlab</i> et <i>COMSOL</i>	74
Figure 3-13 – Déplacement vertical de l'essieu b en fonction du temps obtenu avec <i>Matlab</i> et <i>COMSOL</i>	74
Figure 3-14 – Tangage du châssis en fonction du temps obtenu avec <i>Matlab</i> et <i>COMSOL</i>	74
Figure 3-15 – Roulis du châssis en fonction du temps obtenu avec <i>Matlab</i> et <i>COMSOL</i>	75
Figure 3-16 – Roulis de l'essieu a en fonction du temps obtenu avec <i>Matlab</i> et <i>COMSOL</i>	75
Figure 3-17 – Roulis de l'essieu b en fonction du temps obtenu avec <i>Matlab</i> et <i>COMSOL</i>	75
Figure 3-18 – Profils de chaussée pour des routes de classe A à H, généré à partir d'un même jeu d'angles aléatoires.....	78
Figure 3-19 – Profils de chaussée parallèle pour une rugosité de classe A.....	78
Figure 3-20 – Profils de chaussée sous les 4 roues du véhicule (route de classe A)	79
Figure 3-21 – Géométrie de la structure	81
Figure 3-22 – Modélisation de la structure du pont.....	81
Figure 3-23 – Déplacements et rotations des essieux et du châssis du camion en fonction du temps lorsque seules les charges de gravité sont appliquées au véhicule	83
Figure 3-24 – Éléments quadrangulaires	85
Figure 3-25 – Erreur relative de la première fréquence naturelle de la structure en fonction du temps de calcul.....	87
Figure 3-26 – Erreur relative de la flèche maximale pour la poutre la plus sollicitée en fonction du temps de calcul normalisé	89
Figure 3-27 – Emprunte géométrique considérée en fonction de la dimension de maillage	91
Figure 3-28 – Aire totale inférieure à l'empreinte du pneu pour un maillage et une position de pneu donnée	92
Figure 3-29 – Aire totale supérieure à l'empreinte du pneu pour un maillage et une position de pneu donnée	92

Figure 3-30 – Erreur relative de la flèche maximale pour la poutre la plus sollicitée en fonction du temps de calcul normalisé lorsque la charge appliquée à la structure est modélisée à partir d'une empreinte fixe dans la géométrie du pont	93
Figure 3-31 – Charge appliquée à la structure en fonction de la position du camion pour des éléments finis de taille 60 mm	95
Figure 3-32 – Écart type de la charge appliquée à la structure selon les dimensions des éléments	95
Figure 3-33 – Charge appliquée à la structure en fonction de la position du camion pour des éléments finis de 85 mm de longueur	96
Figure 3-34 – Variation de la charge appliquée à la structure selon les dimensions des éléments .	97
Figure 3-35 – Maillage final d'une section standard du tablier	98
Figure 3-36 – Maillage du tablier issu de <i>COMSOL</i>	98
Figure 3-37 – Camion H20-44 sans amortissement aux pneus	99
Figure 3-38 – Position critique du camion H20-44 sur le pont (coupe transversale).....	101
Figure 3-39 – Profils de chaussée utilisés pour la simulation dynamique	103
Figure 3-40 – Positionnement du camion H20-40 sur la structure pour les essais numériques	103
Figure 4-1 – Évolution de la flèche maximale dynamique et statique pour la poutre A.....	105
Figure 4-2 – Évolution de la flèche maximale dynamique et statique pour la poutre B.....	105
Figure 4-3 – Évolution de la flèche maximale dynamique et statique pour la poutre C.....	106
Figure 4-4 – Évolution de la flèche maximale dynamique et statique pour la poutre D.....	106
Figure 4-5 – Évolution de la flèche maximale dynamique et statique pour la poutre E.....	106
Figure 4-6 – Évolution du moment de flexion maximal dynamique et statique pour la poutre A....	106
Figure 4-7 – Évolution du moment de flexion maximal dynamique et statique pour la poutre B....	107
Figure 4-8 – Évolution du moment de flexion maximal dynamique et statique pour la poutre C....	107
Figure 4-9 – Évolution du moment de flexion maximal dynamique et statique pour la poutre D....	107
Figure 4-10 – Évolution du moment de flexion maximal dynamique et statique pour la poutre E..	108
Figure 4-11 – Position des jauges de déformations lors des essais réalisés par le MTQ.....	109
Figure 4-12 – Position des capteurs à mi-portée de la structure lors des essais réalisés par le MTQ	110

Figure 4-13 – Camion #1, Masse totale de 32450 kg	111
Figure 4-14 – Camion #1, disposition des roues	111
Figure 4-15 – Camion #2, Masse totale de 31530 kg	111
Figure 4-16 – Camion #2, disposition des roues	111
Figure 4-17 – Position du camion dans la voie de gauche pour les essais #4 et #16.....	112
Figure 4-18 – Position du camion dans la voie de droite pour les essais #1, #10 et #11.....	112
Figure 4-19 – Moments de flexion au centre des poutres en fonction de la position de l’essieu avant pour les essais #1, #10 et #11.....	115
Figure 4-20 – Flèches au centre des poutres en fonction de la position de l’essieu avant pour les essais #1, #10 et #11.....	115
Figure 4-21 – Flèches au centre des poutres en fonction de la position de l’essieu avant pour les essais #4 et #16.....	116
Figure 4-22 – Moments de flexion au centre des poutres en fonction de la position de l’essieu avant pour les essais #4 et #16.....	116
Figure 4-23 – Évolution de la flèche maximale et au centre en régime dynamique et statique pour la poutre A	117
Figure 4-24 – Évolution du moment maximal et au centre en régime dynamique et statique pour la poutre A	118
Figure 4-25 – Flèches au centre de la portée de la structure selon la position du camion obtenu <i>in situ</i> lorsque le camion #1 circule dans la voie de droite	120
Figure 4-26 – Flèches sur chacune des poutres obtenues numériquement lorsque le camion #1 est positionné dans la voie de droite de sorte à obtenir la plus grande déflexion au centre de la structure	120
Figure A1-1 – Chargement CL-625-ONT (charges par essieux).....	136
Figure A1-2 – Chargement de voie CL-625-ONT	136
Figure A1-3 – Configuration CL3-W (charge par essieu).....	137
Figure A1-4 – Configuration des roues du chargement CL-W.....	138

Figure A1-5 – Configuration CL2-W (charge par essieu).....	138
Figure A1-6 – Configuration des roues du chargement CL-W.....	138
Figure A1-7 – Configuration des roues du chargement CL-W (charge par essieu)	138
Figure A1-8 – Configuration des roues du chargement CF3E-W	139
Figure A1-9 – Configuration CFHN-W (charge par essieu)	139
Figure A1-10 – Configuration des roues du chargement CFHN-W	139
Figure A1-11 – Chargement BCL-625 (charge par essieu)	140
Figure A1-12 – Chargement de voie BCL-625.....	141
Figure A1-13 – Chargement EPLL1 (charge par essieu).....	141
Figure A1-14 – Chargement EPLL2 (charge par essieu).....	141
Figure A1-15 – Configuration des essieux à 16 roues	142
Figure A1-16 – Chargement HSS-25.....	143
Figure A1-17 – Chargement HSS-30.....	143
Figure A1-18 – Chargement de voie HS-30.....	143
Figure A2-1 – Déformée modale, 1 ^{er} mode de vibration (17,19 Hz).....	144
Figure A2-2 – Déformée modale, 2 ^e mode de vibration (19,29 Hz).....	144
Figure A2-3 – Déformée modale, 3 ^e mode de vibration (32,43 Hz).....	145
Figure A2-4 – Déformée modale, 4 ^e mode de vibration (62,86 Hz).....	145
Figure A2-5 – Déformée modale, 5 ^e mode de vibration (64,97 Hz).....	145
Figure A2-6 – Déformée modale, 6 ^e mode de vibration (65,76 Hz).....	146
Figure A2-7 – Déformée modale,7 ^e mode de vibration (75,22 Hz).....	146
Figure A2-8 – Déformée modale,8 ^e mode de vibration (81,32 Hz).....	146
Figure A2-9 – Déformée modale,9 ^e mode de vibration (96,90 Hz).....	147
Figure A2-10 – Déformée modale,10 ^e mode de vibration (106,19 Hz).....	147

LISTE DES ABRÉVIATIONS

AASHTO	=	« American Association of State Highway and Transportation Officials »
ADR	=	« Assessment Dynamic Ratio »
BC MoTI	=	« British Columbia Ministry of Transportation and Infrastructure »
BSI	=	« British Standards Institution »
CSA	=	« Canadian Standard Association »
DSP	=	Densité spectrale de puissance
DSPC	=	Densité spectrale de puissance croisée
FAD	=	Facteur d'amplification dynamique
FDAF	=	« Full Dynamic Amplification Factor »
MFFP	=	Ministère des Forêts, de la Faune et des Parcs
MTO	=	Ministères des Transports de l'Ontario
MTQ	=	Ministère des Transports du Québec
MTMD	=	Ministère des Transports et de la Mobilité durable du Québec »
OHBDC	=	« Ontario Highway Bridge Design Code »
ZAT	=	Zone affectée thermiquement

LISTE DES VARIABLES

$\{\ddot{d}_p\}$	= Vecteur accélération du pont
$\{\dot{d}_p\}$	= Vecteur vitesse du pont
$\{\ddot{d}_v\}$	= Vecteur accélération du véhicule
$\{\dot{d}_v\}$	= Vecteur vitesse du véhicule
$[C_p]$	= Matrice d'amortissement du pont
$[C_v]$	= Matrice d'amortissement du véhicule
$\{F_p\}$	= Vecteur forces agissant sur le pont
$\{F_v\}$	= Vecteur forces agissant sur le véhicule
$[F_p^{eq}]$	= Matrice des charges nodale agissant sur le pont
$[K_p]$	= Matrice de rigidité du pont
$[K_v]$	= Matrice de rigidité du véhicule
$[M_p]$	= Matrice masse du pont
$[M_v]$	= Matrice masse du véhicule
$[N_e]$	= Fonction de forme
$\{d_p\}$	= Vecteur déplacement du pont
$\{d_v\}$	= Vecteur déplacement du véhicule
$\{z_p\}$	= Vecteur déplacement du pont aux nœuds de l'élément fini en contact avec le pneu du véhicule (m)
A	= Aire de la section (m ²)
B	= Bimoment (N·m)
C	= Constance d'amortissement d'un amortisseur linéaire (N·s/m)
C_{pi}	= Constante d'amortissement du pneu au point i ($i=1$ à 4) (N·s/m)
C_{si}	= Constante d'amortissement de la suspension au point i ($i=1$ à 4) (N·s/m)
C_ω	= Constante de gauchissement (m ⁶)
D	= Distance entre élément donné d'un pont et les joints de tablier (m)
D_E	= Épaisseur de remblai au-dessus d'un élément donné d'un pont (m)
E	= Module d'élasticité (GPa)
F_a	= Force dans un amortisseur (N)
F_{api}	= Force dans l'amortisseur du pneu au point i (N)
F_{asi}	= Force dans l'amortisseur de la suspension au point i (N)
F_r	= Force dans un ressort (N)
F_{rpi}	= Force dans le ressort du pneu au point i (N)
F_{rsi}	= Force dans le ressort de la suspension au point i (N)
F_u	= Limite ultime en traction (MPa)
F_{wu}	= Limite ultime en traction dans la ZAT (MPa)
F_{wy}	= Limite élastique en traction dans la ZAT (MPa)
F_y	= Limite élastique en traction (MPa)
G	= Module de cisaillement (GPa)
$G(n)$	= Densité spectrale de puissance (DSP)
I	= Facteur d'impact
I_{ea}	= Inertie de roulis de l'essieu avant (essieu a) (kg·m ²)
I_{eb}	= Inertie de roulis de l'essieu arrière (essieu b) (kg·m ²)
I_x	= Inertie selon l'axe fort de la section (m ⁴)
I_y	= Inertie selon l'axe faible de la section (m ⁴)
$I_{\theta v}$	= Inertie de tangage du véhicule (kg·m ²)
$I_{\phi v}$	= Inertie de roulis du véhicule (kg·m ²)
K	= Constance de rigidité d'un ressort linéaire (N/m)
K_{pi}	= Constante de rigidité du pneu au point i ($i=1$ à 4) (N/m)

K_{si}	=	Constante de rigidité de la suspension au point i ($i=1$ à 4) (N/m)
L	=	Portée d'un pont (ou longueur d'une travée pour un pont à plusieurs travées) (m)
$L1$	=	Distance entre l'essieu avant et le centre de gravité du véhicule (m)
$L2$	=	Distance entre l'essieu avant et le centre de gravité du véhicule (m)
L_k	=	Effet maximal des charges routières dans la $k^{\text{ième}}$ voie chargée d'un pont
M_x	=	Moment de flexion selon l'axe fort de la section (N·m)
M_y	=	Moment de flexion selon l'axe faible de la section (N·m)
N	=	Effort normal (N)
$R(\delta)$	=	Fonction de corrélation croisée
V	=	Déplacement du pont au point de contact entre pont et le véhicule (m)
W	=	Poids total du chargement standard CL-W
Z_v	=	Déplacement vertical du châssis (m)
d	=	Distance entre le centre de gravité de l'essieu et les ressorts/amortisseurs des pneus (m)
g	=	Constante gravitationnelle (9,81 m/s ²)
$g(n)$	=	Fonction de cohérence
m_{ea}	=	Masse de l'essieu avant (essieu a) (kg)
m_{eb}	=	Masse de l'essieu arrière (essieu b) (kg)
m_l	=	Réduction de l'amplification dynamique pour plusieurs voies d'un pont chargée simultanément
m_v	=	Masse du véhicule (kg)
n	=	Fréquence angulaire (cycles/m)
n_0	=	Fréquence angulaire de référence (cycles/m)
\dot{r} ou $\dot{r}(x)$	=	Taux de variation de la rugosité en fonction du temps (m/s)
r ou $r(x)$	=	Rugosité de la chaussée (m)
$r_A(x)$	=	Rugosité de la chaussée pour le premier profil (m)
$r_B(x)$	=	Rugosité de la chaussée pour le second profil (m)
r_i	=	Rugosité de la chaussée sous le pneu au point i (m)
s	=	Distance entre le centre de gravité de l'essieu et les ressorts/amortisseurs des suspensions (m)
v_i	=	Déformée de la structure sous le pneu au point i (m)
$v(t)$	=	Vitesse (m/s)
x	=	Position (m)
x_i	=	Abscisse de la jauge de déformation (par rapport au centre géométrique de la section du profilé) (m)
y_i	=	Ordonnée de la jauge de déformation (par rapport au centre géométrique de la section du profilé) (m)
z_a	=	Déplacement vertical de l'essieu avant (essieu a) (m)
z_b	=	Déplacement vertical de l'essieu arrière (essieu b) (m)
z_e	=	Déplacement de l'essieu (m)
z_{ei}	=	Déplacement du nœud i au niveau de l'essieu (amortisseur) (m)
z_{ei}'	=	Déplacement du nœud i au niveau de l'essieu (pneu) (m)
z_i	=	Déplacement du nœud i (m)
z_p	=	Déplacement du point de contact entre le pont et le véhicule (m)
z_{pi}	=	Déplacement du nœud i au niveau du pneu (m)
α	=	Coefficient d'expansion thermique (1/°C)
ε_i	=	Déformation au point i
ε_x	=	Déformation dû au moment fléchissant selon l'axe fort de la section
ε_y	=	Déformation dû au moment fléchissant selon l'axe faible de la section
ε_ω	=	Déformation dû au bimoment
ε_o	=	Déformation dû à l'effort normal
θ_v	=	Angle de tangage du châssis (rad)
λ	=	Valeur propre
ν	=	Coefficient de poisson

ξ	=	Taux d'amortissement
ρ	=	Densité (kg/m ³)
ϕ_a	=	Angle de roulis de l'essieu avant (essieu a) (rad)
ϕ_b	=	Angle de roulis de l'essieu arrière (essieu b) (rad)
ϕ_i	=	Angle de phase aléatoire (rad)
ϕ_v	=	Angle de roulis du châssis (rad)
ω	=	Fréquence de vibration (Hz)
ω_i	=	Coordonnée sectorielle de la jauge de déformation (par rapport au centre géométrique de la section du profilé (m ³))
ΔL et Δz	=	Élongation d'un ressort (m)
$\Delta \dot{z}$	=	Vitesse d'élongation du ressort (m/s)

REMERCIEMENTS

Je tiens d'abord à remercier mon directeur de recherche, M. Ahmed Rahem, ainsi que ma codirectrice, Mme Lyne St-Georges, de m'avoir guidé et conseillé lors de la réalisation de ce projet de recherche. Je les remercie également de la confiance qu'ils m'ont accordée et des expériences qu'ils m'ont tous deux transmises durant ce projet. Un grand merci également à Mme Kadiata Ba, professeure au département des sciences appliquées de l'UQAC, pour l'expérience enrichissante qu'elle m'a proposé durant mon parcours de maîtrise, soit la participation à l'école d'été sur la fabrication additive 2019 de l'ENISE.

Je désire également remercier le Conseil de recherche en sciences naturelles et en génie (CRSNG), le Fonds de recherches du Québec volet Nature et technologies (FRQNT), Rio Tinto ainsi que la Fondation de l'UQAC pour le soutien financier qu'ils m'ont accordé durant ce projet de maîtrise. L'obtention de ces bourses a été déterminante dans la poursuite de ce projet. Concilier travail et étude n'est pas toujours évident. Je remercie donc également mon employeur et mes collègues de MagecoLMG, pour leur ouverture et leur flexibilité durant toutes ces années.

Je tiens également à remercier le ministère des Transports du Québec et notamment M. Mathieu Lacoste de m'avoir partagé et permis d'utiliser les résultats de leurs essais terrains réalisés sur le pont à platelage d'aluminium de St-Ambroise pour mes travaux de recherche.

Je remercie finalement ma famille, qui m'a toujours soutenue et encouragée dans la réalisation de mes études. Un merci particulier à mes parents, sans qui je n'aurais probablement pas eu la patience et la motivation pour terminer ce projet. Merci également à mon conjoint, Vincent, pour son support et ses conseils durant ce projet. Un dernier merci à mon fils, Éloi, pour m'avoir inspiré et accompagné sur les derniers miles à parcourir dans ce projet.

*À tous ceux qui se reconnaîtront
et pour toi, Éloi*

CHAPITRE 1

INTRODUCTION

1.1 MISE EN CONTEXTE

Le Canada est le quatrième producteur mondial d'aluminium de première fusion, avec une production totale de 3,1 millions de tonnes en 2021 (4,8% de la production mondiale) [1]. On compte dix alumineries à travers le pays (neuf au Québec et une en Colombie-Britannique), en plus d'une raffinerie d'alumine. Malgré la mise en valeur de l'industrie de l'aluminium au Canada et sa part de marché importante dans l'industrie de la production de l'aluminium, l'utilisation de ce matériau reste limitée dans les ouvrages de génie civil au pays. Les défis techniques et économiques liés à l'aluminium freinent son approbation par les autorités et son utilisation à plus grande échelle dans la construction. Bien que les connaissances du comportement structural de l'aluminium se soient améliorées ces dernières années, il existe plusieurs défis importants de conception et de construction qui se rapportent à la résistance mécanique, au comportement dynamique et à la fatigue de ce matériau. Actuellement, bien que l'utilisation de l'aluminium dans les ponts piétonniers soit plus répandue, peu de structures de ponts routiers possèdent des éléments structuraux en aluminium au Canada. En effet, seuls deux ouvrages, tous deux situés dans la région du Saguenay-Lac-St-Jean (Québec) sont construits (principalement ou partiellement) en aluminium. La méconnaissance des ingénieurs en structure sur les propriétés structurales de l'aluminium limite son utilisation dans les ouvrages routiers. L'ajout d'un chapitre consacré à la conception des structures d'aluminium au Code canadien sur le calcul des ponts routiers (CSA-S6) (chapitre 17) en 2011 a cependant permis de développer les possibilités d'application de l'aluminium dans les structures routières.

Une solution prometteuse d'utilisation de l'aluminium dans les ponts, qui permet de réduire considérablement le poids propre de la structure, est l'utilisation de tabliers extrudés en aluminium. Dans un contexte de réfection, le remplacement d'un platelage standard en béton par un tablier extrudé en aluminium pourrait permettre d'augmenter la capacité portante d'une structure sans travaux de renforcement de la structure principale en diminuant le poids mort du tablier [2]. Le coût

initial élevé de ce type de platelage l'élimine cependant rapidement des options lors de la conception des ouvrages. Pourtant, Pedneault, et al. [3] ont démontré qu'en milieu urbain, l'utilisation d'une structure à platelage en aluminium sur poutres d'acier s'avère plus avantageuse que l'utilisation d'un tablier de béton ou de bois traditionnel lorsque l'ensemble des coûts engendrés sur la durée de vie de la structure sont considérés. Malgré tout, au Canada, l'utilisation de ce type de platelage n'est pas rependue. La seule structure dotée d'un tel tablier, à St-Ambroise (Québec), a été construite dans un contexte de recherche. Un second pont, situé dans la forêt Montmorency, près de Québec, est en développement et sera soumis à plusieurs essais au cours des prochaines années. Ce projet vise à développer les connaissances liées à l'utilisation des platelages d'aluminium [4]. Dans ce sens, plusieurs projets de recherches ont été menés dans les dernières années afin de développer l'utilisation de ce type de platelage au Québec. Le présent projet de recherche s'inscrit dans la même optique.

1.2 PROBLÉMATIQUE

L'analyse dynamique d'une structure routière est généralement complexe et fait intervenir plusieurs paramètres variables qui sont difficilement évaluables par les ingénieurs. Les sollicitations induites à la structure sont nombreuses et leurs impacts sont parfois complexes à analyser. Afin de guider le dimensionnement de ces structures, plusieurs normes de calculs ont été développées. Ces normes indiquent aux ingénieurs les éléments à considérer et les modes d'analyse à prioriser lors de l'étude de la résistance des différents éléments structuraux et du comportement des ouvrages. Ainsi, certaines simplifications, parfois empiriques, basées sur les résultats de plusieurs projets de recherche importants menés au cours des dernières décennies, sont proposées aux ingénieurs.

La norme CSA-S6-19, utilisée actuellement pour la conception et l'évaluation des ponts routiers au Canada, est élaborée sur une approche statique de l'application des chargements et du comportement structural des ponts. Cette approche est préconisée afin d'éviter aux concepteurs une analyse structurale complète, plus complexe. Cependant, ni la charge ni le pont ne réagissent comme un système statique. Le pont possède des caractéristiques vibratoires et réagit dynamiquement sous l'effet du passage des véhicules routiers. Ainsi, des coefficients de pondération sont proposés dans

la norme afin de majorer les efforts obtenus par une analyse statique de la structure afin de tenir compte des effets dynamiques. Cependant, ces coefficients de majoration (appelés *facteurs d'amplification dynamique*) sont les mêmes pour tous les types de structures et sont parfois conservateurs. Ces facteurs ont été développés à partir des résultats de projets de recherches qui visaient principalement l'étude vibratoire des ponts en acier, en béton ou en bois, plus traditionnels. Les structures d'aluminium sont cependant généralement plus susceptibles aux vibrations. Pour que l'utilisation de ces facteurs d'amplification dynamique et l'utilisation de l'approche statique qui en découle soient justifiables pour le dimensionnement des structures d'aluminium, une connaissance du comportement dynamique du système pont-véhicule et une évaluation de la grandeur des réponses dynamique qui en découle doivent être développées. De plus, l'utilisation de facteurs d'amplification adaptés au comportement réel des platelages en aluminium pour leur dimensionnement éviterait la considération de valeurs conservatrices, permettant d'optimiser davantage la conception. Actuellement, peu d'études sont disponibles afin de valider l'applicabilité des coefficients de majoration proposée par la norme canadienne au dimensionnement des platelages d'aluminium. De manière générale, le comportement dynamique des ponts à platelage d'aluminium sous l'effet des chargements routiers est peu documenté. Dans ce sens, le présent projet de recherche vise l'évaluation du comportement dynamique des tabliers de ponts routiers en aluminium. Plus précisément, il vise à étudier le comportement du pont de St-Ambroise (Saguenay), qui possède un tablier en aluminium.

1.3 OBJECTIFS DU PROJET DE RECHERCHE

Le travail de recherche proposé vise à évaluer les facteurs d'amplification dynamique applicables aux chargements statiques normalisés préconisés par les normes de dimensionnement des structures routières. L'objectif de ce projet de recherche est de développer un modèle numérique du pont de St-Ambroise dans le but d'étudier les effets dynamiques induits par le trafic routier sur cette structure, doté d'un tablier en aluminium. Ultiment, on vise à évaluer les facteurs d'amplification dynamique qui majorent les effets des charges statiques utilisées pour le

dimensionnement des structures. Plus précisément, les éléments suivants sont visés par le projet de recherche :

- Développer des modèles dynamiques représentatifs des véhicules routiers ;
- Développer un modèle numérique représentatif du pont à platelage d'aluminium;
- Valider et optimiser les modèles numériques développés;
- Étudier les modes vibratoires et les réponses dynamiques du pont ;
- Évaluer les facteurs d'amplification dynamique à partir des modèles numériques développés.
- Comparer les valeurs numériques d'amplification dynamique avec ceux tirés d'essais de chargements dynamiques réalisés sur le terrain sur le pont de St-Ambroise

Les modèles développés permettront de déterminer la sensibilité des ponts à platelage en aluminium aux sollicitations dynamiques provoquées par le trafic routier. Une approche numérique qui considère l'interaction pont-véhicule et dans laquelle le pont, le chargement et les profils de chaussée sont modélisés est utilisée pour obtenir les réponses dynamiques de la structure. L'environnement *COMSOL* est utilisé pour le développement des modèles numériques du pont et du véhicule, permettant ainsi de coupler les deux modèles. Des analyses statiques et dynamiques indépendantes sont réalisées pour déterminer les efforts et les déplacements statiques et dynamiques provoqués dans le tablier par le passage des camions et d'en déduire les facteurs d'amplification dynamique correspondants. Les résultats d'une campagne d'échantillonnage réalisée en 2015 sur la structure du pont à platelage d'aluminium de St-Ambroise par le ministère des Transports et de la Mobilité durable (MTMD) (anciennement ministère des Transports du Québec (MTQ)) dans laquelle des jauges de déformation et des capteurs de déplacements ont permis d'enregistrer les efforts auxquelles la structure est soumise lors du passage de camions circulant à diverses vitesses sur la structure seront ensuite utilisés afin de comparer les facteurs d'amplification dynamique obtenus numériquement et ceux obtenus à partir de données obtenus sur le terrain. Finalement, les facteurs précédemment obtenus seront comparés à ceux prescrits par les normes de dimensionnement canadienne et américaine afin d'évaluer leur applicabilité aux ponts à platelage d'aluminium.

CHAPITRE 2

REVUE DE LITTÉRATURE

2.1 PROPRIÉTÉS DE L'ALUMINIUM

L'aluminium présente plusieurs caractéristiques intéressantes lorsqu'utilisé dans les ouvrages de génie civil. Plusieurs de ses propriétés rendent son utilisation dans les structures routières attrayantes. À l'inverse, plusieurs auteurs (notamment Siwowski [5], Das et Kaufman [6], Leclerc [7]) relèvent plusieurs aspects de ce matériau qui freinent son utilisation à grande échelle dans les infrastructures routières. Il est donc important, afin de bien comprendre le contexte menant à l'utilisation de ce matériau dans les structures, d'identifier clairement les particularités de ce métal. La présente section décrit brièvement les propriétés de l'aluminium exploitées dans la construction des ponts et mises de l'avant dans la littérature.

2.1.1 PROPRIÉTÉS PHYSIQUES ET MÉCANIQUES

Les propriétés physiques de l'aluminium qui doivent être utilisés aux fins des calculs de dimensionnement dans les structures de ponts au Canada sont présentées au tableau 2-1.

Tableau 2-1 – Propriétés physiques de l'aluminium structural [8]

Coefficient d'expansion thermique, α (1°C)	24 x 10-6
Densité, ρ (kg/m^3)	2700
Module d'élasticité, E (GPa)	70
Module de cisaillement, G (GPa)	26
Coefficient de poisson, ν	0,33

La résistance mécanique de l'aluminium peut varier grandement d'un alliage à un autre. Seuls quelques alliages d'aluminium sont permis à l'utilisation pour la construction des ponts routiers au Canada. Le tableau 2-2, tiré du tableau 17,3 de la norme CSA-S6-19 [8] présente les limites de résistance en traction de ces différents alliages, où F_u est la limite ultime, F_y est la limite élastique, F_{wu} est la limite ultime dans la zone affectée thermiquement (ZAT) et F_{wy} est la limite élastique dans la ZAT. L'alliage 6061-T6 est l'alliage le plus répandu en construction.

Tableau 2-2 – Caractéristiques des alliages d'aluminium utilisés dans les ponts au Canada [8]

Alliage et trempe	Type de produit	Épaisseur (mm)	Résistance (MPa)			
			F _u	F _y	F _{wu}	F _{wy}
5052-H32	Tôle, plaque	0,4 < t ≤ 50	215	160	170	65
5083-H116	Tôle, plaque	1,6 < t ≤ 40	305	215	270	115
5086-H116	Tôle, plaque	1,6 < t ≤ 50	275	195	240	95
6005A-T61	Extrusion	t ≥ 25	260	240	165	90
6063-T5	Extrusion	t ≥ 12,5	150	110	15	55
6063-T6	Tôle, plaque	t ≥ 25	205	170	115	55
6061-T6	Extrusion	Toute épaisseur	260	240	165	80 ou 105*
	Tôle, plaque	0,15 < t ≤ 6,3	290	240	165	105
6061-T6510 6061-T6511	Extrusion	Toute épaisseur	260	240	165	80 ou 105*
6061-T651	Tôle, plaque	6,3 < t ≤ 100	290	240	165	80 ou 105*
6082-T6 6082-T6511	Extrusion	5 < t ≤ 150	310	260	190	110

* 80 MPa avec fil de soudage 4043 dans les zones où l'épaisseur est supérieure à 9,5 mm
105 MPa avec fil de soudage 5356 ou 4043 dans les zones où l'épaisseur est inférieure à 9,5 mm

2.1.2 AVANTAGES DE L'UTILISATION DE L'ALUMINIUM DANS LES PONTS

Poids léger

La faible masse volumique de l'aluminium par rapport aux autres matériaux utilisés dans la construction des ponts est un avantage important de l'aluminium. Sa masse volumique étant approximativement de 2700 kg/m³ et celle de l'acier de près de 8000 kg/m³, l'aluminium est près de trois fois plus léger. À résistance égale, une charpente d'aluminium peut être près de 50% moins lourde qu'une charpente d'acier équivalente [9]. En comparaison, un platelage extrudé en aluminium pèse entre 72 et 122 kg/m², ce qui est près de cinq fois inférieur au poids d'un tablier standard en béton armé [7]. La réduction du poids mort de la structure engendrée par le remplacement d'une dalle de béton du tablier par un tablier extrudé en aluminium peut ainsi permettre d'augmenter le tonnage maximal des véhicules autorisés à circuler sur une structure ou d'éliminer la nécessité d'effectuer des renforts aux fondations en diminuant les charges transmises à ces éléments [10].

Malléabilité

L'aluminium est reconnu pour sa grande malléabilité, ce qui le rend facilement extrudable. Ainsi, des formes variées et complexes peuvent être facilement extrudées à partir de pièces d'aluminium, ce qui n'est pas possible dans l'acier, plus raide [9]. Cette facilité d'extrusion permet la fabrication de pièces de géométries adaptées aux structures à construire et optimisées, de sorte à

réduire au maximum le poids des pièces nécessaires à la résistance de la structure [6]. Ces formes complexes rendent cependant l'analyse de ces structures plus difficiles et des logiciels de modélisation par éléments finis deviennent donc indispensables pour la conception et la validation des structures utilisant ces profilés [11].

Imperméabilité

L'imperméabilité des platelages en aluminium est un atout intéressant à son utilisation. En effet, il permet de protéger contre les intempéries les éléments plus sensibles à la dégradation, tels que les poutres d'acier et les appareils d'appuis [12]. La prolongation possible des tabliers en porte-à-faux par-dessus les poutres d'acier porteuses permet d'accroître cet effet de protection.

Facilité de construction

Le poids des extrusions d'aluminium facilite la manutention de ces structures et réduit, par le fait même, les coûts de transports et d'installation ainsi que la consommation d'énergie fossile lors de l'érection de la structure [13]. La fabrication en usine des tabliers de ponts en aluminium et la simplicité des assemblages permettent de réduire le temps de construction en chantier, réduisant ainsi les temps de fermeture des routes. Comparativement aux tabliers de béton armé traditionnel coulé en place qui demandent des temps de coffrage, de décoffrage et de cure (souvent de 28 jours) élevés, le temps de construction des ponts peut donc être réduit considérablement lorsqu'un tablier d'aluminium est utilisé. Les impacts économiques et sociaux des fermetures prolongées des routes peuvent ainsi être diminués [5].

Résistance à la corrosion

L'aluminium a la propriété de développer une fine couche d'oxyde, appelé alumine, au contact de l'air, qui la protège de la corrosion [9]. Cette protection naturelle de l'aluminium fait office de barrière de protection aux milieux corrosifs et est donc naturellement très efficace contre les attaques corrosives qui grugent rapidement l'acier. L'aluminium possède donc une excellente résistance à la corrosion, contrairement à l'acier et au béton armé, qui se dégradent rapidement avec le temps. Cette couche d'alumine est très stable lorsque les pH des environnements corrosifs sont près de la neutralité, ce qui est le cas de l'eau de rivière et de mer [9]. La bonne tenue à la corrosion de

l'aluminium et donc, sa durabilité en milieu exposé, principalement en milieu marin salé, en font un matériau idéal pour la construction des ponts, d'autant plus que la cause principale de dégradation des structures de ponts est attribuable à la corrosion des éléments d'acier de la structure (armature du béton et éléments principaux et secondaires en acier) [13].

Efforts et coûts d'entretien moindre

Un attrait important de l'utilisation de l'aluminium dans les ponts routiers, notamment comme tablier, est le faible coût d'entretien qu'il nécessite. La résistance élevée de l'aluminium à la corrosion diminue la nécessité d'entretien dû à la dégradation de la structure avec les années et élimine la nécessité de travaux de peinture, nécessaires dans les structures d'acier; la structure d'un tablier d'acier doit être repeinte tous les 10 ans [6]. Le principal avantage économique de l'utilisation de l'aluminium dans les ponts est observé lorsqu'une analyse du cycle de vie de la structure est effectuée. En effet, la longévité des structures d'aluminium étant plus importante et les coûts d'entretien moins élevés, le coût de construction initial élevé de ces structures est amorti durant l'ensemble de la durée de vie de la structure [14].

Conservation de ses propriétés à basse température

L'aluminium est peu affecté par les baisses de température. En effet, l'aluminium demeure résilient à basse température et conserve une bonne résistance au choc, ce qui n'est pas le cas de l'acier. L'aluminium conserve ainsi un comportement ductile, même à basse température [9]. Dans un contexte hivernal québécois, cette particularité du matériau est un attrait important.

2.1.3 DÉSAVANTAGES DE L'ALUMINIUM DANS LES PONTS

Coûts initiaux du matériau élevé

Le coût initial de construction d'une structure en aluminium peut être de 25% à 75% supérieur à celui d'une structure semblable en acier ou en béton armé [6]. Selon Walbridge et de la Chevrotière [15], lorsqu'une réduction de 50% de la structure est obtenue grâce à l'utilisation de l'aluminium, un prix initial de deux fois supérieur est observé par rapport à son équivalente en acier. Dans ce sens, son utilisation est souvent écartée pour des raisons budgétaires. Au Québec (et en Amérique du Nord en général), les budgets de construction sont principalement accordés en fonction du coût de

construction initial de la structure [6, 13]. Il est clair que l'avantage économique de l'utilisation de l'aluminium dans les ponts est au niveau de la réduction des coûts d'entretien, tel qu'exprimé précédemment. Cependant, les budgets d'entretien et de construction étant souvent gérés séparément [6], cet avantage est souvent négligé lors de l'étude de concept visant la construction des structures.

Faible résistance à la fatigue

Un frein important à l'utilisation de l'aluminium dans les ponts routiers est la faible résistance de ce matériau à la fatigue. Les chargements dynamiques générés par les passages répétés des véhicules sur les ponts engendrent des cycles de chargements importants sur la structure durant l'ensemble de la durée de vie du pont. Ces cycles répétés de chargements entraînent des petites contraintes plastiques aux pièces, principalement en zones de concentration de contraintes, près des assemblages [9]. Les assemblages soudés des pièces d'aluminium sont particulièrement vulnérables à la fatigue, les propriétés mécaniques du matériau, dont la résistance à la fatigue, étant généralement grandement affectées dans les zones affectées thermiquement. De plus, les cycles de chargements peuvent favoriser la propagation des fissures présentes dans la soudure [13]. Ainsi, un bon comportement de la structure en fatigue est essentiel pour assurer la pérennité de l'ouvrage. L'aluminium présente une résistance à la fatigue de trois fois inférieure à celle de l'acier [6]. Une attention particulière doit donc être portée à ce critère lors de la conception d'éléments en aluminium dans les ponts.

Disponibilité des extrusions

Tel que présenté précédemment, les propriétés d'extrudabilité de l'aluminium le rendent attrayant pour l'optimisation des structures. Cependant, au Canada (et en Amérique du Nord en général), les presses d'extrusion disponibles ne permettent pas l'extrusion de pièces de dimensions supérieures à 50 cm [11]. Dans ce sens, l'importation des extrusions depuis l'Europe, où la capacité d'extrusion est supérieure, est obligatoire lorsque les structures nécessitent des profilés de plus grande envergure. Le défi d'approvisionnement et l'obligation de sélectionner des fournisseurs étrangers peuvent donc freiner l'utilisation de ces profilés, d'autant plus que les frais de transport et les délais de livraison peuvent être influencés par la distance des fournisseurs.

Fréquences de vibration élevées

Le poids des structures d'aluminium étant faible en comparaison aux autres types de structures de ponts, les fréquences de vibrations de ces structures sont souvent plus élevées que celles des structures en béton armé comparables, plus lourdes. Les structures sont donc plus susceptibles aux effets des vibrations dues au trafic routier et la conception de ces structures doit donc être adaptée en conséquence. Selon Roy [16], les critères de vibrations et de flèche contrôlent généralement le dimensionnement des structures d'aluminium.

Corrosion galvanique

La corrosion galvanique se produit lorsque deux matériaux ayant une électronégativité différente sont en contact. Dans ce cas, le matériau ayant l'électronégativité la plus élevée agit comme une anode et un transfert d'électron se produit vers le matériau le moins électronégatif, qui agit alors telle une cathode. On observe ainsi la dégradation du premier matériau, le second restant intact. L'aluminium étant très électronégatif, il est particulièrement sujet à ce type de corrosion [9]. Selon Walbridge, et al. [11], un effort de recherche important doit être développé dans le domaine de la corrosion galvanique des structures d'aluminium afin d'éviter ce phénomène. Toujours selon Walbridge, et al. [11], l'utilisation de l'acier galvanisé dans les assemblages de structures d'aluminium, tel qu'il est permis par les normes canadiennes de dimensionnement de structures d'aluminium (CSA-S6-19 et CSA-S157-17) n'élimine pas totalement la corrosion galvanique de l'aluminium et l'utilisation de revêtements de surface isolant l'aluminium est recommandée. Dans cette même optique, le Manuel de conception des structures [17] proscrit l'utilisation de l'acier inoxydable dans les assemblages pour prévenir la corrosion galvanique entre ces deux matériaux. Selon Beaulieu [9], tous les alliages d'aluminium sont susceptibles à la corrosion galvanique. La prévention de ce type de corrosion est donc essentielle pour assurer la longévité des structures d'aluminium dans les ponts, souvent en contact avec d'autres matériaux.

Connaissances limitées des ingénieurs dans le domaine

Les connaissances des concepteurs en structure dans le domaine de l'aluminium structural freinent son utilisation à grande échelle dans la construction au Québec. En effet, la plupart des professionnels ne sont pas familiers avec les normes de conception de ce matériau peu utilisé.

L'ajout d'un chapitre consacré à la conception des structures d'aluminium dans les ponts routiers dans le Code canadien sur le calcul des ponts routiers (chapitre 17) à partir de 2011 a permis de développer les possibilités d'application de l'aluminium dans les structures routières. Les applications restent tout de même limitées et les approbations des autorités provinciales difficiles à obtenir. Plusieurs domaines de recherche restent à être menés afin de développer les avancées des dernières années dans le domaine de l'aluminium. Les nouveaux procédés permettant d'améliorer le comportement des structures en aluminium, tel que le procédé de soudage par friction malaxage (FSW), ne sont pas encore inclus dans les normes de conceptions canadiennes [11] et doivent donc être promus davantage afin d'y être intégré. L'introduction au programme d'un nouveau cours de Conception de charpentes en aluminium au baccalauréat en génie civil de l'Université du Québec à Chicoutimi est d'ailleurs une première au Québec qui permet d'introduire ce matériau aux nouveaux ingénieurs et de favoriser son utilisation à plus grande échelle. Malgré tout, les connaissances beaucoup plus développées sur les matériaux tels que le béton armé et l'acier dû à leur plus grande utilisation dans les structures rendent ces matériaux plus attrayants lors de la conception des structures [6, 11], la confiance des ingénieurs envers ces matériaux étant plus développée.

2.2 UTILISATION DE L'ALUMINIUM DANS LES PONTS

2.2.1 PREMIÈRES UTILISATIONS DE L'ALUMINIUM DANS LES PONTS

La première utilisation de l'aluminium pour la construction d'un pont routier remonte à 1933, où le tablier du pont Smithfield Street, situé à Pittsburgh aux États-Unis, a été reconstruit avec un tablier d'aluminium. L'utilisation de l'aluminium pour le remplacement du tablier de bois original avait alors été préférée afin de permettre l'augmentation de sa capacité portante. En effet, le tonnage maximal permis à la circulation avait pu passer de 4,5 à 16 tonnes, en raison de la réduction du poids mort de la structure de 675 tonnes [18]. L'alliage 2014-T6 avait alors été utilisé, faute d'alliages plus performants disponibles à cette époque [10]. Ce tablier a été remplacé depuis, en 1967, par un second tablier d'aluminium en alliage 6061-T6 et 5456-H321, plus performant contre la corrosion [10], et en 1995, par un tablier orthotrope en acier [18]. En 1946, l'une des sept travées du pont Massena, à New York, a été construite en aluminium. Cette travée de 30 m est alors la première

superstructure à être construite en aluminium. La travée est construite de poutres rivetées faites de l'alliage 2014-T6. Son poids de 25 tonnes est 43% plus léger que celui d'une travée semblable en acier [18]. En 1950, le premier pont ayant une structure entièrement en aluminium est construit à Arvida (Canada) [19, 20].

2.2.2 CONSTRUCTION DE STRUCTURES IMPORTANTES AUX ÉTATS-UNIS

Durant les années 1958 à 1963, sept structures de ponts d'aluminium ont été construites aux États-Unis. L'augmentation du prix de l'acier et la rareté de ce matériau dû à la construction de la *Interstate Highway System* ont rendu l'utilisation de l'aluminium attrayante. Ainsi, le premier pont à assemblages soudés au monde, le Clive Road Bridge, a été construit à Des Moines, en Iowa [18]. Ce pont de quatre travées continues est également le premier pont à être constitué d'une dalle de béton armé participant de manière composite avec la structure d'aluminium. Les alliages 5083-H113 et 5456-H321, plus performants structurellement et plus résistants à la corrosion que les alliages disponibles sur le marché jusqu'à ce moment ont été utilisés pour construire la superstructure. Ce pont n'est plus en utilisation; il a été démoli en 1993 [18]. Le second et le troisième pont, d'une portée de 23 mètres chacun, ont été construits en 1960 sur la route I-495 à Jerico (New York). L'action composite a également été développée entre les poutres rivetées composant la structure et la dalle de béton armé du tablier [10]. Ces ponts sont les premiers construits en aluminium structural 6061-T6, alliage fréquemment utilisé aujourd'hui pour la construction de structures d'aluminium. Ces deux ponts ont été désaffectés et remplacés en 1992 [13]. Toujours en alliage 6061-T6, le pont de la rivière Appomattox, d'une portée de 30 m, sur la route 36 à Petersburg a été construit en 1961. En 1963, deux ponts ont été construits sur la route 110 et l'avenue Wellwood, au-dessus de la Sunrise Highway à Amitville (New York). Un dernier pont a également été construit sur la route 32, au-dessus de la rivière Patasco à Sykesville (Maryland) [10]. Ce pont a été déconditionné en 2004 [13]. L'action composite a également été développée entre la structure d'aluminium, composée de caissons triangulaires, et la dalle de béton armé du tablier. Les caissons triangulaires de ces structures étaient conçus selon le concept « Fairchild Bridge », dans le but d'alléger au maximum le poids de la structure [13]. Des feuilles d'aluminium d'une épaisseur de 2,5 mm ont ainsi été utilisées pour la construction de ces quatre ponts [6].

Malgré l'attrait marqué de l'aluminium dans les structures de pont durant ces six années, aucun pont constitué d'une structure principale en aluminium n'a été construit aux États-Unis après cette période. Le prix de l'acier ayant diminué à partir de 1963 et sa disponibilité ayant augmenté, l'utilisation de structures d'aluminium a été rapidement remplacée par des structures d'acier plus standard. Aujourd'hui, certains ponts amovibles sont construits en aluminium aux États-Unis et des tabliers extrudés sont parfois utilisés lors de la réfection de structures existantes.

2.2.3 UTILISATION DE L'ALUMINIUM DANS LES PONTS EN EUROPE

La première utilisation de l'aluminium dans les structures de pont sur le vieux continent s'est faite 16 ans plus tard qu'en Amérique du Nord, alors qu'un pont amovible a été construit au Royaume-Uni. Ce pont, situé à Sunderland, est d'une longueur de 37 m et d'une largeur de 5,64 m. Des rivets en acier galvanisé ont été utilisés pour assembler la structure, composée de poutres ajourées fabriquées à partir de l'alliage 6151-T6. Le tablier de cette structure, construit en aluminium 2014-T6, est constitué de poutres en I de 0,9 m et 0,6 m de haut, recouvert d'une feuille d'aluminium de 10 mm d'épaisseur [6, 18]. Selon Siwowski [18], la structure est 60% plus légère qu'une structure semblable en acier. Un second pont semblable, situé à Aberdeen (Royaume-Uni), a été construit en 1953 [18]. À la même époque (1950), un pont piétonnier construit de poutres ajourées rivetées en aluminium 6151-T6 a été construit au-dessus de la rivière Tummel, en Écosse [6]. De 1957 à 1962, quatre autres ponts (deux piétonniers et deux routiers) ont été construits au Royaume-Uni : à Rogerstone (au Pays-de-Galles), ainsi qu'à Monmouth-Shire, Banbury et Gloucester (en Écosse) [6].

Selon Das et Kaufman [6] la première structure de pont en aluminium érigée en Europe à l'extérieur du Royaume-Uni est une passerelle piétonnière, construite à Düsseldorf (Allemagne). Cette passerelle, d'une portée de 55 m a été construite en 1953. La construction d'un pont autoroutier d'une portée de 44 m constituée de poutre de type Warren en aluminium 6351-T6 a été ensuite effectuée en Allemagne, à Lünen. Le premier pont d'aluminium rapporté en Suisse a été construit en 1952, alors que Das et Kaufman [6] relèvent la construction de deux ponts (l'un piétonnier, l'autre étant une passerelle pour bovins) construits à Lucerne. En France, la première utilisation de l'aluminium dans les ponts routiers remonte à 1973, avec la réfection du pont Montmerle, sur la rivière

Saône. Le tablier avait alors été remplacé par un tablier d'aluminium. Les ponts Trévoux (1975), Groslée (1976) et Chamalières (1978) ont été restaurés de la même façon peu après. Des poutres d'aluminium ont également été ajoutées sur le pont Chamalières pour élargir la surface de roulement (passant de deux à quatre voies)[6]. En Italie, la première structure de pont en aluminium a été construite en 1998. Le pont « Real Ferdinando » sur la rivière Garigliano a été restauré à l'aide d'une structure d'aluminium. Le processus de conception de la structure s'est étendu sur une période de plus de 10 ans [21]. Le premier pont utilisant l'aluminium dans un pont routier en Suède date de 1967 : un pont à bascule d'une portée de 8,1 m construit au-dessus du canal Dalsand, à Upperud [22]. En Norvège, un pont routier entièrement construit d'aluminium a été construit en 1996. Le pont, situé à Forsmo, est constitué de deux poutres caisson construites en aluminium 6082 et 6005 et a une portée de 39 m. L'aile supérieure des caissons constitue également le tablier de la structure [13]. Selon Siwowski [18], plusieurs autres passerelles piétonnières non recensées ont également été construites en Europe. L'utilisation de l'aluminium dans les structures de ponts est plus répandue que sur le continent américain. Depuis 1990, plus de 80 ponts ont été construits ou réhabilités avec un tablier d'extrusion d'aluminium en Suède et en Norvège [23].

2.2.4 UTILISATION DE L'ALUMINIUM DANS LES PONTS AU JAPON

Au Japon, la passerelle piétonnière Kinkei, d'une portée de 20 m, a été construite en 1967 au-dessus de l'autoroute Ashiya-Arima, à Hyogo [24]. Selon Nagai, et al. [25], cette passerelle est le premier pont d'aluminium au Japon. Une dizaine de passerelles piétonnières était recensée au Japon dans les années 90. Toujours selon Nagai, et al. [25], plusieurs autres structures ont été construites depuis, dont le pont Jubanminato, d'une portée de 30,9 m. Jusqu'en 2011, aucune utilisation de l'aluminium dans les ponts routiers n'était recensée au Japon. Un platelage d'aluminium a été utilisé pour la première fois pour la construction d'un petit pont, le pont Kambara Chemical, de 4,56 m de portée [26]. Depuis, les tabliers d'aluminium sont utilisés pour renforcer des structures existantes, afin d'augmenter leur capacité portante ou pour améliorer leur comportement aux séismes [25].

2.2.5 UTILISATION DE L'ALUMINIUM DANS LES PONTS ROUTIERS AU CANADA

Actuellement, seuls deux ponts routiers ayant des pièces structurales en aluminium sont construits au Canada. Ces deux ponts sont situés dans la région du Saguenay-La-St-Jean, au Québec.

Pont d'aluminium d'Arvida

Le pont d'aluminium d'Arvida est le premier pont construit entièrement en aluminium au monde [19, 20]. Construit en 1949-1950, ce pont en arche, construit par la compagnie Alcan, relie les deux rives de la rivière Saguenay. L'utilisation de l'aluminium avait été préférée lors de la conception pour promouvoir le potentiel d'utilisation de l'aluminium dans les structures routières par la compagnie [6]. Sa travée centrale de 88,4 m de long était au moment de sa construction, et est encore aujourd'hui, la plus longue travée construite en aluminium au monde. Le pont est d'une hauteur de 14,5 m, d'une largeur de 9,75 m et d'une longueur totale de 153 m. Les pièces structurales en arche du pont sont assemblées à l'aide de rivets et le tablier est composé d'une dalle de béton armé. Les appareils d'appuis de la structure ont subi des travaux de réfection en 1995. En 2015, soit 65 ans après la construction du pont, la dalle de béton constituant le tablier de la structure a été totalement reconstruite et adaptée aux nouvelles normes de circulation en vigueur [27]. Le pont est toujours ouvert à la circulation aujourd'hui; une restriction du tonnage permis (20 tonnes) est cependant en vigueur. Les figures 2-1 et 2-2 illustrent ce pont.



Figure 2-1 – Pont d'aluminium d'Arvida (© Ève Bilodeau, 2019)



Figure 2-2 – Rivet d’assemblage du pont d’aluminium d’Arvida (© Ève Bilodeau, 2019)

Le pont d’aluminium d’Arvida est aujourd’hui considéré comme un joyau architectural et patrimonial. Le pont est considéré depuis 2005 comme un immeuble patrimonial par la ville de Saguenay [28] et est reconnu comme un lieu national historique du génie civil par la Société Canadienne de Génie Civil [27].

Pont de St-Ambroise

En 2015, le ministère des Transports du Québec a autorisé l’utilisation d’un platelage d’aluminium extrudé lors de la construction d’un petit pont d’une portée de 8,5 m au-dessus du ruisseau William, sur le 9^e rang de St-Ambroise [29]. Cinq poutres d’acier de type W610x92, espacées de 1,45 m ont été utilisées comme structure principale. Le pont de St-Ambroise est photographié à la figure 2-3 et la figure 2-4 présente la coupe type du tablier, composé d’extrusions en aluminium. La construction de ce pont s’inscrit dans une optique de recherche visant à étudier le comportement de ce type d’extrusion d’aluminium comme platelage de pont dans les conditions climatiques québécoises. Les extrusions d’aluminium qui composent le tablier ont été fabriquées par la compagnie AlumaBridge et assemblées par le procédé de soudage par friction malaxage. Des extrusions d’une hauteur de 8 pouces faites de l’alliage 6061-T6 ont été utilisées pour la fabrication. Quatre types d’extrusion ont été assemblés pour la fabrication de ce tablier (présentés à la figure 2-5). Le tablier est composé de deux sections de 10,04 m x 3,75 m [30], posées longitudinalement le

long des poutres d'acier qui composent la structure principale. Les deux sections sont assemblées en chantier à l'aide de boulons et aucune action mixte n'est développée entre les poutres d'acier et le tablier d'aluminium. Les propriétés de dilatation thermique de l'acier et de l'aluminium étant très différentes (l'aluminium se dilatant davantage que l'acier), les contraintes induites dues à ces dilatations thermiques n'étaient pas souhaitables dans la structure.



Figure 2-3 – Pont de St-Ambroise (© Ève Bilodeau, 2019)

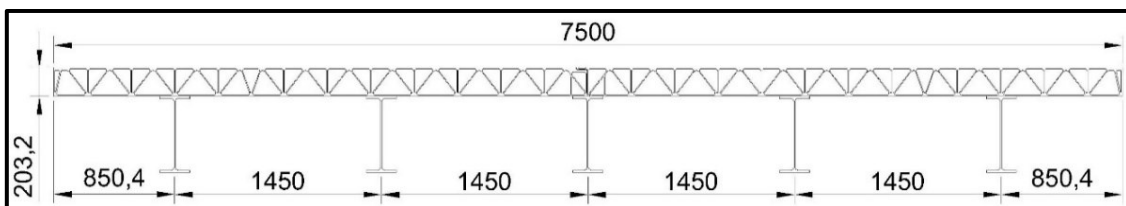


Figure 2-4 – Coupe transversale du pont de St-Ambroise (© Ève Bilodeau, 2023, adapté de [30])

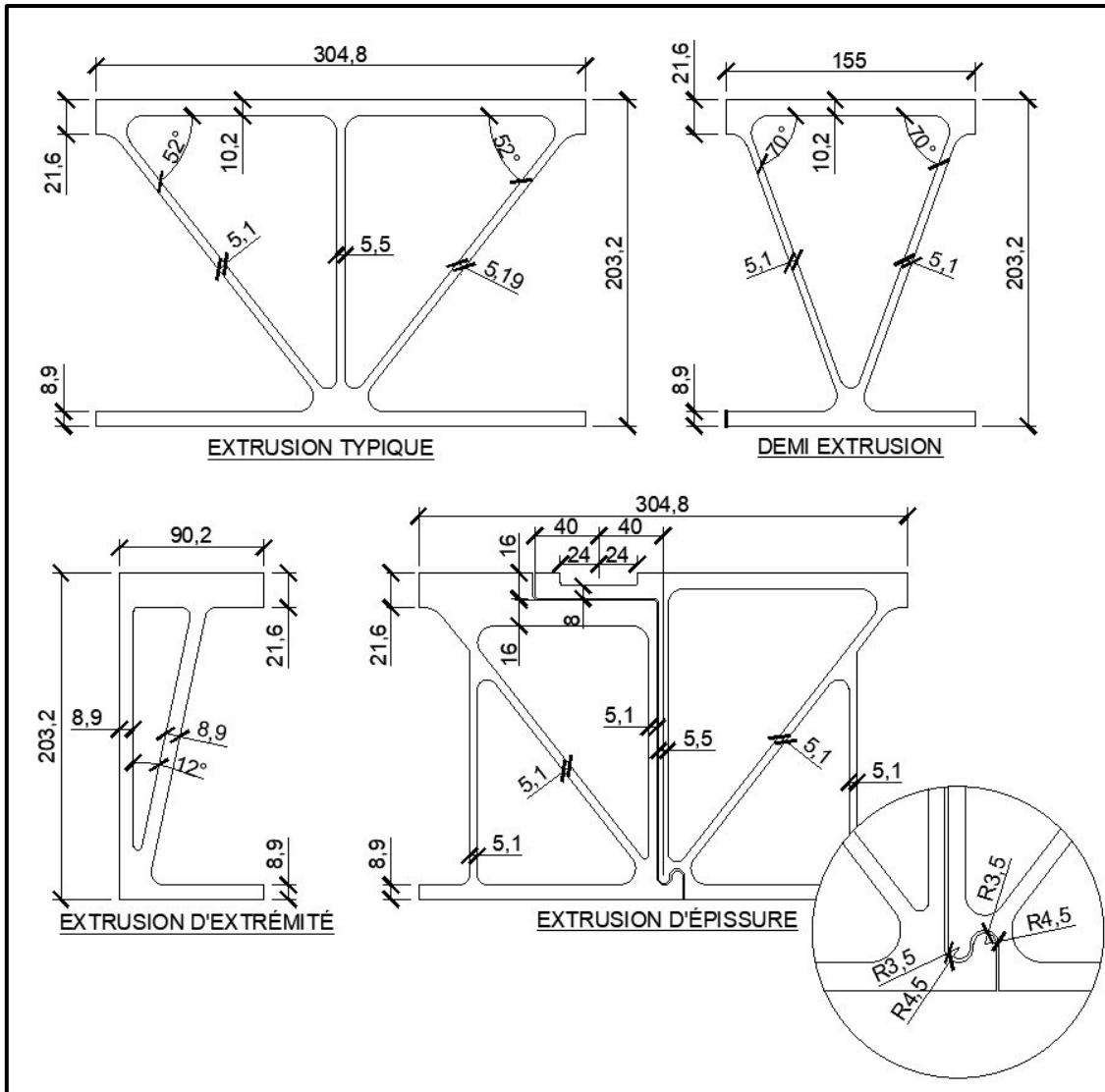


Figure 2-5 – Extrusions du platelage d'aluminium du pont de St-Ambroise
 (© Ève Bilodeau, 2023, adapté de [31])

2.2.6 PASSERELLES PIÉTONNIÈRES EN ALUMINIUM AU CANADA

Bien que les applications dans les ponts routiers au Canada restent très limitées, l'utilisation de l'aluminium dans les passerelles est plus fréquente et plusieurs passerelles piétonnières ont été construites durant les dernières années à travers le Canada. Les paragraphes suivants présentent une liste non exhaustive des passerelles les plus importantes construites en aluminium au Québec au cours des dernières années.

Passerelle du Parc de la Rivière-aux-sables

La passerelle piétonnière située au Parc de la Rivière-aux-Sables à Jonquière (Saguenay), construite en 1998 est constituée d'une structure haubanée de 80 m de long et d'une dalle de béton armé sur platelage d'aluminium [32].

Passerelle du circuit des bâtisseurs

En 2013, une passerelle d'aluminium pour piétons et cyclistes a été construite sur le circuit des bâtisseurs, à l'embouchure de la baie de Pabos et de la baie des Chaleurs, à Chandler, en Gaspésie. Cette passerelle piétonnière, d'une longueur de 142 mètres possède une travée centrale de 62 mètres de long. Au moment de sa construction en 2013, la passerelle de Chandler était la plus longue passerelle piétonnière en aluminium au monde [7].

Passerelle de la petite décharge

En 2017, le procédé de soudage par friction-malaxage a été utilisé pour la construction du platelage d'aluminium qui compose la passerelle piétonnière au-dessus de la rivière Petite-Décharge, à Alma (Lac-St-Jean). Le tablier est ainsi devenu le premier tablier d'aluminium extrudé utilisant cette technique à être utilisé dans la construction d'une passerelle piétonnière au Canada [33].

Canal Lachine

Les passerelles Hall et Wellington du canal Lachine, à Montréal, ont été remplacées en 2018. L'aluminium a été privilégié afin d'assurer une durée de vie minimale de 75 ans pour ces passerelles. Les passerelles, d'un poids de 40 000 livres, entièrement construites en usine, ont été transportées sur place une fois assemblées, afin de limiter les travaux en chantiers [34].

2.3 TABLIERS EXTRUDÉS EN ALUMINIUM

L'un des atouts importants de l'aluminium dans les ponts routiers est le faible poids de ce matériau. Dans cette optique, plusieurs concepts de tabliers extrudés ont été conçus afin de remplacer les dalles de béton traditionnelles des ponts, exploitant ainsi cette légèreté afin de réduire le poids mort des structures.

2.3.1 SVENSSON DECKING SYSTEM (SAPA BRIDGE DECKING SYSTEM)

Ce type de tablier d'aluminium, fabriqué à partir d'extrusion d'aluminium, a été conçu dans les années 80 par Lars Svensson [16]. C'est la compagnie SAPA, en Suède, qui le produit. L'aluminium 6063-T6 est utilisé pour sa fabrication. Il est disponible en deux dimensions :

- Le premier type, le système 50, est composé d'extrusions de 250 mm de largeur par 50 mm de hauteur, tel que présenté à la figure 2-6;

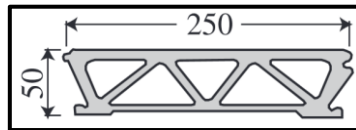


Figure 2-6 – Platelage d'aluminium Svensson, type 50 [10]

- Le second type, le système 100, est composé d'extrusions de 300 mm de largeur par 100 mm de hauteur, tel qu'illustré à la figure 2-7.

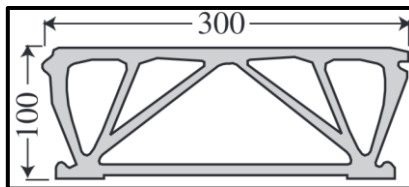


Figure 2-7 – Platelage d'aluminium Svensson, type 100 [10]

Principe mécanique et assemblage

Le tablier est composé de sections extrudées assemblées entre elles à l'aide d'enclavures situées dans l'aile supérieure de l'extrusion. Ces enclavures permettent la rotation des extrusions les unes par rapport aux autres, mais transmettent les efforts de cisaillement aux extrusions voisines. De cette manière, les charges concentrées peuvent être reprises par sept sections adjacentes. La rotation des extrusions permet d'assurer que les charges soient reprises autant en torsion qu'en flexion par les extrusions. Les sections creuses permettent d'assurer un bon comportement en torsion et les géométries ajourées permettent la reprise locale des charges transmises par les roues [35].

Les extrusions sont installées perpendiculairement à la structure principale du pont et y sont fixées à l'aide de boulons, comme présentés à la figure 2-8. Aucune action composite n'est développée entre les poutres porteuses et le tablier. La portée du tablier peut atteindre entre 0,85 et 1,2 m pour le système 50 et entre 2,6 et 3,6 m pour le système 100 [36].

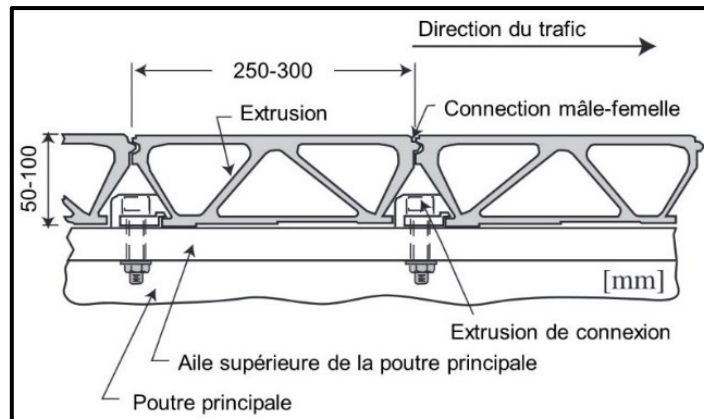


Figure 2-8 – Assemblage du platelage d'aluminium Svensson, type 50 [10]

Avantages

Le principal avantage de ce système de platelage est le fait qu'il ne requiert aucune soudure. En effet, les extrusions ne sont assemblées entre elles que par contact. L'élimination des soudures permet d'éviter les diminutions de résistance dans la zone de soudure affectée thermiquement (ZAT). Cet aspect permet d'augmenter considérablement la résistance à la fatigue de ce système par rapport aux autres concepts de platelage en aluminium [9, 10]. De plus, les équipements de soudure par friction-malaxage généralement utilisés pour la fabrication des tabliers extrudés sont coûteux, peu disponibles et complexes. Le faible poids de la structure (de 50 à 70 kg/m²) est l'une des principales raisons de son utilisation. Sa légèreté permet une préfabrication en usine et une facilité de transport et de montage. L'absence de soudure entre les sections permet également un assemblage section par section en chantier ne nécessitant aucun appareil de levage [36].

Désavantages

Selon Beaulieu, et al. [36], le mouvement de rotation permis entre les différentes extrusions de ce type de tablier tend à faire fissurer la surface de roulement à la suite du passage répété des véhicules et des cycles de rotation du tablier. L'utilisation d'un revêtement plus malléable permet de diminuer cet effet; plus le revêtement est raide, plus la fissuration apparaît rapidement.

Utilisation

Environ 70 ponts ont été réhabilités avec ce système en Suède dans les années 90. Depuis 2005, c'est seulement 10 structures qui ont été restaurées à l'aide de ce tablier. Selon Beaulieu, et al. [36], le départ à la retraite des concepteurs de ce système et le manque de relève peuvent être la cause de cette diminution de la popularité du procédé. Cette observation soulève l'importance de la promotion de cette technologie auprès des jeunes ingénieurs et la transmission des connaissances à la relève. L'ensemble des ponts répertorié possédant un tablier de ce type sont situés sur des routes secondaires et plusieurs sont des structures amovibles [36].

2.3.2 TABLIER ALUMADECK

Ce type de platelage d'aluminium a été développé par les compagnies Reynolds Metals Company et High Steel Structure. Des extrusions d'aluminium étaient assemblées à l'aide de soudures à pénétration totale sur les ailes supérieure et inférieure des profilés. Ce type de tablier est un tablier orthotrope qui a été développé pour être positionné longitudinalement sur les poutres porteuses et agir de manière composite avec la structure principale. Chaque section, d'une largeur correspondant à l'espacement des poutres, était préfabriquée en usine. Afin d'assurer le transfert de cisaillement et, ainsi, de développer l'action composite entre les deux structures, des goujons étaient fixés au tablier et à l'aile supérieure des poutres. Un coulis permettait d'isoler l'acier de l'aluminium et de prévenir la corrosion galvanique de l'aluminium [16, 37]. La figure 2-9 illustre le système.

Avantages

Les principaux avantages de ce type de tablier d'aluminium sont sa légèreté et sa facilité d'installation en chantier. L'imperméabilité de ce système de platelage est également un atout important. En effet, elle permet de protéger la structure principale, généralement en acier, contre les intempéries et diminue ainsi les risques de corrosion.

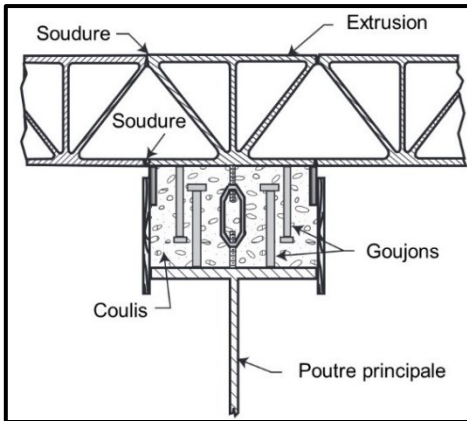


Figure 2-9 – Assemblage à action mixte du tablier Alumadeck [10]

Désavantages

Le plus grand désavantage de ce type de tablier d'aluminium provient de l'utilisation de soudures longitudinales afin de lier les extrusions. En effet, tel que présenté plus tôt, la présence des soudures diminue fortement la résistance à la fatigue ainsi que la limite élastique et la limite ultime de l'aluminium dans les zones affectées thermiquement. Le procédé de soudeure par friction-malaxage n'étant pas avancé lors du développement de l'Alumadeck, le procédé MIG était utilisé. L'impact de la présence des soudures était ainsi plus important.

Utilisation

Le premier pont sur lequel a été installé ce platelage est le pont Colin, au-dessus de la Juniata River, près de Huntington, en Pennsylvanie. Une structure de poutre en «I» faite d'aluminium 6061-T6 et supportant le tablier d'Alumadeck a été utilisée pour remplacer le platelage d'acier de ce pont suspendu d'une portée de 97,5 m en 1996 [13, 32]. Le tablier a été utilisé une seconde fois en 1997, pour réhabiliter un pont au-dessus de la rivière Little Buffalo sur la route 58 (Clarksville, Virginie).

2.3.3 TABLIER ALUMABRIDGE

La compagnie américaine AlumaBridge produit actuellement un type de platelage d'aluminium semblable à l'Alumadeck. Ces tabliers sont disponibles en deux formats de 8" (203 mm) et 5" (127 mm) [36]. Ces tabliers ont été développés initialement afin de remplacer les platelages métalliques usés des nombreux ponts amovibles de Floride [36]. Selon le fabricant, le tablier respecte

les normes de conception de l'AASHTO LRFD américain [38] et de la norme CSA-S6-14 canadienne [39]. C'est ce type de platelage qui a été utilisé pour le pont de St-Ambroise (Canada).

2.3.4 ALCOA BRIDGE DECK SYSTEM

Selon Arrien, et al. [10], la compagnie Alcoa a développé un système de tablier d'aluminium durant les années 60. Ce type de système, illustré à la figure 2-10, semble avoir été peu utilisé, mais aurait servi à la seconde réfection du pont Smithfield en 1967.

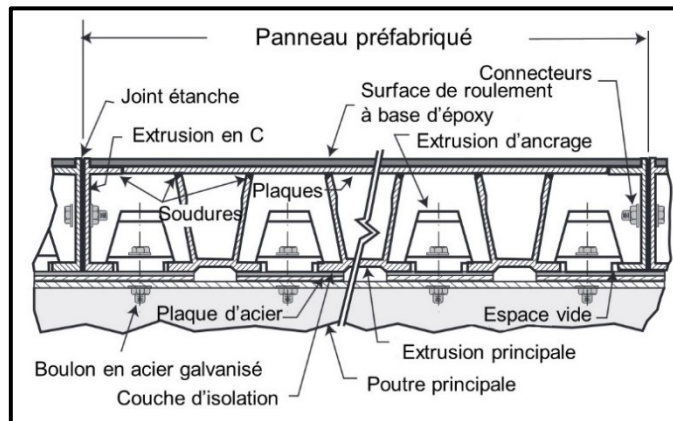


Figure 2-10 – Alcoa Bridge Deck System [10]

2.4 CHARGES DE CONCEPTION DES PONTS ROUTIERS

Les différentes normes de conception des ponts routiers prescrites par les organismes normatifs à travers le monde définissent les surcharges routières à utiliser pour le dimensionnement de ces ouvrages. Cette surcharge routière correspond à la charge d'utilisation (L) à appliquer au pont et prend la forme, pour les ponts routiers, d'un camion lourd pouvant avoir plusieurs configuration, d'essieux, de chargements uniformément répartis ou d'une combinaison de ceux-ci. Les chargements actuels ou passés prescrits au Canada et aux États-Unis sont présentés ci-contre.

2.4.1 CHARGES DE CONCEPTION DES PONTS AU CANADA

Au Canada, la conception des éléments structuraux des ponts routiers est régie par le Code canadien de calcul sur les ponts routiers (CSA-S6-19) [8]. Cette norme présente les charges de trafics routiers à utiliser ainsi que les facteurs de pondération à appliquer à ces chargements lors de

l'évaluation aux états limites de la résistance de la structure. Il revient aux ministères concernés de chaque province et territoire canadien de spécifier les exigences spécifiques à respecter lors de la conception d'ouvrages routiers sur leur territoire. Au Québec, par exemple, le ministère des Transports et de la Mobilité durable du Québec (MTMD) et le ministère des Forêts, de la Faune et des Parcs (MFFP) régissent les critères de dimensionnements des ponts sous leur juridiction. Dans ce sens, le Manuel de conception des structures [17] et la Norme relative aux ponts et aux ouvrages amovibles dans les forêts du domaine de l'État [40] présentent certains compléments à la norme CSA-S6-19.

La surcharge routière à appliquer à un pont est présentée dans la norme CSA-S6-19 [8]. La configuration CL-W, composée de cinq essieux dont le poids est fonction du poids total W du camion tel que présenté à la figure 2-11, y est défini. Le camion CL-625, d'un poids de 625 kN, est alors défini pour le dimensionnement des structures de pont. Il représente le plus gros véhicule lourd à être autorisé à circuler sur les routes canadiennes sans autorisation particulière des autorités. Le chargement produit par ce camion est illustré à la figure 2-12.

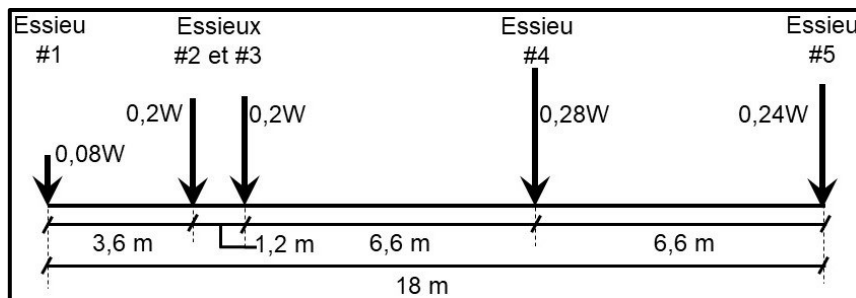


Figure 2-11 – Chargement CL-W (charge par essieu) (© Ève Bilodeau, 2023, adapté de [8])

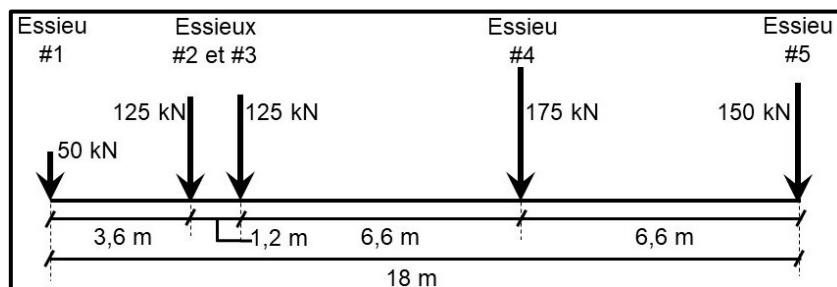


Figure 2-12 – Chargement CL-625 (charge par essieu) (© Ève Bilodeau, 2023, adapté de [8])

En plus d'un chargement routier, une surcharge de voie est définie dans la norme canadienne. Cette charge, illustrée à la figure 2-13, représente une situation de congestion routière où la structure d'un pont se retrouve complètement chargée. Elle est composée d'un chargement uniformément réparti de 9 kN/m, d'une largeur de 3 m, accompagnée de 80% du chargement de camion CL-W. Puisque ce chargement réparti représente une situation de véhicules stationnaire l'un à la suite de l'autre, aucune amplification dynamique n'y est attribuée; les véhicules sont alors considérés comme immobiles sur la structure. Aucune amplification dynamique n'est également appliquée sur la surcharge de voie du camion CL-W, puisqu'il est peu probable que l'effet des essieux du camion soit en phase avec les chargements des autres véhicules; l'amplification est donc considérablement atténuée [41]. La surcharge de voie pour le camion CL-625 est présentée à la figure 2-14. Le chargement produisant l'effet le plus critique sur la structure entre le chargement routier du camion CL-625 et le chargement de voie avec camion CL-625 doit être utilisé pour l'évaluation de la capacité portante des ponts régis par la norme CSA-S6-19.

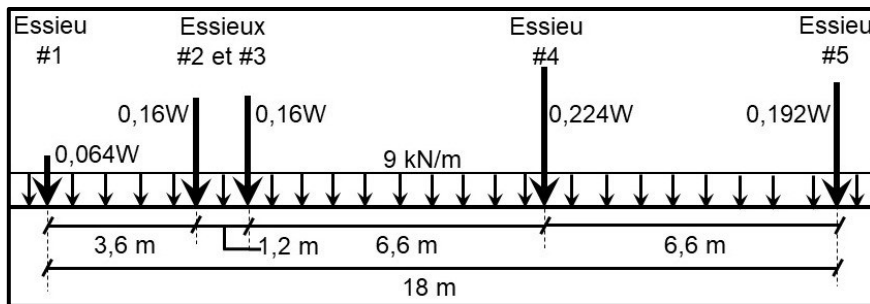


Figure 2-13 – Chargement de voie avec camion CL-W (© Ève Bilodeau, 2023, adapté de [8])

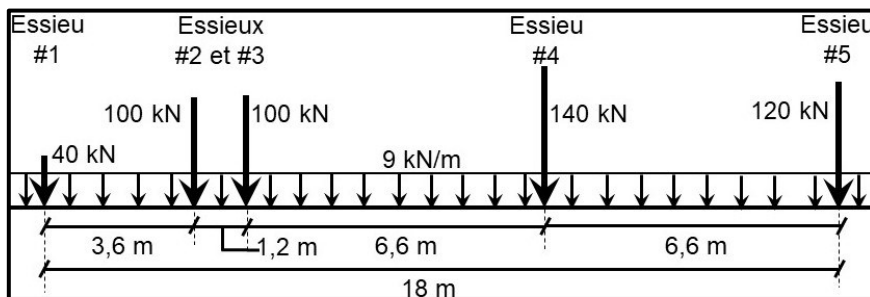


Figure 2-14 – Chargement de voie avec camion CL-625 (© Ève Bilodeau, 2023, adapté de [8])

Sous réserve d'approbation de la part des autorités responsables de l'autorisation de construction de la structure, il est également permis d'utiliser une configuration de chargement routier

autre que celui proposé par la norme. Dans ces cas, la charge de voie est constituée de la charge répartie de 9 kN/m et de 85% de la charge du chargement routier.

Les autorités gouvernementales de chaque province spécifient certains chargements particuliers qui doivent être utilisés lors de la conception des ponts routiers sous leur juridiction. Ces chargements définis par plusieurs provinces canadiennes sont présentés à l'annexe 1.

2.4.2 ANCIENS CHARGEMENTS ROUTIERS PRESCRITS PAR LES NORMES CANADIENNES

CSA-S6-88

Dans l'édition 1988 de la norme CSA-S6, la surcharge routière CS-600 est prescrite pour le dimensionnement des structures. Un chargement de voie CS-600 est également prescrit. Tout comme pour l'édition actuelle de la CSA-S6, le chargement produisant l'effet le plus critique sur la structure entre le camion CS-600 et le chargement de voie doit être utilisé. Au Québec, une surcharge CS-660, plus lourde que le CS-600 standard avait plutôt été adoptée, accompagnée de son chargement de voie [42]. Les figures 2-15 à 2-19 présentent ces chargements.

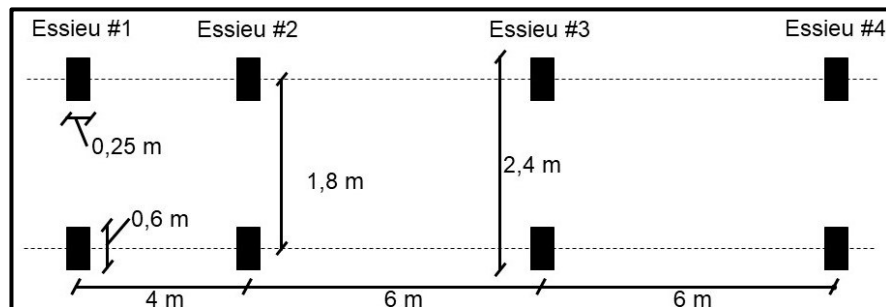


Figure 2-15 – Vue en plan du chargement CS-600 (© Ève Bilodeau, 2023, adapté de [42])

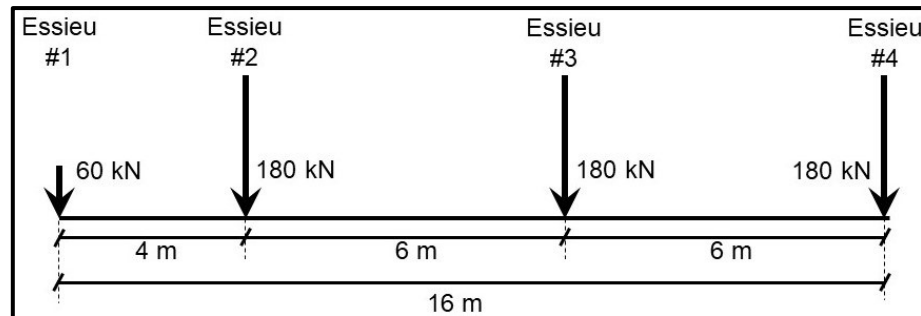


Figure 2-16 – Chargement CS-600 (charge par essieu) (© Ève Bilodeau, 2023, adapté de [42])

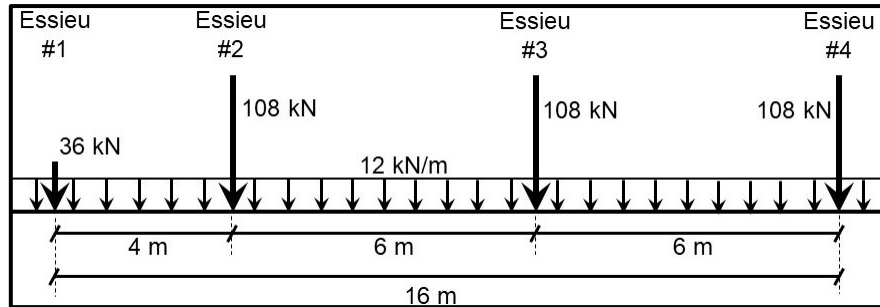


Figure 2-17 – Chargement de voie CS-600 (© Ève Bilodeau, 2023, adapté de [42])

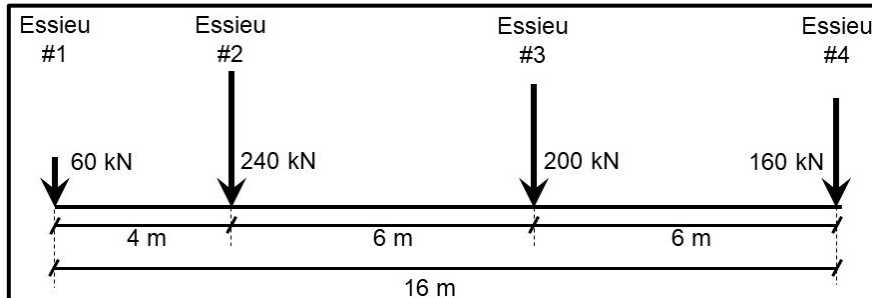


Figure 2-18 – Chargement CS-660 (charge par essieu) (© Ève Bilodeau, 2023, adapté de [42])

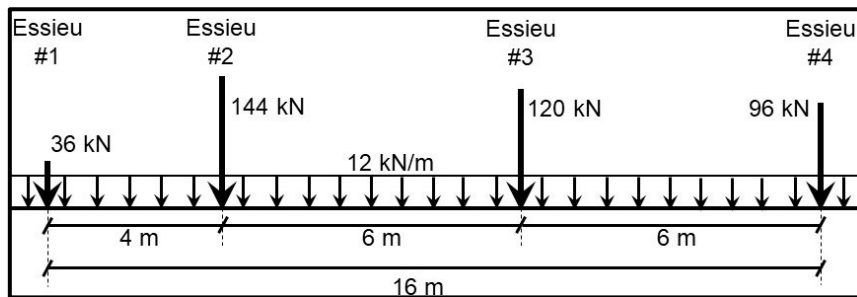


Figure 2-19 – Chargement de voie CS-660 (© Ève Bilodeau, 2023, adapté de [42])

Ontario Highway Bridge Design Code (OHBDC) 1983

L'édition 1983 de l'OHBDC présentait un chargement de 700 kN (figure 2-20) et un chargement de voie correspondant à 10 kN/m et 70% de la surcharge de camion (figure 2-21) [43].

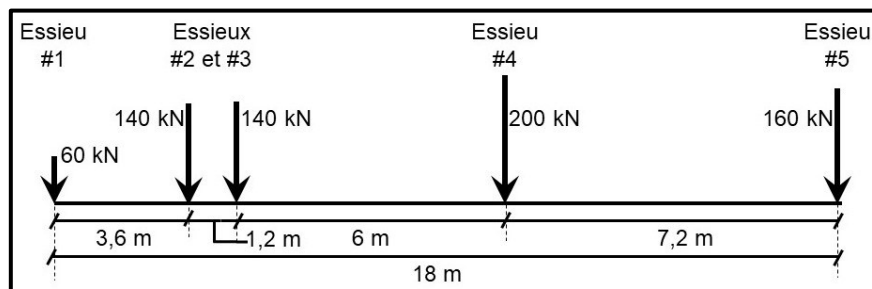


Figure 2-20 – Chargement routier de l'OHBDC 1983 (charge par essieu) (© Ève Bilodeau, 2023, adapté de [43])

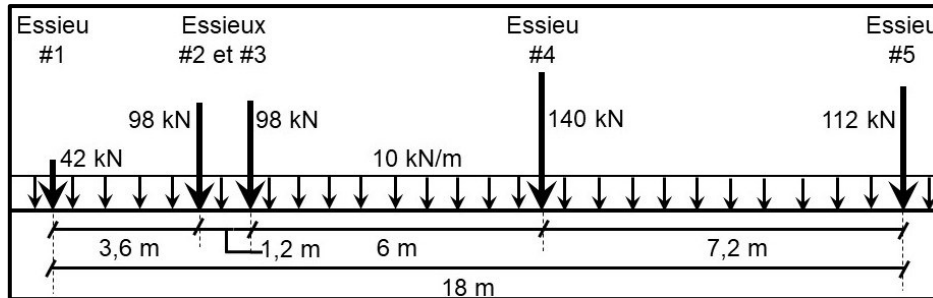


Figure 2-21 – Chargement de voie de l'OHBDC 1983 (© Ève Bilodeau, 2023, adapté de [43])

2.4.3 CHARGES DE CONCEPTION DES PONTS AUX ÉTATS-UNIS

L'American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) régit la conception des structures de ponts routiers aux États-Unis. L'AAHSTO LRFD Bridges Design Specifications [38] regroupe les règles de conceptions des structures de ponts routiers sur le territoire américain. Le chargement routier présenté par la norme américaine est dénoté HL-93. Cette surcharge routière est composée d'une charge de camion ou d'une charge correspondant à un essieu tandem ainsi que d'une surcharge de voie.

Charge de camion (Design Truck)

La charge de camion correspond à 1 essieu de 8 kips (35,6 kN) et 2 essieux de 32 kips (145,3 kN), positionné tel qu'illustré à la figure 3.6.1.2.2-1 de l'AASHTO et reproduite à la figure 2-22.

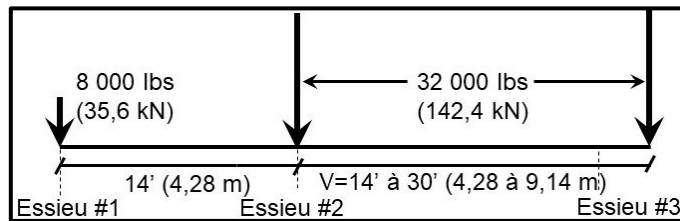


Figure 2-22 – Chargement de camion (© Ève Bilodeau, 2023, adapté de [38])

La distance entre les deux derniers essieux varie entre 14' et 30' (4,3 m et 9,15 m). Cette distance doit être ajustée par le concepteur afin d'obtenir les efforts maximaux. L'encombrement total du camion est de 10' (3 m) [38].

Les charges de roues doivent être appliquées uniformément sur une surface de roue de 10" (254 mm) de longueur par 20" (508 mm) de largeur [38]. Ces dimensions de roues sont également valables pour le tandem présenté à la sous-section suivante.

Charge tandem (*Design Tandem*)

Le chargement tandem correspond à deux charges d'essieux de 25 kips (111 kN) espacées de 4' (1,2 m). Un espacement de 6' (1,8 m) est considéré entre les deux roues de chaque essieu [38]. La charge tandem est présentée à la figure 2-23.

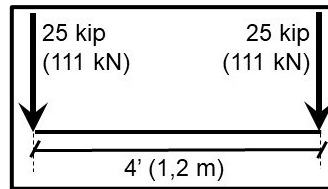


Figure 2-23 – Charge tandem (© Ève Bilodeau, 2023, adapté de [38])

Chargement de voie (*Design Lane Load*)

La charge de voie est un chargement représentant le trafic routier qui correspond à une charge uniforme de 0,64 kip/pi (9,34 kN/m) répartie sur une largeur de 10' (3 m) [38]. La surcharge de voie n'est appliquée seulement qu'aux endroits de la structure qui permettent d'obtenir les sollicitations maximales.

Chargements considérés

Pour l'évaluation des efforts maximaux appliqués au pont, les trois cas de chargements suivants doivent être évalués. L'effort le plus important est retenu pour le dimensionnement.

- Le camion de design, pour lequel la distance entre les essieux arrière a été ajustée pour obtenir le chargement maximal, combiné avec la surcharge routière de 0,64 kip/pi;
- Le chargement tandem combiné avec le chargement de voie;
- 90% de deux camions espacés de 50' (15,2 m) et dont les essieux arrière sont espacés de 14', combiné à 90% du chargement de voie. Cette combinaison est utilisée uniquement lorsque la réaction aux piles internes d'un pont ou le moment négatif d'une travée continue sont évalués.

Lorsque les critères de flèches dues au chargement routier sont évalués, les deux cas de chargement suivants doivent être évalués :

- L'utilisation d'un seul camion;
- 25% de la combinaison entre un camion et la surcharge de voie.

Lorsque le tablier est dimensionné, les conditions suivantes s'appliquent :

- Seuls les essieux du camion ou du tandem doivent être considérés si le tablier porte principalement dans la direction transversale ou s'il porte principalement dans la direction longitudinale et qu'il possède une portée inférieure à 15' (4,6m). Certaines particularités peuvent s'appliquer en fonction des différentes méthodes de dimensionnement des tabliers. Les particularités sont décrites à l'article 3.6.1.6.3 de l'AASHTO [38].

Il est permis au concepteur d'utiliser des charges plus contraignantes que celles présentées précédemment s'il est jugé que les configurations d'essieux et de chargements susceptibles de circuler sur la structure engendrent des efforts plus importants.

Chargement pour l'évaluation de la fatigue

Pour l'évaluation de la fatigue, il est nécessaire de considérer les effets d'un camion ou d'un tandem. La distance entre les deux essieux arrière du camion pour l'évaluation de la fatigue est de 30' (9,15 m). Lorsque des tabliers orthotropes en acier sont évalués pour la fatigue, le chargement de camion est modifié pour représenter les essieux doubles des camions modernes, tels que présentés à la figure 2-24.

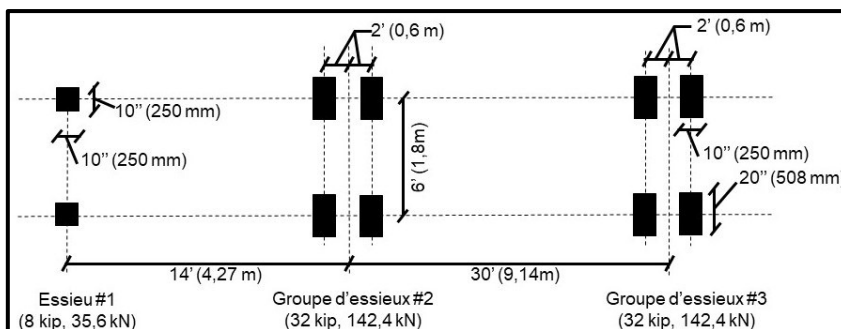


Figure 2-24 – Camion pour l'évaluation de la fatigue pour les tabliers orthotropes en acier
(© Ève Bilodeau, 2023, adapté de [38])

2.4.4 ANCIENS CHARGEMENTS ROUTIERS PRESCRITS PAR LES NORMES AMÉRICAINES

Avant l'introduction de l'AASHTO LRFD : *Bridge design specifications*, L'AASHTO *Standard specifications for highway bridges* spécifiait les chargements routiers à considérer pour le dimensionnement des structures de ponts aux États-Unis. Les chargements routiers H et HS étaient

alors utilisés [44]. Le chargement H20, d'un poids de 40 kips (178 kN), est défini dans la première édition de l'AASHTO, en 1931 [45]. Le chargement HS est composé des deux mêmes essieux que le chargement H auxquels un troisième essieu, de même composition que le second, est ajouté à une distance variable allant de 14 pi à 30 pi (4,3 m à 9,1 m) de ce dernier. Plusieurs chargements H et HS sont ainsi spécifiés :

- H10, d'un poids total de 20 kips (89 kN), illustré à la figure 2-25;
- H15, d'un poids total de 30 kips (133,5 kN), illustré à la figure 2-26;
- H20, d'un poids total de 40 kips (178 kN), illustré à la figure 2-27;
- HS15, d'un poids total de 54 kips (240 kN), illustré à la figure 2-28;
- HS20, d'un poids total de 72 kips (320 kN), illustré à la figure 2-29.

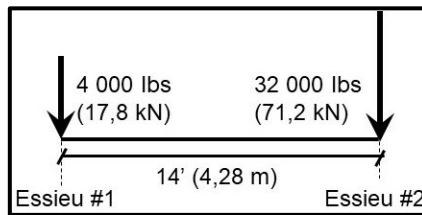


Figure 2-25 – Camion H10 (charge par essieu) (© Ève Bilodeau, 2023, adapté de [46])

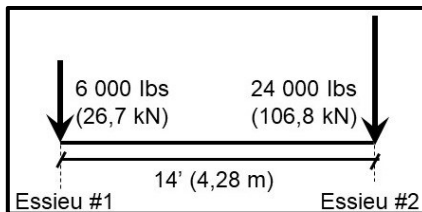


Figure 2-26 – Camion H15 (charge par essieu) (© Ève Bilodeau, 2023, adapté de [46])

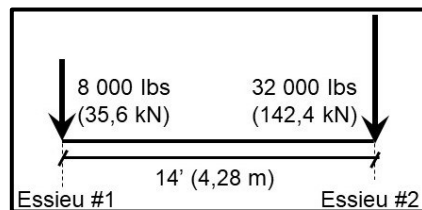


Figure 2-27 – Camion H20 (charge par essieu) (© Ève Bilodeau, 2023, adapté de [46])

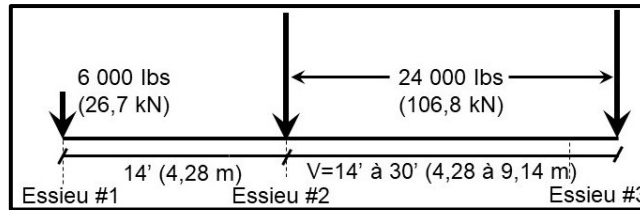


Figure 2-28 – Camion HS15 (charge par essieu) (© Ève Bilodeau, 2023, adapté de [46])

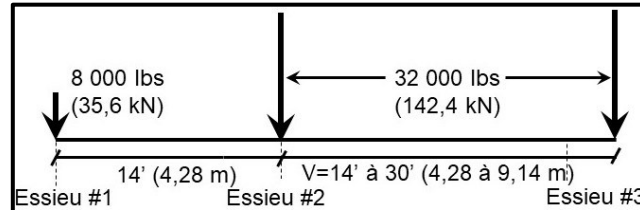


Figure 2-29 – Camion HS20 (charge par essieu) (© Ève Bilodeau, 2023, adapté de [46])

Il est à noter que la configuration du camion de la combinaison actuel HL-93 est un camion HS20. La onzième édition de L'AASHTO exige l'utilisation d'un chargement HS15, minimalement, pour le dimensionnement des ponts routiers susceptibles de supporter de gros poids lourds [46]. La seizième édition de cette norme spécifie, quant à elle, l'utilisation minimale d'un camion HS20 pour la conception de ces ponts [44]. Kulicki et Mertz [45] présentent une revue de l'évolution et du développement des chargements de calculs des ponts routiers inter-États aux États-Unis. Ces chargements sont accompagnés d'un chargement de voie, possédant les caractéristiques suivantes :

- Le chargement de voie H-10, présenté à la figure 2-30, est composé d'un chargement uniformément réparti de 320 lb/pi (4,7 kN/m), accompagné d'une charge ponctuelle d'intensité variable:
 - 9 000 lb (40 kN), pour l'évaluation du moment fléchissant;
 - 1 3000 lb (57,8 kN) pour l'évaluation de l'effort de cisaillement.

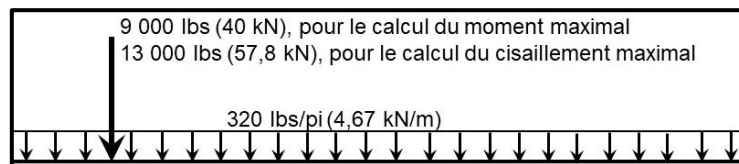


Figure 2-30 – Chargement de voie H10 (© Ève Bilodeau, 2023, adapté de [46])

- Le chargement de voie H-15/HS-15, présenté à la figure 2-31, est composé d'un chargement uniformément réparti de 480 lb/pi (7kN/m), accompagné d'une charge ponctuelle d'intensité variable:
 - 13 500 lb (60 kN), pour l'évaluation du moment fléchissant;
 - 19 500 lb (86,7 kN) pour l'évaluation de l'effort de cisaillement.

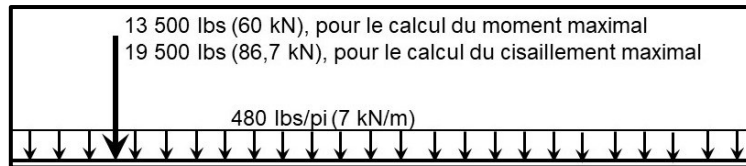


Figure 2-31 – Chargement de voie H15/HS15 (© Ève Bilodeau, 2023, adapté de [46])

- Le chargement de voie H-20/HS-20, présenté à la figure 2-32, est composé d'un chargement uniformément réparti de 640 lb/pi (9,3 kN/m), accompagné d'une charge ponctuelle d'intensité variable:
 - 18 000 lb (80 kN), pour l'évaluation du moment fléchissant;
 - 26 000 lb (115,6 kN) pour l'évaluation de l'effort de cisaillement.

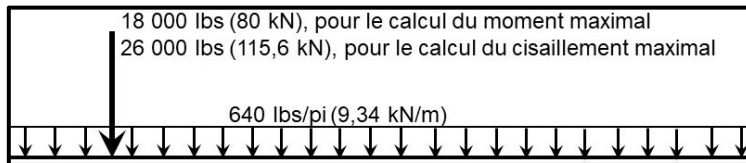


Figure 2-32 – Chargement de voie H20/HS20 (© Ève Bilodeau, 2023, adapté de [46])

2.5 FACTEUR D'AMPLIFICATION DYNAMIQUE

Le facteur d'amplification dynamique (FAD) est défini comme le ratio de la réponse dynamique totale sur la réponse statique d'une structure, pour un cas de chargement donné, tel que présenté à l'équation (2-1).

$$FAD = \frac{\text{Réponse dynamique totale maximale}}{\text{Réponse statique maximale}} \quad (2-1)$$

Cette définition de l'amplification dynamique compare la réponse dynamique maximale, indépendamment de la position et de la fréquence d'occurrence du chargement maximal appliqué à la structure. Les facteurs d'amplification dynamique généralement présentés dans les normes de

dimensionnement des structures de ponts sont basés sur cette approche [47]. La plupart des normes de dimensionnement prescrivent les FAD à utiliser pour le dimensionnement des structures de pont sous forme de facteur d'impact (I). Le facteur d'impact représente alors une fraction des chargements standardisés supplémentaire à ajouter pour tenir compte de l'amplification dynamique des efforts.

$$FAD = 1 + I \quad (2-2)$$

Cette approche est plutôt conservatrice, puisqu'il est peu probable d'observer l'amplification maximale et le chargement maximal au même moment et au même endroit. Dans ce sens, certains auteurs privilégient l'utilisation du ratio dynamique estimé (*Assessment Dynamics Ratio*, ADR) ou du facteur d'amplification dynamique complet (*Full Dynamic Amplification Factor*, FDAF). La première approche étudie l'amplification dynamique obtenue pour un ensemble de chargement probable [48]. La seconde étudie plutôt le facteur d'amplification dynamique en fonction de la position le long du pont [47].

L'amplification dynamique observée pour différents efforts dans la structure peut varier considérablement. En effet, certaines études soulèvent que le FAD évalué à partir des déflexions dans la structure est supérieure à celui obtenu lorsqu'évalué avec l'étude des contraintes [49]. Dans le même ordre d'idée, la méthode utilisée pour évaluer le facteur d'amplification dynamique peut impacter grandement les valeurs obtenues. Gonzalez, et al. [50] stipulent que l'évaluation de l'amplification dynamique à partir des moments de flexion observés au centre de la structure peut mener à une sous-estimation des efforts réels dans la structure de l'ordre de 9%. Si l'amplification dynamique est plutôt évaluée à partir de la déflexion au centre de la structure, cette différence diminue à 0,5%. La participation des différents modes de vibration à la réponse totale de la structure expliquerait ces différences significatives, le moment maximal n'étant pas nécessairement situé au centre de la structure dans les modes de vibration supérieurs. Bien que le moment maximal soit situé au centre de la structure lors d'une analyse statique, il ne l'est pas automatiquement lorsque la structure est sollicitée par des charges dynamiques dues à l'interaction entre les différents modes de vibration. Ainsi, le facteur d'amplification observé le long du pont varie en fonction de la position.

Au cours des dernières décennies, plusieurs études ont été menées afin de développer une estimation réaliste de l'amplification dynamique observée sur les différentes structures routières. Malgré cet effort de recherche important, aucun consensus n'est atteint et plusieurs résultats d'analyse diffèrent. Dans ce sens, les normes de calculs applicables aux calculs des ponts routiers dans différents pays prescrivent souvent des méthodes différentes pour traiter l'amplification dynamique. Ces méthodes évoluent également grandement au fil du temps. Les normes canadiennes et américaines relèvent l'influence de plusieurs paramètres dans l'évaluation du facteur d'amplification dynamique observé sur une structure. La plupart des normes de dimensionnement des ponts considèrent l'amplification dynamique en multipliant le chargement statique par un coefficient de pondération qui vise à estimer l'augmentation des efforts dans la structure causée par l'aspect dynamique des charges.

Plusieurs facteurs influencent l'importance de l'amplification dynamique. Les éléments de faible portée sont plus fortement impactés par les chocs dus aux irrégularités sur la chaussée que par l'interaction dynamique entre les véhicules et la structure [41]. Les approches et les fluctuations de la chaussée près des joints de tabliers amplifient cet effet. Dans ce sens, l'amplification dynamique est généralement plus élevée dans ces zones. À l'inverse, les éléments de plus grandes portées, qui ont des temps de chargements plus importants, sont plutôt influencés par l'interaction entre la structure et le véhicule [41]. Paultre, et al. [51] et McLean et Marsh [52] présentent une revue des conclusions de plusieurs projets de recherche menés durant les années 90 en lien avec l'évaluation du facteur d'amplification dynamique des structures. Ils relèvent tous deux que plusieurs facteurs influencent la valeur du coefficient d'amplification dynamique observé sur les structures routières:

- Rugosité de la chaussée;
- Fréquence de vibration de la structure;
- État de la chaussée aux approches du pont;
- Vitesse et poids du véhicule;
- Nombre de véhicules considérés sur la structure;
- Emplacement transversal des véhicules sur la structure;
- Configuration des essieux;
- Type de suspension des véhicules;

- Géométrie de la structure;
- Amortissement de la structure.

2.5.1 MÉTHODE D'ÉVALUATION DE L'AMPLIFICATION DYNAMIQUE PRESCRITE PAR LA NORME CANADIENNE CSA-S6-19

La norme canadienne privilégie une approche par facteurs de pondération pour évaluer l'amplification dynamique à laquelle la structure est soumise. Les facteurs d'amplification dynamique présentés dans la norme canadienne (CSA-S6-19) sont fonction des types et du nombre d'essieux utilisés lors de l'analyse.

Un essieu

Lorsqu'un seul essieu du camion CL-625 est utilisé pour l'évaluation de la résistance d'un élément de la structure, une amplification dynamique de 40% doit être utilisée pour pondérer la surcharge routière statique [8]. Ce facteur est basé sur le fait que les éléments dimensionnés en utilisant qu'un seul essieu du camion ont généralement des périodes de vibration très courtes en comparaison à la durée du chargement, ce qui résulte en une faible interaction entre la structure et le chargement [41]. Les impacts dus aux irrégularités de la chaussée sont donc directement transférés aux éléments et l'amplification dynamique est élevée.

Joints de tabliers

L'amplification dynamique observée à l'entrée de la structure est plus importante que celle plus loin des appuis. Cette observation est due aux irrégularités de la chaussée généralement plus importantes aux approches de la structure. Dans ce sens, le « Commentaire sur la norme CSA-S6-19 » [41], précise que l'amplification dynamique devrait être augmentée de 0,1 pour les éléments situés à moins de 3 m, ou un dixième de la portée, des appuis. Dans ce sens, un facteur d'impact de 0,5 est exigé pour le dimensionnement des joints de tablier.

Deux essieux

Lorsque deux essieux du camion CL-625 ou les essieux 1 à 3 sont utilisés pour le dimensionnement, un facteur d'impact de 0,3 doit être utilisé. Dans ce cas, il est considéré peu probable que l'effet des essieux soit en phase. L'amplification dynamique est donc moindre. De plus,

la faible portée des éléments dimensionnés avec ces essieux fait en sorte que les fréquences de vibration de la structure et du chargement sont peu susceptibles d'être semblables [8]. Le facteur d'amplification dynamique est donc réduit par rapport à la valeur utilisée pour un seul essieu. Ce facteur d'impact de 30% est également à utiliser lorsque les essieux tandem ou tridem d'un camion spécial sont utilisés pour le dimensionnement [41].

Trois essieux ou plus

Lorsque trois essieux ou plus du camion CL-625 (à l'exception des essieux 1 à 3) sont utilisés pour le dimensionnement, un facteur d'impact de 0,25 doit être utilisé. Il est considéré que les éléments dimensionnés selon ces critères ont des périodes de vibrations qui rendent l'interaction entre la structure et le chargement possible. L'amplification dynamique est alors principalement due à cette interaction, plutôt qu'à l'impact direct entre le chargement et la structure.

Ouvrage sous remblai

Pour les ouvrages sous remblai, un facteur d'amplification qui est fonction de la profondeur d'enfouissement est privilégié. Il est alors considéré que la masse de sols permet de dissiper les vibrations et, ainsi, de réduire l'amplification dynamique observée dans les composantes [41]. Ainsi, les équations suivantes permettent de déterminer le facteur d'impact :

Pour les ouvrages en arc :

$$I = 0,4(1 - 0,5D_E) \geq 0,1 \quad (2-3)$$

Pour les ouvrages de type caisson :

$$I = (1 - 0,5D_E) \geq 0,1 \quad (2-4)$$

où D_E est l'épaisseur de remblai au-dessus de l'élément

L'évaluation de ces facteurs considère qu'un ou deux essieux sont normalement utilisés pour le dimensionnement de ces éléments.

Réduction du facteur d'amplification dynamique

Il est permis de réduire le facteur d'amplification dynamique dans les deux situations suivantes :

- Réduction de 25% de la valeur du facteur d'impact lorsqu'un camion spécial circule sur la structure à une vitesse inférieure à 40 km/h et qu'il est escorté. Une approbation doit être obtenue pour l'utilisation de ce facteur de réduction;
- L'amplification dynamique peut être réduite de 30% pour les éléments structuraux en bois. Cette réduction provient d'un amortissement élevé des structures de bois et du meilleur comportement de ces composantes aux chargements appliqués sur de courtes durées [41];
- Lorsque plus d'une voie d'une structure est chargée, il est peu probable que la charge maximale due au chargement total de plus d'une voie se produise sur la structure. Dans ce sens, une réduction de voie chargée est appliquée à la surcharge. Ce facteur est fonction de deux facteurs :
 1. La faible probabilité de chargement maximal de l'ensemble des voies simultanément;
 2. La faible possibilité que l'effet dynamique de l'ensemble des essieux des camions agisse en phase. L'amplification dynamique totale observée sur la structure chargée sur plusieurs voies est alors inférieure à celle observée sur une structure ayant une seule voie chargée. Le facteur d'impact à appliquer à la structure chargée sur plusieurs voies est alors moindre que pour une seule voie chargée. Cette réduction de l'amplification dynamique (m_l) est fonction de l'effet maximal du chargement routier dans chacune des voies (L_k , où k est la $k^{\text{ième}}$ voie chargée), tel que présenté à l'équation (2-5) [41] :

$$m_l = \frac{\sqrt{\sum L_k^2}}{\sum L_k} \quad (2-5)$$

2.5.2 MÉTHODE D'ÉVALUATION DE L'AMPLIFICATION DYNAMIQUE PRESCRITE PAR LA NORME AMÉRICAINE AASHTO-LFRD

L'amplification dynamique à attribuer au chargement routier est présentée au tableau 2-3:

Tableau 2-3 – Facteurs d'impact selon l'AASHTO [38]

Joint de tabliers	0,75
Tous les autres éléments	0,15 pour les états limites de fatigue et fissuration
	0,33 pour les autres états limites

Les facteurs d'amplification dynamique ne sont appliqués qu'au chargement de camion et au tandem. Ils ne doivent pas être appliqués à la surcharge de voie.

De la même manière que la norme canadienne, l'AASHTO considère un certain degré d'amortissement pour les éléments enterrés. Ainsi, le facteur d'impact utilisé lors du dimensionnement de ces éléments est déterminé à partir de l'équation (2-6), où D_E est la profondeur d'enfouissement de l'élément.

$$I = 33(1,0 - 0,125D_E) \geq 0\% \quad (2-6)$$

Finalement, aucune amplification dynamique n'est considérée lors du dimensionnement des éléments en bois. Le commentaire C3.6.2.3 de l'AASHTO [38] explique cette élimination de l'amplification dynamique par les deux faits suivants:

- L'amplification dynamique dans le bois est réduite due à la friction interne présente dans ce matériau et à ses propriétés d'amortissement supérieures à celles des autres matériaux;
- La résistance du bois sous les charges de courte durée est plus grande. Cette augmentation de la résistance est jugée supérieure à l'augmentation du chargement due à l'amplification dynamique.

2.5.3 ANCIENNES APPROCHES PRESCRITES PAR LES NORMES CANADIENNES

Ontario Highway Bridge Design Code

La première édition de l'OHBDC présentait les facteurs d'amplification suivants :

- Un facteur de minimalement 0,4 devait être utilisé pour le dimensionnement des tabliers de béton. Cette approche était, déjà à cette époque, basée sur le fait que le dimensionnement de ces éléments était déterminé par une charge provenant d'une seule roue et que l'amplification était due davantage à l'impact entre le véhicule et le pont plutôt qu'à l'interaction dynamique entre la structure et la surcharge [53];
- Pour les tabliers constitués de solives et de poutres de moins de 12 m de longueur, un facteur d'amplification de 0,35 est utilisé
- Pour les éléments principaux de la structure, le FAD à utiliser était fonction de la fréquence de vibration de la structure, tel que présenté à la figure 2-33 [53, 54].;

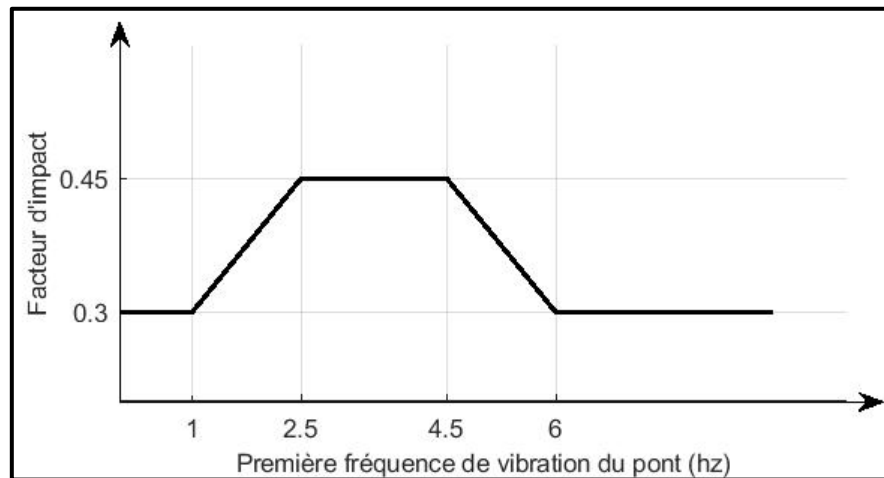


Figure 2-33 – Facteur d'impact en fonction de la fréquence de vibration de la structure de l'OHBDC 1978 (© Ève Bilodeau, 2023, adapté de [53, 54])

- Cette première version de l'OHBDC présentait également la réduction du facteur d'impact pour les éléments en bois de 30% (utilisation de 70% de la valeur);
- Une réduction du facteur d'impact est utilisée lorsque plus d'un camion était considéré pour l'analyse, tel que présenté au tableau 2-4.

Tableau 2-4 – Facteur de modification du facteur d'impact en fonction du nombre de camions considéré dans l'analyse [53]

Plus d'un camion	0,7
Plus de deux camions	0,6
Quatre camions ou plus	0,5

L'édition 1983 de l'OHBDC présentait une approche semblable, où le FAD était fonction de la fréquence de vibration de la structure, tel que présenté à la figure 2-34 [41, 54].

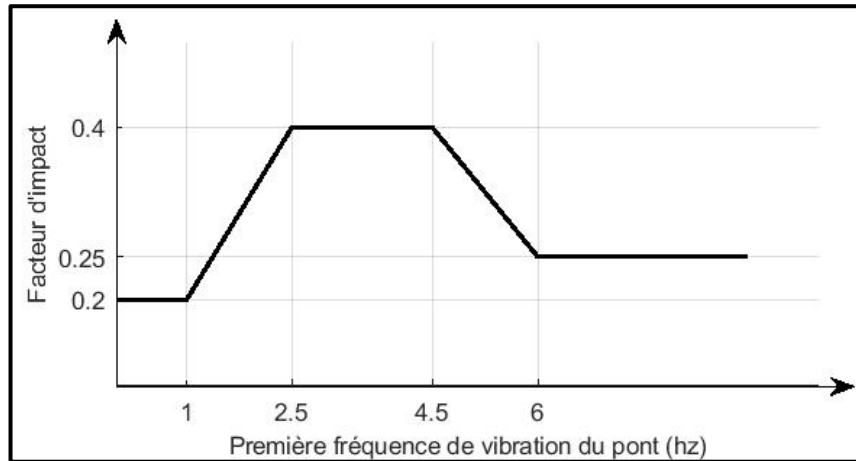


Figure 2-34 – Facteur d'impact en fonction de la fréquence de vibration de l'OHBDC 1983 (© Ève Bilodeau, 2023, adapté de [41, 54])

L'édition 1991 de l'OHBDC adopte plutôt une approche semblable à celle utilisée aujourd'hui par la norme CSA-S6, où l'amplification dynamique varie en fonction du nombre d'essieux utilisé pour le dimensionnement d'un élément, tel que défini au tableau 2-5.

Tableau 2-5 – Facteur d'impact prescrit par l'OHBDC 1991 [54]

Un essieu	0,4
Deux essieux	0,3
Trois essieux ou plus	0,25
Chargement de voie	0,1

Versions antérieures de la norme CSA-S6

Dans l'édition 1952 de la norme CSA-S6, une amplification dynamique de 30% est prescrite [55]. L'édition 1974 de la norme CSA-S6 proposait une approche d'évaluation de l'amplification dynamique basée sur la longueur de travée (L) de la structure. L'équation (2-7), tracé à la figure 2-35, était alors présentée pour évaluer le facteur d'impact [41].

$$I = \frac{15}{L + 38} \leq 0,3 \quad (2-7)$$

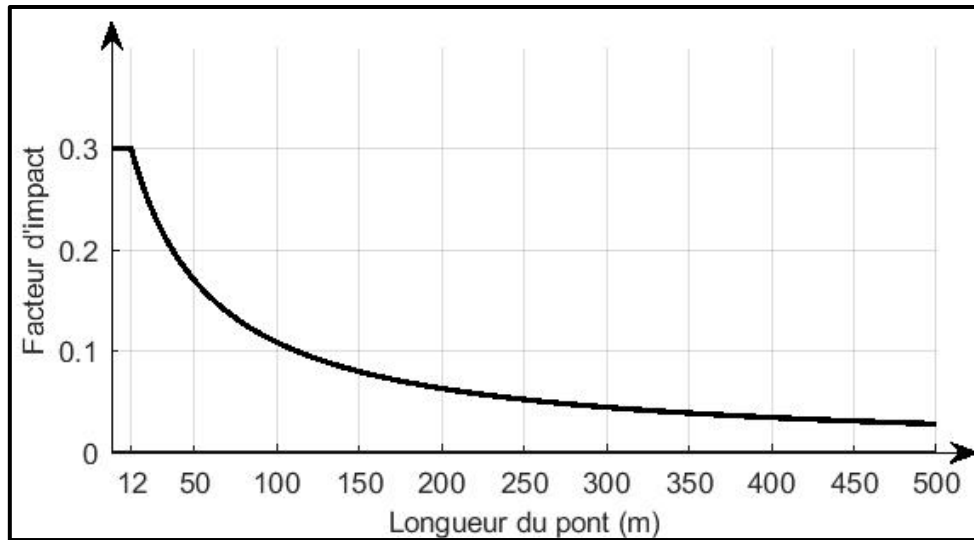


Figure 2-35 – Facteur d'impact selon la norme CSA-S6-74 (© Ève Bilodeau, 2023, adapté de [41])

L'édition 1988 présentait plusieurs cas de figure pour le FAD [56]:

- Pour les ponts à une travée de plus de 22 m de portée ou pour les ponts à travée continue, le facteur d'impact devait être évalué selon la méthode proposée par l'édition 1983 de l'OHBC (figure 2-34);
- Un coefficient dynamique de 0,1 devait être appliqué à la surcharge de voie;
- Le facteur d'impact des éléments sous remblai devait être évalué selon l'équation (2-3), toujours utilisée aujourd'hui par l'édition 2019 de la norme CSA-S6;
- Lorsqu'une roue isolée est utilisée pour le dimensionnement d'un élément, l'amplification prescrite était de 0,4;
- Pour tous les autres éléments, une amplification de 0,3 devait être utilisée;
- La réduction de 30% du facteur d'impact pour les éléments en bois était déjà en vigueur dans cette édition de la norme.

L'approche par essieux de l'évaluation du FAD, utilisée aujourd'hui, a été incluse à partir de l'édition 2000 de la norme CSA-S6 [57].

2.5.4 APPROCHE EUROPÉENNE D'ÉVALUATION DE L'AMPLIFICATION DYNAMIQUE

L'approche privilégiée par l'Eurocode pour l'évaluation de l'amplification dynamique est plutôt différente de celle adoptée au Canada et aux États-Unis. L'amplification dynamique est directement incluse dans les chargements standardisés utilisés pour le dimensionnement des structures. Une amplification dynamique supplémentaire est à utiliser pour le dimensionnement des éléments situés près des joints de tablier. Cette amplification dynamique est obtenue de l'équation (2-8) où D est la distance (m) du joint de tablier et est représenté à la figure 2-36 [58]. Ultimement, ce facteur d'amplification supplémentaire est utilisé pour les éléments situés à moins de 6 m des joints de tablier.

$$FAD = 1,3 \left(1 - \frac{D}{26}\right) \geq 1 \quad (2-8)$$

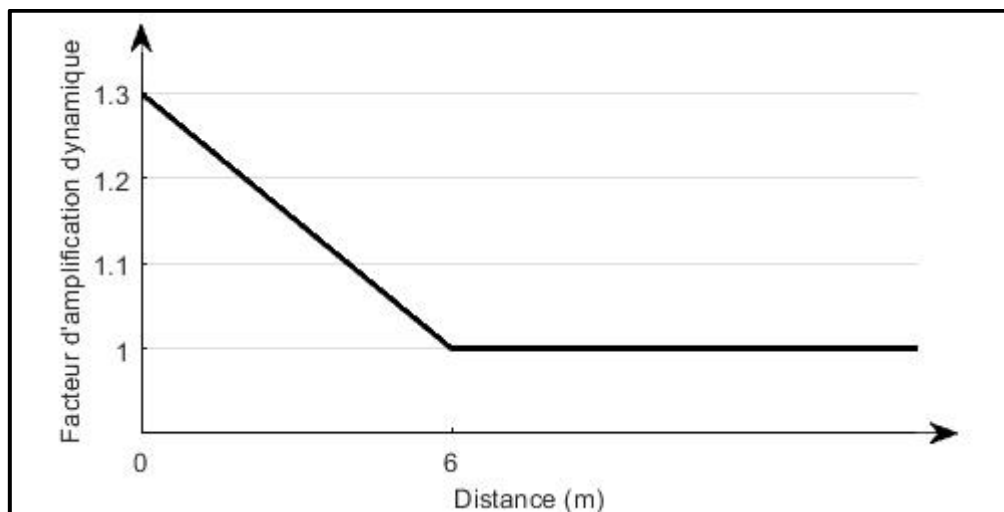


Figure 2-36 – Facteur d'amplification dynamique supplémentaire prescrit par l'Eurocode 3
(© Ève Bilodeau, 2023, adapté de [58])

2.5.5 AUTRES APPROCHES POUR L'ÉVALUATION DU FAD

On retrouve dans la littérature plusieurs autres approches qui sont, ou ont été, utilisés pour l'évaluation du facteur d'impact dans certaines éditions des normes à travers le monde. Moghimi et Ronagh [49] et O'Connor et Shaw [54] en présentent notamment plusieurs:

- Japon (Japanese Specifications for Highway Bridges, 1980)

$$I = \frac{20}{L + 50} \quad (2-9)$$

- Allemagne (*West German Code*, 1976)

$$I = 0,4 - 0,008L - 0,1D_E; \quad 0 \leq FAD \leq 0,3 \quad (2-10)$$

- Iran (Iranian Specification for Highway Bridge Design)

$$FAD = 0,3 - 0,005L - 0,15D_E \geq 0 \quad (2-11)$$

- France (Cahier des Prescriptions Communes, 1973)

$$I = \frac{0,64}{0,2L + 1} \quad (\text{pour les ponts en béton}) \quad (2-12)$$

$$I = \frac{0,8}{0,2L + 1} \quad (\text{pour les ponts en acier}) \quad (2-13)$$

- Italie (Code 384,1962)

$$I = \frac{(100 - L)^2}{100(250 - L)} \quad \text{pour } L \leq 100 \quad (2-14)$$

$$I = 0 \quad \text{pour } L > 100$$

Dans ces équations, L, est la portée du pont (m). Les normes allemande et iranienne tiennent compte de l'effet des terres en réduisant le FAD en fonction de la hauteur remblayée (D_E) des éléments. L'édition 1992 de l'AASHTO utilisait la même amplification que l'édition 1974 de la CSA-S6 présentée à l'équation (2-7) [49] et l'AUSTROADS australien proposait l'approche de l'édition 1983 de l'OHBC de la figure 2-34 [54]. La figure 2-37 compare ces différentes approches.

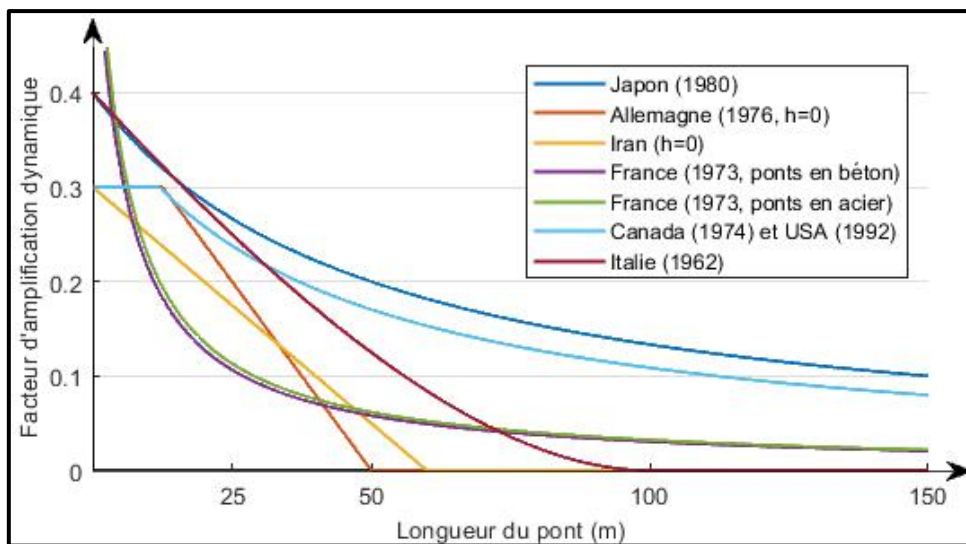


Figure 2-37 – Différentes approches de l'évaluation du facteur d'impact (© Ève Bilodeau, 2023)

2.6 PROFILS DE CHAUSSEE

Le profil de la chaussée décrit mathématiquement les aspérités présentes sur la voie de roulement des véhicules. Cette rugosité entraîne la vibration des essieux des véhicules lors de leur passage, ce qui engendre des sollicitations dynamiques supplémentaires par rapport à une surface de roulement idéalisée parfaitement lisse. Selon Oliva, et al. [59], la rugosité de la chaussée est la source de sollicitation dynamique la plus importante pour le pont. Pour les structures de courte portée ayant une fréquence de vibration élevée, les vibrations des essieux dues à ces irrégularités dans le profil de la chaussée sont directement transférées à la structure [41]. L'utilisation d'un profil de chaussée exhaustif est donc d'une grande importance lors de l'étude des effets dynamiques induits aux structures routières et du développement de modèles d'interaction pont-véhicule.

2.6.1 MODÈLES DE PROFILS DE CHAUSSEE

Plusieurs modèles mathématiques ont été développés afin de générer des profils de chaussée représentatifs. Bogsjö, et al. [60] présentent certains modèles. De manière générale, le profil de la chaussée est représenté par un processus aléatoire stationnaire gaussien de moyenne nulle [61]. Ces processus sont décrits par leur densité spectrale de puissance (DSP). Andrén [62] présente une revue des différentes DSP proposées dans la littérature. Bien que plusieurs équations aient été présentées par plusieurs auteurs, les DSP décrites par la « British Standards Institution » (BSI) et la norme ISO-8608 sont les plus répandues.

La DSP ($G(n)$) présentée à l'équation (2-15) a été proposée par la BSI :

$$\begin{cases} G(n) = G(n_0) \left(\frac{n}{n_0}\right)^{-w_1} & n \leq n_0 \\ G(n) = G(n_0) \left(\frac{n}{n_0}\right)^{-w_2} & n \geq n_0 \end{cases} \quad (2-15)$$

Dans cette équation, $G(n_0)$ est un paramètre constant dont la valeur est fonction de l'état de la route; n_0 est la fréquence angulaire de référence, posée égale à $1/2\pi$ cycles/m et w_1 et w_2 représentent l'énergie de distribution pour les longueurs d'onde associées aux intervalles de

fréquences spécifiées. Les paramètres w_1 et w_2 ont d'abord été posés à 2 et 1,5, respectivement, avant d'être réajustés à 3 et 2,25 [63].

La norme ISO-8608 [64] prescrit une valeur constante de w_1 et w_2 de 2. Ainsi, la DSP de l'équation (2-16) est proposée :

$$G(n) = G(n_0) \left(\frac{n}{n_0} \right)^{-2} \quad (2-16)$$

Dans cette version linéaire de la DSP de la chaussée, la fréquence angulaire de référence, n_0 , est posée égale à 0,1 cycle/m.

Des valeurs de $G(n_0)$ en fonction de huit classes de route, dénoté A à H, sont présentées dans la norme ISO-8606 [64] et reproduites au tableau 2-6. Selon cette classification, une route de classe A est en très bon état, alors qu'une classe de route H est très détériorée.

Tableau 2-6 – Valeurs $G(n_0)$ selon la classe de la route [64]

Classe de route	Valeur de $G(n_0)$ (10^{-6}m)
A	16
B	64
C	256
D	1024
E	4094
F	16384
G	65536
H	262144

À partir de la PSD, le profil de chaussée peut être obtenu dans le domaine spatial pour tout point x à partir de la transformée inverse de Fourier [59] :

$$r_A(x) = \sum_{i=1}^N \sqrt{2G(n_i)\Delta n} \cos(2\pi n_i x + \phi_i) \quad (2-17)$$

où ϕ_i est un angle de phase aléatoire, distribué uniformément entre 0 et 2π , n_i est la fréquence spatiale associée à la $i^{\text{ième}}$ harmonique, incluse dans l'intervalle $[n_{min}, n_{max}]$, et Δn est le pas, posé constant et égal à :

$$\Delta n = \frac{n_{max} - n_{min}}{N} \quad (2-18)$$

Les bornes n_{min} et n_{max} sont posées égales à $0,01 \text{ m}^{-1}$ et 10 m^{-1} . Les fréquences supérieures à 10 m^{-1} (longueur d'onde inférieure à 10 cm) dans le profil de la route sont jugées trop hautes et ne sont pas perçues par les véhicules lors de leur passage le long de la route. Dans le même ordre d'idées, les fréquences inférieures à $0,01 \text{ m}^{-1}$ (longueur d'onde supérieure à 100 m) représentent les variabilités du terrain et non plus de la rugosité de la chaussée. Ainsi, ces valeurs sont exclues [60].

2.6.2 PROFILS DE CHAUSSÉE PARALLÈLES

Lorsqu'un modèle d'interaction pont-véhicule en trois dimensions est utilisé, les roues situées à gauche se déplacent le long d'un profil différent de celles de droite. Deux profils de chaussée parallèles sont donc nécessaires pour simuler le mouvement du véhicule. Certaines études, dont Deng et Cai [65] et Deng et Cai [66], ne tiennent pas compte de cette différence de rugosité sous les roues. Le même profil de chaussée est appliqué à l'ensemble des roues du véhicule, indépendamment de leur position. Or, plusieurs projets de recherche ont démontré l'influence de la différence dans les profils de chaussée sous les roues droite et gauche d'un véhicule. Selon Oliva, et al. [67], la réaction sous l'un des pneus d'un véhicule est dépendante non seulement de la rugosité sous cette roue, mais également des rugosités sous les autres roues du véhicule. L'influence des déplacements imposés à la seconde roue du même essieu est davantage marquée, d'où l'importance d'une description appropriée de la chaussée le long des deux profils adjacents. Oliva, et al. [59] conclut que la réponse dynamique d'une structure est surestimée lorsque la différence entre les deux profils de chaussée n'est pas considérée. Le tangage du véhicule n'est alors pas complètement représenté (Kamash et Robson [68], Oliva, et al. [59]).

Certains auteurs (Camara, et al. [69], Camara et Ruiz-Teran [70], González, et al. [71], Rezaiguia, et al. [72]), utilisent des profils de chaussées distincts générés à partir d'une même DSP, mais en utilisant des jeux d'angles aléatoires différents. Cette méthode génère des profils indépendants. Cependant, les profils de chaussée parallèles le long d'une même route ne sont pas indépendants; ils possèdent des propriétés statistiques communes. La génération de deux profils parallèles interdépendants nécessite donc la définition d'une DSP en deux dimensions ou la définition

des densités spectrales croisées (DSC) entre les deux profils, en plus des DSP des profils. [59]. Múčka [73] présente plusieurs fonctions de cohérence entre des profils parallèles développés par différents auteurs.

Il est possible de simplifier la définition des profils parallèles, en posant l'hypothèse d'une chaussée homogène et isotrope. Dans ce cas, tous les profils de chaussée parallèles d'une route partagent les mêmes propriétés statistiques; ils possèdent alors tous la même DSP, la même fonction d'autocorrélation et la densité spectrale de puissance croisée (DSPC) entre deux profils est unique [67] et dépend uniquement de la distance entre deux points de la chaussée. L'hypothèse d'homogénéité de la chaussée a été étudiée par plusieurs auteurs (Dodds et Robson [74], Kamash et Robson [75], Ammon [76], Bogsjö [77], Bogsjö [78], Lamb et Rouillard [79]). Bien que l'exactitude de cette hypothèse soit parfois critiquée (Bogsjö [77], Lamb et Rouillard [79]), sa simplicité est privilégiée par plusieurs auteurs lors du développement de modèles d'interaction pont-véhicule (Oliva, et al. [59], Marchesiello, et al. [80], Camara, et al. [81]). Suivant les simplifications qu'entraîne l'hypothèse d'homogénéité et d'isotropie (développées par Dodds et Robson [74] et Kamash et Robson [75]), la fonction de corrélation croisée, $R_x(\delta)$, entre deux profils de chaussée parallèle espacés d'une distance $2b$ peut être obtenu à partir de la DSP des profils selon l'équation (2-19) [67].

$$R_x(\delta) = \frac{2 G(n_0)}{n_0^{-2}} \left(n_a^{-1} \frac{\sin(2\pi n_a \sqrt{\delta^2 + (2b)^2})}{2\pi n_a \sqrt{\delta^2 + (2b)^2}} + \int_0^\infty n^{-2} \cos(2\pi n_a \sqrt{\delta^2 + (2b)^2}) dn \right) \quad (2-19)$$

La fonction de cohérence $g(n)$ est alors définie selon l'équation (2-20) [59], où $G_x(n)$, la densité spectrale croisée, est calculée en appliquant la transformée de fourrier à $R_x(\delta)$.

$$g(n) = \frac{|G_x(n)|}{G(n)} \quad (2-20)$$

À partir de la DSPC entre les deux profils, le second profil peut être obtenu à partir de l'équation (2-21), où θ_i est un second angle de phase aléatoire [82]:

$$r_B(x) = \sum_{i=1}^N \sqrt{2G(n_i)\Delta n} \cos(2\pi n_i x + \phi_i) + \sqrt{2(G(n_i) - G_x(n_i))\Delta n} \cos(2\pi n_i x + \theta_i) \quad (2-21)$$

Afin de simplifier le développement du second profil de chaussée, Oliva, et al. [59] ont proposé une équation polynomiale pour approximer la fonction de cohérence, $g(n)$.

$$g(n) = \begin{cases} \exp (An^5 + Bn^4 + Cn^3 + Dn^2 + En + F) & n \leq n_u \\ 0 & n > n_u \end{cases} \quad (2-22)$$

Les valeurs A, B, C, D, E, F et n_u doivent être ajustées en fonction de l'espacement $2b$ entre les deux profils de chaussée. Pour un espacement de 2,05 m (espacement entre les roues du modèle dynamique du véhicule H20-44), les valeurs suivantes peuvent être utilisées :

Tableau 2-7 – Paramètres obtenus par la méthode des moindres carrés pour l'équation (2-22) [59]

A	B	C	D	E	F	n_u
332,3	-393,6	193,8	-50,1	-3,92	0,025	0,4 m ⁻¹

2.6.3 VITESSE INDUITE AUX ROUES DU VÉHICULE

La vitesse sous le pneu due à la rugosité de la chaussée peut être obtenue à partir de la vitesse $v(t)$ du véhicule [83]. Cette vitesse sous le pneu correspond à la dérivée temporelle du profil de chaussée $r(x)$.

$$\dot{r}(x) = \frac{d(r(x))}{dx} \frac{dx}{dt} = \frac{d(r(x))}{dx} v(t) \quad (2-23)$$

2.7 MODÉLISATION DYNAMIQUE

2.7.1 INTERACTION PONT-VÉHICULE

Le principe d'interaction pont-véhicule est basé sur le fait que les vibrations du modèle dynamique du véhicule sont influencées par les déformations de la structure du pont. La charge appliquée au pont est alors dépendante de la déformation de la structure causée par ce chargement. Les équations de mouvement du véhicule et de la structure sont définies selon les équations (2-24) et (2-25), où $\{F_p\}$ et $\{F_v\}$ sont les forces d'action-réaction entre la structure et le véhicule, telles que présentées à l'équation (2-26) et $\{F_g\}$, les forces gravitationnelles appliquées par le véhicule. Les matrices $[M_v]$, $[C_v]$ et $[K_v]$ ainsi que $[M_p]$, $[C_p]$ et $[K_p]$ sont respectivement les matrices de masse, d'amortissement et de rigidité du véhicule et du pont.

$$[M_v]\{\ddot{d}_v\} + [C_v]\{\dot{d}_v\} + [K_v]\{d_v\} = \{F_g\} + \{F_v\} \quad (2-24)$$

$$[M_p]\{\ddot{d}_p\} + [C_p]\{\dot{d}_p\} + [K_p]\{d_p\} = \{F_p\} \quad (2-25)$$

$$\{F_p\} = -\{F_v\} \quad (2-26)$$

Pour résoudre ce système d'équations couplées, la force de contact entre le véhicule et la chaussée est calculée à partir des déplacements de la structure (V) et de la force dans les ressorts et les amortisseurs des pneus du véhicule [83], obtenus de l'équation (2-28). Dans ces équations, ΔL est l'élongation du ressort, r est la rugosité de la chaussée, $[K_p]$ est la matrice de rigidité des ressorts dans le pneu et $[C_p]$ est la matrice d'amortissement du pneu. L'élongation des ressorts (ΔL) est calculée à partir de l'équation (2-27) où z_p est le déplacement du point de contact entre la structure et le pneu, z_e est le déplacement de l'essieu du véhicule et r est la rugosité de la chaussée, tel qu'illustré à la figure 2-38.

$$\Delta L = z_e - z_p = z_e - V - r \quad (2-27)$$

$$\{F_p\} = -\{F_v\} = [K_p]\{\Delta L\} + [C_p]\{\dot{\Delta L}\} \quad (2-28)$$

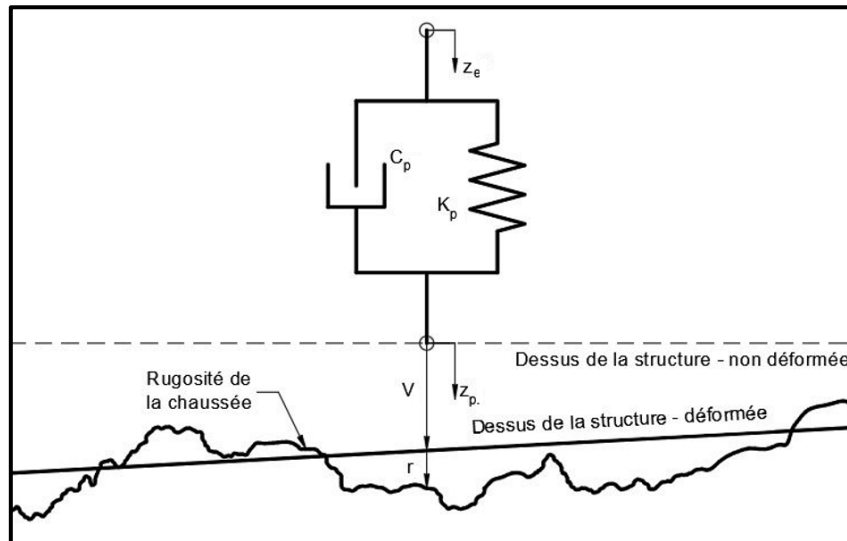


Figure 2-38 – Schéma d'un pneu du véhicule (© Ève Bilodeau, 2023)

La structure du pont est généralement modélisée à partir d'éléments finis. Le point de contact entre le véhicule et la chaussée n'est alors pas toujours situé directement sur un nœud du maillage. La fonction de forme $[N_e]$ d'un élément du modèle des équations (2-29) et (2-30) permet d'obtenir la

charge nodale $[F_p^{eq}]$ agissant sur la structure et le déplacement au point de contact entre le véhicule et la structure (z_{p-c}) à partir respectivement de la charge non nodale $\{F_v\}$ et des déplacements du pont aux nœuds de l'élément en contact avec le pneu du véhicule $\{z_p\}$ [66, 84, 85]. Ces équations sont obtenues du principe du travail virtuel qui stipule que le travail effectué par les forces aux nœuds de l'élément en contact avec le véhicule est égal à celui effectué par la force appliquée ponctuellement au pont. Le développement complet du couplage du pont et du véhicule à l'aide d'un modèle par éléments finis est fourni dans Deng et Cai [66] L'équation (2-26) est alors valide uniquement lorsque le point de contact est directement sur un nœud.

$$[F_p^{eq}] = -[N_e]^T \{F_v\} \quad (2-29)$$

$$z_{p-c} = [N_e] \{z_p\} \quad (2-30)$$

2.7.2 HYPOTHÈSES DE LA MÉTHODE D'INTERACTION PONT-VÉHICULE

Contact entre les roues et la chaussée ponctuel

Une hypothèse de la méthode d'interaction pont-véhicule est que le contact entre la chaussée et les pneus du véhicule est ponctuel. La surface du pneu n'est ainsi pas modélisée et la charge est appliquée sur la structure en un point. Deng, et al. [86] concluent que pour un pont ayant une chaussée en bon état, l'utilisation d'un modèle d'interaction pont-véhicule où le pneu est modélisé par un seul point de contact permet d'obtenir des résultats réalistes et comparables aux résultats obtenus à partir de modèles dont les roues sont modélisées à partir de plusieurs points de contact. Pour des chaussées dégradées et présentant des irrégularités, un modèle à plusieurs points de contact présenterait cependant une meilleure évaluation de l'amplification dynamique.

Contact permanent entre les roues et la chaussée

La définition de l'interaction pont-véhicule telle que défini aux équations (2-24) et (2-25) impliquent un contact continu entre les roues du véhicule et la structure du pont. Effectivement, l'équation (2-27) implique que la déformée de la structure sous le point de contact avec le véhicule correspond directement au déplacement sous la roue. En réalité, les roues du véhicule ne sont pas toujours en contact continu avec la chaussée; les roues du véhicule rebondissent sur la chaussée et

il est possible qu'elles se retrouvent décollées momentanément sous certaines circonstances. Afin de considérer cette séparation, des équations de mouvement supplémentaires applicables au moment où les roues du véhicule ne touchent pas à la structure doivent être introduites, ce qui complexifie considérablement les simulations. Plusieurs auteurs proposent des méthodes pour intégrer la séparation du véhicule de la chaussée [85]. Par exemple, Zhang, et al. [84] proposent, l'utilisation de modèles de ressorts et d'amortisseurs non linéaires et Deng, et al. [86] proposent d'utiliser un modèle de pneu à plusieurs points de contact avec la chaussée pour tenir compte de cette séparation.

Hypothèses utilisées au regard des rotations des éléments rigides

Les équations de mouvement du véhicule sont développées en supposant que les rotations des châssis et des essieux rigides sont petites. Les assumptions suivantes sont donc faites:

$$\cos(\theta) \cong 1 \quad (2-31)$$

$$\sin(\theta) \cong 0 \quad (2-32)$$

Hypothèses au regard des déplacements du véhicule

Généralement, les modèles de véhicule tels que décrits ci-haut supposent que tous les déplacements des ressorts et des amortisseurs du véhicule sont uniquement verticaux; aucun effort horizontal n'est donc appliqué dans le modèle. Des modèles plus complets, qui permettent de modéliser des efforts latéraux, tels qu'une force de freinage, de frottement, de vent ou de séisme, sont également trouvables dans la littérature. Une version du camion H20-44 à 13 degrés de liberté est ainsi décrite dans [87] et [81] pour introduire les charges de vents dans leurs analyses.

Comportement linéaire des amortisseurs et des ressorts

Bien que certains auteurs aient développé des modèles de comportement non linéaires, de manière générale, il est assumé que les ressorts et les amortisseurs qui composent les modèles de véhicule ont un comportement linéaire, de sorte que les forces dans les ressorts (F_r) et les amortisseurs (F_a) peuvent être décrites selon les équations (2-33) et (2-34), où K et C sont des constantes, Δz est l'élongation du ressort (m) et $\Delta \dot{z}$ est la vitesse d'élongation du ressort.

$$F_r = K \cdot \Delta z \quad (2-33)$$

$$F_a = C \cdot \Delta \dot{z} \quad (2-34)$$

2.7.3 MODÉLISATION DYNAMIQUE DES VÉHICULES

Les chargements routiers définis par les normes de dimensionnement et présentés aux sections 2.4 et 2.4.3 sont basés sur une approche statique d'évaluation des efforts dans les structures. Afin d'évaluer le comportement dynamique des structures, des modèles de véhicules dynamiques, qui reflètent le comportement vibratoire des camions doivent être utilisés. Ces modèles sont développés à partir de séries de ressorts et d'amortisseurs reliés entre eux par des éléments rigides. Le principe d'équilibre des forces permet de déterminer les équations de mouvement du véhicule à partir des hypothèses de la méthode d'interaction pont-véhicule définie à la section précédente. De manière générale, les véhicules sont composés de plusieurs essieux représentés par deux systèmes masse-ressort-amortisseur: un qui représente la dynamique du pneu et un qui représente la dynamique de la suspension du véhicule.

Plusieurs modèles de camions, qui présentent des niveaux de complexité et de réalismes variables, ont été développés dans la littérature. Des modèles plus simples en deux dimensions sont parfois utilisés [47, 50, 88, 89]. Ces modèles ne permettent cependant pas de représenter le tangage du châssis et des essieux et leurs effets sur la structure. Wang et Huang [90] présentent trois modèles à trois, cinq et six essieux. Un modèle bitrain à cinq essieux est décrit dans [83]. Deux modèles fréquemment utilisés dans la littérature sont basés sur les chargements H20-44 [59, 67, 69, 70, 72, 80] et HS20-44 [65, 86, 91] de la norme AASHTO, où les caractéristiques dynamiques des pneus et des amortisseurs sont ajoutées aux modèles. Le développement mathématique du camion H20-44 est présenté au chapitre suivant. Plus récemment, Petitclerc [92] a développé un modèle dynamique du camion type de la norme CSA-S6 CL-625 à 17 degrés de liberté.

2.8 MODÉLISATION NUMÉRIQUE DES PONTS À PLATELAGE D'ALUMINIUM

Plusieurs méthodes de modélisation des ponts à platelage d'aluminium sont utilisées dans la littérature. Les trois principales méthodes utilisées sont décrites ci-dessous.

2.8.1 MÉTHODE DE GRILLAGE

La méthode de grillage est une méthode de modélisation par laquelle le pont est représenté par un ensemble de poutres longitudinales et transversales connectées entre elles en leurs nœuds d'interception. Un maillage bidimensionnel est ainsi construit pour reproduire le comportement de la structure. À chacune des poutres du modèle sont associées les propriétés équivalentes de la portion du pont qu'elles représentent. Chacune de ces poutres possède alors trois degrés de liberté : la flèche verticale et les rotations autour des axes longitudinal et transversal du grillage. L'inertie torsionnelle, le moment d'inertie de flexion hors plan du grillage et l'aire de section associée aux déformées de cisaillement doivent être définis pour chacune des poutres qui composent le modèle [93]. Ces paramètres doivent être calculés de manière que les poutres possèdent le même comportement que le pont : elles doivent présenter les mêmes flèches et subir les mêmes moments de flexion et de torsion internes que les sections qu'elles représentent lorsqu'elles sont soumises au même chargement [93, 94]. Jaeger et Bakht [95] ont développé des méthodes de calculs de ces paramètres pour des ponts de type dalle, de type dalle sur poutres et de type dalle évidée en béton. Les annexes A5.1 et A5.2 de la norme CSA S6 :F19 [8] proposent des équations pour le calculs de ces paramètres pour plusieurs types de ponts à platelage de bois et de béton. De manière générale, pour un pont à dalle (ou pontage) sur poutre (à action composite ou non) le modèle est composé minimalement de poutres longitudinales situées vis-à-vis les poutres principales et les diaphragmes transversaux. Les poutres intermédiaires longitudinales et transversales peuvent être multipliées afin de raffiner le modèle de grillage. Dans un tel modèle, les charges ne peuvent qu'être appliquées aux centres géométriques des poutres qui composent le modèle du grillage, rendant le positionnement transversal des camions de conception limité. La figure 2-39 ci-contre présente un modèle de grillage hypothétique du pont de St-Ambroise semblable à ceux utilisés par El-Hage [96] et Diop, et al. [97].

Des logiciels de modélisation des structures tels que *SAP2000*, *SAFI* et *CSiBridge* sont bien adaptés pour cette méthode de modélisation.

Diop, et al. [97] utilisent cette méthode de modélisation pour évaluer les paramètres dynamiques d'un pont à platelage d'aluminium et comparent notamment les résultats obtenus de trois modèles de grillage ayant chacun une discrétisation (grille) différente (plus ou moins raffinée). Ce type de modélisation a également été utilisé par El-Hage [96] et Massicotte, et al. [98] afin d'évaluer la répartition transversale des efforts sur les poutres principales de la structure de ponts à tabliers d'aluminium.

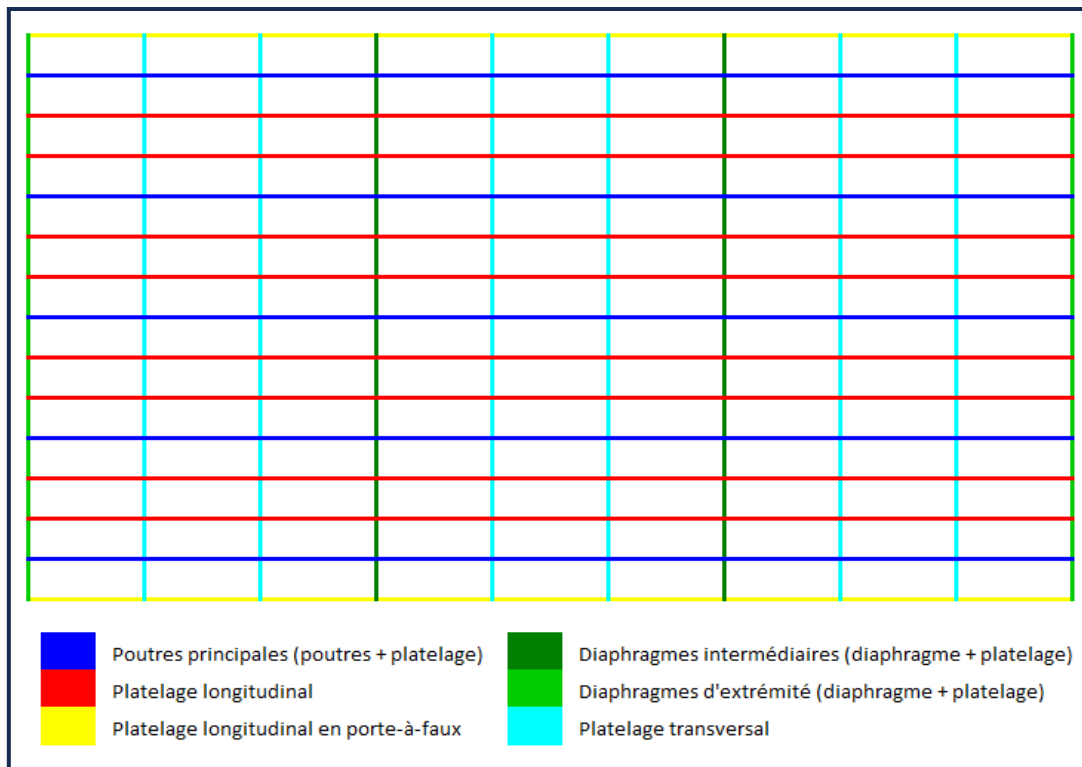


Figure 2-39 – Modèles de grillage hypothétique du pont de St-Ambroise (© Ève Bilodeau, 2023)

2.8.2 MÉTHODE DES ÉLÉMENTS FINIS AVEC ÉLÉMENTS TRIDIMENSIONNELS

La méthode des éléments finis est très répandue en ingénierie. Elle permet de représenter numériquement un bon nombre de structure complexe à l'aide d'éléments tridimensionnels prismatiques ou pyramidaux. Ce type de modélisation permet d'obtenir de très bon niveau de précision. De nombreux logiciel commerciaux utilisés en ingénierie sont basé sur cette méthode :

Abaqus, *COMSOL* et *Ansys* en sont des exemples. Comparativement à la méthode du grillage décrite à la section précédente, elle permet d'obtenir les déplacements (et par intégration numérique les efforts internes) en tout point de la structure [93]. L'ajout de paires de contact dans de tel modèles permet de modéliser adéquatement le transfert des efforts par contact entre deux pièces et des détails de connexion complexes peuvent être modélisés. Cependant, la complexité des modèles peut rendre les analyses et le post-traitement des simulations ardues. Ces modèles comprennent surtout un très grand nombre d'éléments (et de nœuds) et donc un très grand nombre de degrés de libertés. Ils sont donc très demandant en ressource numérique, ce qui rend leur utilisation limitée, spécialement pour effectuer des simulations en régime dynamique. Diop, et al. [97] utilise ce type de modèles afin, entre autres, de valider le comportement de ses modèles plus simples de grillage.

2.8.3 MÉTHODE DES ÉLÉMENTS FINIS AVEC ÉLÉMENTS BIDIMENSIONNELS ET UNIDIMENSIONNELS

Plutôt que d'utiliser des éléments finis tridimensionnels pour représenter l'ensemble du pont, il est possible de simplifier la modélisation en utilisant des éléments finis bidimensionnels ou unidimensionnels pour certains éléments. Ainsi, des éléments de type coquille (« shell ») en 2D ou poutre (« beam ») en 1D peuvent être utilisés pour certains types de modélisation. Les éléments de type coque sont conçus pour modéliser les structures minces, qui possèdent six degrés de liberté : les déplacements de la coquille et les déplacements de sa normale. Les éléments de types poutres sont des éléments unidimensionnels dont les déplacements qu'elles subissent sous divers chargements ne sont fonction que des caractéristiques de sa section transversale (aire, moments d'inerties, rigidité torsionnelle) [99]. Combinés ensemble, ces types d'éléments finis permettent de modéliser efficacement des ponts de type platelage d'aluminium sur poutre en acier. Certains logiciels, tel que *COMSOL*, permettent de lier facilement ces deux types d'éléments afin d'optimiser leur utilisation et leur interaction. Un certain niveau de précision est perdu par rapport à l'utilisation d'éléments finis 3D, principalement pour des détails complexes ou des comportements locaux de la structure (concentration de contraintes, par exemple), mais la diminution du nombre de degrés de libertés pour des modèle construits avec ces éléments plutôt que des éléments 3D les rendent attrayant. Comparativement à la méthode de grillage, cette méthode permet d'obtenir les efforts (et

les déplacements) dans le platelage et dans les poutres séparément directement. Plusieurs chercheurs menant des projets de recherche dans les dernières années sur les ponts à platelage d'aluminium ont utilisé cette méthode de modélisation [7, 12, 96, 98, 100]. Leclerc [7] et Ben Afia [101] ont utilisé ces types d'éléments finis spécifiquement pour l'évaluation du comportement dynamique des ponts à platelage d'aluminium.

2.9 UTILISATION DE JAUGES DE DÉFORMATIONS POUR LA MESURE DES MOMENTS DE FLEXION IN SITU SUR UNE POUTRE

L'utilisation de jauges de déformations sur une poutre peut permettre de mesurer les moments de flexion auxquels une poutre est soumise. La procédure de calcul de ces moments à partir des déformations enregistrées par quatre jauges installées sur les poutres, utilisées par Lacoste et Laflamme [29] pour les essais réalisés sur le pont de St-Ambroise et adaptés de Dionne, et al. [102] et Halchini [103], est décrite ci-dessous.

Calcul du moment de flexion dans les poutres à partir des jauges de déformation

La déformation d'un point donné i (ε_i) de la poutre d'acier peut être obtenue de l'équation (2-35), où ε_0 , ε_z , ε_y et ε_ω sont respectivement les déformations causées par l'effort normal (N), le moment fléchissant par rapport à l'axe fort (M_z), le moment fléchissant par rapport à l'axe faible (M_y) et le bimoment (B) auxquels est soumise la poutre d'acier et peuvent être obtenues des équations (2-36) à (2-39). Dans ces équations, A est l'aire de la section, I_x est l'inertie par rapport à l'axe fort, I_y est l'inertie par rapport à l'axe faible, C_ω est la constante de gauchissement de la section, E est le module de Young et y_i, z_i & ω_i sont respectivement l'ordonnée, l'abscisse et la coordonnée sectorielle du point de mesure par rapport à l'axe neutre de la section. La figure 2-40 illustre la répartition des déformations causées par chacun de ces efforts. À partir d'une convention de signe tel que définie à la figure 2-40 et en posant quatre points de mesure aux extrémités de la section (numéroté 1 à 4 à la figure 2-40), les déformations pour chaque point de mesure sont obtenues des équations (2-40) à (2-43), où ε_0 , ε_z , ε_y et ε_ω sont calculés au point de mesure selon les équations (2-36) à (2-39).

$$\varepsilon_i = \pm\varepsilon_0 \pm \varepsilon_x \pm \varepsilon_y \pm \varepsilon_\omega \quad (2-35)$$

$$\varepsilon_0 = \frac{N}{EA} \quad (2-36)$$

$$\varepsilon_x = \frac{M_z y_i}{E I_x} \quad (2-37)$$

$$\varepsilon_y = \frac{M_y x_i}{E I_y} \quad (2-38)$$

$$\varepsilon_\omega = \frac{B \omega_i}{E C_\omega} \quad (2-39)$$

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_0 + \varepsilon_x - \varepsilon_y - \varepsilon_\omega \quad (2-40)$$

$$\varepsilon_2 = \varepsilon_0 + \varepsilon_x - \varepsilon_y - \varepsilon_\omega \quad (2-41)$$

$$\varepsilon_3 = \varepsilon_0 - \varepsilon_x + \varepsilon_y - \varepsilon_\omega \quad (2-42)$$

$$\varepsilon_4 = \varepsilon_0 + \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_\omega \quad (2-43)$$

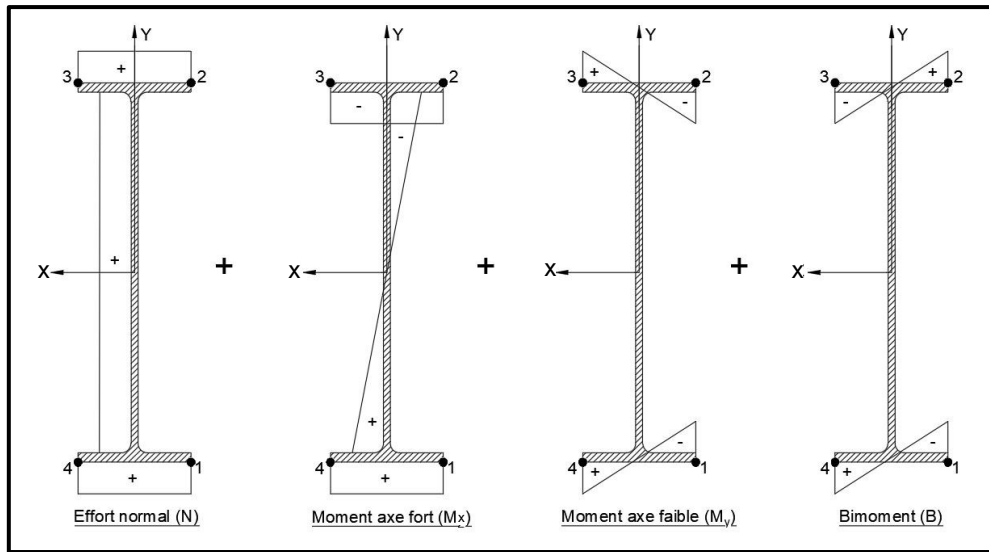


Figure 2-40 – Déformations sur une section de type W due aux efforts auxquels elle est soumise (© Ève Bilodeau, 2023)

Sachant que les déformations causées par chacun des efforts varient linéairement le long de la section, les équations (2-40) à (2-43) peuvent être remplacée par les équation (2-44) à (2-47) pour représenter les déformations aux positions des jauges lors des essais (figure 2-41), exprimées à partir des déformations causées par les efforts aux quatre coins (positions 1 à 4 de la figure 2-40). Pour des jauges ayant été fixées à l'intérieur de la section, les coefficients ψ et k sont obtenus des équations (2-48) et (2-49) où t et φ sont défini à la figure 2-41.

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_0 + \psi \varepsilon_x - k \varepsilon_y - k \varepsilon_\omega \quad (2-44)$$

$$\varepsilon_2 = \varepsilon_0 - \psi \varepsilon_x - k \varepsilon_y + k \varepsilon_\omega \quad (2-45)$$

$$\varepsilon_3 = \varepsilon_0 - \psi \varepsilon_x + k \varepsilon_y - k \varepsilon_\omega \quad (2-46)$$

$$\varepsilon_4 = \varepsilon_0 + \psi \varepsilon_x + k \varepsilon_y + k \varepsilon_\omega \quad (2-47)$$

$$\psi = \frac{\frac{d}{2} - t}{\frac{d}{2}} \quad (2-48)$$

$$k = \frac{\frac{b}{2} - \varphi}{\frac{b}{2}} \quad (2-49)$$

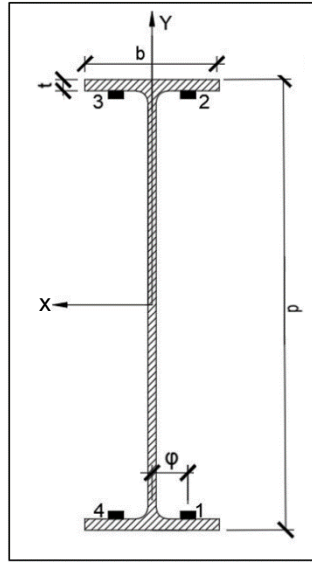


Figure 2-41 – Position des jauges de déformations lors des essais réalisés par le MTQ et convention de signe pour le calcul des moments de flexion (© Ève Bilodeau, 2023, adaptée de [29, 103])

En réécrivant les équations (2-44) à (2-47) sous formes matricielles et en substituant ε_0 , ε_x , ε_y et ε_ω en fonction des efforts appliqués à la poutre, on obtient le système de l'équations (2-50). Finalement, les efforts dans la poutre peuvent être obtenus à partir des déformations enregistrées dans les jauges selon l'équation (2-51)

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \\ \varepsilon_3 \\ \varepsilon_4 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{EA} & \psi \frac{y}{E I_x} & -k \frac{x}{E I_y} & -k \frac{\omega}{E C_\omega} \\ \frac{1}{EA} & -\psi \frac{y}{E I_x} & -k \frac{x}{E I_y} & \frac{\omega}{E C_\omega} \\ \frac{1}{EA} & -\psi \frac{y}{E I_x} & k \frac{x}{E I_y} & -\frac{\omega}{E C_\omega} \\ \frac{1}{EA} & \psi \frac{y}{E I_x} & k \frac{x}{E I_y} & \frac{\omega}{E C_\omega} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} N \\ M_z \\ M_y \\ B \end{bmatrix} \quad (2-50)$$

$$\begin{bmatrix} N \\ M_z \\ M_y \\ B \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{EA} & \psi \frac{y}{EI_x} & -k \frac{x}{EI_y} & -k \frac{\omega}{EC_\omega} \\ \frac{1}{EA} & -\psi \frac{y}{EI_x} & -k \frac{x}{EI_y} & \frac{\omega}{EC_\omega} \\ \frac{1}{EA} & -\psi \frac{y}{EI_x} & k \frac{x}{EI_y} & -\frac{\omega}{EC_\omega} \\ \frac{1}{EA} & \psi \frac{y}{EI_x} & k \frac{x}{EI_y} & \frac{\omega}{EC_\omega} \end{bmatrix}^{-1} \begin{bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \\ \varepsilon_3 \\ \varepsilon_4 \end{bmatrix} \quad (2-51)$$

CHAPITRE 3

MÉTHODOLOGIE

3.1 GÉNÉRALITÉS

Dans le cadre de ce travail de recherche, la charge mobile et la structure du pont sont modélisées numériquement dans l'environnement *COMSOL* à l'aide des modules « Mécanique multicorps » et « Mécanique des structures » et des différentes physiques : « Système mécanique discret », « Mécanique du solide », « Éléments coques » et « Éléments poutres », qui permettent de définir aisément des modèles ressorts/amortisseurs couplés à des éléments rigides en trois dimensions et à des structures modélisées par éléments coques et poutres. Tel que discuté à la section 2.8, plusieurs logiciels de modélisation par éléments finis sont disponibles. Le logiciel *COMSOL* a ici été sélectionné pour ce projet de recherche dû à son orientation multi-physique qui permet de coupler efficacement plusieurs types de physiques. La résolution du système d'interaction pont-véhicule pourra ainsi être calculée automatiquement par le logiciel pour chaque pas de temps, le pont, le véhicule et leur interaction étant tous définis dans une même simulation. Les sous-sections suivantes présentent les étapes de développement du modèle numérique, les méthodes d'optimisation du modèle utilisées et les différentes validations réalisées.

3.2 MODÉLISATION DU VÉHICULE

3.2.1 CAMION H20-44

Comme présenté à la sous-section 2.7.3, plusieurs types de véhicules ont été développés dans la littérature. Dans le cadre de ce travail de recherche, le modèle basé sur le camion H20-44 américain est utilisé. Ce modèle de camion, utilisé par le passé par plusieurs auteurs pour l'évaluation dynamique des ponts, est choisi puisque sa configuration est semblable aux deux camions qui ont été utilisés pour réaliser les essais routiers sur le pont de St-Ambroise, bien que son poids soit inférieur. Ce modèle est basé sur un chargement normalisé reconnu par la norme de dimensionnement américaine et est représentatif des chargements maximaux susceptibles de circuler sur des routes secondaires telles que le 9^e rang où est construit le pont à l'étude. Le camion

H20-44 est représenté par trois éléments rigides assemblés par deux séries de ressorts et d'amortisseurs, qui représentent son comportement dynamique. Le châssis du véhicule est modélisé par un élément rigide de masse m_v et d'inertie rotationnelle $I_{\theta v}$ et $I_{\phi v}$ qui agissent en son centre de masse. Les essieux avant (a) et arrière (b) sont modélisés par deux éléments rigides de masse m_{ea} et m_{eb} et d'inertie rotationnelle $I_{\phi a}$ et $I_{\phi b}$. Le premier groupe ressort-amortisseur représente la dynamique de la suspension du véhicule; le second permet de modéliser les pneus. La figure 3-1 présente le schéma du camion H20-44, qui possède sept degrés de liberté :

- Z_v , le déplacement vertical du châssis;
- θ_v , l'angle de tangage du châssis;
- ϕ_v , l'angle de roulis du châssis;
- Z_a , le déplacement vertical de l'essieu avant;
- ϕ_a , l'angle de roulis de l'essieu avant;
- Z_b , le déplacement vertical de l'essieu arrière;
- ϕ_b , l'angle de roulis de l'essieu arrière.

Le tableau 3-1 présente les valeurs des paramètres du véhicule et l'ensemble des variables présentées sur la figure 3-1 et utilisées dans le développement mathématique de la section suivante sont définies au tableau 3-2. Les numéros des joints utilisés sont définis à la figure 3-2. Les joints numéro 1 et 2 sont situés à l'avant du véhicule alors que les joints numéro 3 et 4 sont situés à l'arrière. Les joints 1, 2, 3 et 4 sont au niveau de la suspension. Les joints 1', 2', 3' et 4' sont au niveau du pneu.

Tableau 3-1 – Paramètres du camion H20-44 [80]

$L1$	3,153 m	$I_{\phi b}$	600 kg·m ²
$L2$	1,577 m	$K_{s1} ; K_{s2}$	116 000 N/m
s	0,705 m	$K_{s3} ; K_{s4}$	373 000 N/m
d	1,025 m	$K_{p1} ; K_{p2}$	785 000 N/m
m_v	17 000 kg	$K_{p3} ; K_{p4}$	1 570 000 N/m
$I_{\theta v}$	90 000 kg·m ²	$C_{s1} ; C_{s2}$	25 000 N·s/m
$I_{\phi v}$	13 000 kg·m ²	$C_{s3} ; C_{s4}$	35 000 N·s/m
m_{ea}	600 kg	$C_{p1} ; C_{p2}$	100 N·s/m
$I_{\phi a}$	550 kg·m ²	$C_{p3} ; C_{p4}$	200 N·s/m
m_{eb}	1000 kg		

Tableau 3-2 – Définition des variables

C_{si}	Constante d'amortissement de la suspension au point i ($i=1$ à 4) (N·s/m)
K_{si}	Constante de rigidité de la suspension au point i ($i=1$ à 4) (N/m)
C_{pi}	Constante d'amortissement du pneu au point i ($i=1$ à 4) (N·s/m)
K_{pi}	Constante de rigidité du pneu au point i ($i=1$ à 4) (N/m)
Z_v	Déplacement vertical du châssis (m)
θ_v	Angle de tangage du châssis (rad)
ϕ_v	Angle de roulis du châssis (rad)
z_a	Déplacement vertical de l'essieu avant (essieu a) (m)
ϕ_a	Angle de roulis de l'essieu avant (essieu a) (rad)
z_b	Déplacement vertical de l'essieu arrière (essieu b) (m)
ϕ_b	Angle de roulis de l'essieu arrière (essieu b) (rad)
z_i	Déplacement du nœud i (m)
z_{ei}	Déplacement du nœud i au niveau de l'essieu (amortisseur) (m)
z_{ei}'	Déplacement du nœud i au niveau de l'essieu (pneu) (m)
z_{pi}	Déplacement du nœud i au niveau du pneu (m)
m_v	Masse du véhicule (kg)
$I_{\theta v}$	Inertie de tangage du véhicule (kg·m ²)
$I_{\phi v}$	Inertie de roulis du véhicule (kg·m ²)
m_{ea}	Masse de l'essieu avant (essieu a) (kg)
I_{ea}	Inertie de roulis de l'essieu avant (essieu a) (kg·m ²)
m_{eb}	Masse de l'essieu arrière (essieu b) (kg)
I_{eb}	Inertie de roulis de l'essieu arrière (essieu b) (kg·m ²)
r_i	Rugosité de la chaussée sous le pneu au point i (m)
v_i	Déformée de la structure sous le pneu au point i (m)
g	Constante gravitationnelle (9,81 m/s ²)
F_{rsi}	Force dans le ressort de la suspension au point i (N)
F_{rpi}	Force dans le ressort du pneu au point i (N)
F_{asi}	Force dans l'amortisseur de la suspension au point i (N)
F_{api}	Force dans l'amortisseur du pneu au point i (N)
$L1$	Distance entre l'essieu avant et le centre de gravité du véhicule (m)
$L2$	Distance entre l'essieu arrière et le centre de gravité du véhicule (m)
d	Distance entre le centre de gravité de l'essieu et les ressorts/amortisseurs des pneus (m)
s	Distance entre le centre de gravité de l'essieu et les ressorts/amortisseurs des suspensions (m)

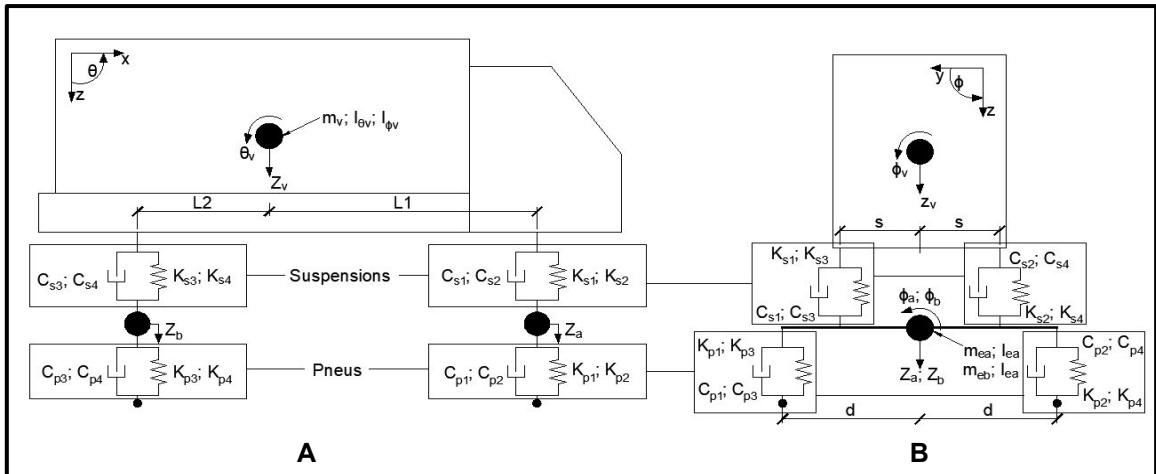


Figure 3-1 – Camion H20-44 (© Ève Bilodeau, 2023)
 A) Vue de côté
 B) Vue de face

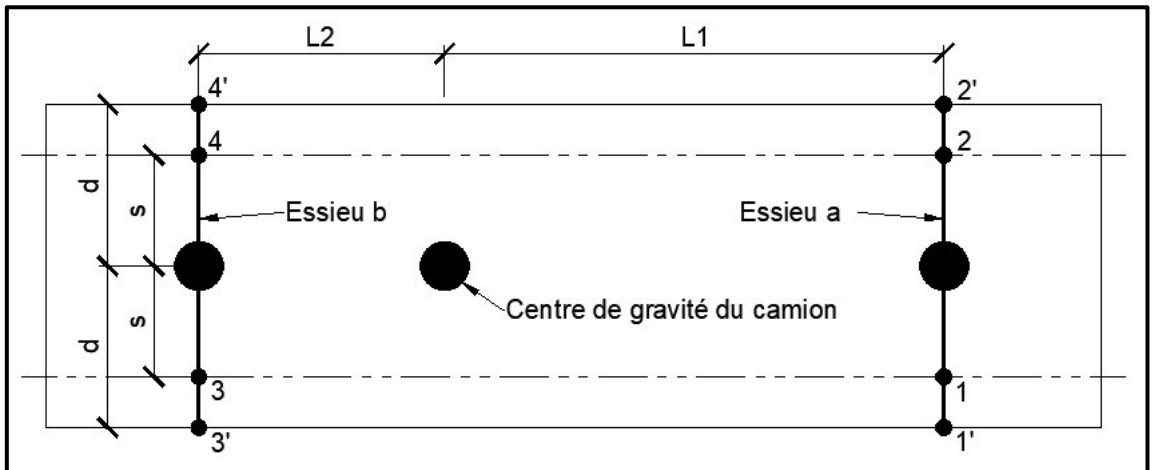


Figure 3-2 – Numérotation des joints i (© Ève Bilodeau, 2023)

3.2.2 DÉVELOPPEMENT MATHÉMATIQUE DU CAMION H20-44

Le développement mathématique du camion H20-44 est d'abord réalisé. À partir du principe d'équilibre des forces, les équations de mouvement du véhicule peuvent être établies. Cette section présente le développement mathématique de ces équations.

Mouvement du corps du véhicule

À partir de la géométrie de la déformée du châssis du véhicule présentée à la figure 3-3, on obtient les relations entre le déplacement aux joints i du camion et les degrés de liberté θ_V , ϕ_V et Z_V des équations (3-1) à (3-4).

$$Z_1 = Z_V - \theta_V L1 + \phi_V s \quad (3-1)$$

$$Z_2 = Z_V - \theta_V L1 - \phi_V s \quad (3-2)$$

$$Z_3 = Z_V + \theta_V L2 + b_V s \quad (3-3)$$

$$Z_4 = Z_V + \theta_V L2 - \phi_V s \quad (3-4)$$

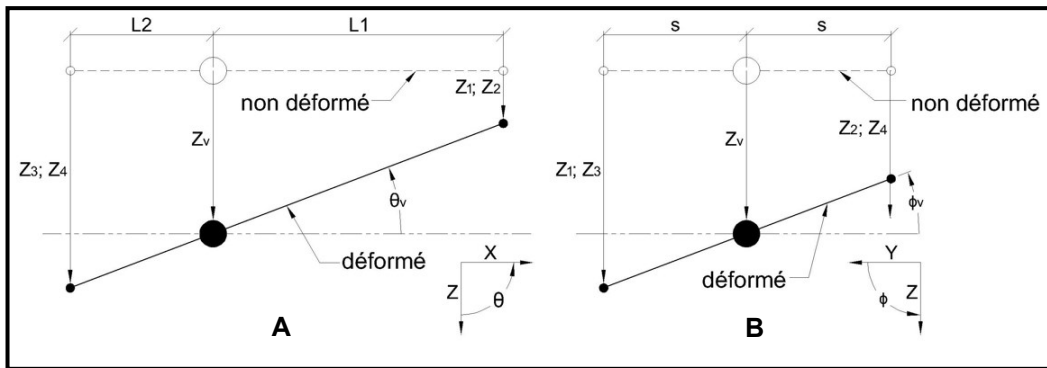


Figure 3-3 – Déformée du châssis (© Ève Bilodeau, 2023)

A) Vue de côté
B) Vue de devant

Mouvement des essieux

Les relations entre les déplacements aux points i et i' et les degrés de liberté ϕ_a , ϕ_b , Z_a et Z_b des équations (3-5) à (3-12) sont tirés de la géométrie des essieux illustrée à la figure 3-4.

$$Z_{e1} = Z_a + \phi_a s \quad (3-5)$$

$$Z'_{e1} = Z_a + \phi_a d \quad (3-6)$$

$$Z_{e2} = Z_a - \phi_a s \quad (3-7)$$

$$Z'_{e2} = Z_a - \phi_a d \quad (3-8)$$

$$Z_{e3} = Z_b + \phi_b s \quad (3-9)$$

$$Z'_{e3} = Z_b + \phi_b d \quad (3-10)$$

$$Z_{e4} = Z_b - \phi_b s \quad (3-11)$$

$$Z'_{e4} = Z_b - \phi_b d \quad (3-12)$$

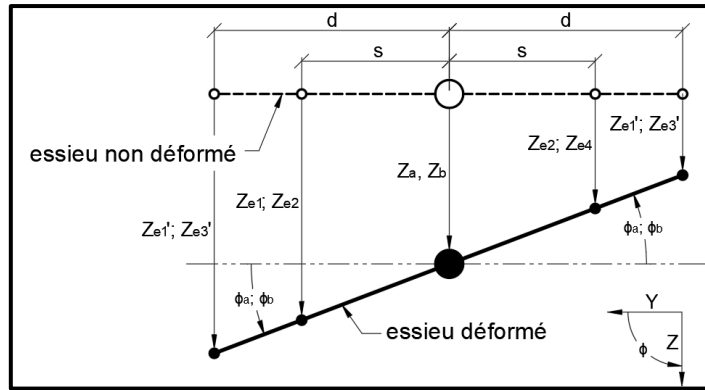


Figure 3-4 – Déformée des essieux (© Ève Bilodeau, 2023)

Déplacement relatif dans le ressort de la suspension (U_s)

Les déplacements dans le ressort de la suspension peuvent être calculés avec les équations (3-14) à (3-17), obtenues en remplaçant les équations (3-1) à (3-12) dans l'équation (3-13). La figure 3-5 illustre la suspension du véhicule.

$$U_{si} = Z_{ei} - Z_i \quad (3-13)$$

D'où :

$$U_{s1} = Z_a - Z_v + \theta_v L1 - \phi_v s + \phi_a s \quad (3-14)$$

$$U_{s2} = Z_a - Z_v + \theta_v L1 + \phi_v s - \phi_a s \quad (3-15)$$

$$U_{s3} = Z_a - Z_v - \theta_v L2 - \phi_v s + \phi_b s \quad (3-16)$$

$$U_{s4} = Z_a - Z_v - \theta_v L2 + \phi_v s - \phi_b s \quad (3-17)$$

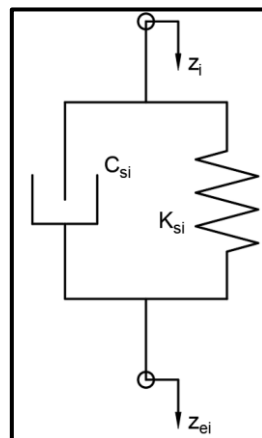


Figure 3-5 – Schéma de la suspension du véhicule (© Ève Bilodeau, 2023)

Déplacement relatif dans le ressort du pneu (U_p)

Le déplacement relatif dans le ressort des pneus peut être obtenu de l'équation (3-18), où le déplacement du pneu i est calculé à partir de l'équation (3-19), tel qu'illustré à la figure 3-6.

$$U_{pi} = Z_{pi} - Z_{ei}' \quad (3-18)$$

Où :

$$Z_{pi} = V_i + r_i \quad (3-19)$$

En introduisant les équations (3-19) et (3-14) à (3-17) dans l'équation (3-18), on obtient le déplacement relatif dans le ressort de chacun des quatre pneus du véhicule :

$$U_{p1} = V_1 + r_1 - Z_a - \phi_a d \quad (3-20)$$

$$U_{p2} = V_2 + r_2 - Z_a + \phi_a d \quad (3-21)$$

$$U_{p3} = V_3 + r_3 - Z_b - \phi_b d \quad (3-22)$$

$$U_{p4} = V_4 + r_4 - Z_b + \phi_b d \quad (3-23)$$

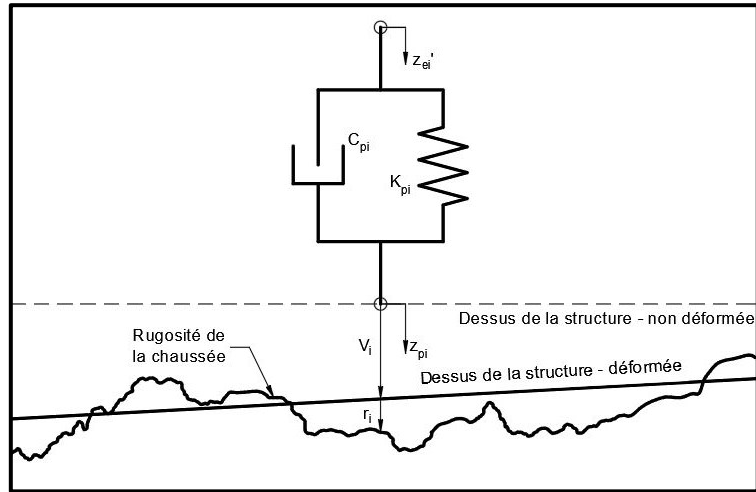


Figure 3-6 – Schéma d'un pneu du véhicule (© Ève Bilodeau, 2023)

Forces dans les ressorts (F_{rsi} et F_{rpi}) et les amortisseurs (F_{asi} et F_{api})

Les équations (3-20) à (3-23) définies précédemment permettent finalement d'obtenir les efforts dans les ressorts du véhicule à partir des équations (3-24) et (3-25). De la même manière, les efforts dans les amortisseurs du camion sont obtenus des équations (3-26) et (3-27).

$$F_{rsi} = K_{si} \cdot U_{si} \quad (3-24)$$

$$F_{rpi} = K_{pi} \cdot U_{pi} \quad (3-25)$$

$$F_{asi} = C_{si} \cdot \dot{U}_{si} \quad (3-26)$$

$$F_{api} = C_{pi} \cdot \dot{U}_{pi} \quad (3-27)$$

Équations de mouvement

Finalement, à partir des forces qui agissent sur le châssis et les essieux du véhicule illustrés aux figures 3-7 et 3-8, on obtient les équations d'équilibre (3-28) à (3-34).

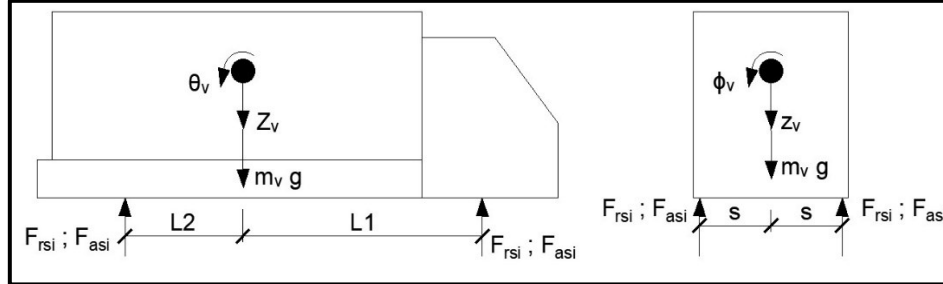


Figure 3-7 – Efforts agissant sur le châssis du véhicule (© Ève Bilodeau, 2023)

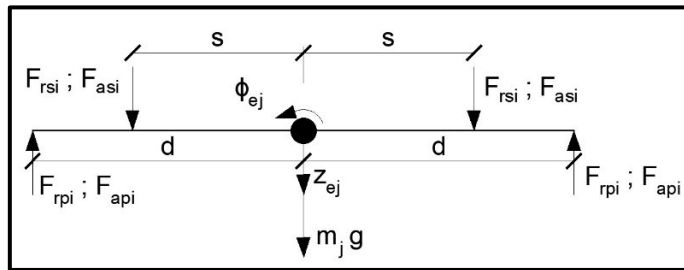


Figure 3-8 – Efforts agissant sur les essieux du véhicule (j=a,b) (© Ève Bilodeau, 2023)

- Déplacement vertical du véhicule ($\sum F_z = 0$)

$$m_v \ddot{Z}_v - F_{rs1} - F_{rs2} - F_{rs3} - F_{rs4} - F_{as1} - F_{as2} - F_{as3} - F_{as4} + m_v g = 0 \quad (3-28)$$

- Tangage du véhicule ($\sum M_y = 0$)

$$I_{\theta V} \ddot{\theta}_v + L1(F_{rs1} + F_{rs2} + F_{as1} + F_{as2}) - L2(F_{rs3} + F_{rs4} + F_{as3} + F_{as4}) = 0 \quad (3-29)$$

- Roulis du véhicule ($\sum M_x = 0$)

$$I_{\phi V} \ddot{\phi}_v + s(-F_{rs1} + F_{rs2} - F_{as1} + F_{as2} - F_{rs3} + F_{rs4} - F_{as3} + F_{as4}) = 0 \quad (3-30)$$

- Déplacement vertical de l'essieu a ($\sum F_z = 0$)

$$m_{ea} \ddot{Z}_{ea} + F_{rs1} + F_{rs2} + F_{as1} + F_{as2} - F_{rp1} - F_{rp2} - F_{ap1} - F_{ap2} + m_{ea} g = 0 \quad (3-31)$$

- Rotation latérale de l'essieu a ($\sum M_x = 0$)

$$I_{ea} \ddot{\phi}_{ea} + s \cdot F_{rs1} - s \cdot F_{rs2} + s \cdot F_{as1} - s \cdot F_{as2} - d \cdot F_{rp1} + d \cdot F_{rp2} - d \cdot F_{ap1} + d \cdot F_{ap2} = 0 \quad (3-32)$$

- Déplacement vertical de l'essieu b ($\sum F_z = 0$)

$$m_{eb}\ddot{z}_{eb} + F_{rs3} + F_{rs4} + F_{as3} + F_{as4} - F_{rp3} - F_{rp4} - F_{ap3} - F_{ap4} + m_{eb}g = 0 \quad (3-33)$$

- Rotation latérale de l'essieu b ($\sum M_x = 0$)

$$I_{eb}\ddot{\phi}_{eb} + s \cdot F_{rs3} - s \cdot F_{rs4} + s \cdot F_{as3} - s \cdot F_{as4} - d \cdot F_{rp3} + d \cdot F_{rp4} - d \cdot F_{ap3} + d \cdot F_{ap4} = 0 \quad (3-34)$$

Système d'équations

En substituant les équations (3-14) à (3-17), (3-20) à (3-23) et (3-24) à (3-27) dans les équations (3-28) à (3-34), on obtient le système d'équations :

$$[M]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + [K]\{x\} - \{F\} = 0 \quad (3-35)$$

Où :

$$[K] = \begin{bmatrix} K1 & K2 & K3 & K4 & K5 & K6 & K7 \\ K2 & K8 & K9 & K10 & K11 & K12 & K13 \\ K3 & K9 & K14 & K15 & K16 & K17 & K18 \\ K4 & K10 & K15 & K19 & K20 & 0 & 0 \\ K5 & K11 & K16 & K20 & K21 & 0 & 0 \\ K6 & K12 & K17 & 0 & 0 & K22 & K23 \\ K7 & K13 & K18 & 0 & 0 & K23 & K24 \end{bmatrix}$$

$K1 = K_{s1} + K_{s2} + K_{s3} + K_{s4}$ $K2 = -K_{s1}L1 - K_{s2}L1 + K_{s3}L2 + K_{s4}L2$ $K3 = K_{s1}s - K_{s2}s + K_{s3}s - K_{s4}s$ $K4 = -K_{s1} - K_{s2}$ $K5 = -K_{s1}s + K_{s2}s$ $K6 = -K_{s3} - K_{s4}$ $K7 = -K_{s3}s + K_{s4}s$ $K8 = K_{s1}L1^2 + K_{s2}L1^2 + K_{s3}L2^2 + K_{s4}L2^2$ $K9 = -K_{s1}L1s + K_{s2}L1s + K_{s3}L2s - K_{s4}L2s$ $K10 = K_{s1}L1 + K_{s2}L1$ $K11 = K_{s1}L1s - K_{s2}L1s$ $K12 = -K_{s3}L2 - K_{s4}L2$	$K13 = -K_{s3}L2s + K_{s4}L2s$ $K14 = K_{s1}s^2 + K_{s2}s^2 + K_{s3}s^2 + K_{s4}s^2$ $K15 = -K_{s1}s + K_{s2}s$ $K16 = -K_{s1}s^2 - K_{s2}s^2$ $K17 = -K_{s3}s + K_{s4}s$ $K18 = -K_{s3}s^2 - K_{s4}s^2$ $K19 = K_{s1} + K_{s2} + K_{p1} + K_{p2}$ $K20 = K_{s1}s - K_{s2}s + K_{p1}d - K_{p2}d$ $K21 = K_{s1}s^2 + K_{s2}s^2 + K_{p1}d^2 + K_{p2}d^2$ $K22 = K_{s3} + K_{s4} + K_{p3} + K_{p4}$ $K23 = K_{s3}s - K_{s4}s + K_{p3}d - K_{p4}d$ $K24 = K_{s3}s^2 + K_{s4}s^2 + K_{p3}d^2 + K_{p4}d^2$
---	--

$$[C] = \begin{bmatrix} C1 & C2 & C3 & C4 & C5 & C6 & C7 \\ C2 & C8 & C9 & C10 & C11 & C12 & C13 \\ C3 & C9 & C14 & C15 & C16 & C17 & C18 \\ C4 & C10 & C15 & C19 & C20 & 0 & 0 \\ C5 & C11 & C16 & C20 & C21 & 0 & 0 \\ C6 & C12 & C17 & 0 & 0 & C22 & C23 \\ C7 & C13 & C18 & 0 & 0 & C23 & C24 \end{bmatrix}$$

$$\begin{array}{l|l}
C1 = C_{s1} + C_{s2} + C_{s3} + C_{s4} & C13 = -C_{s3}L2 s + C_{s4}L2 s \\
C2 = -C_{s1}L1 - C_{s2}L1 + C_{s3}L2 + C_{s4}L2 & C14 = C_{s1}s^2 + C_{s2}s^2 + C_{s3}s^2 + C_{s4}s^2 \\
C3 = C_{s1}s - C_{s2}s + C_{s3}s - C_{s4}s & C15 = -C_{s1}s + C_{s2}s \\
C4 = -C_{s1} - C_{s2} & C16 = -C_{s1}s^2 - C_{s2}s^2 \\
C5 = -C_{s1}s + C_{s2}s & C17 = -C_{s3}s + C_{s4}s \\
C6 = -C_{s3} - C_{s4} & C18 = -C_{s3}s^2 - C_{s4}s^2 \\
C7 = -C_{s3}s + C_{s4}s & C19 = C_{s1} + C_{s2} + C_{p1} + C_{p2} \\
C8 = C_{s1}L1^2 + C_{s2}L1^2 + C_{s3}L2^2 + C_{s4}L2^2 & C20 = C_{s1}s - C_{s2}s + C_{p1}d - C_{p2}d \\
C9 = -C_{s1}L1 s + C_{s2}L1 s + C_{s3}L2 s - C_{s4}L2 s & C21 = C_{s1}s^2 + C_{s2}s^2 + C_{p1}d^2 + C_{p2}d^2 \\
C10 = C_{s1}L1 + C_{s2}L1 & C22 = C_{s3} + C_{s4} + C_{p3} + C_{p4} \\
C11 = C_{s1}L1 s - C_{s2}L1 s & C23 = C_{s3}s - C_{s4}s + C_{p3}d - C_{p4}d \\
C12 = -C_{s3}L2 - C_{s4}L2 & C24 = C_{s3}s^2 + C_{s4}s^2 + C_{p3}d^2 + C_{p4}d^2
\end{array}$$

$$[M] = \begin{bmatrix} m_V & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & I_{\theta V} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & I_{\phi V} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & m_{ea} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & I_{ea} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m_b & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & I_{eb} \end{bmatrix}$$

$$x = [Z_V \quad \theta_Z \quad \phi_Z \quad Z_{ea} \quad \phi_{ea} \quad Z_{eb} \quad \phi_{eb}]'$$

$$\dot{x} = [\dot{Z}_V \quad \dot{\theta}_Z \quad \dot{\phi}_Z \quad \dot{Z}_{ea} \quad \dot{\phi}_{ea} \quad \dot{Z}_{eb} \quad \dot{\phi}_{eb}]'$$

$$\ddot{x} = [\ddot{Z}_V \quad \ddot{\theta}_Z \quad \ddot{\phi}_Z \quad \ddot{Z}_{ea} \quad \ddot{\phi}_{ea} \quad \ddot{Z}_{eb} \quad \ddot{\phi}_{eb}]'$$

$$F = \begin{bmatrix} m_V g \\ 0 \\ 0 \\ m_{ea}g - K_{p1}(V_1 + r_1) - K_{p2}(V_2 + r_2) - C_{p1}(\dot{V}_1 + \dot{r}_1) - C_{p2}(\dot{V}_2 + \dot{r}_2) \\ -K_{p1}d(V_1 + r_1) + K_{p2}d(V_2 + r_2) - C_{p1}d(\dot{V}_1 + \dot{r}_1) + C_{p2}d(\dot{V}_2 + \dot{r}_2) \\ m_{eb}g - K_{p3}(V_3 + r_3) - K_{p4}(V_4 + r_4) - C_{p3}(\dot{V}_3 + \dot{r}_3) - C_{p4}(\dot{V}_4 + \dot{r}_4) \\ -K_{p3}d(V_3 + r_3) + K_{p4}d(V_4 + r_4) - C_{p3}d(\dot{V}_3 + \dot{r}_3) + C_{p4}d(\dot{V}_4 + \dot{r}_4) \end{bmatrix}$$

3.2.3 MODÉLISATION NUMÉRIQUE DU CAMION

Le camion est modélisé sur *COMSOL* par l'entremise du module « système mécanique discret » et « mécanique multicorps » où trois prismes rigides (deux essieux et un corps principal) sont reliés entre eux par une série de ressorts et d'amortisseurs possédant des rigidités K et des amortissements C correspondant à ceux définis au

tableau 3-1 pour le camion H20-44. La hauteur des essieux par rapport au corps du véhicule n'ayant aucun impact dans l'équation (3-35), elle est posée arbitrairement.

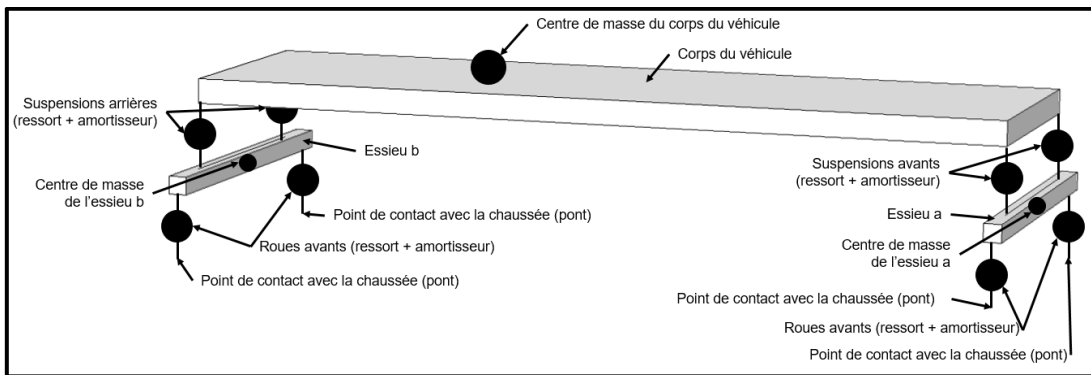


Figure 3-9 – Modélisation numérique du camion H20-44 avec *COMSOL* (© Ève Bilodeau, 2023)

3.2.4 VALIDATION DU MODÈLE NUMÉRIQUE *COMSOL* DU CAMION

À partir du développement mathématique présenté à la sous-section précédente, un modèle mathématique *Matlab* combiné à un système *Simulink* est développé pour résoudre l'équation du mouvement (3-35). En isolant l'accélération dans cette équation, on obtient l'équation d'état de l'équation (3-36), qui peut être résolue à partir du système de la figure 3-10 avec *Simulink*.

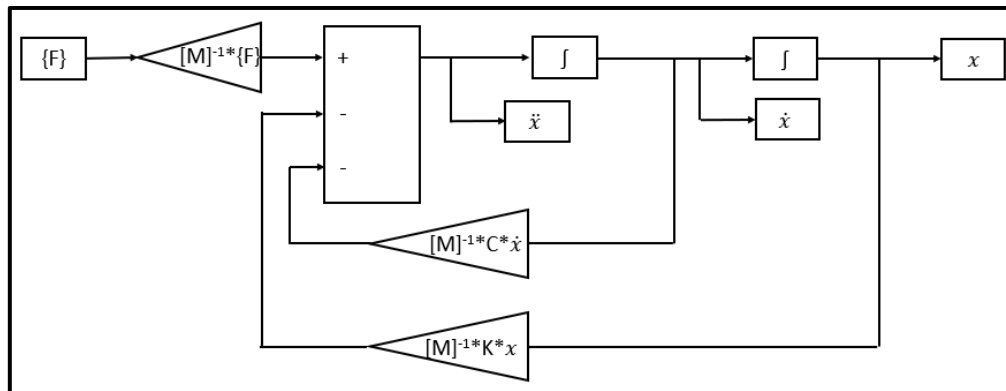


Figure 3-10 – Système *Simulink* du camion H20-44 (© Ève Bilodeau, 2023)

$$\{\ddot{x}\} = [M]^{-1}\{F\} - [M]^{-1}[C]\{\dot{x}\} - [M]^{-1}[K]\{x\} = 0 \quad (3-36)$$

Pour permettre la validation du modèle de camion H20-44, les deux modèles (le modèle *COMSOL* et le modèle *Matlab*) sont calculés sur 20 secondes et les résultats obtenus à partir des deux modèles sont comparés. Dans les deux simulations, la structure du pont est ignorée (le camion roule alors sur une route, sans pont); les déplacements V_i , correspondant à la déformation de la structure sous les roues, sont posés égaux à zéro. Les résultats obtenus pour des profils de chaussée de classe C (voir tableau 2-6) et une vitesse de camion de 70 km/h (19,5 m/s) sont présentés aux figures 3-11 à 3-17. Pour plus de clarté dans la comparaison des résultats obtenus avec les deux modèles, les courbes ne sont tracées que sur une seconde. Les résultats obtenus avec le modèle *COMSOL* permettent d'obtenir des résultats semblables à ceux obtenus avec le modèle mathématique *Matlab* résolu avec *Simulink*.

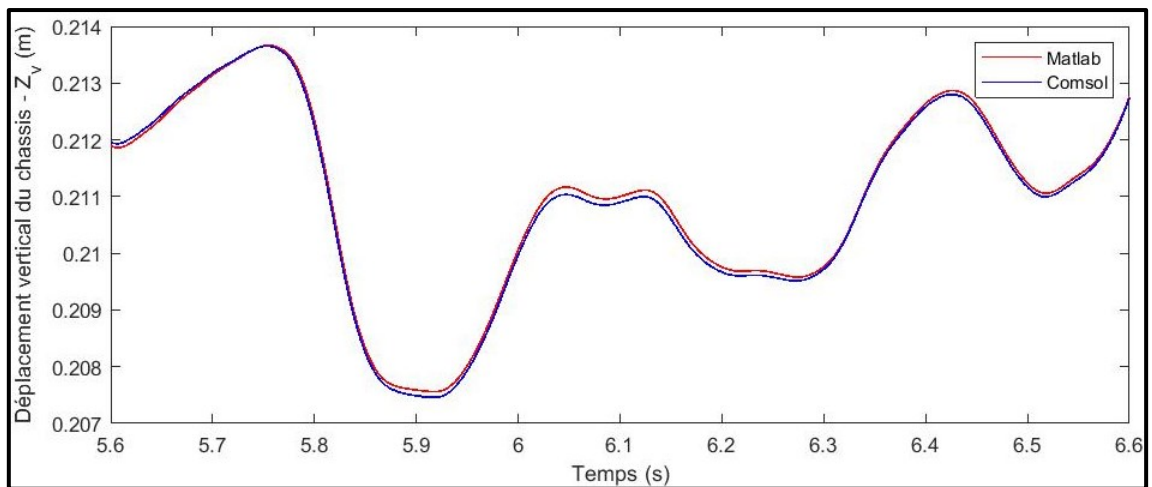


Figure 3-11 – Déplacement vertical du châssis en fonction du temps obtenu avec *Matlab* et *COMSOL* (© Ève Bilodeau, 2023)

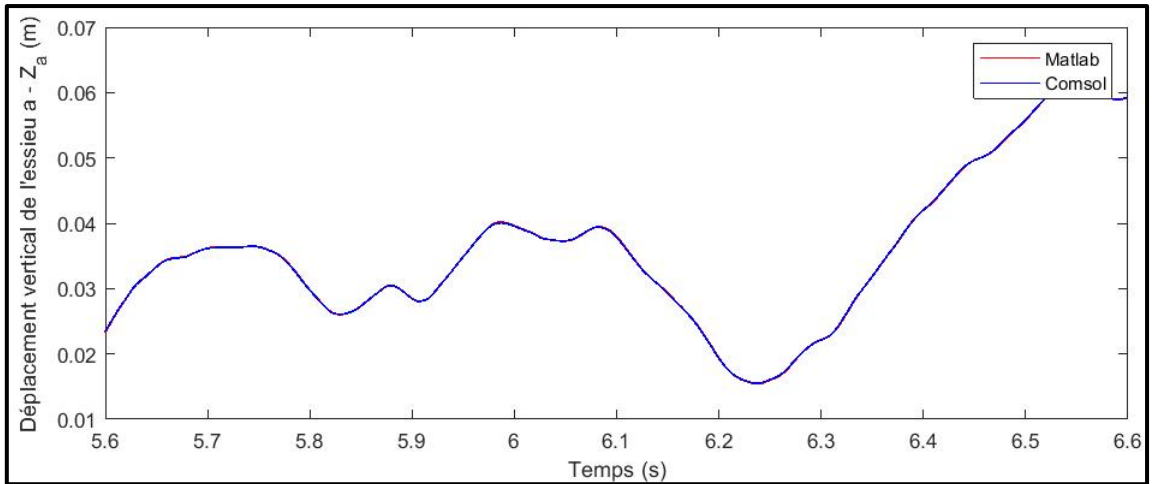


Figure 3-12 – Déplacement vertical de l'essieu a en fonction du temps obtenu avec *Matlab* et *COMSOL* (© Ève Bilodeau, 2023)

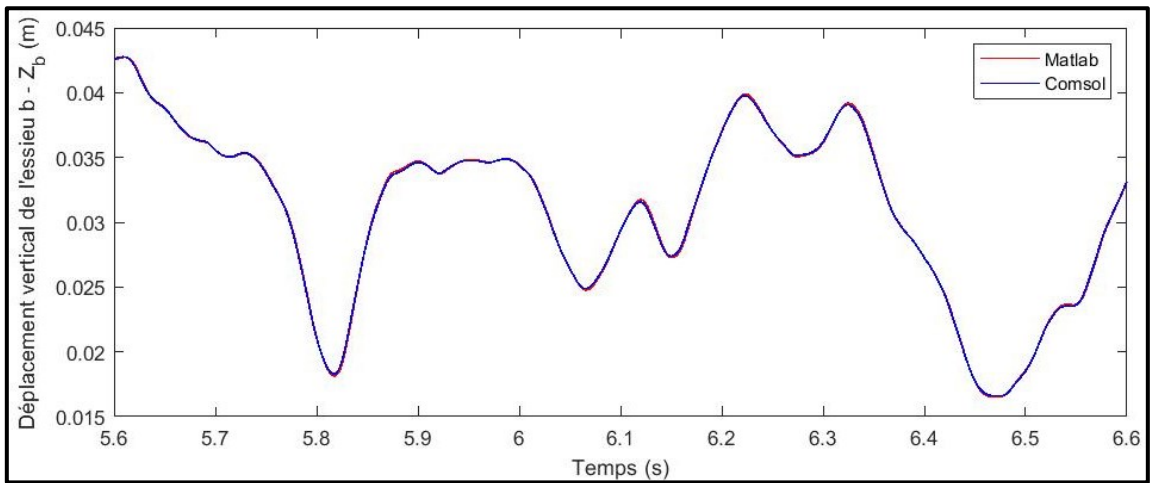


Figure 3-13 – Déplacement vertical de l'essieu b en fonction du temps obtenu avec *Matlab* et *COMSOL* (© Ève Bilodeau, 2023)

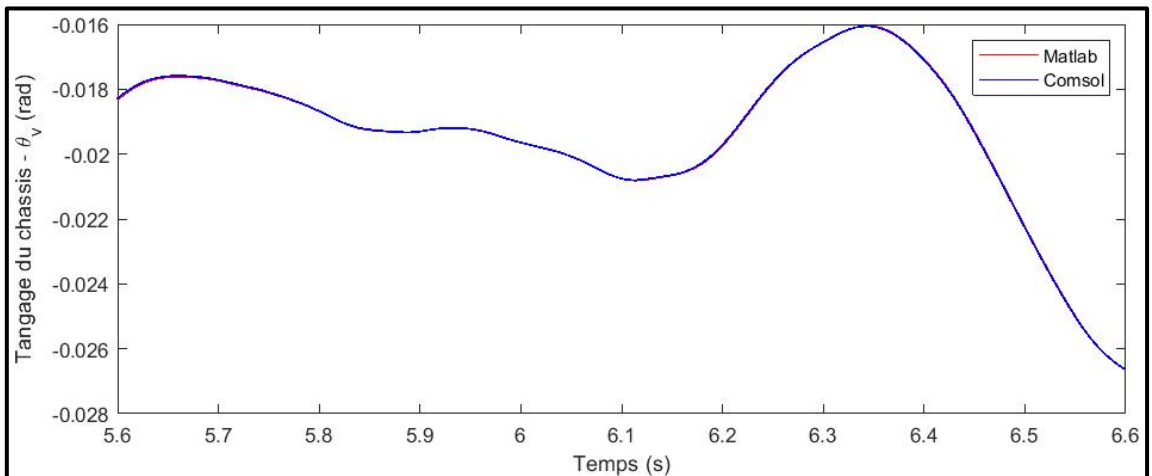


Figure 3-14 – Tangage du châssis en fonction du temps obtenu avec *Matlab* et *COMSOL* (© Ève Bilodeau, 2023)

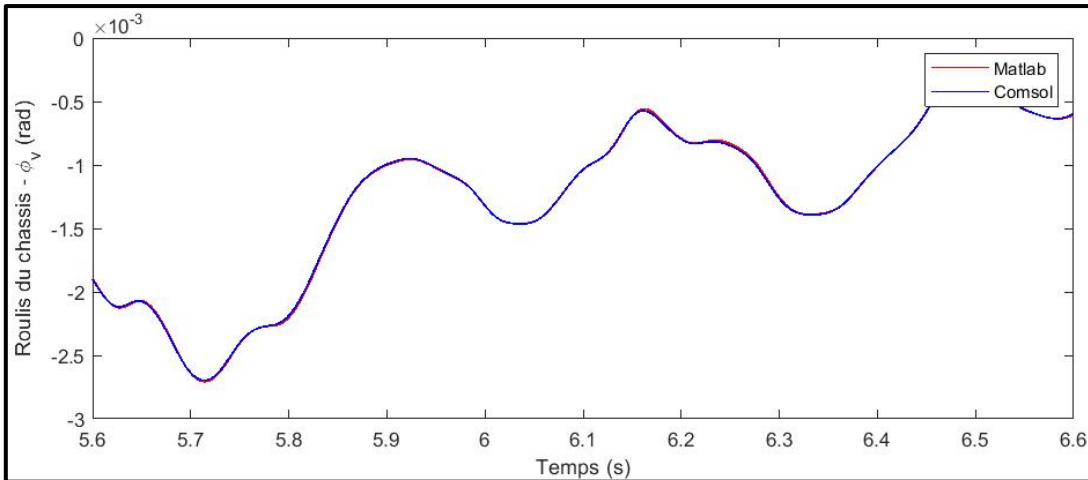


Figure 3-15 – Roulis du châssis en fonction du temps obtenu avec *Matlab* et *COMSOL*
 (© Ève Bilodeau, 2023)

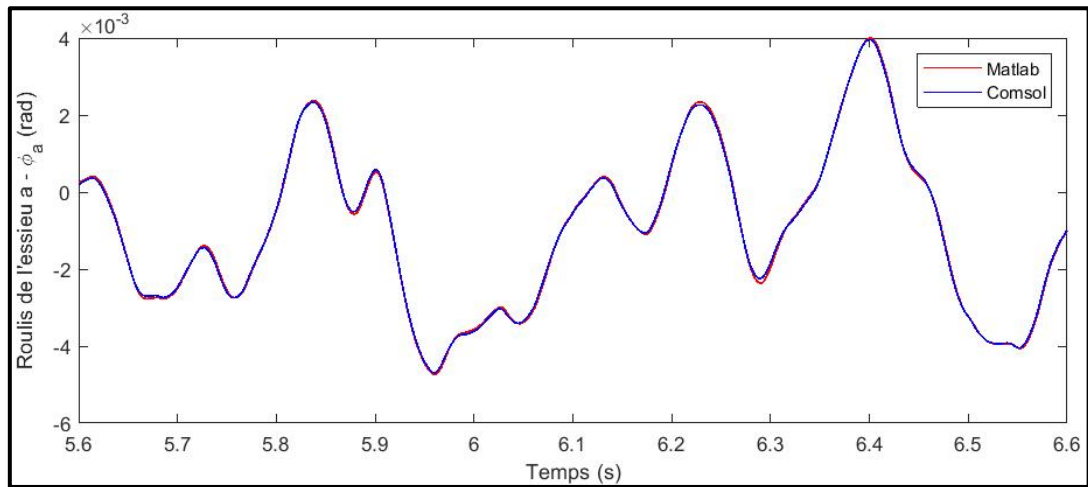


Figure 3-16 – Roulis de l'essieu a en fonction du temps obtenu avec *Matlab* et *COMSOL*
 (© Ève Bilodeau, 2023)

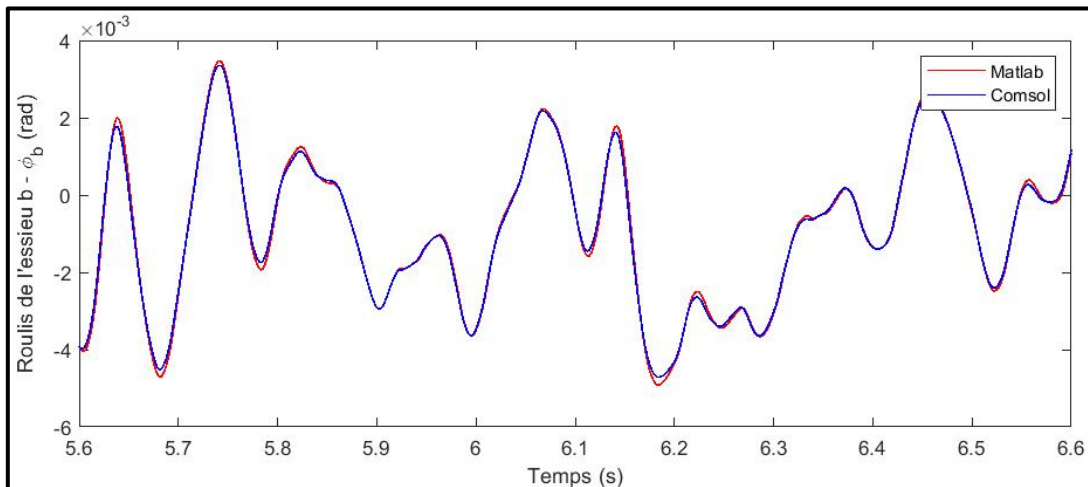


Figure 3-17 – Roulis de l'essieu b en fonction du temps obtenu avec *Matlab* et *COMSOL*
 (© Ève Bilodeau, 2023)

3.2.5 FRÉQUENCES DE VIBRATION ET TAUX D'AMORTISSEMENT DU CAMION

Les fréquences de vibrations du camion H20-44 et les taux d'amortissement associés à ces fréquences obtenues mathématiquement et numériquement ont été comparés aux valeurs retrouvées dans la littérature et sont présentés aux tableaux 3-3 et 3-4. Les fréquences de vibrations (ω) et taux d'amortissement (ξ) sont déterminés à partir de l'équation caractéristique aux valeurs propres (3-37) et des équations (3-38) et (3-39) où λ est la valeur propre et $Re(\lambda)$ sa partie réelle [104]. Les fréquences de vibration et les taux d'amortissement correspondant obtenues avec le modèle *COMSOL* sont semblables à ceux obtenus avec le modèle mathématique et avec ceux trouvés dans la littérature pour le même camion et sont donc jugées adéquates.

$$\det(\lambda^2[M] + \lambda[C] + [K]) = 0 \quad (3-37)$$

$$\omega^2 = |\lambda|^2 \quad (3-38)$$

$$\xi = \frac{Re(\lambda)}{\omega} \quad (3-39)$$

Tableau 3-3 – Fréquences (Hz) des modes de vibration du camion H20-44 obtenues par différents auteurs

	Mode de vibration	Marchesiello, et al. [80]	Oliva, et al. [67]	Camara et Ruiz-Teran [70]	Camara, et al. [69]	Matlab	COMSOL
1	Roulis du châssis	0,95	0,927	0,83	0,92	0,949	0,949
2	Tangage du châssis	1,06	0,932	0,92	0,93	1,056	1,056
3	Déplacement vertical du châssis	1,19	1,144	1,14	1,14	1,194	1,194
4	Déplacement vertical de l'essieu avant	7,69	8,730	-	-	7,692	7,702
5	Roulis de l'essieu avant	8,90	9,016	-	-	8,898	8,892
6	Déplacement vertical de l'essieu arrière	9,54	9,937	-	-	9,544	9,543
7	Roulis de l'essieu arrière	12,32	12,450	-	-	12,317	12,357

Tableau 3-4 – Taux d'amortissement (ξ) associés aux fréquences de vibration du camion H20-44 obtenus par différents auteurs

Mode de vibration		Marchesiello, et al. [80]	Camara et Ruiz-Teran [70]	Camara, et al. [69]	Matlab	COMSOL
1	Roulis du châssis	0,33	0,34	0,34	0,335	0,335
2	Tangage du châssis	0,59	0,52	0,52	0,595	0,595
3	Déplacement vertical du châssis	0,28	0,29	0,29	0,278	0,278
4	Déplacement vertical de l'essieu avant	0,87	-	-	0,871	0,868
5	Roulis de l'essieu avant	0,41	-	-	0,409	0,410
6	Déplacement vertical de l'essieu arrière	0,6	-	-	0,603	0,604
7	Roulis de l'essieu arrière	0,38	-	-	0,382	0,378

3.3 MODÉLISATION DES PROFILS DE CHAUSSEE

3.3.1 GÉNÉRATION DES PROFILS DE CHAUSSEE

Matlab est utilisé pour générer les profils de chaussée qui seront utilisés lors des simulations. Les profils de chaussée sont modélisés sous chaque roue des véhicules à partir de l'équation (2-17) où l'angle aléatoire ϕ_i est généré numériquement à partir du générateur de nombre pseudoaléatoire par défaut de *Matlab* (algorithme Mersenne twister). En modifiant la valeur de $G(n_0)$ en fonction de l'état de la chaussée telle que présentée au tableau 2-6, les profils de chaussée peuvent être ainsi générés pour toutes les classes de route définies, comme présentés à la figure 3-18.

La variation spatiale des profils de chaussée sur la largeur de la chaussée est considérée dans le modèle. La relation (2-22) est utilisée pour approximer la fonction de cohérence entre deux profils parallèles d'une même chaussée. L'équation (2-21) est ensuite utilisée pour calculer un second profil, parallèle à un premier profil généré de l'équation (2-17). Les deux profils parallèles pour des chaussées de classe A sont présentés à la figure 3-19.

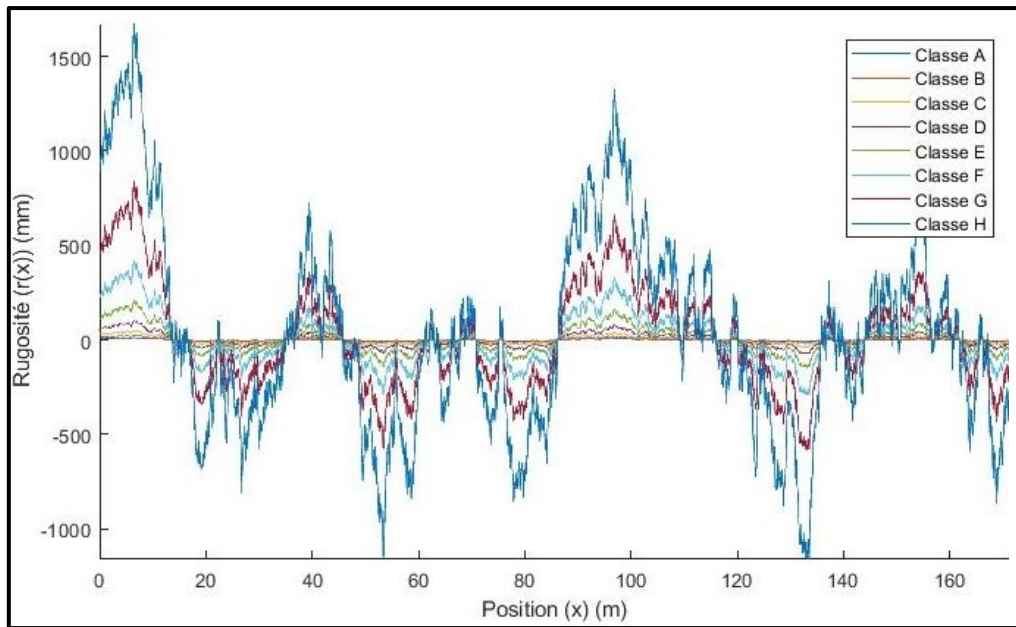


Figure 3-18 – Profils de chaussée pour des routes de classe A à H, généré à partir d'un même jeu d'angles aléatoires (© Ève Bilodeau, 2023)

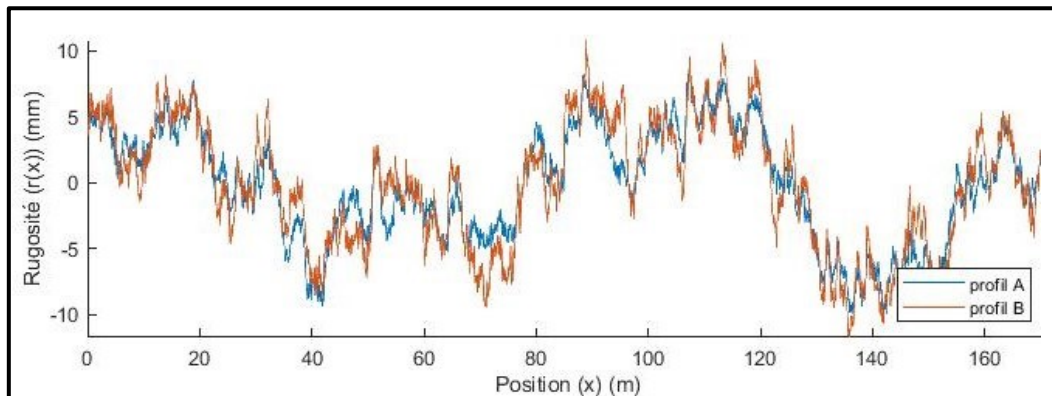
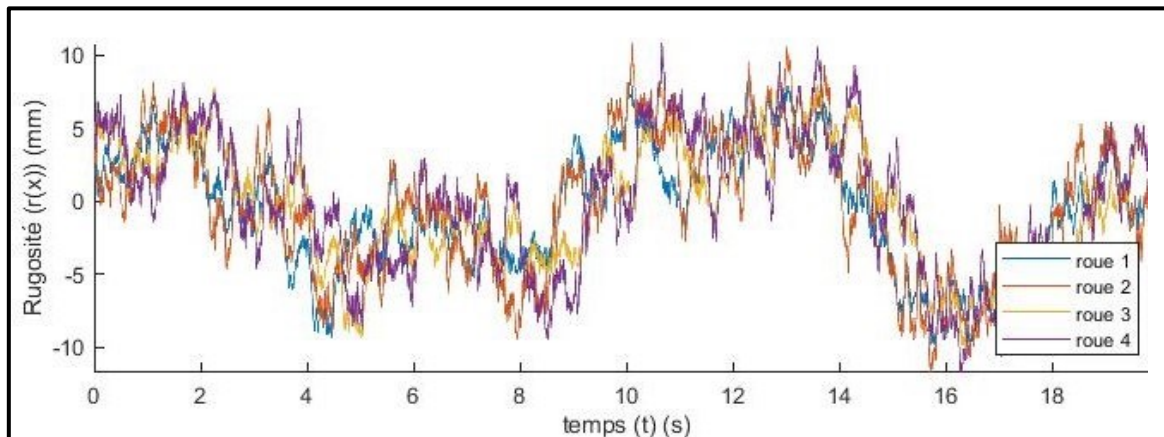


Figure 3-19 – Profils de chaussée parallèle pour une rugosité de classe A (© Ève Bilodeau, 2023)

Sous les roues arrière du véhicule, les profils de chaussée sont appliqués au véhicule en considérant une translation longitudinale qui correspond à l'espacement entre les roues avant et arrière ($L1 + L2 = 4,73 \text{ m}$). Ainsi, la rugosité de la chaussée sous la roue 3 (arrière droite) au temps t correspond à la rugosité de la chaussée de la roue 1 (avant droite) au temps $(t - (L1 + L2) \cdot v)$ où v est la vitesse du véhicule. Les profils de chaussée pour les deux roues gauches (2 et 4) au temps t sont générés des équations (2-21) et (2-22) à partir des profils des roues 1 et 3 et en considérant la translation $L1+L2$ entre les roues avant et arrière. Les profils générés pour les quatre roues en

fonction du temps pour une route de classe A et une vitesse de véhicule de 30 km/h (8,33 m/s) sont présentés à la figure 3-20.



**Figure 3-20 – Profils de chaussée sous les 4 roues du véhicule (route de classe A)
(© Ève Bilodeau, 2023)**

Pour chacun des profils de chaussée générés, les courbes sont dérivées numériquement afin d'obtenir les vitesses de variation de la rugosité en tout temps, qui serviront de données d'entrée aux amortisseurs de pneus du camion.

3.3.2 APPLICATION DES PROFILS DE CHAUSSÉE AU MODÈLE NUMÉRIQUE

Les profils de chaussée et les vitesses générées dans *Matlab* sont ensuite importés directement dans *COMSOL* sous forme de fonction d'interpolation à partir de nuages de points et sont utilisés comme déplacements/vitesses initiaux pour le modèle numérique.

Une classe de chaussée représentant une chaussée en bon état (classe A) est retenue pour les essais finaux puisque le revêtement de surface généralement utilisé sur les tabliers d'aluminium (dont celui de St-Ambroise) ne présente pas une rugosité importante: la surface est généralement plane et son état, même dégradé, se compare difficilement à une chaussée asphaltée très usée.

3.4 MODÉLISATION DE LA STRUCTURE ET INTERACTION PONT-VÉHICULE

3.4.1 MODÉLISATION DE LA STRUCTURE DU PONT ET DU TABLIER

Des éléments de type coque sont utilisés pour modéliser la structure du tablier (platelage). Des éléments de type poutre sont utilisés pour représenter les poutres principales en acier de la structure. Ces deux types d'éléments permettent, de manière générale, de bien représenter le comportement des structures tout en réduisant considérablement le nombre d'éléments. De plus, afin de simplifier la modélisation des poutres et le maillage du tablier, les poutres principales de la structure ont été légèrement décalées par rapport à la géométrie réelle de la structure du pont de St-Ambroise, tel qu'illustré à la figure 3-21, de manière que le centre des poutres concorde parfaitement avec les arrêtes des extrusions du platelage. L'espacement des poutres n'est alors pas constant, tel que c'est le cas pour le pont de St-Ambroise. Bien que la répartition transversale des charges sur chacune des poutres soit légèrement impactée par ce décalage, le comportement dynamique général de la structure devrait demeurer le même. L'extrusion d'épaisseur, illustrée à la figure 2-5, a également été retirée du modèle numérique.

L'analyse dynamique du pont étant très lourde, il a été important de limiter au maximum le nombre d'éléments dans le modèle. Ainsi, bien que le pont à platelage d'aluminium de St-Ambroise, utilisé comme référence, ne possède pas d'action composite entre les poutres et les tabliers, il a été admis d'en incorporer une au modèle pour diminuer la complexité de la modélisation. En effet, *COMSOL* ne permet pas de modéliser le lien entre des éléments poutre et des éléments coque de manière non composite directement. Pour éviter l'action composite, la modélisation des poutres en éléments coques et l'ajout d'élément de contact entre les éléments coque du tablier et ceux de l'aile supérieure des poutres auraient dû être utilisées, ce qui aurait alourdi grandement le modèle. Ainsi, cette méthode de modélisation a dû être abandonnée. Un couplage multiphysique de type « beam edge to shell edge » est utilisé pour lier les éléments poutres et les éléments coques du tablier dans le modèle. Le couplage mathématique utilisé par *COMSOL* derrière ce lien est décrit dans [105]. La figure 3-22 illustre le modèle filaire 3D du tablier et des poutres de la structure du pont.

Les paramètres de sections (largeur, hauteur, épaisseurs des parois et inerties) du profilé W610x92 sont associés à chaque éléments poutres. Les frontières définies comme les cinq éléments de type poutre sont identifiées à la figure 3-22. Par défaut, l'arrête associée à un élément poutre dans COMSOL est le centre géométrique de la section de la poutre. Dans le cas précis du pont modélisé ici, ces arrêtes représentent plutôt le dessus des poutres d'acier. Ainsi, une excentricité d'une demi-hauteur de poutre (305 mm pour un W610x92) est ajoutée pour représenter cette réalité. Ainsi, il est considéré que les poutres sont sous le tablier et les rigidités associées à celles-ci dans le modèle composite est adapté en conséquence.

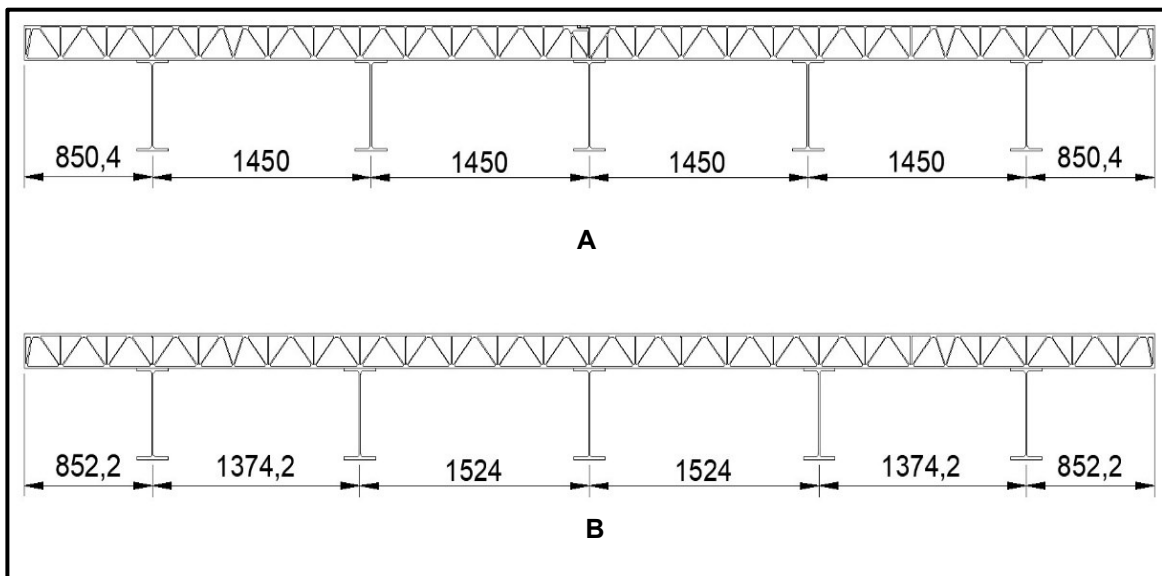


Figure 3-21 – Géométrie de la structure (© Ève Bilodeau, 2023)
A) Géométrie réelle du pont de St-Ambroise
B) Géométrie utilisée pour le modèle numérique COMSOL

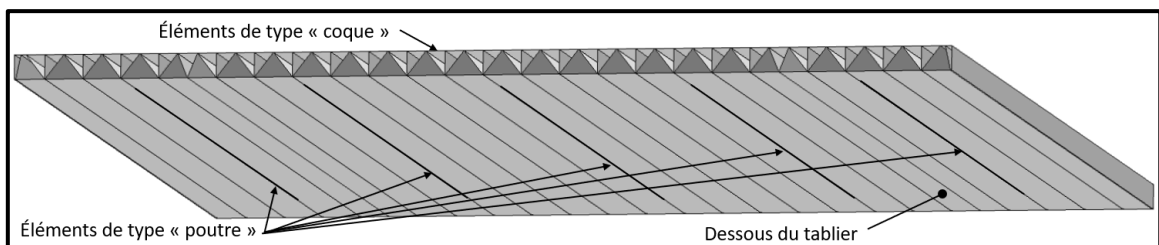


Figure 3-22 – Modélisation de la structure du pont
(© Ève Bilodeau, 2023)

Bien que les éléments coque permettent une modélisation réaliste de la structure du tablier, ils présentent cependant certaines limitations. En effet, les éléments coques ne permettent pas de représenter parfaitement les congés présents dans les extrusions d'aluminium qui composent le

tablier. Les travaux de Vigh [106] démontrent cependant que bien que l'analyse à la rupture des extrusions est sous-estimée lorsqu'une attention particulière n'est pas portée à la modélisation des congés des extrusions, les résultats obtenus pour des analyses dans le domaine élastique sont comparables aux résultats obtenus à partir de modèles dont les congés sont représentés de manière plus réaliste. De plus, comme décrits par Maljaars, et al. [2], le comportement général du pont ainsi que la flexion du tablier entre les poutres principales de la structure peuvent être convenablement évalués à partir de ce type de modélisation; seule la flexion locale des parois supérieures des extrusions sous les chargements routiers est surestimée. Le comportement général de la structure et de son tablier étant ici étudié et l'analyse demeurant en régime élastique, la surestimation des contraintes près des congés du tablier demeure acceptable et sera ignorée. De plus, l'une des hypothèses de l'interaction pont-véhicule est que le point d'application de la charge sur la structure est ponctuel. De ce fait, les effets locaux dans le tablier sont initialement biaisés et ne peuvent de toute manière pas être jugés réalistes.

L'analyse dynamique du pont étant très lourde, il a été important de limiter au maximum le nombre d'éléments dans le modèle. Ainsi, bien que le pont à platelage d'aluminium de St-Ambroise, utilisé comme référence, ne possède pas d'action composite entre les poutres et les tabliers, il a été admis d'en incorporer une au modèle pour diminuer la complexité du modèle. En effet, *COMSOL* ne permet pas de modéliser le lien entre des éléments poutre et des éléments coque de manière non composite directement. Pour éviter l'action composite, la modélisation des poutres en éléments coques et l'ajout d'élément de contact entre les éléments coque du tablier et ceux de l'aile supérieure des poutres auraient dû être utilisées, ce qui aurait alourdi grandement le modèle. Ainsi, cette méthode de modélisation a dû être abandonnée.

3.4.2 INTERACTION ENTRE LE VÉHICULE ET LA STRUCTURE

L'interaction entre le pont et la structure est résolue directement dans l'environnement *COMSOL*; la déformée de la structure sous chaque pneu du véhicule (V_i) est posée comme déplacement au modèle du véhicule et la charge sous chacun des pneus est imposée à la structure. Le modèle présente cependant les limites suivantes:

- Le pneu est considéré en contact constant avec la chaussée;
- Les charges horizontales ne sont pas considérées dans le modèle;
- Le véhicule circule à vitesse constante;
- Aucune force d'accélération ou de freinage n'est prise en compte;
- La chaussée avant et après le pont est considérée de même classe que sur le pont; les irrégularités locales telles que les nids de poule et les joints de tablier présents sur la surface de roulement ne sont pas considérés.

Les simulations sont débutées cinq (5) secondes avant l'entrée des roues avant du véhicule sur la structure du pont afin de permettre la stabilisation du véhicule autour de sa position d'équilibre avant de franchir le pont, de sorte à pouvoir isoler l'effet de la rugosité de la chaussée sur le comportement du véhicule et que les irrégularités observées lors de ces cinq (5) premières secondes de simulation (avant l'entrée des roues avant sur le pont) ne fassent pas partie de la simulation sur la structure. Cette pratique est répandue dans la littérature; Oliva, et al. [59], par exemple, démarre ses simulations 50 mètres devant la structure de pont étudiée. Des simulations réalisées en n'appliquant que la gravité au véhicule (la rugosité est posée nulle), présentées à la figure 3-23 montrent que de 3 à 4 secondes sont nécessaires pour que la position d'équilibre du véhicule soit atteinte après le début de la simulation.

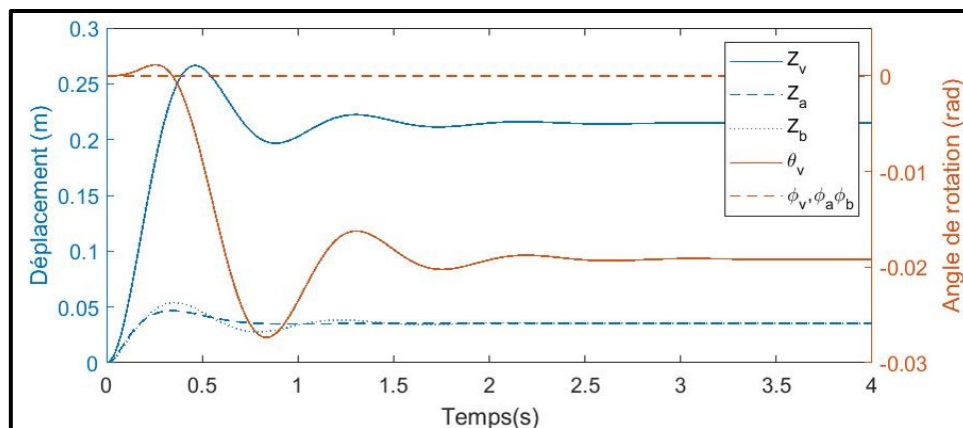


Figure 3-23 – Déplacements et rotations des essieux et du châssis du camion en fonction du temps lorsque seules les charges de gravité sont appliquées au véhicule (© Ève Bilodeau, 2023)

3.5 OPTIMISATION DU MODÈLE

Le temps de calcul nécessaire au modèle est fortement influencé par la taille et le type d'éléments utilisé pour discrétiser le plâtrage d'aluminium; plus le maillage est grossier, moins le temps de calcul est important. À l'inverse, bien que le temps de calcul soit plus important avec un maillage raffiné, la précision des résultats est améliorée. Ainsi, il est essentiel de choisir le maillage le plus grossier possible permettant d'une part d'obtenir la précision désirée et d'autre part, d'optimiser le temps de calcul du modèle, qui est significatif lors de simulation dynamique. La taille des éléments utilisés étant donc déterminante dans le réalisme du modèle, une étude préliminaire étudiant la taille des éléments à privilégier est d'abord réalisée. Ainsi, le tablier pourra être modélisé avec un nombre suffisant d'éléments, sans plus. Dans ce sens, plusieurs études paramétriques ont été réalisées afin d'évaluer le type et la taille optimale des éléments coques utilisés pour modéliser le plâtrage du pont.

3.5.1 TYPE D'ÉLÉMENTS COQUES

COMSOL permet d'utiliser deux types d'éléments finis pour discrétiser les coques minces : des éléments linéaires et des éléments quadratiques. Tel qu'illustré à la figure 3-24.A, un élément quadrilatère linéaire possède quatre nœuds, à ses quatre coins. Les déformées calculées à partir de ce type d'éléments sont interpolés linéairement entre les nœuds; aucune déformation intermédiaire ne peut être obtenue sur les arêtes des éléments. Plus précis, les éléments quadrilatères quadratiques permettent quant à eux d'interpoler à partir de fonctions d'ordre deux les déformées de chaque élément avec l'introduction de nœuds intermédiaires aux arêtes et au centre de l'élément. Chaque élément possède cependant neuf nœuds (figure 3-24.B); un modèle discrétisé à partir d'éléments quadratiques possède donc plus de degrés de liberté qu'un modèle discrétisé à partir d'éléments linéaires et demande donc un temps de calcul considérablement plus élevé.

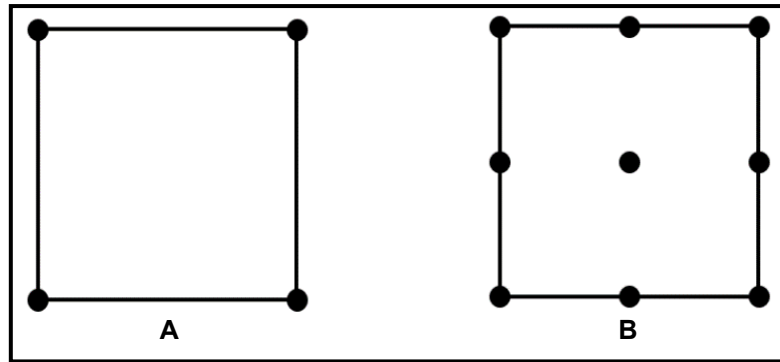


Figure 3-24 – Éléments quadrangulaires (© Ève Bilodeau, 2023)
A) linéaire à 4 nœuds
B) quadratique à 9 nœuds

Puisque la précision de calcul des déformations à partir d'éléments linéaires est inférieure à celle obtenue avec des éléments quadratiques, une taille d'élément plus petite doit être généralement utilisée avec ce type d'éléments pour obtenir une précision de calcul comparable aux résultats obtenus avec des éléments quadratiques. Dans certains cas, il peut donc s'avérer plus efficient d'utiliser des éléments quadratiques, plus précis, mais plus coûteux, plutôt qu'un maillage plus raffiné avec des éléments linéaires. Les analyses de convergences réalisées à la section 3.5.2 permettront de déterminer le type d'éléments à privilégier pour la discrétisation du tablier de pont.

3.5.2 ANALYSE DE CONVERGENCE

Afin de déterminer la taille optimale des éléments à utiliser pour les simulations, plusieurs analyses de convergence sont réalisées. Chacune des analyses de convergence est réalisée deux fois : une première fois avec des éléments linéaires et une seconde avec des éléments quadratiques. Il sera ainsi possible de comparer l'impact du type d'élément choisi sur la convergence du modèle et sur la dimension des éléments à utiliser pour le maillage de la structure. Le modèle complet de la structure du pont couplé au camion, calculé en régime dynamique sur un pas de temps t donné est trop demandant en temps de calcul pour réaliser une analyse complète de convergence. Les différentes analyses sont donc réalisées dans le domaine fréquentiel et statique. De plus, le temps de calcul absolu étant fonction de l'ordinateur utilisé et de sa puissance, les analyses de sensibilité sont plutôt réalisées en utilisant un temps normalisé, où les temps de calcul de chaque simulation sont comparés au temps de calcul de la simulation ayant nécessité le plus de temps (cette simulation

a alors un temps de calcul normalisé de 1). Les résultats des analyses sont alors indépendants de la puissance de calcul disponible. Finalement, une dernière analyse, cette fois permettant d'évaluer la constance du modèle en mode dynamique, a été réalisée à partir d'un modèle réduit du pont et permet d'évaluer la précision d'application des charges au modèle en mode dynamique. Dans chacune des analyses de convergences effectuées, les erreurs relatives obtenues pour chaque taille de maillage utilisée est calculée.

Fréquence naturelle de la structure du pont

Les fréquences naturelles de la structure sont d'abord évaluées pour plusieurs tailles de maillage différent. La figure 3-25 présente les erreurs relatives obtenues pour la première fréquence de vibration de la structure. La fréquence naturelle de vibration obtenue avec le plus petit maillage utilisée avec des éléments linéaire (16,781 Hz) est jugée la plus précise et est utilisée comme valeur de référence pour le calcul des erreurs relatives. Une erreur relative nulle est alors attribuée pour cette taille de maillage, tel qu'observé à la figure 2-25 et au tableau 3-5. Pour des éléments linéaires, des éléments de 60 mm semblent optimaux, la précision de calcul n'augmentant pas significativement pour des temps de calcul beaucoup plus élevés avec des éléments plus petits. Pour des éléments quadratiques, des éléments de 200 mm seraient optimaux. Les erreurs relatives avoisinant les 1% pour ces deux tailles d'éléments est alors acceptable. La fréquence de vibration obtenue avec des éléments quadratiques converge plus rapidement (vers la solution exacte) et une taille supérieure d'éléments peut être utilisée par rapport à des éléments de type linéaire pour une précision comparable. Des éléments quadratiques de 200 mm sont ainsi préférables à des éléments de 60 mm linéaires puisqu'ils permettent d'obtenir une précision d'évaluation de la fréquence semblable tout en demandant un temps de calcul près de deux fois inférieur.

Tableau 3-5 – Premières fréquences de vibration (Hz), erreur relative sur cette fréquence (%) et temps de calcul normalisé pour chacun des maillages utilisés

Éléments linéaires				Éléments quadratiques			
Taille des éléments (mm)	Première fréquence de vibration (Hz)	Erreur relative (%)	Temps de calcul normalisé	Taille des éléments (mm)	Première fréquence de vibration (Hz)	Erreur relative (%)	Temps de calcul normalisé
300	17,852	6,38	0,0076	300	17,139	2,13	0,0264
250	17,773	5,91	0,0088	250	17,121	2,03	0,0278
200	17,405	3,72	0,0113	200	16,951	1,01	0,0479
150	17,320	3,21	0,0202	150	16,928	0,88	0,0932
100	17,108	1,95	0,0340	100	16,849	0,41	0,1788
90	17,095	1,87	0,0378	90	16,846	0,39	0,2267
80	17,011	1,37	0,0504	80	16,812	0,18	0,2884
75	17,000	1,30	0,0630	70	16,809	0,17	0,3652
70	17,002	1,31	0,0680	60	16,810	0,17	0,4018
60	16,936	0,92	0,0957	50	16,785	0,03	0,5856
50	16,929	0,88	0,1360	40	16,783	0,01	0,7670
40	16,864	0,50	0,2091				
30	16,823	0,25	0,4131				
20	16,781	0,00	1,0000				

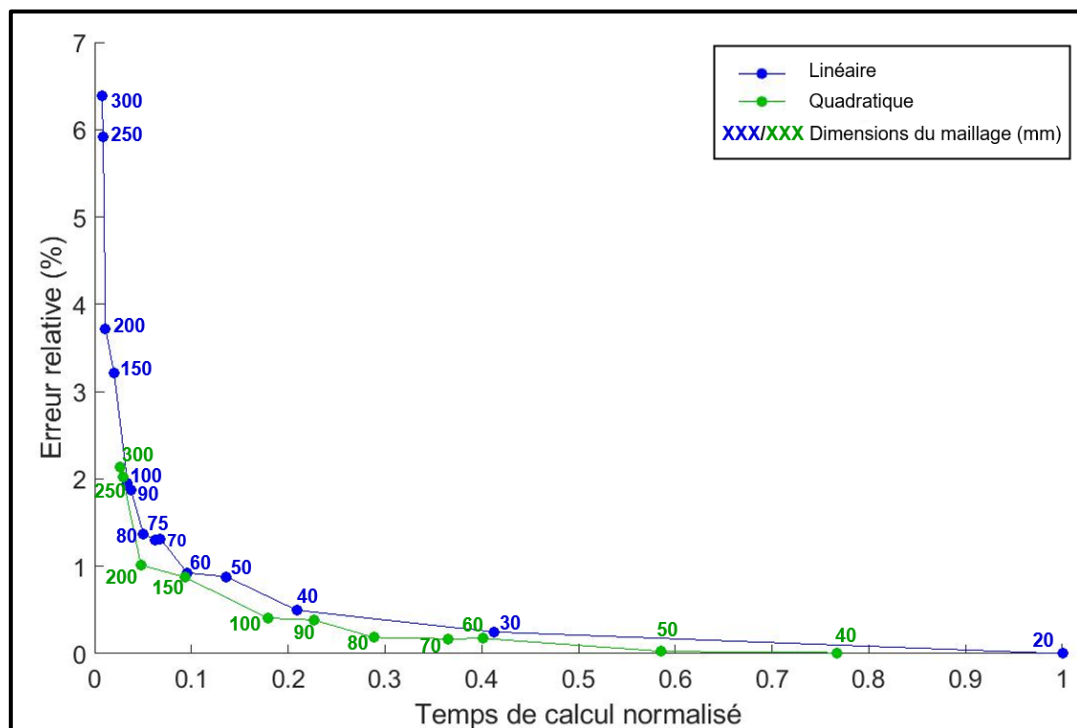


Figure 3-25 – Erreur relative de la première fréquence naturelle de la structure en fonction du temps de calcul (© Ève Bilodeau, 2023)

Analyses statiques et variabilité dans l'application de la charge du camion sur le pont

Pour ces analyses, le camion H20-44 est placé de manière à obtenir le plus grand moment de flexion au centre des poutres; les roues arrière du camion, plus lourdes, sont alors positionnées directement au centre de la structure. Le déplacement maximal au centre des poutres est ensuite évalué. Les erreurs relatives sur ces valeurs en fonction du temps de calcul normalisé sont illustrées à la figure 3-26. La valeur de références utilisées pour déterminer ces erreurs relatives est définie dans les pages suivantes. Contrairement à ce qui avait été observé pour la fréquence de vibration de la structure, en analyse statique, l'erreur relative sur la flèche de la poutre ne converge pas de façon monotone vers la solution exacte, bien que l'erreur relative ait, de manière générale, tendance à diminuer lorsque la taille des éléments diminue, et ce, autant pour des éléments linéaires que quadratiques. On aurait pu s'attendre à des courbes semblables à celles obtenues pour la fréquence de vibration du pont, où la précision augmente systématiquement lorsque la taille des éléments diminue, la flèche observée est plutôt parfois plus précise avec des éléments de taille supérieure. Des éléments linéaires de 90 mm permettent, par exemple, d'obtenir une précision de presque cinq fois supérieure à celle obtenue avec des éléments de 75 mm, malgré un temps de calcul inférieur. On ne remarque pas non plus de gain à utiliser des éléments quadratiques, la précision étant généralement moindre pour des temps de calcul similaires aux éléments linéaires.

Afin d'expliquer cette variabilité dans la précision de calcul du modèle, on peut s'attarder à la charge réellement appliquée sur le modèle dans chaque simulation. Ces charges sont présentées au tableau 3-6. On remarque que bien que le modèle utilisé et les données d'entrée pour l'ensemble des simulations de cette analyse soient exactement les mêmes, la seule variante étant la taille des éléments du maillage, la charge totale appliquée sur la structure varie considérablement en fonction du maillage utilisé. La charge totale du camion (182,46 kN) n'est donc pas systématiquement appliquée intégralement au pont par le modèle. Ainsi, l'erreur relative présentée à la figure 3-26 n'est pas directement due à l'erreur de calcul des déplacements des poutres, mais également à l'erreur d'application de la charge sur la structure, qui varie selon les dimensions du maillage.

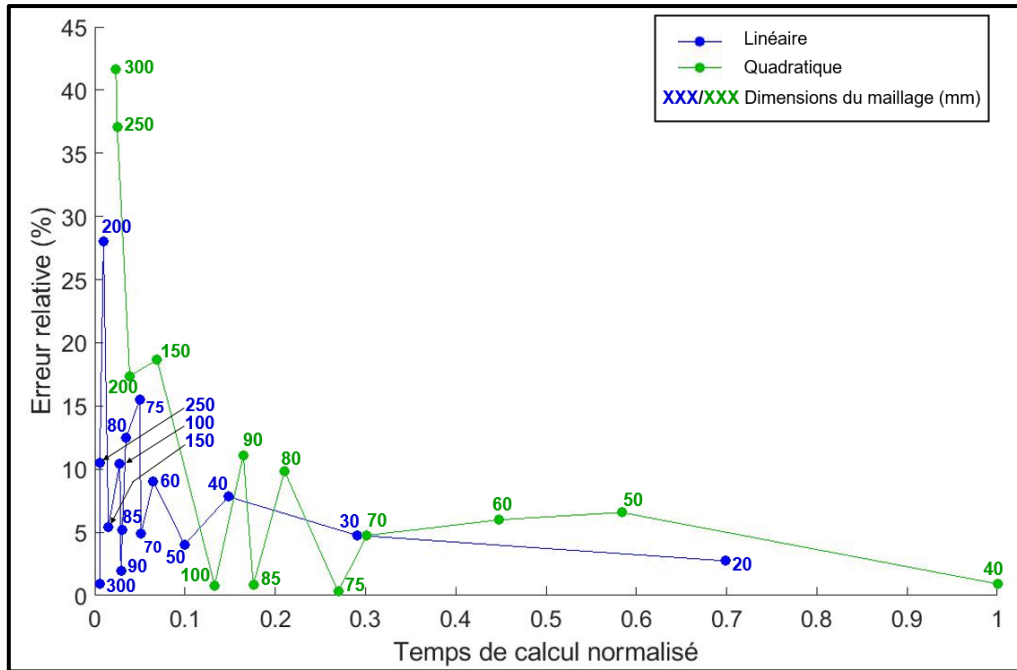


Figure 3-26 – Erreur relative de la flèche maximale pour la poutre la plus sollicitée en fonction du temps de calcul normalisé (© Ève Bilodeau, 2023)

Tableau 3-6 – Charges appliquées (kN) sur le pont selon les dimensions des éléments finis (mm)

250	200	150	100	90	80	75
233,62	206,90	163,24	188,49	164,68	196,73	180,98
70	60	50	40	30	20	10
178,28	192,49	194,04	183,31	184,61	179,94	182,97

Pour bien comprendre cette variabilité de la charge appliquée en fonction des dimensions du maillage, il est nécessaire d'analyser la définition des charges appliquées à une surface dans COMSOL. En effet, deux méthodes de modélisation peuvent être utilisées pour appliquer les charges de roues. La première consiste à définir l'empreinte du pneu directement dans la géométrie du pont. La charge induite par le pneu au tablier est alors appliquée directement à cette empreinte. Cependant, cette manière de modéliser la charge ne peut pas être utilisée pour l'application d'une charge dynamique, dont le point d'application varie avec le temps, puisque l'empreinte du pneu définie à même la géométrie dans cette dernière méthode est fixe tout le long de la simulation et ne peut donc pas être déplacée à chaque pas de temps. Ainsi, pour appliquer la charge induite par les

neus au tablier du pont dans une simulation dynamique, il est nécessaire d'utiliser la seconde méthode, qui consiste à appliquer une pression sur une zone donnée du maillage du tablier, correspondant à l'empreinte actuelle du pneu. La pression est rentrée par l'utilisateur et correspond à la charge du pneu (en kilonewton) divisée par l'aire réelle de l'empreinte du pneu (en mètre carré). Il devient alors nécessaire de paramétrer la zone d'application de la charge en fonction de la position actuelle (x, y) , occupée par l'empreinte du pneu sur le maillage du tablier à l'instant t . Si un point de coordonnées (x, y) donné du tablier est à l'intérieur de la zone définie pour le pas de temps t courant, la pression y est appliquée, sinon, aucune charge n'est appliquée à cet endroit. Cependant, cette méthode de définition de la charge est étroitement liée aux dimensions des éléments du maillage du tablier. En effet, les points de coordonnées (x, y) du tablier utilisé pour valider l'emplacement du pneu correspondent aux points de Gauss des éléments finis (le centre de l'élément, pour des éléments rectangulaires); plus le maillage est fin, plus il y a de points de Gauss considérés dans l'analyse et plus la zone d'application de la charge est précise. L'aire du tablier sur lequel la pression est appliquée lorsqu'un point de Gauss est à l'intérieur de la zone définie correspond à l'aire de l'élément fini auquel appartient ce point de Gauss. Les charges nodales calculées par *COMSOL* peuvent donc parfois être appliquées sur les nœuds du maillage situés au voisinage de la zone définie par l'empreinte du pneu, si l'élément se retrouve en partie dans l'empreinte du pneu et, surtout, que son point de Gauss y est. À l'inverse, si seule une partie d'un élément se retrouve dans l'empreinte du pneu et que son point de Gauss se retrouve à l'extérieur, aucune charge ne sera appliquée sur les nœuds de cet élément.

La figure 3-27 illustre les aires du tablier considérées en fonction de la dimension du maillage. L'empreinte du pneu dans ces figures est représentée par le rectangle et la zone hachurée correspond à l'aire du tablier sur lequel la pression est appliquée. À la figure 3-27-C, les éléments sont plus fins et la zone d'application de la charge est alors plus précise. La surface totale sur laquelle une pression est appliquée peut ainsi être plus ou moins grande que la surface réelle du pneu; la charge totale appliquée sur le pont est alors plus ou moins grande que la charge réelle induite par la roue, affectant les efforts induits aux poutres.

Un autre élément qui influe sur les charges nodales totales appliquées à la structure avec cette méthode de modélisation est l'emplacement du pneu par rapport aux éléments du maillage. En effet, pour une même dimension de maillage, la surface totale sur laquelle la pression est appliquée varie en fonction de l'emplacement de l'empreinte du pneu par rapport aux éléments; la charge totale appliquée sur la structure n'est donc pas constante avec le temps et varie à chaque pas de temps utilisé dans la simulation, selon la position du pneu. Cette variabilité est illustrée aux figures 3-28 et 3-29, où, pour le même maillage et la même empreinte de pneu, la surface considérée pour l'application de la charge est significativement plus grande à la figure 3-29 qu'à la figure 3-28.

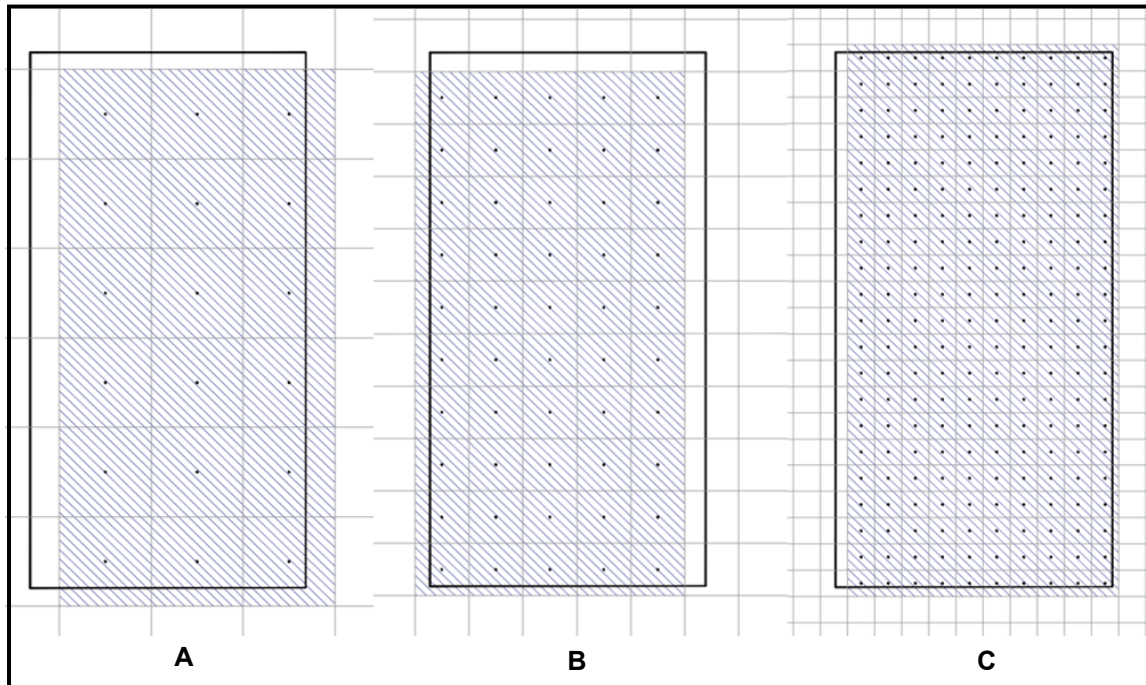


Figure 3-27 – Empreinte géométrique considérée en fonction de la dimension de maillage
(© Ève Bilodeau, 2023)
A) Maillage grossier
B) Maillage moyen
C) Maillage fin

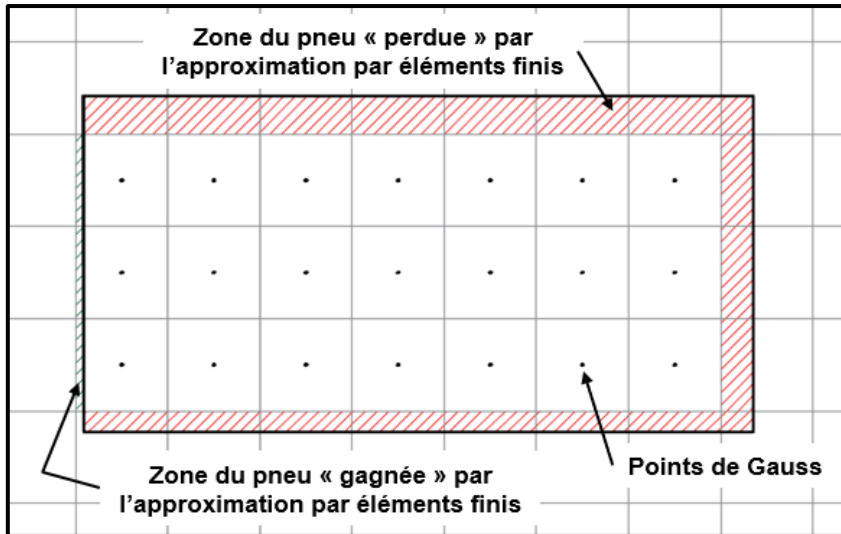


Figure 3-28 – Aire totale inférieure à l’empreinte du pneu pour un maillage et une position de pneu donnée (© Ève Bilodeau, 2023)

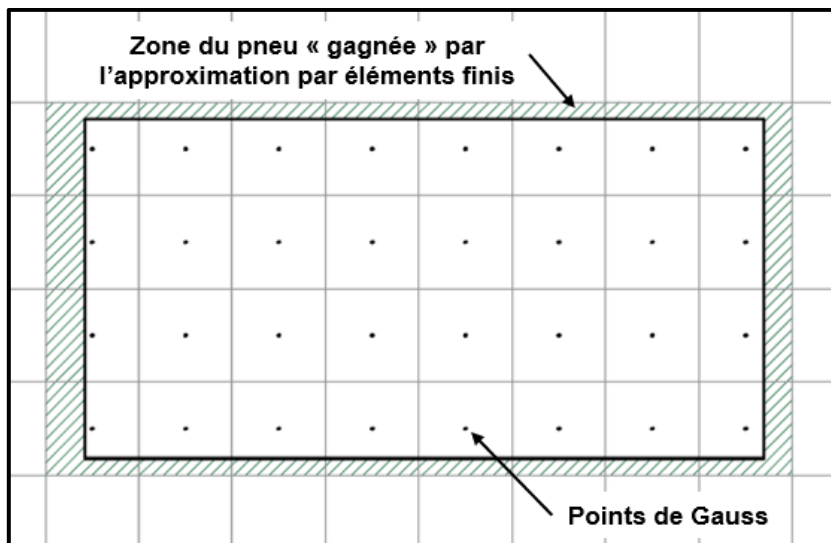


Figure 3-29 – Aire totale supérieure à l’empreinte du pneu pour un maillage et une position de pneu donnée (© Ève Bilodeau, 2023)

Afin d’éliminer la variabilité de la charge de l’analyse de sensibilité statique de la figure 3-26, portant sur les analyses statiques de la charge du camion sur le pont, de nouvelles simulations ont été réalisées en appliquant la charge à partir d’empreinte de pneus définie directement dans la géométrie du tablier, comme discuté plus haut. L’étude étant ici statique, cette méthode de modélisation peut être utilisée. Les résultats de l’analyse de convergence réalisée à partir de ces simulations sont présentés à la figure 3-30. Comme c’était le cas pour la fréquence naturelle de la

sous-section précédente, la valeur exacte de la flèche ne peut être obtenue directement pour le calcul des erreurs relatives. Ainsi, la flèche observée sur la structure avec le plus petit maillage pour des éléments quadratiques (4,031 mm) est utilisée comme valeur de référence pour le calcul des erreurs relatives et ce, autant pour les erreurs relatives présentées à la figure 3-26 que celles illustrée à la figure 3-30. On retrouve alors une convergence semblable à celle obtenue pour la fréquence de vibration, où des éléments quadratiques de 200 mm et des éléments linéaires de 70 mm semblent optimaux, puisque le temps de calcul nécessaire pour obtenir des résultats plus précis avec des tailles d'éléments inférieures augmente plus rapidement que la précision sur la flèche au-delà de ces dimensions d'éléments. Bien que l'erreur relative sur la flèche pour ces tailles d'éléments soient respectivement de 2,51% et 2,32%, en valeur absolue, les flèches de 3.929 mm et 3,937 mm obtenue sont très près de la valeurs cible de 4,031 mm considérée exacte et une sous-estimation de la déflexion de 0,101 mm est jugée acceptable pour le dimensionnement de la structure.

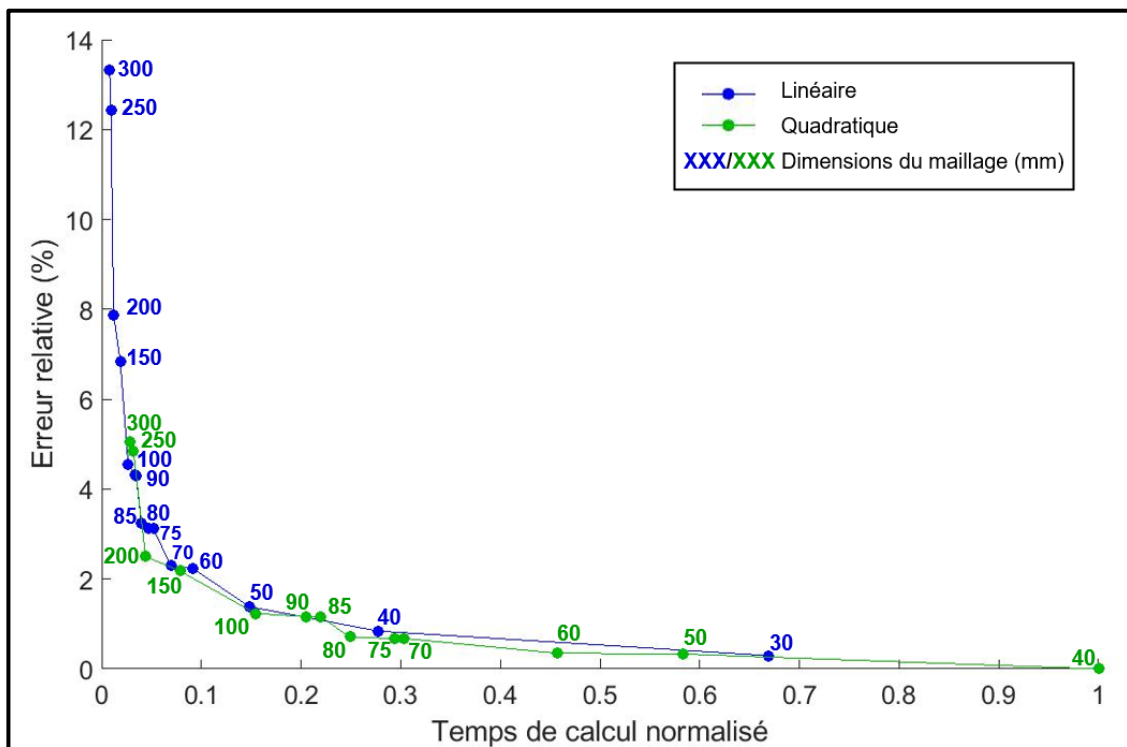


Figure 3-30 – Erreur relative de la flèche maximale pour la poutre la plus sollicitée en fonction du temps de calcul normalisé lorsque la charge appliquée à la structure est modélisée à partir d'une empreinte fixe dans la géométrie du pont (© Ève Bilodeau, 2023)

Application des charges de roue à la structure en régime dynamique

La section précédente met en lumière une grande variabilité dans l'application des charges induites à la structure par le camion en régime dynamique, due à la méthode de modélisation utilisée afin de pouvoir déplacer les charges en fonction du temps dans le modèle. On réalise, à la suite des analyses statiques réalisées, que cette variabilité de la charge impacte grandement la précision de calcul du modèle et que la plus grande partie de l'erreur observée sur les résultats en régime statique peut être attribuée à cette imprécision dans l'application de la charge. Comme discuté précédemment, la charge totale appliquée à la structure varie non seulement en fonction des dimensions des éléments finis utilisés, mais également en fonction de la position de l'empreinte par rapport à ces éléments. Afin de déterminer les dimensions du maillage qui permet d'obtenir une précision d'application des charges adéquate, une analyse dynamique, où le camion avance sur la structure à chaque pas de temps, est réalisée. En intégrant la pression appliquée sur la structure sur l'aire du tablier, on obtient la charge totale appliquée au tablier à chaque pas de temps. On peut alors tracer, pour chaque taille d'éléments, la charge appliquée sur la structure en fonction de la position du camion (x). Par exemple, la figure 3-31 illustre la variation de la charge appliquée à la structure pour des éléments de 60 mm de longueur. Au début de la simulation ($0 m \leq x \leq 4,73 m$), seules les roues avant du camion sont sur le pont et à la fin ($10 m \leq x \leq 14,73 m$), seules les roues arrière y sont, faisant ainsi varier la charge moyenne appliquée à la structure (61,48 kN pour l'essieu avant et 120,98 kN pour l'essieu arrière). Lorsque les quatre roues du véhicule sont sur le pont ($4,73 \leq x \leq 10 m$), la charge moyenne appliquée est de 182,46 kN, ce qui correspond au poids total du camion. À partir de la figure 3-31, on remarque que la charge totale appliquée à la structure varie de manière cyclique : à intervalle régulier, la charge appliquée à la structure est la même, l'empreinte du pneu est alors positionnée par rapport aux éléments finis de sorte que l'air du tablier sur lequel une charge est appliquée soit la même.

Afin de comparer la variation de la charge selon la dimension du maillage, l'écart type de la charge appliquée à la structure est calculé. La figure 3-32 présente cette variabilité en fonction de la taille des éléments. Les trois courbes qui y sont présentées correspondent à l'écart type par rapport à la charge réelle appliquée sur le pont lorsque seules les roues avant sont sur la structure ($0 m \leq$

$x \leq 4,73 \text{ m}$, en rouge), lorsque les deux roues sont sur la structure ($4,73 \text{ m} \leq x \leq 10 \text{ m}$, en bleu) et lorsque seules les roues arrière sont sur la structure ($10 \text{ m} \leq x \leq 14,73 \text{ m}$, en vert). Des éléments de 51 mm, 63 mm et 85 mm présentent une précision d'application de la charge à la structure considérablement meilleure que celle obtenue avec toute autre dimension d'éléments. On peut également remarquer que, bien qu'une très grande variabilité dans la précision de la charge appliquée à la structure soit présente en fonction de la taille des éléments finis, de manière générale, l'écart type tend à diminuer lorsque les dimensions des éléments diminuent, ce qui concorde avec ce qui est illustré à la figure 3-27.

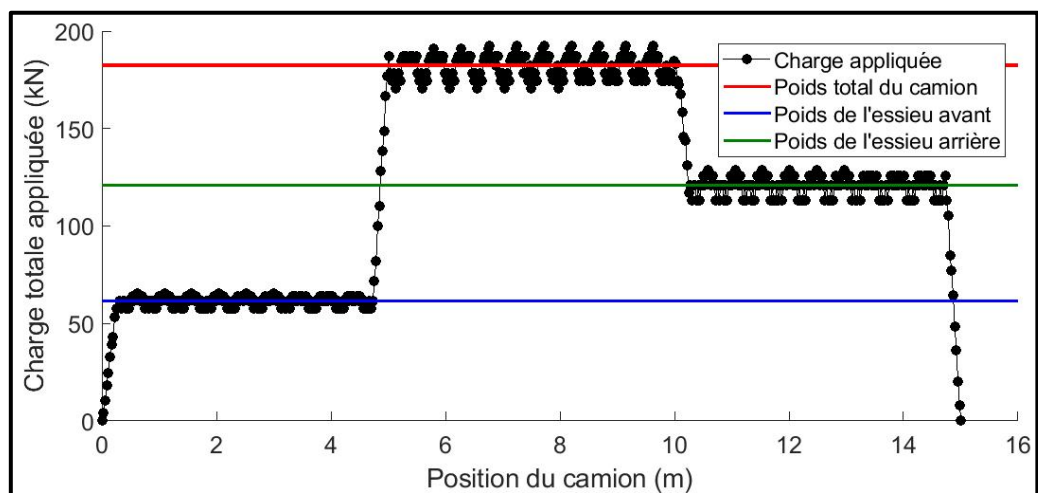


Figure 3-31 – Charge appliquée à la structure en fonction de la position du camion pour des éléments finis de taille 60 mm (© Ève Bilodeau, 2023)

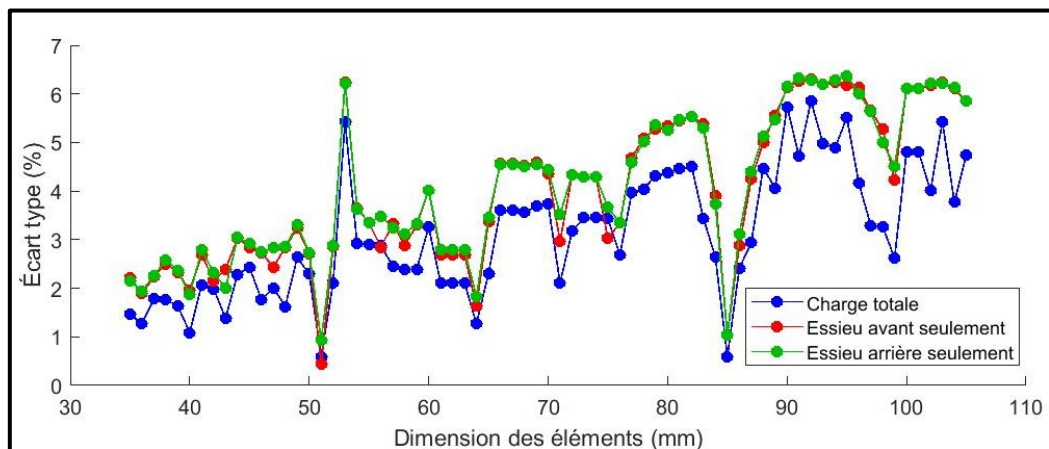


Figure 3-32 – Écart type de la charge appliquée à la structure selon les dimensions des éléments (© Ève Bilodeau, 2023)

La figure 3-33 présente les charges appliquées à la structure en fonction de la position du camion pour des éléments de taille 85 mm. Contrairement aux charges appliquées à la structure pour des éléments de 60 mm (figure 3-31), la charge est presque constante en tout point. Les dimensions des pneus du camion H20-44 sont de 10" x 20" (254 mm x 508 mm). 85, 63 et 51 sont les entiers se rapprochant le plus des fractions de 254 (50,8; 63,5 et 84,667). Lorsque la taille des éléments est un multiple des dimensions de l'empreinte du pneu, l'aire des éléments du tablier sur laquelle une charge est appliquée, mais qui se retrouve en réalité à l'extérieure équivaut à l'aire des éléments qui se retrouve à l'intérieure de l'empreinte, mais sur laquelle aucune charge n'est appliquée, puisque leur point de Gauss se trouve à l'extérieur. Ainsi, la zone supplémentaire sur laquelle une charge est appliquée équivaut à celle sur laquelle aucune charge n'est appliquée, mais qui est à l'intérieure de l'empreinte. La charge totale du camion est donc tout de même appliquée à la structure, mais est légèrement décalée par rapport à sa position réelle, comme illustré à la figure 3-34. Ainsi, lorsque les dimensions du maillage utilisé sont un facteur de l'empreinte du pneu, des éléments de taille plus grande peuvent être utilisés pour une meilleure précision d'application de la charge. À la figure 3-33, on observe tout de même quelques valeurs divergentes, où la charge appliquée est inférieure à la charge réelle, ce qui peut être expliqué par le fait que 85 n'est pas directement un facteur de 254, mais l'entier s'y rapprochant le plus (254 divisé par 3 étant plutôt égal à 84,667). Ainsi, ces positions correspondent à un point de bascule, où les points de Gauss de certains éléments à la limite de l'empreinte s'y retrouvent à l'extérieur.

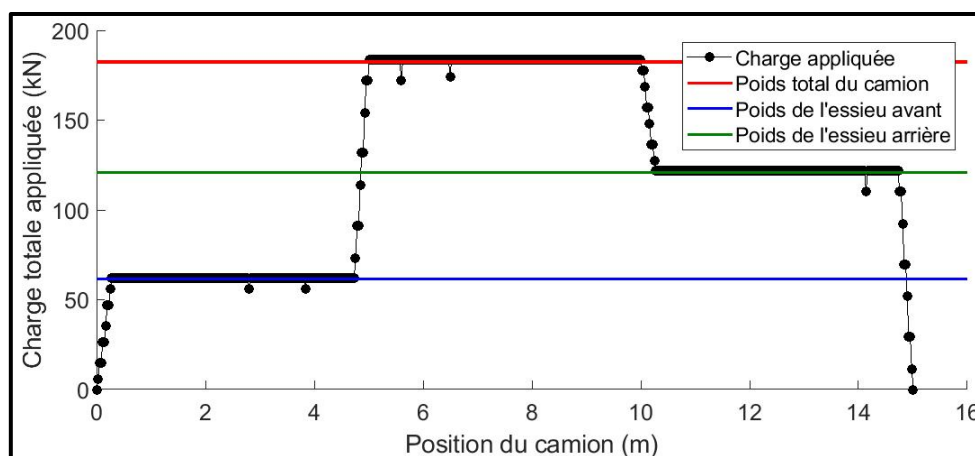


Figure 3-33 – Charge appliquée à la structure en fonction de la position du camion pour des éléments fins de 85 mm de longueur (© Ève Bilodeau, 2023)

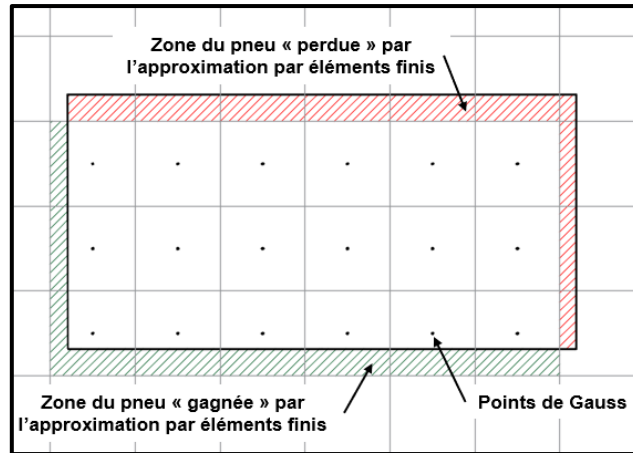


Figure 3-34 – Variation de la charge appliquée à la structure selon les dimensions des éléments
(© Ève Bilodeau, 2023)

3.5.3 CHOIX DU MAILLAGE

Finalement, à la suite des analyses de sensibilité, un maillage avec des éléments linéaires à quatre nœuds de 85 mm de taille est choisi. La précision dans l'application de la charge à partir d'un maillage de 85 mm permet une meilleure constance dans l'application de la charge, qui mène ainsi à une précision générale meilleure du modèle pour des simulations dynamiques. Il est donc préférable d'accepter une erreur relative légèrement supérieure sur l'évaluation des déplacements et de la fréquence, mais de minimiser l'erreur sur l'application de la charge et sa variabilité. Bien qu'un maillage avec des éléments quadratiques à huit nœuds permette une meilleure précision de calcul pour des temps de calcul inférieur lorsque le modèle est utilisé en mode statique et fréquentielle, la trop grande variabilité dans l'application de la charge mobile lorsque des éléments de plus grande taille sont utilisés ne permet pas d'obtenir une précision adéquate dans les résultats des différentes simulations à réaliser. Des éléments quadratiques de 85 mm demanderaient un temps de calcul beaucoup trop important malgré le gain en précision d'un tel modèle. Des éléments linéaires de 85 mm permettent d'obtenir des erreurs relatives de $\pm 2,5\%$ sur l'évaluation de la fréquence de vibration et de $\pm 3,75\%$ sur l'évaluation du déplacement maximal des poutres. Somme toute, la précision de calcul en mode fréquentiel et statique pour des éléments de 85 mm linéaires est tout de même acceptable, même si elle n'est pas optimale. Avec des éléments de 85 mm, la discrétisation adoptée le long des plans moyens des extrusions du platelage est telle qu'illustrée à la figure 3-35. La figure 3-36 illustre le maillage final de la structure du pont tirée de *COMSOL*.

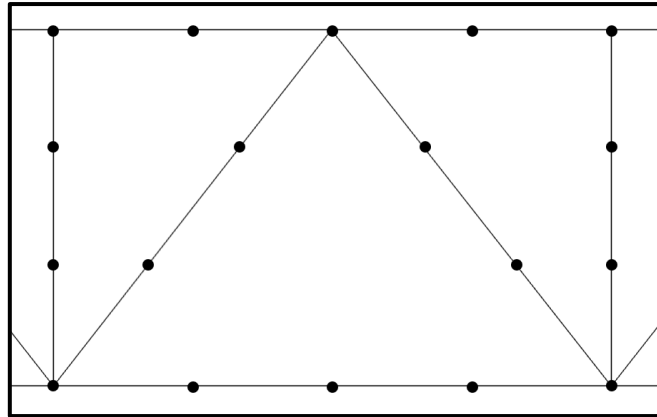


Figure 3-35 – Maillage final d’une section standard du tablier (© Ève Bilodeau, 2023)

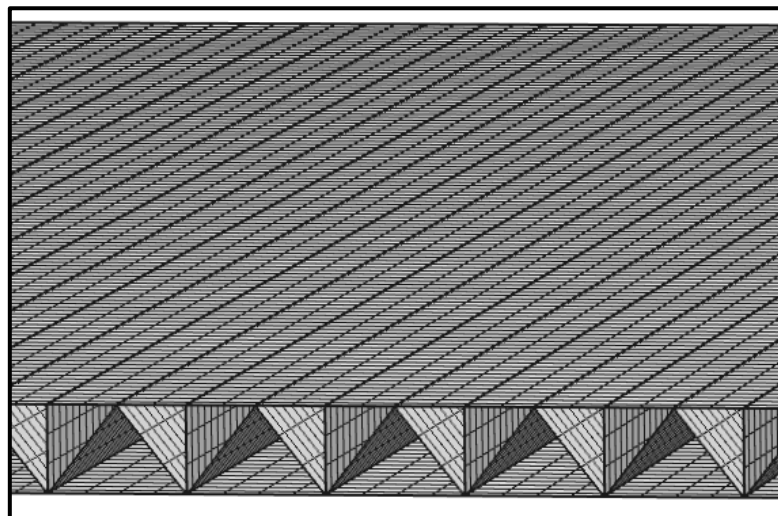


Figure 3-36 – Maillage du tablier issu de *COMSOL* (© Ève Bilodeau, 2023)

3.5.4 IMPACT DE L’AMORTISSEMENT DES PNEUS DU VÉHICULE SUR LES RÉSULTATS

Le taux de déplacement de la rugosité étant petites comparativement aux déplacements et l’impact de l’amortissement des pneus étant faibles sur les résultats, il est choisi d’éliminer l’amortissement des pneus du camion du modèle final *COMSOL*. Un temps de calcul considérable est ainsi sauvé, puisqu’il n’est alors pas nécessaire de calculer les vitesses nodales du platelage pour chaque pas de temps sous les roues et de les renvoyer en entrée au camion. Les fréquences des modes de vibrations du camion et les taux d’amortissement correspondants ont été calculés avec les deux modèles *Matlab* et *COMSOL* et sont présents aux tableaux 3-7 et 3-8. Malgré l’élimination de l’amortissement aux pneus, ces fréquences et taux d’amortissement ne varient que très légèrement. De plus, des simulations réalisées à partir des modèles *Matlab* ne permettent pas de relever des

différences notables pour la charge appliquée par les pneus obtenus avec et sans amortisseurs, la charge aux pneus due à l'amortisseur étant très petite par rapport à celle dans les ressorts. Le modèle final de camion H20-44 utilisé pour les simulations finales sur le tablier est alors tel qu'à la figure 3-37, où l'amortissement aux pneus est posé à 0.

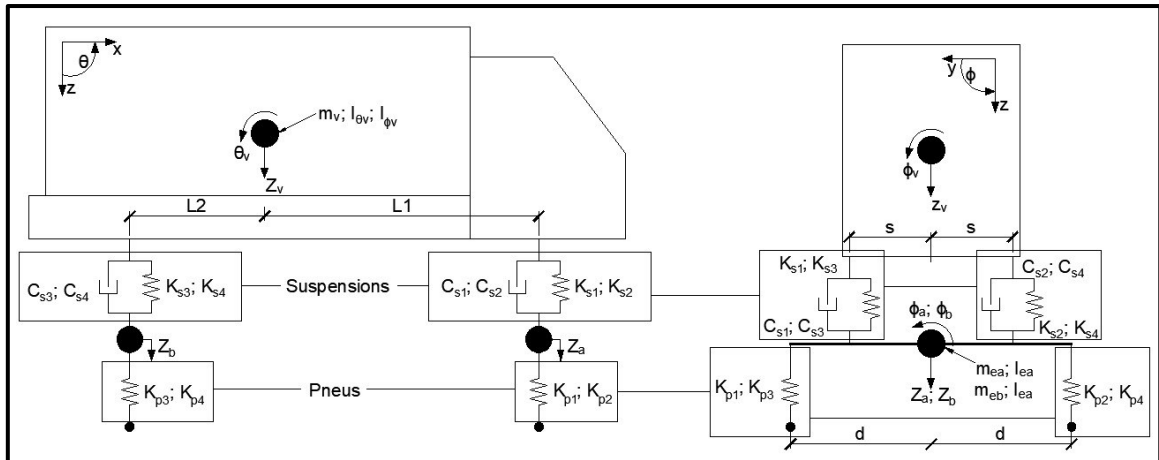


Figure 3-37 – Camion H20-44 sans amortissement aux pneus (© Ève Bilodeau, 2023)

Tableau 3-7 – Fréquences (Hz) des modes de vibration du camion H20-44 obtenues avec et sans amortissement aux pneus

Mode de vibration	Fréquence (Hz)				
	Matlab		COMSOL		
	Avec	Sans	Avec	Sans	
1	Roulis du châssis	0,949	0,949	0,949	0,949
2	Tangage du châssis	1,056	1,056	1,056	1,056
3	Déplacement vertical du châssis	1,194	1,194	1,194	1,194
4	Déplacement vertical de l'essieu avant	7,692	7,691	7,702	7,705
5	Roulis de l'essieu avant	8,898	8,898	8,892	8,894
6	Déplacement vertical de l'essieu arrière	9,544	9,543	9,543	9,518
7	Roulis de l'essieu arrière	12,317	12,317	12,357	12,257

Tableau 3-8 – Taux d'amortissement (ξ) associés aux fréquences de vibration du camion H20-44 obtenus avec et sans amortissement aux pneus

Mode de vibration	Taux d'amortissement				
	Matlab		COMSOL		
	Avec	Sans	Avec	Sans	
1	Roulis du châssis	0,335	0,334	0,335	0,335
2	Tangage du châssis	0,595	0,595	0,595	0,595
3	Déplacement vertical du châssis	0,278	0,278	0,278	0,278
4	Déplacement vertical de l'essieu avant	0,871	0,868	0,868	0,870
5	Roulis de l'essieu avant	0,409	0,406	0,410	0,405
6	Déplacement vertical de l'essieu arrière	0,603	0,600	0,604	0,598
7	Roulis de l'essieu arrière	0,382	0,377	0,378	0,378

3.6 VALIDATION DU MODÈLE NUMÉRIQUE DU PONT

Afin de s'assurer que les résultats obtenus à partir du modèle numérique du pont dans *COMSOL* sont adéquats, le comportement de la structure obtenu à partir du modèle numérique est comparé à celui d'un autre modèle, issu d'un autre logiciel qui utilise une méthode de modélisation et de maillage sensiblement différente. Pour ce faire, le pont est modélisé à l'aide du logiciel *SAFI GSE*. Tout comme dans le modèle *COMSOL*, le tablier est modélisé à l'aide d'éléments de type « plaques » et les poutres sont modélisées par des éléments de type « poutre ». Le maillage utilisé pour le modèle *SAFI GSE* est le même que celui de *COMSOL*. Bien que ce maillage ne soit pas nécessairement le maillage optimal pour la modélisation avec ce logiciel, puisque l'objectif de la modélisation *SAFI GSE* n'est que de vérifier le comportement du modèle *COMSOL*, ce maillage est jugé convenable. Les dix premières fréquences de vibration de la structure et les déplacements statiques de chacune des poutres sous les charges gravitaires obtenus dans chacun des modèles sont alors comparés. Le tableau 3-9 présente les valeurs obtenues avec les deux modèles

Les déplacements maximums des poutres et les fréquences de vibrations des dix premiers modes de vibration de la structure étant très similaires dans les deux modèles, le modèle *COMSOL* est jugé convenable. Bien que les différences entre les deux modèles soient plus importantes pour les flèches maximales sous charges gravitaires (entre 5,83% et 6,56%), les faibles différences absolues ($\pm 0,07$ mm) entre les valeurs sont jugées suffisamment près pour considérer que le comportement des deux modèles est semblable.

Les déformées modales associées à chacun des modes de vibrations de la structure obtenus avec le modèle *COMSOL* utilisé pour les simulations dynamiques sont illustrées à l'annexe 2.

Tableau 3-9 – Comparaison des fréquences de vibration (Hz) et des flèches maximales des poutres sous charge gravitaire (mm) des modèles *COMSOL* et *SAFI GSE*

	<i>COMSOL</i>	<i>SAFI GSE</i>	Différence (%)
Fréquences de vibration (Hz)			
1 ^{ère} fréquence de vibration	17,19	16,66	3,08
2 ^e fréquence de vibration	19,29	19,09	1,04
3 ^e fréquence de vibration	32,43	33,17	2,28
4 ^e fréquence de vibration	62,86	62,40	0,73
5 ^e fréquence de vibration	64,97	63,66	2,02
6 ^e fréquence de vibration	65,76	64,69	1,63
7 ^e fréquence de vibration	75,22	74,05	1,56
8 ^e fréquence de vibration	81,32	83,90	3,17
9 ^e fréquence de vibration	96,90	97,23	0,34
10 ^e fréquence de vibration	106,19	108,88	2,53
Flèche maximale (mm)			
Flèche maximale – Poutre #1	1,0989	1,163	5,83
Flèche maximale – Poutre #2	1,0204	1,085	6,33
Flèche maximale – Poutre #3	0,99663	1,062	6,56
Flèche maximale – Poutre #4	1,0173	1,085	6,65
Flèche maximale – Poutre #5	1,0917	1,163	6,53

3.7 ANALYSE STATIQUE

Afin d'obtenir des coefficients d'amplification dynamique, les simulations dynamiques doivent être comparées à des simulations statiques. Ainsi, une analyse statique pour laquelle le véhicule est positionné de sorte à produire l'effort maximal dans la structure est réalisée. La méthode de la ligne d'influence permet dans ce cas de déterminer la position longitudinale du véhicule sur le pont. Le moment de flexion maximal est alors situé directement sous la charge la plus près de la charge résultante du camion, lorsque le camion est placé de sorte que le centre de la poutre soit équidistant entre cette charge et la résultante [42], tel qu'illustré sur la figure 3-38, qui présente la position critique d'un camion H20-44 sur le pont étudié.

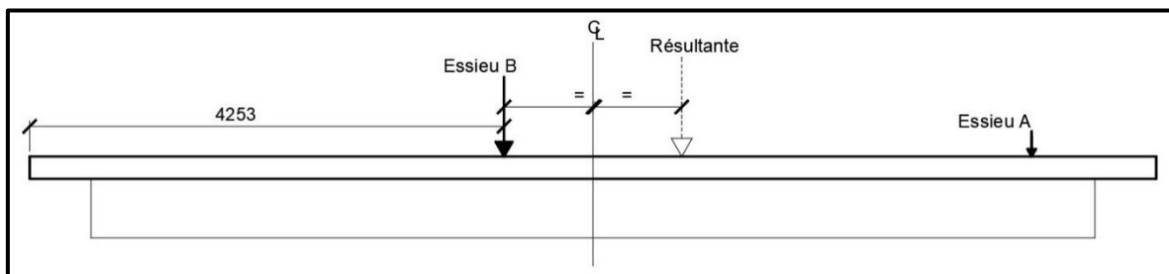


Figure 3-38 – Position critique du camion H20-44 sur le pont (coupe transversale)
(© Ève Bilodeau, 2023)

3.8 UTILISATION DU MODÈLE NUMÉRIQUE POUR ÉVALUER L'AMPLIFICATION DYNAMIQUE DES PONTS À PLATELAGE D'ALUMINIUM

Le modèle numérique développé dans le cadre du présent projet de recherche est utilisé pour évaluer le comportement dynamique du pont de St-Ambroise, à platelage d'aluminium. Le temps de calcul important et le manque de ressource numérique pour réaliser une étude paramétrique à grande échelle ont forcé le présent projet de recherche à se limiter à évaluer l'amplification dynamique observée sur la structure selon un seul cas de chargement. En effet, il s'est avéré que le modèle numérique du pont couplé au modèle ressorts-amortisseurs du camion H20-44 développé requiert plusieurs jours de calculs. Un seul cas de chargement a ainsi finalement été choisi pour l'analyse de l'amplification dynamique sur la structure. Les paramètres suivants ont été utilisés pour la simulation :

- Une chaussée de classe C. Les deux profils parallèles utilisés pour la simulation sont illustrés à la figure 3-39;
- Une vitesse de 90 km/h (19,5 m/s);
- Le camion H20-44 est positionné dans la voie de gauche, à 600 mm des glissières de sécurité, tel qu'illustré à la figure 3-40, de manière à obtenir les efforts maximaux dans la poutre A.

Une proposition d'analyse paramétrique complète est présentée au chapitre 5 pour poursuivre la présente étude et ainsi évaluer l'impact des différents paramètres sur l'amplification dynamique observés sur le pont de St-Ambroise. Il sera présenté à la section 4.2.1 que la vitesse utilisée lors des essais de chargement terrain avec lesquelles les simulations numériques sont comparées est de ≈ 30 km/h. Il aurait donc été souhaitable d'utiliser la même vitesse de camion pour les simulations numériques. Cependant, une vitesse plus élevée a dû être sélectionnée afin de limiter le temps nécessaire au passage du camion sur la structure et, donc, le temps de calcul de la simulation. La vitesse étant supérieure, on pourrait s'attendre à obtenir des facteurs d'amplification dynamique supérieurs à partir des simulations numériques qu'à partir des essais terrains. Petitclerc [92] et Ben Afia [101] obtiennent d'ailleurs tous les deux, en général, des augmentations du FAD avec l'augmentation de la vitesse.

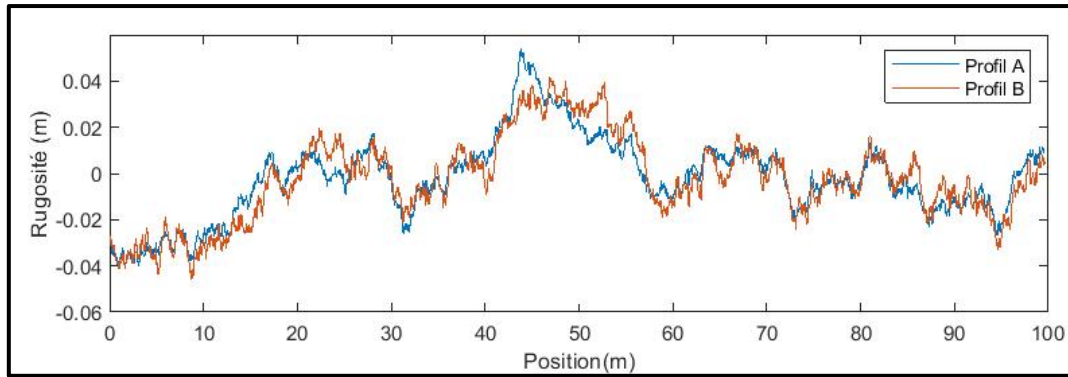


Figure 3-39 – Profils de chaussée utilisés pour la simulation dynamique (© Ève Bilodeau, 2023)

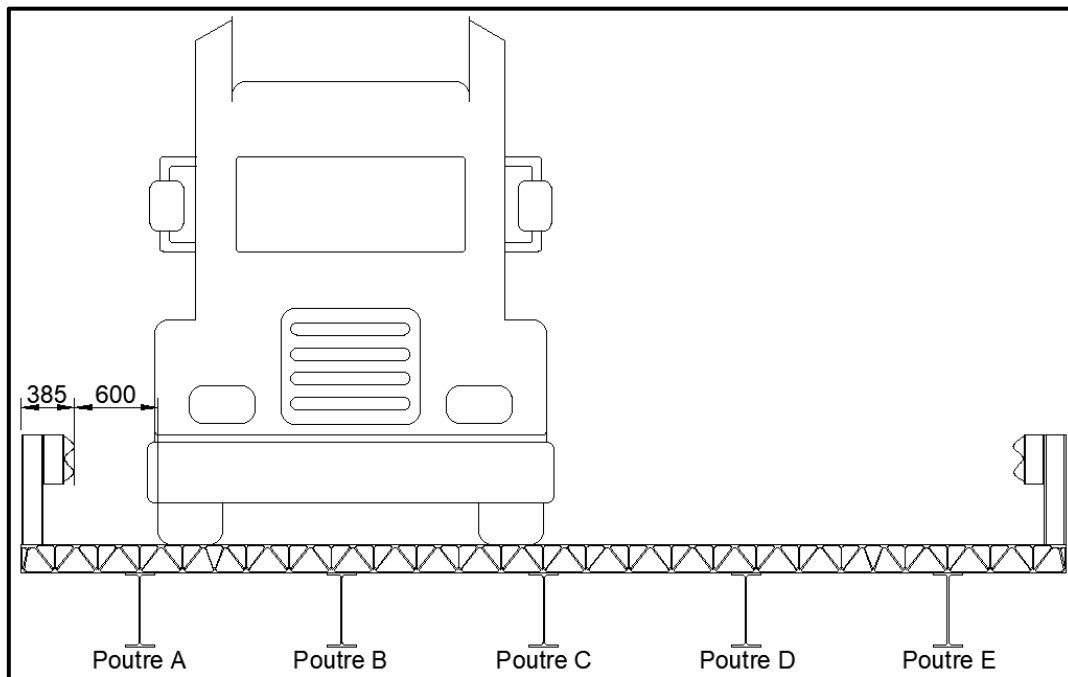


Figure 3-40 – Positionnement du camion H20-40 sur la structure pour les essais numériques (© Ève Bilodeau, 2023)

3.9 COMPARAISON DES RÉSULTATS

Les facteurs d'amplification dynamique obtenus à partir de la simulation dynamique sont finalement comparés avec ceux proposés par les normes canadiennes et américaines afin de déterminer l'applicabilité de ces facteurs aux structures possédant des tabliers d'aluminium. Afin de valider les résultats obtenus, les résultats de l'analyse numérique sur la structure du pont de St-Ambroise sont également comparés aux résultats obtenus durant les tests de chargement effectués par le MTQ sur la structure du pont de St-Ambroise. Le chapitre 4 suivant présente les résultats de ces comparaisons.

CHAPITRE 4

RÉSULTATS

4.1 AMPLIFICATION DYNAMIQUE OBSERVÉE SUR LE TABLIER

En comparant l'analyse dynamique et l'analyse statique réalisées sur la structure, il est possible de quantifier l'amplification dynamique causée par l'interaction dynamique entre la structure et le véhicule lors de son passage sur le pont. Les moments de flexion maximums dans les poutres ainsi que les flèches maximales observées lors du passage du camion sont utilisés pour calculer le FAD avec l'équation (2-1). L'approche de dimensionnement statique à la base de l'utilisation des FAD durant la conception des structures nécessite l'utilisation d'un facteur qui permet d'obtenir l'effort maximal dans la structure, peu importe sa position longitudinale, à partir de l'effort statique maximal obtenu de l'étude statique. Ainsi, c'est cette approche qui a été utilisée pour déterminer les FAD dans le cadre de ce projet.

Le tableau 4-1 présente les moments de flexion et les flèches maximums obtenus des simulations statique et dynamique pour les poutres A à E (se référer à la figure 3-40 pour la numérotation des poutres) ainsi que les FAD qui y sont associés. Les figures 4-1 à 4-5 et 4-6 à 4-10 illustrent respectivement l'évolution de la flèche et du moment de flexion maximal dans les poutres en fonction du temps. Des facteurs d'amplification dynamique très petits sont ainsi obtenus, variant de 0,968, lorsqu'évalués à partir des efforts de flexion sur la poutre la plus sollicitée à 1,217, lorsqu'évalués à partir des mêmes efforts, sur la poutre la moins sollicitée de la structure. La poutre E étant très peu sollicitée lors du passage du camion, les FAD obtenus à partir des efforts sur cette dernière sont cependant peu représentatifs, d'autant plus qu'elles comparent des valeurs dynamique et statique qui ne seraient pas utilisées pour le dimensionnement de ces poutres, ne représentant pas le cas de sollicitation critique. L'amplification dynamique observée sur la structure du pont de St-Ambroise à partir des modèles numériques est ainsi généralement inférieure à 1, signifiant que les efforts statiques sont supérieurs aux efforts dynamiques. Les vibrations auxquelles la structure est soumise lors du passage du camion diminuent alors les efforts par rapport au même chargement

positionné de manière stationnaire sur la structure. La position du moment et de la flèche maximale varie à chaque pas de temps en régime dynamique.

Tableau 4-1 – Facteurs d’amplification dynamique obtenus

	Dynamique	Statique	FAD
Moment de flexion (kN•m)			
Poutre A	122,858	126,976	0,968
Poutre B	90,083	96,984	0,929
Poutre C	55,517	60,503	0,918
Poutre D	33,684	33,115	1,017
Poutre E	24,309	19,974	1,217
Flèche (mm)			
Poutre A	7,163	7,220	0,992
Poutre B	5,315	5,462	0,973
Poutre C	3,568	3,665	0,974
Poutre D	2,218	2,183	1,016
Poutre E	1,616	1,335	1,211

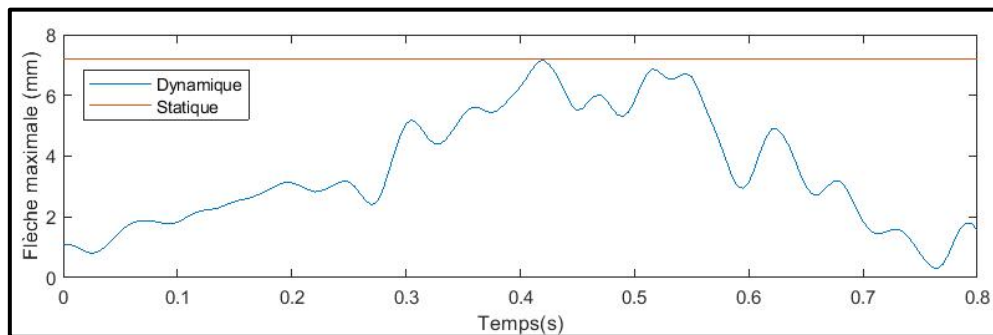


Figure 4-1 – Évolution de la flèche maximale dynamique et statique pour la poutre A (© Ève Bilodeau, 2023)

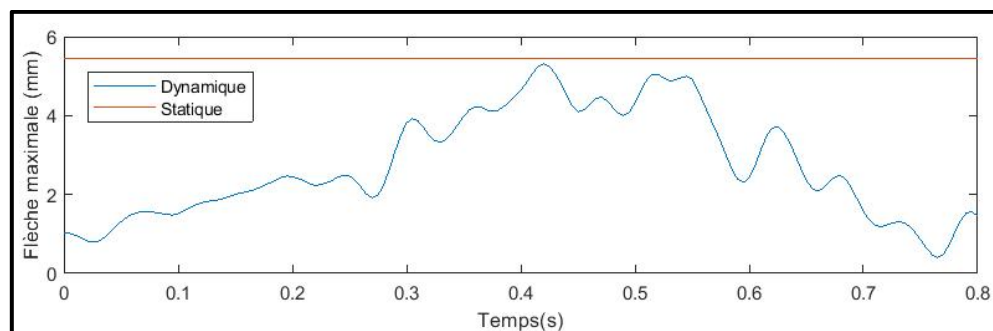


Figure 4-2 – Évolution de la flèche maximale dynamique et statique pour la poutre B (© Ève Bilodeau, 2023)

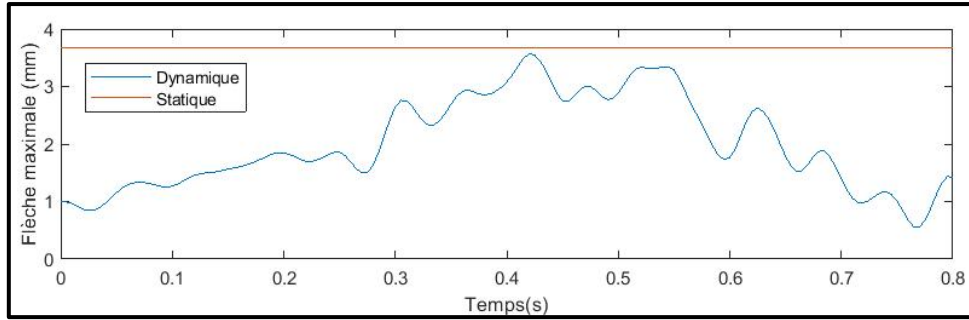


Figure 4-3 – Évolution de la flèche maximale dynamique et statique pour la poutre C
(© Ève Bilodeau, 2023)

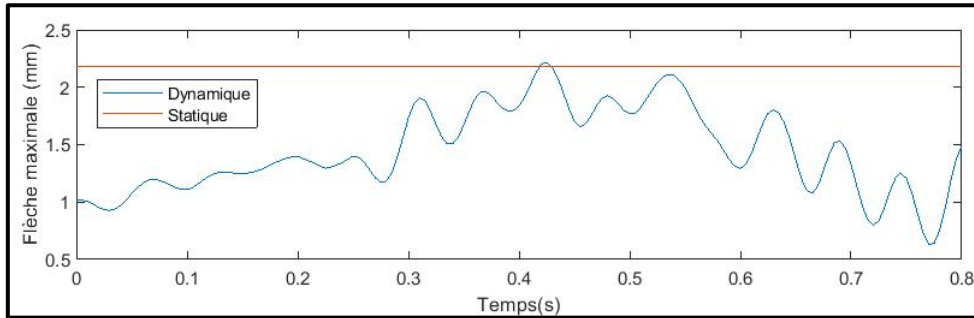


Figure 4-4 – Évolution de la flèche maximale dynamique et statique pour la poutre D
(© Ève Bilodeau, 2023)

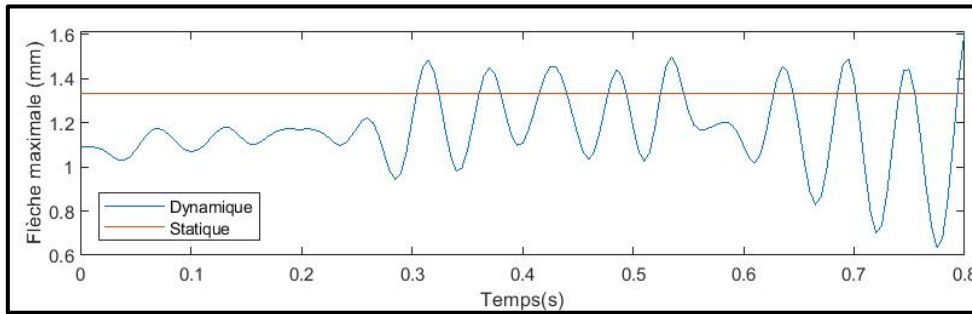


Figure 4-5 – Évolution de la flèche maximale dynamique et statique pour la poutre E
(© Ève Bilodeau, 2023)

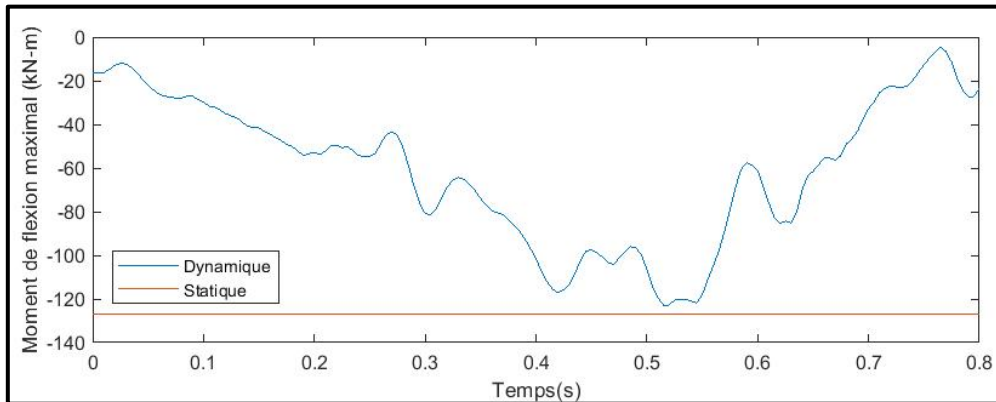


Figure 4-6 – Évolution du moment de flexion maximal dynamique et statique pour la poutre A
(© Ève Bilodeau, 2023)

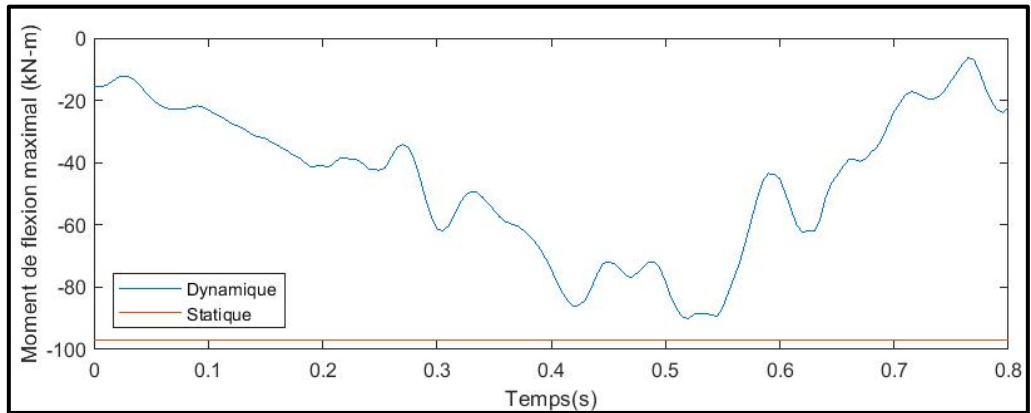


Figure 4-7 – Évolution du moment de flexion maximal dynamique et statique pour la poutre B
(© Ève Bilodeau, 2023)

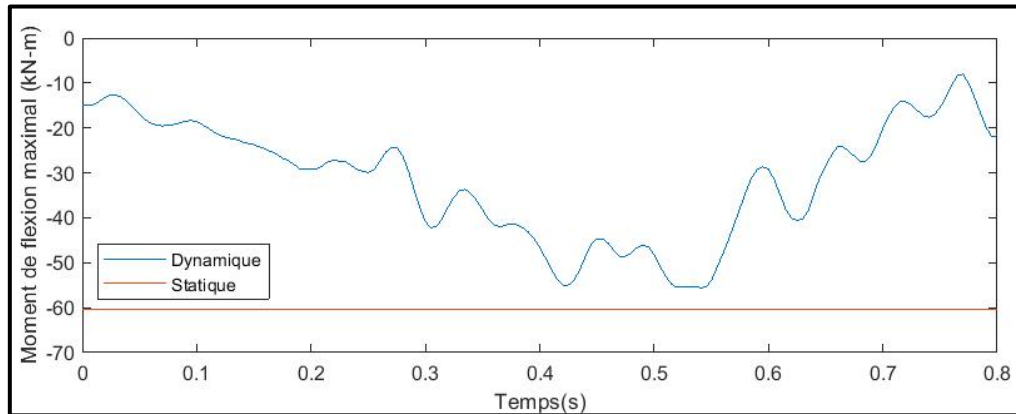


Figure 4-8 – Évolution du moment de flexion maximal dynamique et statique pour la poutre C
(© Ève Bilodeau, 2023)

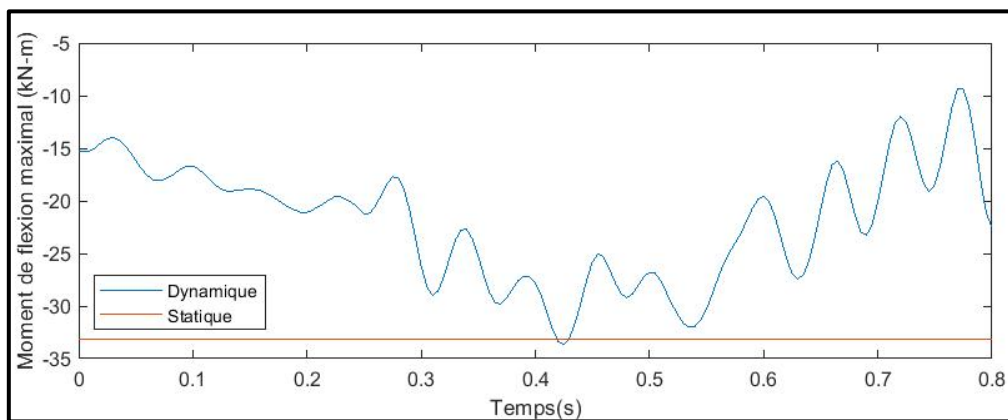


Figure 4-9 – Évolution du moment de flexion maximal dynamique et statique pour la poutre D
(© Ève Bilodeau, 2023)

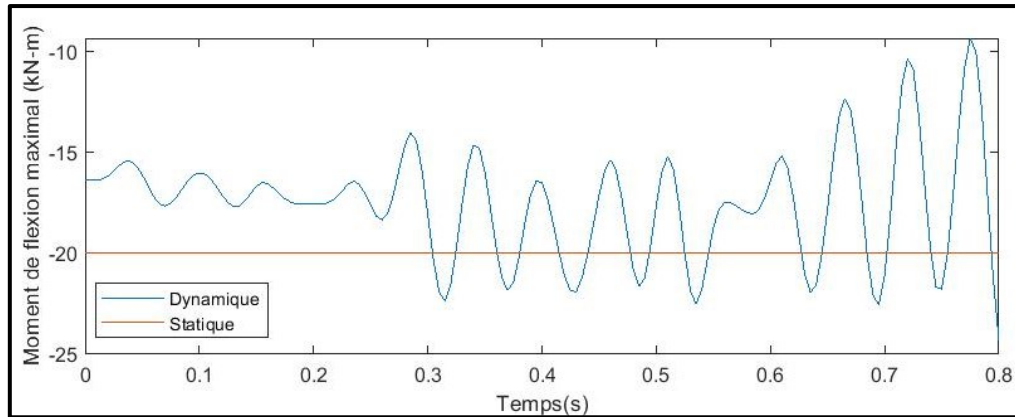


Figure 4-10 – Évolution du moment de flexion maximal dynamique et statique pour la poutre E (© Ève Bilodeau, 2023)

4.2 COMPARAISON DES RÉSULTATS OBTENUS NUMÉRIQUEMENT AVEC CEUX OBTENUS LORS D'ESSAIS TERRAIN

Dans le cadre d'une campagne d'échantillonnage réalisée du 10 au 12 août 2015 par le ministère des Transports du Québec (MTQ, maintenant ministère des Transports et de la Mobilité durable du Québec, MTMD) sur le pont d'aluminium de St-Ambroise, des essais de chargements ont été réalisés sur la structure et les moments de flexion ainsi que la flèche au centre de la portée des cinq poutres principales du pont observées lors du passage de camions ont, entre autres, pu être évalués *in situ*. Lacoste et Laflamme [29] présentent les détails de ces essais de chargements ainsi que les résultats des études menées par leur équipe sur la structure à partir de cette campagne d'essais.

Il est souhaité ici utiliser ces données recueillies par le MTQ en 2015 afin de comparer les facteurs d'amplification dynamique observés lors du passage de deux camions routiers sur la structure du pont avec ceux obtenus numériquement à partir du modèle développé sur *COMSOL* dans le cadre de ce projet de recherche. Ainsi, les facteurs d'amplification dynamique calculés à partir des moments de flexion et à partir de la flèche au centre de la portée des poutres ont été calculés à partir des données enregistrées par les jauges de déformations et par les capteurs de déplacements au centre des poutres fournies par le MTQ. L'objectif est de comparer ensuite ces FAD aux FAD calculés à partir des modèles numériques statiques et dynamiques.

4.2.1 RÉSUMÉ DES ESSAIS DE CHARGEMENT RÉALISÉS PAR LE MTQ

Sans décrire l'ensemble de la procédure réalisée par le MTQ lors de leurs essais de chargements sur la structure du pont de St-Ambroise, il est nécessaire ici de mettre en lumière certains éléments de la campagne d'échantillonnage afin de bien saisir la portée des résultats des essais et les limites des données *in situ*. Seules les flèches et les déformations mesurées par les capteurs au centre de la portée des poutres sont ici réutilisées. Ainsi, seuls ces éléments seront abordés. Lors de ces essais, neuf extensomètres à fils ont été fixés à mi-portée de la structure (un sur chaque poutre et un au centre de la portée du tablier, entre les poutres). Vingt jauges de déformations ont également été fixées sur la structure (quatre par poutre, au centre des ailes, à mi-portée). L'emplacement des jauges de déformations sur chacune des poutres est présenté à la figure 4-11 et l'emplacement des capteurs à mi-portée de la structure est présenté à la figure 4-12. Les données enregistrées par les jauges de déformations installées au centre de la portée dans le cadre de cette campagne d'échantillonnage ont pu permettre d'obtenir les moments de flexion au centre de chacune des poutres lors du passage des camions à partir de l'équation (2-51). La procédure de fixation et de protection des jauges de déformation ainsi que d'installation des extensomètres à fils qui ont servi à recueillir les données lors des essais par l'équipe du MTQ est décrite dans [29].

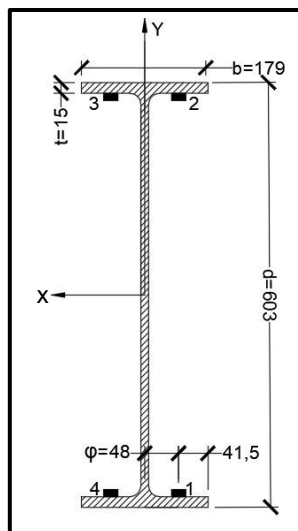


Figure 4-11 – Position des jauges de déformations lors des essais réalisés par le MTQ
(© Ève Bilodeau, 2023)

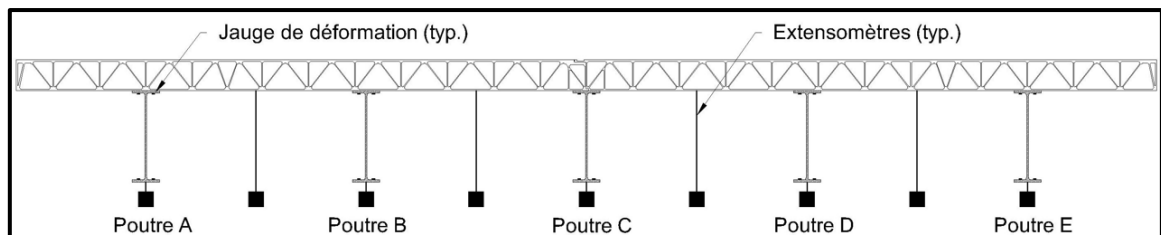


Figure 4-12 – Position des capteurs à mi-portée de la structure lors des essais réalisés par le MTQ (© Ève Bilodeau, 2023)

Les données ont ensuite été enregistrées lors du passage de deux camions sur la structure. Pour chacune des positions des camions, les essais sont réalisés deux fois: une première fois où le(s) camion(s) avance(nt) à très basse vitesse (≈ 3 km/h) et une seconde où le(s) camion(s) avance(nt) à une vitesse de ≈ 30 km/h. La géométrie, les masses et les charges aux essieux des deux camions utilisés sont représentées aux figures 4-13 à 4-16 (adaptés de [29]).

Seuls les essais réalisés avec un seul des deux camions sur la structure, circulant dans une voie à une distance de 0,6 m des glissières de sécurité, sont ici utilisés. Ces positions de camion correspondent à la position du camion dans le modèle *COMSOL*. Les résultats obtenus à partir des passages de camion à très basse vitesse seront comparés à ceux obtenus lorsque le camion circule à ≈ 30 km/h pour évaluer les FAD observés sur les poutres. Le tableau 4-2 présente les camions utilisés ainsi que leur emplacement sur la structure pour chacun des essais utilisés. Puisque les essais #13 et #14 se sont finalement avérés être non concluants dû à des erreurs d'enregistrements des capteurs, seuls les essais #1, #10 et #11 ainsi que #4 et #16 pourront être comparés ensemble pour évaluer des facteurs d'amplification dynamique *in situ*. Les positions des camions pour ces essais sont illustrées aux figures 4-17 et 4-18. Ainsi, la poutre *E* est la poutre la plus sollicitée lors du passage du camion pour les essais #1, #10 et #11 alors que c'est la poutre *A* pour les essais #4 et #16.

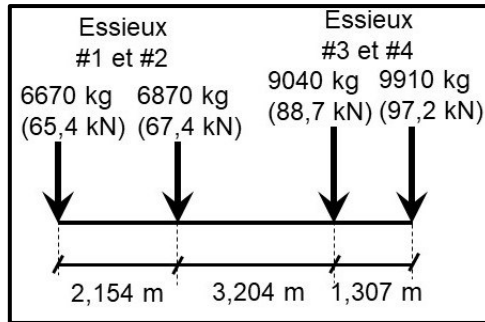


Figure 4-13 – Camion #1, Masse totale de 32450 kg (© Ève Bilodeau, 2023, adapté de [29])

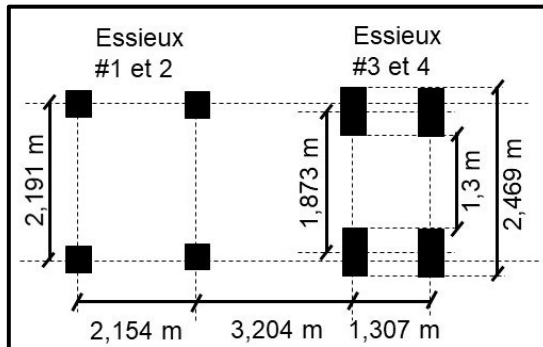


Figure 4-14 – Camion #1, disposition des roues (© Ève Bilodeau, 2023, adapté de [29])

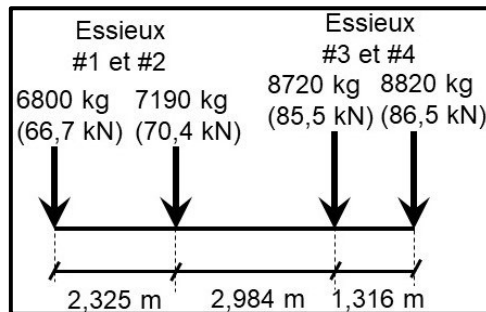


Figure 4-15 – Camion #2, Masse totale de 31530 kg (© Ève Bilodeau, 2023, adapté de [29])

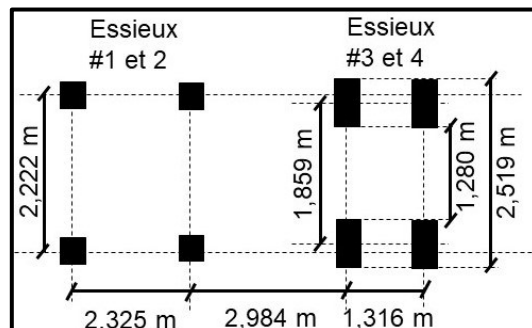
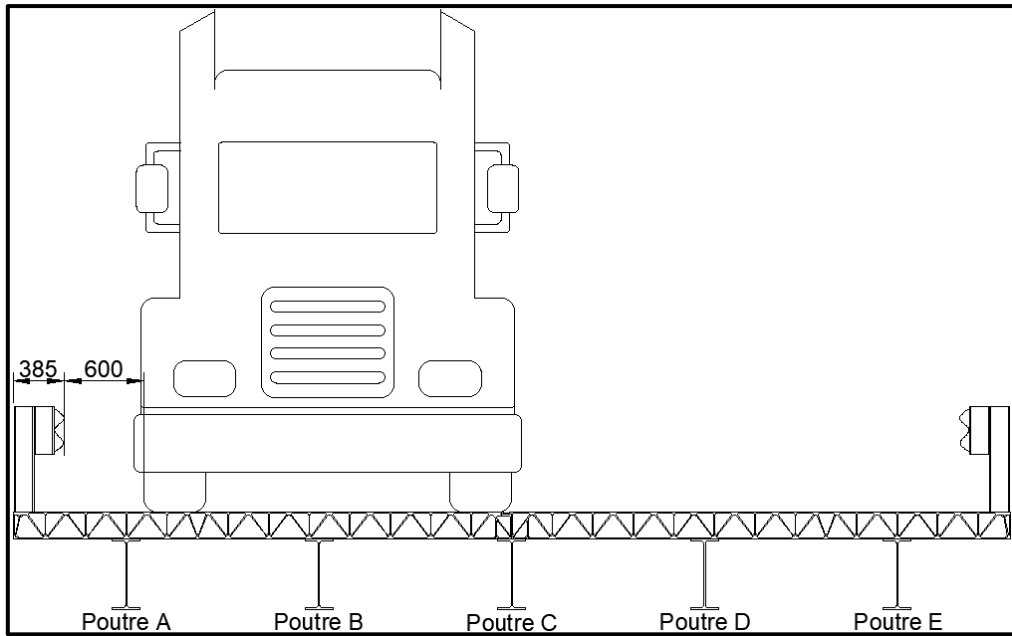
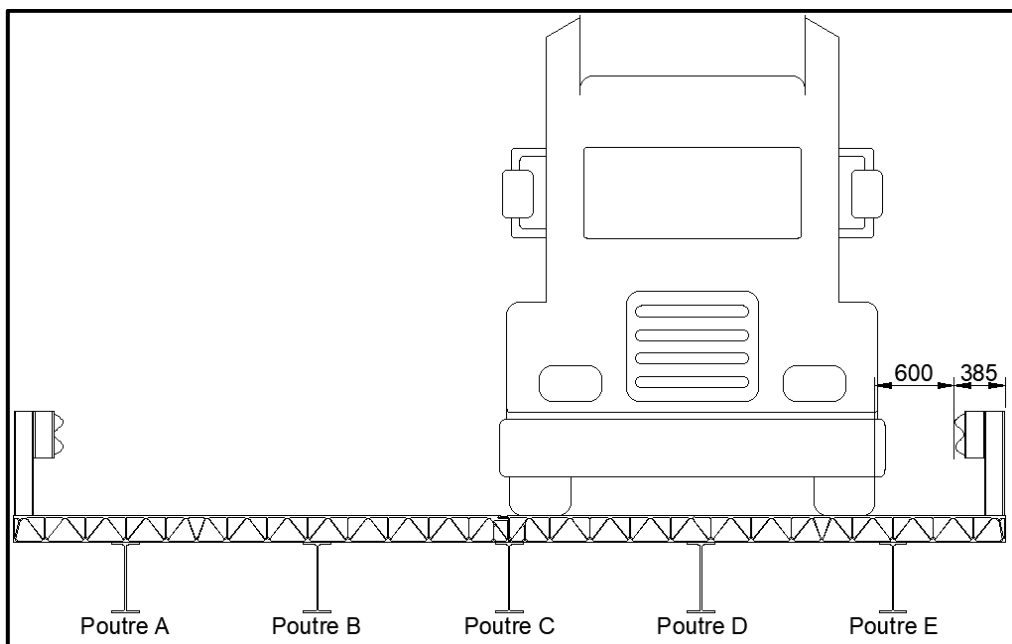


Figure 4-16 – Camion #2, disposition des roues (© Ève Bilodeau, 2023, adapté de [29])



**Figure 4-17 – Position du camion dans la voie de gauche pour les essais #4 et #16
(© Ève Bilodeau, 2023)**



**Figure 4-18 – Position du camion dans la voie de droite pour les essais #1, #10 et #11
(© Ève Bilodeau, 2023)**

Tableau 4-2 – Camion utilisé et son emplacement pour chacun des essais du MTQ analysés

Lent (± 3 km/h)	Rapide (30 km/h)	Emplacement du camion
#1	#10 et #11	Camion #1 dans la voie de droite (voir figure 4-18)
#3	#13*	Camion #1 dans la voie de gauche (voir figure 4-17)
#4	#16	Camion #2 dans la voie de gauche (voir figure 4-17)
#6	#14*	Camion #2 dans la voie de droite (voir figure 4-18)
* Les essais #13 et #14 se sont avérés inutilisables due à des erreurs d'enregistrement		

4.2.2 FACTEURS D'AMPLIFICATION DYNAMIQUE OBSERVÉS *IN SITU* ET COMPARAISON AVEC CEUX OBTENUS NUMÉRIQUEMENT

L'évolution des flèches et des moments de flexion à mi-portée des poutres pour les cinq essais utilisés est illustrée aux figures 4-19 à 4-22. Les capteurs utilisés durant les essais ont été positionnés exclusivement au centre des poutres. On ne peut donc obtenir que le FDAF, évalué au centre de la portée du pont, et non pas le FDAF, évalué indépendamment de la position. Le tableau 4-3 présente les moments de flexion au centre des poutres, calculés à partir de l'équation (2-51), les flèches à mi-portée du pont et les FDAF obtenus en comparant ces valeurs pour les essais dynamiques et pseudostatiques sur le terrain pour les essais #1, #10 et #11. Le tableau 4-4 présente les mêmes valeurs pour les essais #4 et #16. L'analyse des résultats montre que les FDAF obtenus *in situ* sont principalement près de, ou inférieurs à 1, n'indiquant aucune amplification dynamique lors du passage des camions à plus grande vitesse, à l'exception des FDAF obtenus à partir des moments de flexion sur la poutre B, qui sont jugés aberrantes, puisque très loin des valeurs enregistrées sur les autres poutres. Les essais #4 et #16 démontrent des amplifications dynamiques légèrement supérieures, lorsqu'évaluées à partir des moments de flexion des poutres, avec une moyenne de 1,11. Une légère différence dans le positionnement transversal des camions lors des passages pseudostatiques et dynamiques de ces derniers ou la faible vitesse du camion en régime dynamique (30 km/h) pourrait expliquer certains des FDAF *in situ* inférieurs à 1 obtenus. De plus, en régime dynamique, la flèche et le moment maximal de la poutre ne se retrouvent pas nécessairement au centre des poutres. Bien que la moyenne soit légèrement supérieure à 1, plusieurs FDAF sont également inférieurs à 1, démontrant que l'amplification dynamique *in situ* n'est pas significative.

Tableau 4-3 – FDAF obtenus *in situ* à partir des essais #1, #10 et #11

	Statique	Dynamique		FDAF	
	Essai #1	Essai #10	Essai #11	#1 vs #10	#1 vs #11
Moments de flexion au centre (kN·m)					
Poutre E	57,15	57,37	55,78	1,004	0,976
Poutre D	61,58	64,87	61,81	1,053	1,004
Poutre C	44,65	52,37	50,9	1,173	1,140
Poutre B	11,82	17,49	17,61	1,480	1,490
Flèches au centre (mm)					
Poutre A	-0,0648	-0,1473	-0,053	2,273	0,818
Tablier, entre A et B	0,43579	0,50843	0,552	1,167	1,267
Poutre B	0,8356	0,86524	0,87116	1,035	1,043
Tablier, entre B et C	1,81605	2,00644	1,96251	1,105	1,081
Poutre C	2,24972	2,43277	2,36191	1,081	1,050
Tablier, entre C et D	3,74277	3,78613	3,64162	1,012	0,973
Poutre D	3,60889	3,63833	3,55591	1,008	0,985
Tablier, entre D et E	5,4023	5,27299	5,18678	0,976	0,960
Poutre E	4,58382	4,49133	4,24855	0,980	0,927

Tableau 4-4 – FDAF obtenus *in situ* à partir des essais #4 et #16

	Statique	Dynamique	FDAF
	Essai #4	Essai #16	#4 vs #16
Moments de flexion au centre (kN·m)			
Poutre A	60,56	65,38	1,080
Poutre B	48,17	53,51	1,111
Poutre C	43,4	46,92	1,081
Poutre D	14,09	16,7	1,185
Flèches au centre (mm)			
Poutre A	4,00153	4,08404	1,021
Tablier, entre A et B	4,48867	4,54678	1,013
Poutre B	3,26538	3,35427	1,027
Tablier, entre B et C	3,29525	3,50029	1,062
Poutre C	2,24972	2,3501	1,045
Tablier, entre C et D	1,74855	1,77746	1,017
Poutre D	0,88898	0,98317	1,106
Tablier, entre D et E	0,4454	0,50287	1,129
Poutre E	-0,1156	-0,1503	1,300

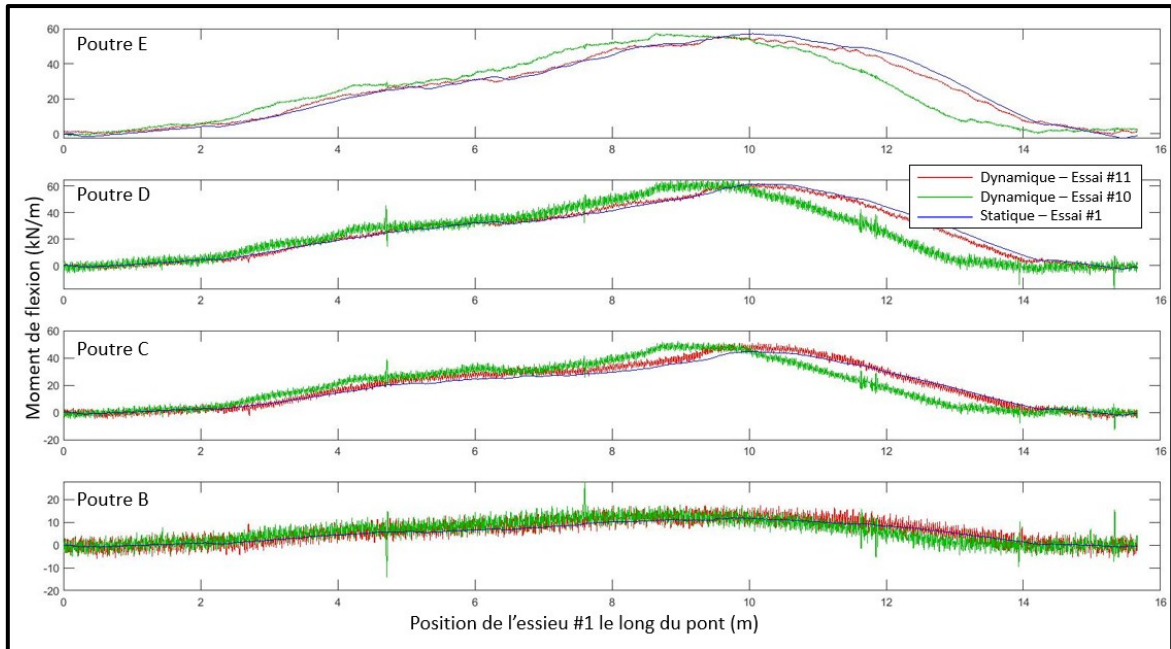


Figure 4-19 – Moments de flexion au centre des poutres en fonction de la position de l'essieu avant pour les essais #1, #10 et #11 (© Ève Bilodeau, 2023)

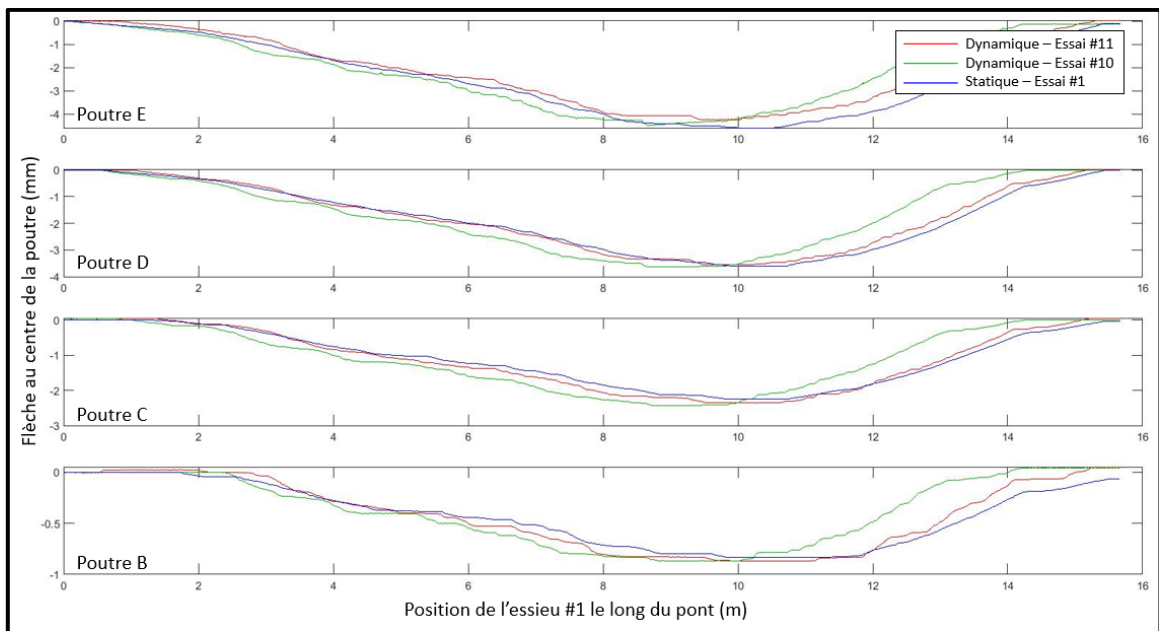


Figure 4-20 – Flèches au centre des poutres en fonction de la position de l'essieu avant pour les essais #1, #10 et #11 (© Ève Bilodeau, 2023)

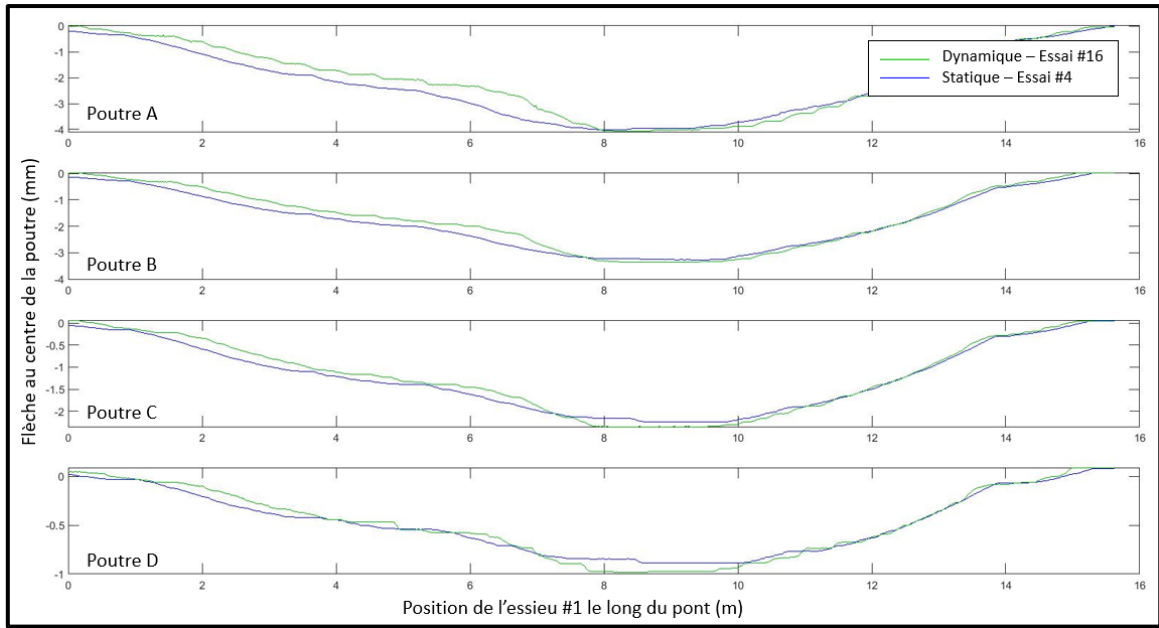


Figure 4-21 – Flèches au centre des poutres en fonction de la position de l’essieu avant pour les essais #4 et #16 (© Ève Bilodeau, 2023)

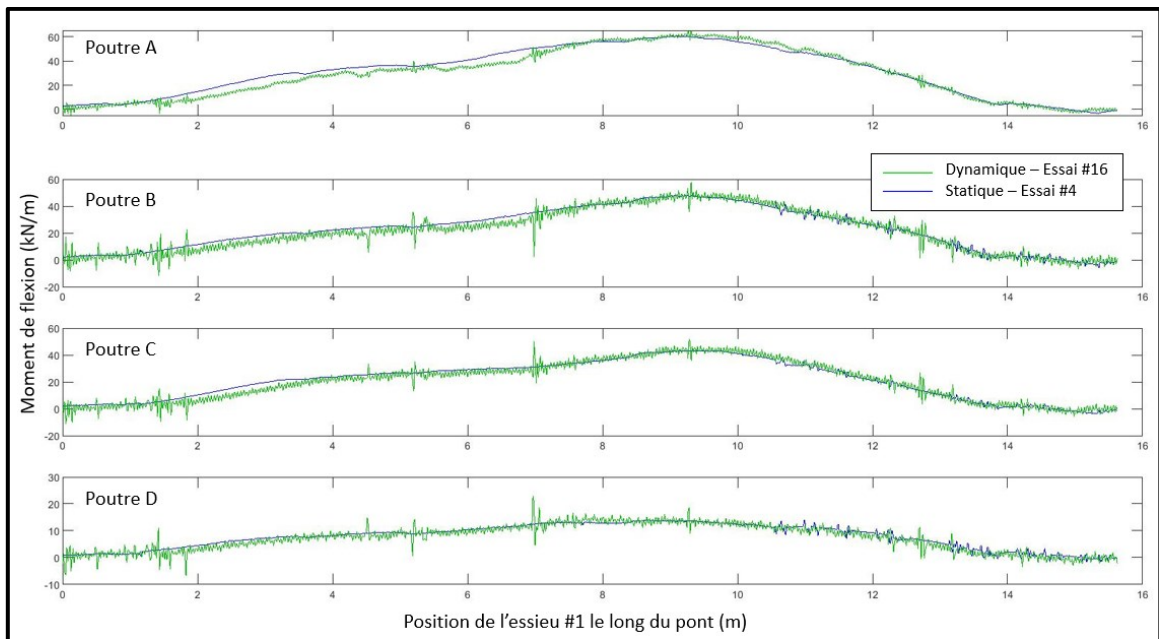


Figure 4-22 – Moments de flexion au centre des poutres en fonction de la position de l’essieu avant pour les essais #4 et #16 (© Ève Bilodeau, 2023)

Tel que décrit à la sous-section 4.1 précédente, les FAD obtenus numériquement ont été déterminés conformément à la définition de l'amplification dynamique qui compare les efforts (ou les déplacements) maximum statiques et dynamiques, indépendamment de leur position sur la structure, puisqu'il vise à obtenir les efforts maximums dynamique à partir à partir des efforts statiques. Pour valider l'impact du positionnement longitudinal de l'évaluation des efforts, le FADF a également été calculé à partir du modèle numérique et comparé à ceux obtenu sur le terrain. À des fins de comparaison, l'évolution de la flèche maximale et de la flèche au centre de la poutre en fonction du temps en régime dynamique ainsi que la flèche maximale statique et la flèche au centre statique pour la poutre A est présenté à la figure 4-23. Le même graphique a été tracé pour le moment de flexion à la figure 4-24. On remarque rapidement que les facteurs d'amplification obtenus à partir des flèches au centre sont légèrement plus grand que ceux obtenus à partir des flèches maximales indépendamment de la position. Les FADF ainsi obtenus avec le modèle COMSOL sont présentés au tableau 4-5, qui compare les valeurs obtenues à partir des essais terrain à celles obtenues numériquement. Il est à noter que seuls les résultats obtenus des quatre poutres les plus sollicitées ont été utilisés pour déterminer l'amplification dynamique applicable, les efforts étant trop petits pour être représentatifs sur la cinquième poutre. Une moyenne de 1,05 est obtenue pour les FADF *in situ*, comparativement à une moyenne de 1,01 pour les FADF obtenus numériquement. Les FADF obtenus à partir des modèles numériques développés du pont de St-Ambroise sont ainsi très près de ceux obtenus in situ en 2015.

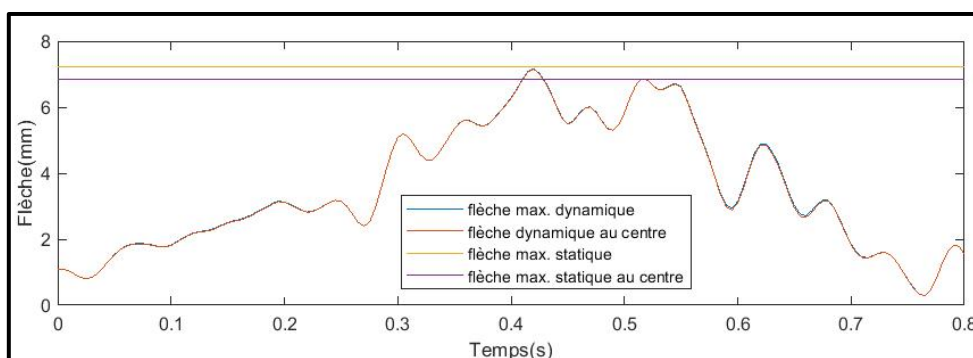


Figure 4-23 – Évolution de la flèche maximale et au centre en régime dynamique et statique pour la poutre A (© Ève Bilodeau, 2023)

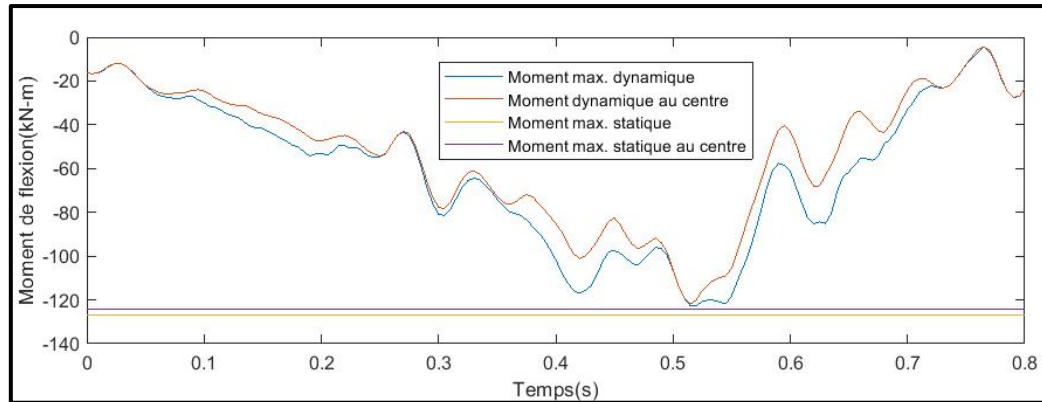


Figure 4-24 – Évolution du moment maximal et au centre en régime dynamique et statique pour la poutre A (© Ève Bilodeau, 2023)

Bien que peu d'essais soient disponibles et qu'il soit donc difficile de tirer des conclusions en comparant aussi peu d'essai, les FDAF évalués *in situ* semblent plus élevés pour les poutres les moins sollicitées lors du passage du camion que pour les poutres les plus sollicitées et ce, autant à partir lorsque le FDAF est évalué à partir du moment fléchissant que de la flèche au centre des poutres. La même tendance est observée à partir des résultats de l'étude numérique. Puisque ce sont les efforts dans les poutres les plus sollicitées de la structure qui sont utilisés pour le dimensionnement de la structure, ce sont les FDAF obtenus de ces valeurs qui sont jugés être les plus significatifs. Ainsi, autant à partir des données terrain que des données numériques, aucune amplification dynamique significative n'est relevée.

Tableau 4-5 – Comparaison des FDAF obtenus numériquement avec ceux obtenus à partir des données terrains

	Modèle numérique <i>COMSOL</i>		Données <i>in situ</i>					
	Moment de flexion	Flèche	Moment de flexion			Flèche		
			#1 vs #10	#1 vs #11	#4 vs #16	#1 vs #10	#1 vs #11	#4 vs #16
Poutre A*	0,983	1,043	1,004	0,976	1,08	0,98	0,927	1,021
Poutre B*	0,940	1,020	1,053	1,004	1,111	1,008	0,985	1,027
Poutre C*	0,937	1,018	1,173	1,14	1,081	1,081	1,05	1,045
Poutre D*	1,057	1,058	1,48**	1,49**	1,185	1,035	1,043	1,106
Moyenne	0,98	1,03	1,08	1,04	1,11	1,03	1,00	1,05

* À des fins de comparaison, les FDAF obtenus pour les essais #1, #10 et #11 sur les poutres E, D, C, et B (les quatre poutres les plus sollicitées) ont été renuméroté respectivement A, B, C et D, par symétrie, pour concorder avec les valeurs obtenus des autres essais, dont les quatre poutres les plus sollicité sont les poutres A, B, C et D ;

** Ces valeurs ont été exclues du calcul de la moyenne, puisque jugées non représentatives.

4.2.3 COMPORTEMENT GÉNÉRAL DE LA STRUCTURE

Bien que l'objectif principal du présent projet de recherche vise à évaluer l'amplification dynamique qui se produit lors du passage des camions sur la structure, des essais statiques ont tout de même été réalisés à partir du modèle numérique développé afin de comparer le comportement général du modèle numérique avec le comportement de la structure réelle observé à partir des résultats d'essais de chargement du MTQ. Ces simulations ont pu permettre de valider le réalisme du comportement du modèle numérique. Ainsi, des charges de roues représentant le camion #1 utilisé par le MTQ (figure 4-13 et figure 4-14) ont été positionnées dans la voie de droite du pont de manière à obtenir les flèches maximales au centre de la portée de la structure. La déflexion le long des poutres a ensuite été évaluée.

Lacoste et Laflamme [29] ont conclu qu'une torsion se développait dans la structure lors du passage d'un camion dans une seule des deux voies du pont. En effet, la poutre située directement sous le chargement présente une déflexion plus importante et la poutre située à l'autre extrémité de la structure présente un léger soulèvement, tel que représenté à la figure 4-25. Bien qu'un effet similaire soit obtenu à partir du modèle numérique, la torsion dans la structure est moins prononcée que celle observée sur la structure réelle lors des essais de chargement. En effet, bien que la flèche dans la poutre opposée au chargement soit inférieure à celle située sous le chargement, aucun soulèvement ne s'y produit lorsqu'un camion circule dans une des deux voies. Les flèches le long de chacune des poutres lorsque le camion #1 est positionné statiquement sur le modèle numérique COMSOL de manière à obtenir la déflexion maximale au centre de la structure sont illustrées à la figure 4-26. L'effet composite total entre les poutres d'acier et le tablier d'aluminium qui a dû être considéré dans le modèle peut possiblement expliquer cette différence, le tablier n'étant pas déposé sur les poutres, mais solidaire complètement avec ces dernières.

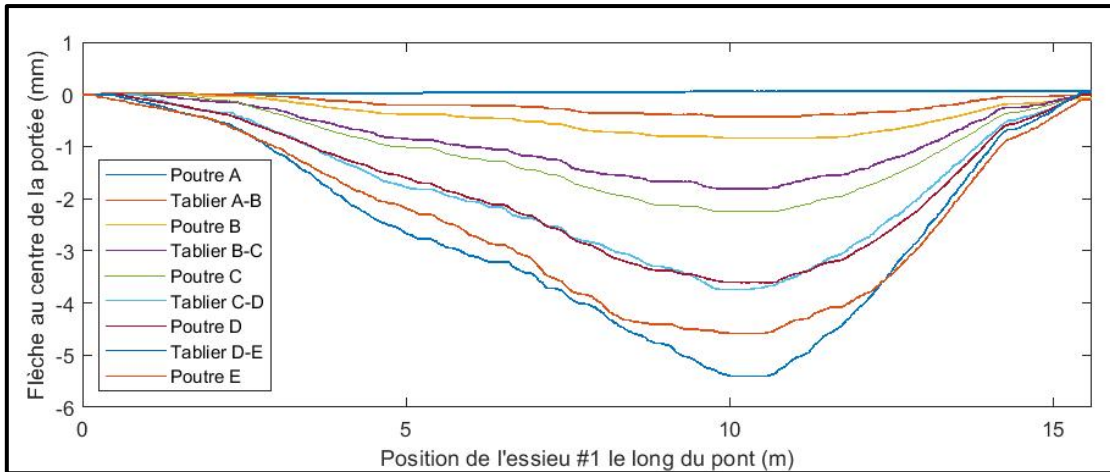


Figure 4-25 – Flèches au centre de la portée de la structure selon la position du camion obtenu *in situ* lorsque le camion #1 circule dans la voie de droite (© Ève Bilodeau, 2023)

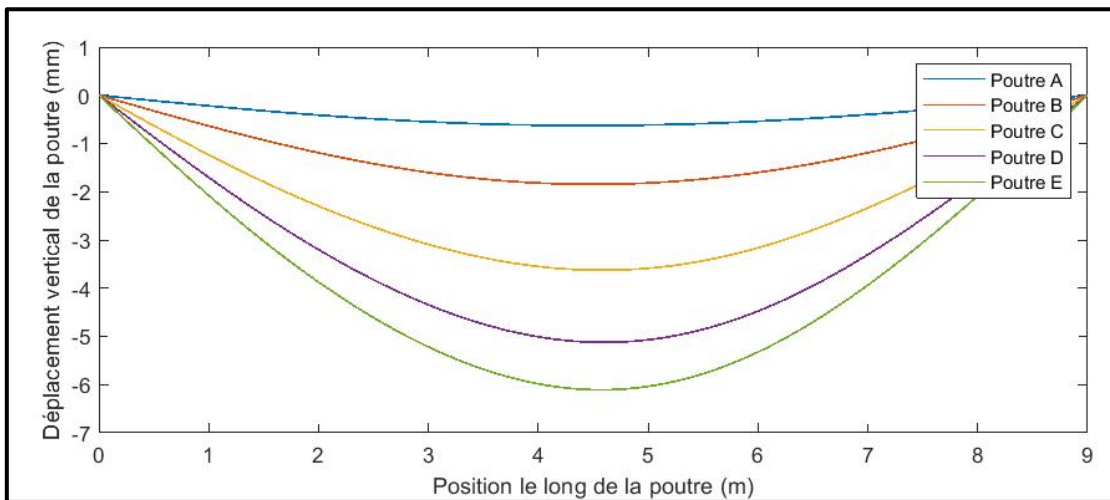


Figure 4-26 – Flèches sur chacune des poutres obtenues numériquement lorsque le camion #1 est positionné dans la voie de droite de sorte à obtenir la plus grande déflexion au centre de la structure (© Ève Bilodeau, 2023)

4.3 COMPARAISON DES FACTEURS D'AMPLIFICATION DYNAMIQUE OBTENUS AVEC CEUX PRESCRITS PAR LES NORMES CANADIENNES ET AMÉRICAINES

L'approche canadienne prescrite par la norme CSA-S06 préconise une approche par essieu pour quantifier l'amplification dynamique à considérer pour le dimensionnement des structures routières. Effectivement, le facteur d'impact à utiliser pour le dimensionnement des éléments de la structure qui sont dimensionnés à partir de seulement deux des essieux du camion CL-625 (ou les essieux 1 à 3) est de 0,3 (correspondant à un FAD de 1,3). Ce sont ces facteurs qui seraient à utiliser pour le dimensionnement des poutres principales ou du tablier du pont de St-Ambroise, dû à leur

courte portée. Tel qu'il a été discuté au chapitre 2, il est alors admis que les éléments dimensionnés selon ces critères sont principalement impactés par les irrégularités présentes dans la chaussée, telles que les trous ou les joints de tabliers. Les chocs causés aux roues du véhicule lors du passage sur ces irrégularités sont alors directement transférés à la structure et il y a généralement peu d'interaction dynamique entre le pont et le véhicule, puisque ce sont généralement des éléments de structure de courte portée, rigides, et peu sensibles aux vibrations du camion. La norme américaine propose quant à elle une amplification dynamique de 33%, peu importe la portée du pont, légèrement supérieure à ce qui est proposé au Canada pour les éléments de plus courte portée.

Les FAD obtenus ici sont considérablement inférieurs à ces valeurs, n'atteignant pas l'unité, dans la plupart des cas. Cependant, une rugosité de chaussée en bon état ne présentant pas d'irrégularités marquées a été utilisée pour la simulation. Également, aucun trou, joint de tabliers et autre irrégularité importante présente dans la chaussée n'a été incorporé au modèle dynamique développé. Les chocs directs qui auraient pu être transmis à la structure par les roues sont ainsi limités, voire nuls, dans le modèle numérique, ne laissant que l'interaction pont-véhicule susceptible de générer une amplification dynamique. L'absence d'amplification dynamique observée pourrait donc s'expliquer par l'absence d'interaction dynamique entre la structure et le camion, s'éloignant ainsi considérablement des valeurs prescrites par les normes canadienne et américaine. La comparaison des fréquences naturelles de vibration de la structure et du véhicule, présenté au tableau 4-6, va également en ce sens. En effet, un pont présentant des fréquences naturelles de vibration se rapprochant de celle des véhicules qui le traverse sera plus susceptible aux vibrations engendrées par ces derniers. Les fréquences naturelles du pont sont élevées par rapport à celles du camion, démontrant que la structure est plus rigide et peu susceptible d'être excitée par ce type de sollicitation.

Ainsi, bien que les FAD obtenus à partir des simulations numériques réalisées sur la structure du pont de St-Ambroise soient loin de ceux prescrits pour les normes canadienne et américaine pour ce type de structure, ils démontrent tout de même un comportement attendu de la structure, où l'interaction entre les charges et le pont est faible, voire inexistante.

Tableau 4-6 – Comparaison des fréquences naturelles de vibration (Hz) du camion et du pont

	Pont	Camion H20-44
1 ^{ère} fréquence de vibration (Hz)	17,19	0,949
2 ^e fréquence de vibration (Hz)	19,29	1,056
3 ^e fréquence de vibration (Hz)	32,43	1,194
4 ^e fréquence de vibration (Hz)	62,86	7,705
5 ^e fréquence de vibration (Hz)	64,97	8,894
6 ^e fréquence de vibration (Hz)	65,76	9,518
7 ^e fréquence de vibration (Hz)	75,22	12,257
8 ^e fréquence de vibration (Hz)	81,32	-
9 ^e fréquence de vibration (Hz)	96,90	-
10 ^e fréquence de vibration (Hz)	106,19	-

CHAPITRE 5

CONCLUSION

5.1 RÉSULTATS DE L'ÉTUDE RÉALISÉE

Le présent projet de recherche visait le développement de modèles numériques à l'aide de l'environnement *COMSOL* permettant d'évaluer l'amplification dynamique observée sur la structure du pont à platelage d'aluminium de St-Ambroise. Un modèle numérique du camion H20-44 américain a alors été développé à l'aide de ce logiciel. Il a été possible de valider les résultats obtenus par ce modèle à l'aide du développement mathématique du système masses-ressorts-amortisseurs équivalent de ce camion résolu à l'aide de *Matlab*. Un modèle par éléments finis de la structure du pont à platelage d'aluminium de St-Ambroise a ensuite été développé et optimisé. Les deux modèles couplés ont finalement permis l'évaluation du comportement dynamique de la structure.

La revue de littérature effectuée au chapitre 2 a permis de relever des divergences importantes entre les approches adoptées par les autorités pour l'évaluation de l'amplification dynamique. Ces différentes approches illustrent une complexité de généralisation du phénomène et une absence de consensus clair dans la littérature. Plusieurs études menées durant les dernières années ont démontré que les facteurs d'amplification dynamique proposés par les normes de dimensionnement sont conservateurs [71]. Les approches canadiennes et américaines, qui permettent de réduire l'amplification dynamique pour les éléments en bois [8, 38] démontrent l'impact des propriétés des matériaux sur les facteurs d'amplification dynamique observés. L'approche par essieux de la norme canadienne, qui fait indirectement varier l'amplification dynamique en fonction de la portée des éléments dimensionnés ainsi que les différentes approches mises de l'avant au fil des ans par les autorités mondiales basées sur la portée ou la fréquence de vibration des structures mettent également de l'avant l'importance de la sensibilité des éléments de la structure aux vibrations et son impact sur l'importance de l'amplification dynamique observé sur la structure. Ces éléments démontrent la pertinence de la tenue de projet de recherche permettant spécifiquement l'évaluation du comportement dynamique des ponts routiers à platelage d'aluminium, tel que celui-ci.

Bien que certains éléments soient ignorés et pourraient faire l'objet d'une étude subséquente, le présent projet de recherche a pu permettre d'évaluer le comportement dynamique général des ponts à platelage d'aluminium de courte portée, tel que le pont de St-Ambroise. Dû à la lourdeur numérique des modèles développés, un seul cas de chargement dynamique a pu être effectué. Le peu de simulation qui a pu être réalisé dans le cadre de ce projet de recherche ne permet pas de conclure directement à l'absence complète d'amplification dynamique pour les ponts à platelage d'aluminium de courte portée. C'est cependant cette tendance qui se dégage pour le jeu de paramètre étudié, causé par l'absence d'interaction dynamique entre le chargement routier et la structure du pont.

5.2 TRAVAUX FUTURS ET RECOMMANDATIONS

Afin de simplifier les modélisations, certains paramètres ont été éliminés des modèles développés dans le cadre des présents travaux de recherches. D'autres éléments initialement prévus dans ce projet ont dû être mis de côté en cours de route. Ainsi, plusieurs recommandations sont ici proposées afin d'améliorer l'évaluation de l'amplification dynamique des ponts à platelage d'aluminium pour de futurs travaux de recherches.

5.2.1 ANALYSE PARAMÉTRIQUE

Il est recommandé de réaliser une étude paramétrique qui permettant d'évaluer l'influence de plusieurs paramètres sur la réponse dynamique de la structure du pont de St-Ambroise. Plusieurs simulations comportant des combinaisons de sollicitation variées pourraient alors être effectuées. Il est recommandé de réaliser cette étude en réalisant plusieurs simulations à partir du modèle couplé du camion et du pont en faisant varier, pour chaque modélisation, certains intrants. Un projet de recherche subséquent pourrait réaliser ces études à partir des modèles développés.

Utilisation de différentes classes de profils de chaussée

La rugosité de la chaussée peut influencer grandement les charges maximales appliquées à une structure de pont lors du passage d'un véhicule. Plus une chaussée est endommagée, plus les ressorts et les amortisseurs des pneus du véhicule sont sollicités par la chaussée. Il serait alors intéressant de réaliser plusieurs simulations en variant la classe des profils de chaussée. Des profils de classe A, B, C, D ou E pourraient ainsi être utilisés. Les simulations pourraient également être réalisées avec plusieurs profils générés pour la même classe de chaussée, afin d'avoir une bonne représentativité dans les simulations et de vérifier si l'amplification dynamique peut varier malgré des chaussées jugées semblables.

Variations de la vitesse des véhicules

Chacune de simulations pourrait être réalisée pour des vitesses de camion différentes, par exemple de 30 km/h, 50 km/h, 60 km/h ou 90 km/h, afin d'évaluer l'impact de la vitesse des véhicules sur les charges maximales appliquées à la structure.

Différentes positions de camions sur le tablier

Il est également suggéré d'étudier plusieurs positions de camion le long du tablier. Par exemple, les cinq positions suivantes sont proposées:

- Un camion, situé à 600 mm de l'extrémité du tablier;
- Un camion, situé en plein centre de la structure;
- Un camion positionné de sorte que ses roues droites soient situées en plein centre des 1^{re} et 2^e poutres de la structure;
- Deux camions roulant en sens inverse à 600 mm de l'extrémité du tablier;
- Deux camions roulant dans la même direction à 600 mm de l'extrémité du tablier.

Ces positions sont proposées puisqu'elles représentent bien les positions possibles du camion le long du pont. Bien qu'il soit peu probable que le cinquième cas de chargement se produise en situation normale sur la structure, il permettrait de bien étudier l'impact de plusieurs chargements simultanés sur la structure. La distance de 600 mm (2 pieds) par rapport à l'extrémité du tablier est utilisée puisqu'elle représente le gabarit d'encombrement défini par la norme américaine pour le camion H20-44 utilisé. Elle représente donc la distance minimale possible entre le centre de la roue du véhicule et les limites du pont.

5.2.2 OPTIMISATION DU MODÈLE NUMÉRIQUE

Tel qu'il a été discuté précédemment, le modèle *COMSOL* du pont couplé au camion H20-44 dans le logiciel s'est avéré très lourd numériquement. Le temps de calcul pour le camion dans le modèle *Matlab* développé initialement uniquement pour valider les résultats du modèle *COMSOL* s'est avéré beaucoup plus efficace que le modèle principal sur *COMSOL*. En effet, alors qu'une simulation sur 20 secondes ne prenait que quelques secondes de calcul sur *Matlab*, le modèle *COMSOL* du camion H20-44 prenait jusqu'à trois heures de calcul, pour les mêmes intrants et les mêmes résultats. Ainsi, il serait intéressant, plutôt que de modéliser le camion dans *COMSOL*, de développer un modèle mixte *Matlab-COMSOL* dans le lequel seul le pont serait modélisé dans *COMSOL*. Le système ressort-amortisseur du camion serait plutôt calculé à partir de *Matlab*. Pour chaque pas de temps, les déplacements de la surface du tablier sous les pneus pourraient être transférés au modèle *Matlab* du camion comme intrant à chaque pas de temps. Les charges appliquées par les pneus seraient ensuite transférées en intrants au modèle *COMSOL* du pneu comme intrants pour le pas de temps suivant. Un module complémentaire de *COMSOL* qui permet de contrôler les simulations de *COMSOL* à partir d'un script *Matlab* pourrait alors être utilisé pour une telle modélisation. Peut-être qu'un tel modèle permettrait de diminuer le temps de calcul du modèle et, ainsi, rendrait une étude paramétrique pour l'évaluation des facteurs d'amplification dynamique plus complète plus accessible.

5.2.3 AJOUTS ET MODIFICATIONS AU MODÈLE DÉVELOPPÉ

Il pourrait également être intéressant d'ajouter certains éléments aux modèles. Dans le présent projet, la rugosité de la chaussée est considérée comme uniforme tout au long de la simulation. Tel que discuté à la section 2, pour des ponts de courtes portées, l'amplification dynamique observée sur la structure est souvent due principalement aux irrégularités de la chaussée transférées directement à la structure par les pneus des véhicules plutôt que par une interaction entre la structure et le camion, ce qui résulte souvent en des coefficients d'amplification dynamique plus élevés [41]. Ainsi, il serait intéressant d'effectuer des simulations où des irrégularités particulières sont incluses dans les profils de chaussée. Les joints de tablier, par exemple, pourraient être modélisés et ajoutés

aux profils de chaussée. Un déplacement important provenant de la chaussée serait alors imposé aux pneus du véhicule lors de son entrée sur le pont, stimulant davantage le système masses-ressorts-amortisseurs du camion à ce moment. On pourrait alors vérifier l'impact des irrégularités causées par les joints de tabliers sur l'amplification dynamique observée sur la structure. Dans le même ordre d'idée, dans le cadre du présent projet de recherche, les profils de chaussée sont considérés comme constants à l'approche du pont et sur la structure. En réalité, la chaussée à l'approche du pont peut présenter des profils très différents de ceux sur la structure. En effet, la chaussée sur la structure d'un tablier d'aluminium est généralement plane et recouverte d'un revêtement antidérapant dont les profils se rapprochent plutôt d'une chaussée en très bon état. La chaussée à l'avant de la structure peut, quant à elle, être très endommagée et présenter davantage d'irrégularités, principalement si sa construction date de plusieurs années. Ainsi, il pourrait être intéressant d'utiliser des profils de chaussée de classes différentes lors du calibrage du modèle de camion avant l'entrée sur le pont de ceux qui représentent la chaussée sur la structure. On pourrait alors évaluer l'impact de l'état de la chaussée avant que les véhicules ne franchissent le pont sur les coefficients d'amplification dynamique observés.

Également, le présent projet visait à développer un modèle numérique d'un pont à tablier d'aluminium semblable à celui du pont de St-Ambroise, qui possède un tablier d'aluminium dont les extrusions sont positionnées parallèlement à la chaussée. Il serait également intéressant d'adapter le modèle pour un tablier positionné perpendiculairement à la chaussée et d'y réaliser les mêmes études paramétriques afin d'évaluer l'impact du positionnement des extrusions par rapport au sens de circulation du trafic sur l'amplification dynamique observée sur la structure. Il serait également possible d'augmenter la portée de la structure et d'évaluer l'impact de la portée du pont sur les facteurs d'amplification dynamique calculés.

Finalement, le chargement routier utilisé pour développer le modèle numérique du camion est américain. Ce choix a dû être fait dû à l'absence de littérature sur les propriétés dynamique des camions canadiens. Dans le laps de temps nécessaire à la tenue de ce projet de recherche, deux études ont été réalisées à l'Université Laval avec des objectifs semblables à celui-ci [92, 107].

Petitclerc [92] a alors développé des modèles dynamiques des camions CL-625 et trains double B canadien. Bien que les paramètres dynamiques de ces camions soient basés sur des données américaines trouvées dans la littérature, il serait également intéressant de comparer l'amplification dynamique obtenue à partir de simulations réalisées à partir du camion H20-44 américain ici développé à celle obtenue avec ces deux camions canadiens développés par Petitclerc [92]

5.2.4 ESSAIS TERRAIN

Afin d'étudier davantage le comportement dynamique du pont de St-Ambroise et d'évaluer plus précisément l'amplification dynamique observée sur la structure, il serait intéressant de mener une nouvelle campagne d'essais portant spécifiquement sur la comparaison des efforts observés sur la structure en fonction de la vitesse des camions. Il s'est avéré difficile d'évaluer les coefficients d'amplification dynamique à partir des données *in situ* obtenues du MTQ, dû au peu d'essais différents réalisés. Les FAD dépendant principalement de la comparaison d'un seul essai par chargement, il n'est alors pas possible d'évaluer la marge d'erreur pouvant se trouver dans les résultats et ainsi de porter un jugement critique sur les coefficients obtenus. Beaucoup de facteurs peuvent influencer les efforts enregistrés sur la structure lors des essais *in situ*. Une simple variabilité dans le positionnement exact des camions, par exemple, peut modifier grandement les coefficients obtenus. Plusieurs passages des camions devraient alors être réalisés pour chacun des cas de chargements étudiés afin de pouvoir tirer des valeurs moyennes et évaluer les marges d'erreur des résultats. De plus, il serait intéressant de varier les vitesses de passage des camions, en plus de leurs positions latérales sur la structure pour évaluer l'impact de la vitesse sur les FAD.

RÉFÉRENCES

- [1] Gouvernement du Canada. "Faits sur l'aluminium". <https://www.rncan.gc.ca/nos-ressources-naturelles/mines-materiaux/faits-mineraux-metaux/faits-sur-laluminium/20568> (Consulté le 8 août 2023).
- [2] J. Maljaars, F. Soetens, et D. De Kluijver, "Structural Design of Aluminium Bridge Decks for Existing Traffic Bridges," *Creating and Renewing Urban Structures – Tall Buildings, Bridges and Infrastructure*, pp. 584-585, sept. 2008. doi: 10.2749/222137908796293893.
- [3] J. Pedneault *et al.*, "Analyse du coût total de possession sur le cycle de vie d'un pont routier à platelage en aluminium," Université Laval, Centre de recherche sur l'aluminium -REGAL, Ministère des Transports du Québec, projet R787.1, juin 2019.
- [4] S. Larochelle, "Un pont test dans la forêt Montmorency," *La Presse*, 20 oct. 2022. [En ligne]. Disponible: <https://www.lapresse.ca/affaires/portfolio/2022-10-20/aluminium/un-pont-test-dans-la-foret-montmorency.php>
- [5] T. Siwowski, "Structural behaviour of aluminium bridge deck panels," *Engineering Structures*, vol. 31, no. 7, pp. 1349-1353, févr. 2009. doi: 10.1016/j.engstruct.2009.02.002.
- [6] S. K. Das et J. G. Kaufman, "Aluminium alloys for bridges and bridge decks," dans *Aluminium Alloys for Transportation, Packaging, Aerospace and Other Applications*, S. K. Das et W. Yin, Éd.s.: TMS, 2007, pp. 61-72. [En ligne]. Disponible: <https://secat.net/wp-content/uploads/aluminium-products-for-bridges-and-bridge-decks.pdf>
- [7] J. Leclerc, "Utilisation innovatrice de l'aluminium dans les ponts : Effets de la variation de la température sur le comportement structural d'un tablier à platelage d'aluminium sur poutres d'acier, à action composite," Mémoire de maîtrise, Départ. Génie civil, Université Laval, Québec, Qc, Canada, 2018. [En ligne]. Disponible: <https://corpus.ulaval.ca/entities/publication/a0397a2c-7bd9-4667-a23b-0b347d41bc66>
- [8] *Code canadien sur le calcul des ponts routiers*, CSA S6:F19, Association canadienne de normalisation (CSA), 2019. [En ligne]. Disponible: <https://www.csagroup.org/fr/store/product/CSA%20S6:19/>
- [9] D. Beaulieu, *Calcul des charpentes d'aluminium*. Chicoutimi, Qc, Canada: Presses de l'aluminium, 2003.
- [10] P. Arrien, J. Bastien, et D. Beaulieu, "Rehabilitation of bridges using aluminum decks," *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 28, no. 6, pp. 992-1002, déc. 2001. doi: 10.1139/cjce-28-6-992.
- [11] S. Walbridge, M. Fafard, et C.-D. Anann, "Utilisation de l'aluminium pour les tabliers de ponts," *Routes & transport*, vol. 43, no. 3, pp. 17-20, 2014.
- [12] C. St-Gelais, "Comportement structural d'un platelage en aluminium sur poutre en acier : répartition transversale des charges," Mémoire de maîtrise, Départ. Génie civil, Université Laval, Québec, Qc, Canada, 2018.
- [13] R. Coughlin, "Fatigue of aluminium welds in canadian highway bridges," Mémoire de maîtrise, Depart. Civil and Env. Eng., Univ. of Waterloo, Waterloo, ON, Canada, 2010. [En ligne]. Disponible: https://www.uwspace.uwaterloo.ca/bitstream/handle/10012/5415/Coughlin_Reid.pdf?sequence=1&isAllowed=y
- [14] V. Desjardins, "Analyse du coût du cycle de vie de ponts à platelage en aluminium," Alu Québec, mars 2020. Consulté le 8 août 2023. [En ligne]. Disponible: <https://aluquebec.com/media/1587/ceial-analyse-du-cout-du-cycle-de-vie-de-ponts-a-platelage-en-aluminium.pdf>
- [15] S. Walbridge et A. de la Chevrotière, "Possibilités d'utilisation de l'aluminium dans la construction de ponts routiers et de viaducs," Association de l'aluminium du Canada, Montréal, Qc, Canada, 2012. Consulté le 8 août 2023. [En ligne]. Disponible: <http://www.bv.transports.gouv.qc.ca/mono/1122908.pdf>

- [16] C. Roy, "Évaluation du potentiel d'utilisation de l'aluminium dans les ouvrages d'art," Mémoire de maîtrise, Fac. études supérieures, Université Laval, Québec, Qc, Canada, 1999.
- [17] *Manuel de conception des structures*, Ministère des Transports, de la Mobilité durable et de l'Électrification des transports, 2016. [En ligne]. Disponible: <https://www.publicationsduquebec.gouv.qc.ca/produits-en-ligne/ouvrages-routiers/guides-et-manuels/ouvrages-dart/manuel-de-conception-des-structures/>
- [18] T. Siwowski, "Aluminium Bridges - Past, Present and Future," *Structural Engineering International*, vol. 16, pp. 286-293, mars 2006. doi: 10.2749/101686606778995137.
- [19] D. Turcotte, "Nouveau site historique national du génie civil; Le pont d'aluminium d'Arvida," *L'ingénieur civil canadien*, vol. 1, p. 31, mai 2008. [En ligne]. Disponible: <https://cscehistory.ca/wp-content/uploads/docs/25.2%20MAY%202008%20PG31.pdf>
- [20] L. K. Morisset, "Arvida, ville du patrimoine mondial ?," *SaguenayensiA*, vol. 48, no. 2, pp. 9-27, avr. 2006.
- [21] F. M. Mazzolani, "Aluminium Structures in Refurbishment: Case of the Real Ferdinando Bridge on Garigliano River," *Structural Engineering International*, vol. 16, no. 4, pp. 352-355, mars 2018. doi: 10.2749/101686606778995182.
- [22] T. Höglund et L. Nilsson, "Aluminium in Bridge Decks and in a new military bridge in Sweden," *Structural Engineering International*, vol. 16, no. 4, pp. 348-351, mars 2006. doi: 10.2749/101686606778995100.
- [23] Viamy international inc et The Technology Strategies Group, "Market Study for Aluminium Use in Roadway Bridge," Association de l'aluminium du Canada, mai 2013. Consulté le 8 août 2023. [En ligne]. Disponible: <https://aluminium.ca/wp-content/uploads/2022/11/aluminumuseinroadwaybridges-finalreport28-05-13.pdf>
- [24] I. Okura, "Application of aluminium alloys to bridges and joining technologies," *Welding International*, vol. 17, pp. 781-785, oct. 2003. doi: 10.1533/wint.2003.3175.
- [25] M. Nagai, Y. Okui, Y. Kawai, M. Yamamoto, et S. Kimio, "Bridge Engineering in Japan," dans *Handbook of International Bridge Engineering*, W.-F. Chen et L. Duan, Éd., Boca Raton, FL, USA: Crc Press, 2013, pp. 1037-1086.
- [26] Nippon Light Metal Company. "Bridge using aluminium road plat decks constructed firstly in Japan". https://www.nikkeikin.com/news/whatsnew/post_23.html (Consulté le 8 août 2023).
- [27] C. Cantin. "Réfection du pont d'aluminium d'Arvida". <https://aqtr.com/association/actualites/refection-pont-daluminium-darvida> (Consulté le 2019-04-17).
- [28] Culture et Communication Québec. "Pont d'aluminium d'Arvida". <http://www.patrimoine-culturel.gouv.qc.ca/rpcq/detail.do?methode=consulter&id=93514&type=bien> (Consulté le 8 août 2023).
- [29] M. Lacoste et J.-F. Laflamme, "Rapport annuel - Instrumentation du pont P-17938, Essai de chargement," Ministère des Transports, de la Mobilité durable et de l'Électrification des transports, Québec, Qc, Canada, 2018.
- [30] D. Beaulieu et J. Internoscia, "Chantier Infrastructures et Ouvrages d'arts. Mission technique sur les ponts d'aluminium," Association de l'aluminium du Canada, Tampa Bay, FL, USA, 29 oct. 2015.
- [31] S. Ken Schreiber et M.-A. Vachon, "Remplacement du pont sur le 9e Rang au-dessus du ruisseau William," MMM group, Dessins d'ateliers, Projet MTQ no. 154081324, 22 mai 2014.
- [32] C. Roy, D. Beaulieu, et J. Bastien, "Utilisation d'éléments structuraux en aluminium dans les ponts routiers : Étude économique et structurale," *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 28, no. 6, pp. 1029-1040, déc. 2001. doi: 10.1139/I01-065.
- [33] D. Villeneuve, "Passerelle d'aluminium: ouvrage unique au Canada," *Le Quotidien*, 9 avr. 2018. [En ligne]. Disponible: <https://www.lequotidien.com/actualites/passerelle-daluminium-ouvrage-unique-au-canada-5e5b07708b03c562950f603fdce719ad>
- [34] Parcs Canada. "Les passerelles Hall et Wellington: véritables chefs-d'oeuvre d'innovation". <https://www.pc.gc.ca/fr/lhn-nhs/qc/canallachine/culture/ingenierie-engineering/hall-wellington> (Consulté le 8 août 2023).

- [35] L. Svensson et L. Pettersson, "Aluminium extrusion bridge rehabilitation system. ," dans *Bridge management: inspection, maintenance, assesement and repair*, 1ere édition, J. E. Harding, G. A. R. Parket, et M. J. Ryall, Éd.s., Guildford, U.K.: Springer Science+Business Media Dordrecht, 1990, pp. 777-783. [En ligne]. Disponible: <https://link-springer-com.sbiproxy.uqac.ca/book/10.1007/978-1-4899-7232-3>
- [36] D. Beaulieu, J. Internoscia, et M. Hartlieb, "Ponts et passerelles en aluminium. Rapport de visites et de rencontres en Suède, en Hollande et aux États-Unis," Association de l'aluminium du Canada, avr. 2015.
- [37] T. Siwowski, *Bridge Engineering - Selected Issues*. Rzeszów, Poland: Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, 2015.
- [38] *LRFD: Bridge design specifications*, LRFD-9, American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), 2020.
- [39] *Code canadien sur le calcul des ponts routier*, CSA-S6-F14, Association canadienne de normalisation (CSA), 2014. [En ligne]. Disponible: <https://www.csagroup.org/store/product/S6-14/>
- [40] *Norme relative aux ponts et aux ouvrages amovibles dans les forêts du domaine de l'État*, Ministère des Forêts, de la Faune et des Parc, 2020. [En ligne]. Disponible: <https://mffp.gouv.qc.ca/wp-content/uploads/norme-ponts.pdf>
- [41] *Commentary on CSA S6:19, Canadian Highway Bridge Desing Code CSA S6.1:19*, Association canadienne de normalisation (CSA), 2019. [En ligne]. Disponible: <https://www.csagroup.org/store/product/CSA%20S6.1%3A19/>
- [42] A. Picard, *Analyse des structures*. Laval, Qc, Canada: Beauchemin, 1993.
- [43] A. S. Nowak et H. N. Grouni, "Calibration of the Ontario Highway Bridge Design Code 1991 edition," *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 21, no. 1, pp. 25-35, févr. 1994. doi: 10.1139/I94-003.
- [44] *Standard specifications for highway bridges*, The American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), 1996.
- [45] J. M. Kulicki et D. R. Mertz, "Evolution of Vehicular Live Load Models During the Interstate Design Era and Beyond," dans *Transportation Research Circular. Fifty years of Interstate Structure. Past, Present and Future*, vol. E-C104, Washigton, DC, USA: Transportation Research Board, 2006, pp. 1-26. [En ligne]. Disponible: <https://onlinepubs.trb.org/onlinepubs/circulars/ec104.pdf>
- [46] *Standard specifications for highway bridges*, The American Association of State Highway Officials (AASHO), 1973.
- [47] A. González et O. Mohammed, "Dynamic Amplification Factor of Continuous versus Simply Supported Bridges Due to the Action of a Moving Vehicle," *Infrastructures*, vol. 3, no. 2, p. 12, mai 2018. doi: 10.3390/infrastructures3020012.
- [48] E. J. O'Brien, A. J. O'Connor, et J. Arrigan, E., "Introduction to the Long Life Bridges Project," dans *Bridge Maintenance, Safety, Management, Resilience and Sustainability*, 1ere édition, Fabio Biondini et Dan M. Frangopol, Éd.s., London, U.K.: Taylor & Francis Group, 2012, pp. 2604-2608.
- [49] H. Moghimi et H. R. Ronagh, "Impact factors for a composite steel bridge using non-linear dynamic simulation," *International Journal of Impact Engineering*, vol. 35, no. 11, pp. 1228-1243, nov. 2008. doi: 10.1016/j.ijimpeng.2007.07.003.
- [50] A. Gonzalez, E. Obrien, et D. Cantero, "Maximum dynamic stress on bridges traversed by moving loads," *Proceedings of The Ice - Bridge Engineering*, vol. 162, no. BE2, pp. 75-85, juin 2009. doi: 10.1680/bren.2009.162.2.75.
- [51] P. Paultre, O. Chaallal, et J. Proulx, "Bridge dynamics and dynamic amplification factors — a review of analytical and experimental findings," *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 19, no. 2, pp. 260-278, avr. 1992. doi: 10.1139/I92-032.
- [52] D. McLean et M. L. Marsh, N. a. press, éd., *Dynamic impact factors for bridges. A Synthesis of Highway Practice*. Washington, D.C., USA: National academy press, 1998.
- [53] P. F. Csagoly et R. A. Dorton, "The development of the Ontario Highway Bridge Design Code," dans *Transportation Research Record No. 665, Bridge Engineering*, vol. 2, St Louis, MO. USA.: Transportation Research Board, 1978, pp. 1-12. [En ligne]. Disponible: <http://onlinepubs.trb.org/Onlinepubs/trr/1978/665v2/665v2-001.pdf>

- [54] C. O'Connor et P. A. Shaw, *Bridge loads : an international perspective*. New York, NY, USA: Spon Press, 2000.
- [55] *Steel highway bridges S6-1952*, Association canadienne de normalisation (CSA), 1952.
- [56] *Desing of highway bridges*, CAN/CSA-S6-88, Association canadienne de normalisation (CSA), 1988.
- [57] *Canadian Highway Bridge Design Code*, CAN/CSA-S6-00(R2005), Association canadienne de normalisation (CSA), 2000. [En ligne]. Disponible: <https://www.csagroup.org/store/product/CAN-CSA-S6-00/>
- [58] *Eurocode 1: Actions on structures - Part 2 Traffic loads on bridge*, Comité Européen de Normalisation (CEN), Brussels, 2003.
- [59] J. Oliva, J. M. Goicolea, P. Antolín, et M. Á. Astiz, "Relevance of a complete road surface description in vehicle-bridge interaction dynamics," *Engineering Structures*, vol. 56, pp. 466-476, nov. 2013. doi: 10.1016/j.engstruct.2013.05.029.
- [60] K. Bogsjö, K. Podgórski, et I. Rychlik, "Models for road surface roughness," *Vehicle System Dynamics*, vol. 50, no. 5, pp. 725-747, mai 2012. doi: 10.1080/00423114.2011.637566.
- [61] K. Henchi, M. Fafard, et M. Talbot, "Analyse dynamique de l'interaction pont-vehicules pour les ponts routiers. 1. Aspects numeriques," *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 25, no. 1, pp. 161-173, janv. 1998. doi: 10.1139/I97-071.
- [62] P. Andrén, "Power spectral density approximations of longitudinal road profiles," *International Journal of Vehicle Design*, vol. 40, janv. 2006. doi: 10.1504/IJVD.2006.008450.
- [63] P. Můčka, "Simulated Road Profiles According to ISO 8608 in Vibration Analysis," *Journal of Testing and Evaluation*, vol. 46, no. 1, 2018. doi: 10.1520/jte20160265.
- [64] *Mechanical vibration - Road surface profiles - Reporting of measured data*, ISO-8608:2016, International Organisation for Standardization (ISO), 2016. [En ligne]. Disponible: <https://www.iso.org/standard/71202.html>
- [65] L. Deng et C. S. Cai, "Development of dynamic impact factor for performance evaluation of existing multi-girder concrete bridges," *Engineering Structures*, vol. 32, no. 1, pp. 21-31, jan. 2010. doi: 10.1016/j.engstruct.2009.08.013.
- [66] L. Deng et C. S. Cai, "Identification of parameters of vehicles moving on bridges," *Engineering Structures*, vol. 31, no. 10, pp. 2474-2485, oct. 2009. doi: 10.1016/j.engstruct.2009.06.005.
- [67] J. Oliva, J. M. Goicolea, M. A. Astiz, et P. Antolin, "Fully three-dimensional vehicle dynamics over rough pavement," *Proceedings of the Institution of Civil Engineers. Transport*, vol. 166, no. 3, pp. 144-157, juin 2013. doi: 10.1680/tran.11.00006.
- [68] K. M. A. Kamash et J. D. Robson, "The application of isotropy in road surface modelling," *Journal of Sound and Vibration*, vol. 57, no. 1, pp. 89-100, mars 1978. doi: 10.1016/0022-460X(78)90283-3.
- [69] A. Camara, K. Nguyen, A. M. Ruiz-Teran, et P. J. Stafford, "Serviceability limit state of vibrations in under-deck cable-stayed bridges accounting for vehicle-structure interaction," *Engineering Structures*, vol. 61, pp. 61-72, mars 2014. doi: 10.1016/j.engstruct.2013.12.030.
- [70] A. Camara et A. M. Ruiz-Teran, "Multi-mode traffic-induced vibrations in composite ladder-deck bridges under heavy moving vehicles," *Journal of Sound and Vibration*, vol. 355, pp. 264-283, oct. 2015. doi: 10.1016/j.jsv.2015.06.026.
- [71] A. González, P. Rattigan, E. J. O'Brien, et C. Caprani, "Determination of bridge lifetime dynamic amplification factor using finite element analysis of critical loading scenarios," *Engineering Structures*, vol. 30, no. 9, pp. 2330-2337, 2008. doi: 10.1016/j.engstruct.2008.01.017.
- [72] A. Rezaiguia, N. Ouelaa, D. F. Laefer, et S. Guenfoud, "Dynamic amplification of a multi-span, continuous orthotropic bridge deck under vehicular movement," *Engineering Structures*, vol. 100, pp. 718-730, oct. 2015. doi: 10.1016/j.engstruct.2015.06.044.
- [73] P. Můčka, "Model of coherence function of road unevenness in parallel tracks for vehicle simulation," *International Journal of Vehicle Design*, vol. 67, no. 1, pp. 77-97, déc. 2015. doi: 10.1504/IJVD.2015.066480.

- [74] C. J. Dodds et J. D. Robson, "The description of road surface roughness," *Journal of Sound and Vibration*, vol. 31, no. 2, pp. 175-183, janv. 1973. doi: 10.1016/S0022-460X(73)80373-6.
- [75] K. M. A. Kamash et J. D. Robson, "Implications of isotropy in random surfaces," *Journal of Sound and Vibration*, vol. 54, no. 1, pp. 131-145, sept. 1977. doi: 10.1016/0022-460X(77)90412-6.
- [76] D. Ammon, "Problems in road surface modelling," *Vehicle System Dynamics*, vol. 20, no. 1, pp. 28-41, janv. 1992. doi: 10.1080/00423119208969386.
- [77] K. Bogsjö, "Evaluation of stochastic models of parallel road tracks," *Probabilistic Engineering Mechanics*, vol. 22, no. 4, pp. 362-370, oct. 2007. doi: 10.1016/j.probengmech.2007.08.002.
- [78] K. Bogsjö, "Coherence of road roughness in left and right wheel-path," *Vehicle System Dynamics*, vol. 46, no. 1, pp. 599-609, sept. 2008. doi: 10.1080/00423110802018289.
- [79] M. J. Lamb et V. Rouillard, "Nonstationary coherence characteristics of dual track road profile data," *Mechanical Systems and Signal Processing*, vol. 140, p. 106721, juin 2020. doi: 10.1016/j.ymsp.2020.106721.
- [80] S. Marchesiello, A. Fasana, L. Garibaldi, et B. A. D. Piombo, "Dynamics of multi-span continuous straight bridges subject to multi-degrees of freedom moving vehicle excitation," *Journal of Sound and Vibration*, vol. 224, no. 3, pp. 541-561, juill. 1999. doi: 10.1006/jsvi.1999.2197.
- [81] A. Camara, I. Kavrakov, K. Nguyen, et G. Morgenthal, "Complete framework of wind-vehicle-bridge interaction with random road surfaces," *Journal of Sound and Vibration*, vol. 458, pp. 197-217, oct. 2019. doi: 10.1016/j.jsv.2019.06.020.
- [82] M. W. Sayers, "Dynamic terrain inputs to predict structural integrity of ground vehicles," The University of Michigan. Transport Research Institute, Ann Arbor, MI, USA, avr. 1988. Consulté le 8 août 2023. [En ligne]. Disponible: <https://deepblue.lib.umich.edu/bitstream/handle/2027.42/769/77008.0001.001.pdf?isAllowed=y&sequence=2>
- [83] X. Shi, "Structural performance of approach slab and its effect on vehicle induced bridge dynamic response," Essai doctoral, Depart. Civil and Env. Eng., Louisiana State University and Agricultural and Mechanical College, Baton Rouge, LA, USA, 2006. [En ligne]. Disponible: https://digitalcommons.lsu.edu/cgi/viewcontent.cgi?article=3751&context=gradschool_dissemtations
- [84] Y. Zhang, H. Zhao, et S. T. Lie, "A nonlinear multi-spring tire model for dynamic analysis of vehicle-bridge interaction system considering separation and road roughness," *Journal of Sound and Vibration*, vol. 436, pp. 112-137, déc. 2018. doi: 10.1016/j.jsv.2018.08.039.
- [85] X. Q. Zhu et S. S. Law, "Dynamic load on continuous multi-lane bridge deck from moving vehicles," *Journal of Sound and Vibration*, vol. 251, no. 4, pp. 697-716, avr. 2002. doi: 10.1006/jsvi.2001.3996.
- [86] L. Deng, R. Cao, W. Wang, et X. Yin, "A Multi-Point Tire Model for Studying Bridge-Vehicle Coupled Vibration," *International Journal of Structural Stability and Dynamics*, vol. 16, no. 08, p. 1550047, 2016. doi: 10.1142/s0219455415500479.
- [87] Y. L. Xu et W. H. Guo, "Effects of bridge motion and crosswind on ride comfort of road vehicles," *Journal of Wind Engineering & Industrial Aerodynamics*, vol. 92, no. 7-8, pp. 641-662, juin 2004. doi: 10.1016/j.jweia.2004.03.009.
- [88] T. S. Paraskeva, E. G. Dimitrakopoulos, et Q. Zeng, "Dynamic vehicle-bridge interaction under simultaneous vertical earthquake excitation," *Bulletin of Earthquake Engineering : Official Publication of the European Association for Earthquake Engineering*, vol. 15, no. 1, pp. 71-95, juin 2017. doi: 10.1007/s10518-016-9954-z.
- [89] Y.-B. Yang et B.-H. Lin, "Vehicle-Bridge Interaction Analysis by Dynamic Condensation Method," *Journal of Structural Engineering*, vol. 121, no. 11, pp. 1636-1643, nov. 1995. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1995)121:11(1636).
- [90] T.-L. Wang et D. Huang, "Computer modeling analysis in bridge evaluation," Florida department of Transportation, Tallahassee, FL, USA, rapport FL/DOT/RMC/0542-3394, mars 1992.

- [91] C. S. Cai, X. M. Shi, M. Araujo, et S. R. Chen, "Effect of approach span condition on vehicle-induced dynamic response of slab-on-girder road bridges," *Engineering Structures*, vol. 29, no. 12, pp. 3210-3226, oct. 2007. doi: 10.1016/j.engstruct.2007.10.004.
- [92] S. Petitclerc, "Comportement dynamique des ponts à platelage d'aluminium extrudés sous l'effet des surcharges routières," Mémoire de maîtrise, Départ. Génie civil, Université Laval, Québec, Qc, Canada, 2020. [En ligne]. Disponible: <https://corpus.ulaval.ca/entities/publication/69b29b21-e800-4ace-9efd-db45a3fc10cf>
- [93] A. Phan, "Développement de la méthode d'analyse simplifiée du code CSA-S6 pour les ponts de type dalle sur poutres," Mémoire de maîtrise, Département des génies civil, géologique et des mines, Polytechnique Montréal, Montréal, Qc, Canada, 2019. [En ligne]. Disponible: <https://publications.polymtl.ca/3756/>
- [94] E. C. Hambly, *Bridge deck behaviour*, 2e édition. New York, NY, USA: Taylor & Francis, 1991.
- [95] L. G. Jaeger et B. Bakht, "The grillage analogy in bridge analysis," *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 9, no. 2, pp. 224-235, 1982. doi: 10.1139/l82-025.
- [96] B. El-Hage, "Analyse de la répartition des charges routières pour les tabliers de type platelage en aluminium sur poutres en acier," Mémoire de maîtrise, Départ. Génies civil, géologique et des mines, Polytechnique Montréal, Montréal, Qc, Canada, 2020. [En ligne]. Disponible: <https://publications.polymtl.ca/4158/>
- [97] P. M. Diop, E. Bazarchi, C.-P. Lamarche, et B. Cusson, "Degree of sophistication required for the dynamic modeling of a steel-aluminium hybrid bridge with extruded aluminium deck," présenté à 11 th International Conference on short and medium span bridges, Toronto, Ont. Canada, 2022.
- [98] B. Massicotte, B. El-Hage, F. Lagier, et M. Fafard, "Analyse de la répartition des charges routières pour les tabliers de type platelage en aluminium sur poutres en acier," Polytechnique Montréal, Ministère des Transports du Québec, Montréal, Qc, Canada, 2020.
- [99] COMSOL, "Structural Mechanics Module User's Guide", version COMSOL 5.4, 2018. [En ligne]. Disponible: <https://doc.comsol.com/5.4/doc/com.comsol.help.sme/StructuralMechanicsModuleUsersGuide.pdf>
- [100] J.-B. Burgelin, "Nouveau concept modulaire de tablier de pont tout aluminium à portée simple et assemblable en chantier," Mémoire de maîtrise, Départ. Génie civil, Université Laval, Québec, Qc, Canada, 2017. [En ligne]. Disponible: <https://corpus.ulaval.ca/browse/author?scope=32fa194e-af6e-41d8-bde3-fae02aed6899&value=Burgelin,%20Jean-Baptiste&bbm.return=1>
- [101] A. Ben Afia, "Comportement dynamique des ponts routiers à platelage d'aluminium extrudé compte tenu de la rugosité de la surface," Mémoire de maîtrise, Départ. Génie civil, Université Laval, Québec, Qc, Canada, 2021. [En ligne]. Disponible: <https://corpus.ulaval.ca/browse/author?scope=32fa194e-af6e-41d8-bde3-fae02aed6899&value=Ben%20Afia,%20Achraf&bbm.return=1>
- [102] G. Dionne, A. Picard, et D. Beaulieu, "Évaluation du comportement et renforcement des ponts acier-béton avec dalle non participante," Département de génie civil, Université Laval Ste-Foy, Qc, Canada, rapport GCT-94-02, 1994.
- [103] C. Halchini, "Essais extensométriques d'un pont acier-bois. Les poutres principales," Ministère des Transports du Québec, Ste-Foy, Qc, Canada, rapport RTQ-89-18, 1989.
- [104] P. Paultre, *Dynamique des structures : application aux ouvrages de génie civil*, 3e édition. Montréal, Qc, Canada: Presses internationales Polytechnique, 2018.
- [105] COMSOL. "General Theory for the Shell and Plate Interfaces". https://doc.comsol.com/5.6/doc/com.comsol.help.sme/sme_ug_shell_plate.08.09.html#889747 (Consulté le 12 oct. 2023).
- [106] L. G. Vigh, "Influence of curved flange-to-web connection on the transverse load resistance of extruded or hot-rolled I girders," *Thin-Walled Structures*, vol. 60, pp. 127-136, nov. 2012. doi: 10.1016/j.tws.2012.06.014.
- [107] A. Ben Afia, "Comportement dynamique des ponts routiers à platelage d'aluminium extrudé compte tenu de la rugosité de la surface," Maîtrise, Génie civil, Université Laval, Québec, Canada, 2021.

- [108] *Structural Manual*, Ministry of Transportation (MTO), Toronto, Ontario, 2016.
- [109] *Bridge structures design criteria, version 8,1 (BSDC)*, Supplément à CSA S6-14, Alberta Government, oct. 2018.
- [110] *Bridge Standards and Procedures Manual*, 1 - Supplement to CHBDC S6-14, British Columbia Ministry of Transportation and Infrastructure (BC MoTI), 2016. [En ligne]. Disponible: <https://www2.gov.bc.ca/assets/gov/driving-and-transportation/transportation-infrastructure/engineering-standards-and-guidelines/bridge/volume-1/2016/volume-1.pdf>
- [111] *Bridge Standards and Procedures Manual*, 1 - Supplement to CHBDC S6:19, British Columbia Ministry of Transportation and Infrastructure (BC MoTI), 2022. [En ligne]. Disponible: <https://www2.gov.bc.ca/assets/gov/driving-and-transportation/transportation-infrastructure/engineering-standards-and-guidelines/bridge/volume-1/2022/volume-1.pdf>
- [112] *Devis types pour la Construction Routière*, Ministère des Transports et de l'Infrastructure, 2023. [En ligne]. Disponible: https://www2.gnb.ca/content/dam/gnb/Departments/trans/pdf/fr/Publications/NBMTI_Devis_types_pour_la_Construction_Routiere_2023.pdf
- [113] *Water Control & Structures. Structures Design Manual*, Manitoba Infrastructure et Transportation (MIT), 2011. [En ligne]. Disponible: https://www.gov.mb.ca/mti/wms/structures/pdf/manuals/structures_design_manual_version_1.pdf
- [114] *Typical design details. Design vehicular live loadings*, DD-14, Manitoba Infrastructure et Transportation (MIT), 2010.

ANNEXE 1

CHARGEMENTS DE DIMENSIONNEMENT PARTICULIERS PRESCRITS PAR LES DIFFÉRENTES PROVINCES CANADIENNES

A1.1 ONTARIO

En Ontario, pour assurer un facteur de sécurité acceptable en fonction de la configuration des camions légaux légèrement différents des autres provinces, la surcharge CL-625-ONT, a été adoptée par les autorités. Ce chargement est défini à l'annexe A3.4 de la norme CSA-S6-19 et est accompagné de son chargement de voie. Les dimensions de ces chargements sont illustrées aux figures A1-1 et A1-2. Certains compléments d'information en lien avec le dimensionnement des structures de ponts en Ontario sont également présentés dans le Manuel des structures (Structural Manual) présenté par le Ministère des Transports de l'Ontario (MTO) [108].

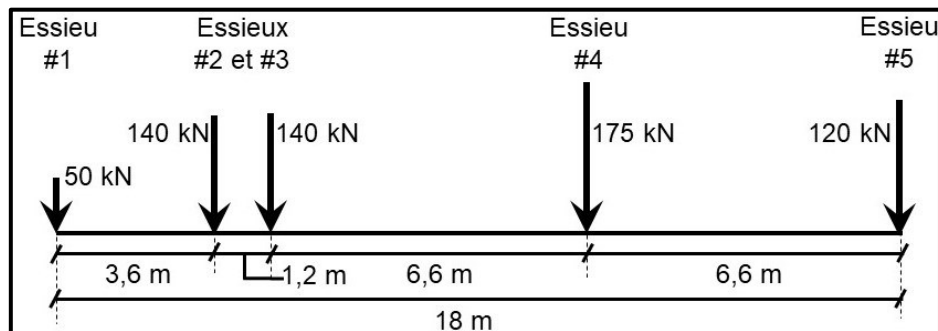


Figure A1-1 – Chargement CL-625-ONT (charges par essieux) (© Ève Bilodeau, 2023, adapté de [8])

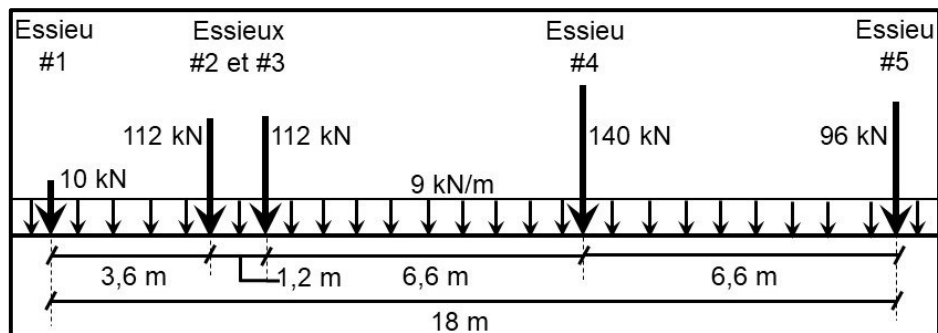


Figure A1-2 – Chargement de voie CL-625-ONT (© Ève Bilodeau, 2023, adapté de [8])

A1.2 QUÉBEC

Au Québec, le Manuel de conception des structures du Québec spécifie l'utilisation du chargement CL-625 pour la conception des structures autoroutière de la province [17]. La norme relative aux ponts et aux ouvrages amovibles dans les forêts du domaine de l'État [40] permet le dimensionnement des structures sur les terrains forestiers à partir des chargements de configuration CL3-W, CL2-W et CL3F-W, présenté ci-contre. Les chargement CL3-W et CL2-W correspondent respectivement aux 3 et aux 4 premiers essieux du camion CL-W prescrit par la norme CSA-S6-19 et ont des poids totaux de $0,48W$ et $0,76W$. Le poids total minimal de ces camions doit être de 20 tonnes (196 kN) (10 tonnes (98kN), si le pont est destiné à des véhicules tout-terrain) et une autorisation du ministère doit être obtenue. Le chargement CL3F-W représente un chargement forestier et doit être utilisé pour les ponts situés sur les chemins multiusage [40]. Lorsque l'un de ces chargements est utilisé pour le dimensionnement de structures, l'amplification dynamique doit être évaluée conformément aux dispositions présentées dans la norme CSA-S6-19. Finalement, lorsque, pour un chemin donné, la capacité du pont doit être supérieure à 130 tonnes, il est nécessaire de considérer également le camion forestier hors norme CFHN-W, dont le poids doit être modulé par le concepteur selon la capacité portante souhaitée.

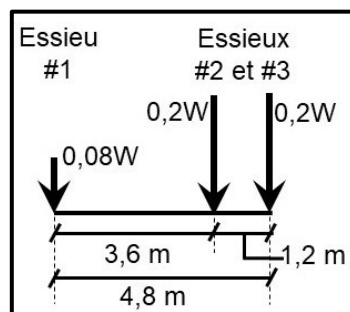


Figure A1-3 – Configuration CL3-W (charge par essieu) © Ève Bilodeau, 2023, adapté de [40]

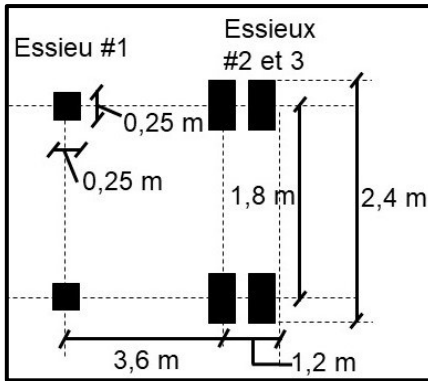


Figure A1-4 – Configuration des roues du chargement CL-W (© Ève Bilodeau, 2023, adapté de [40])

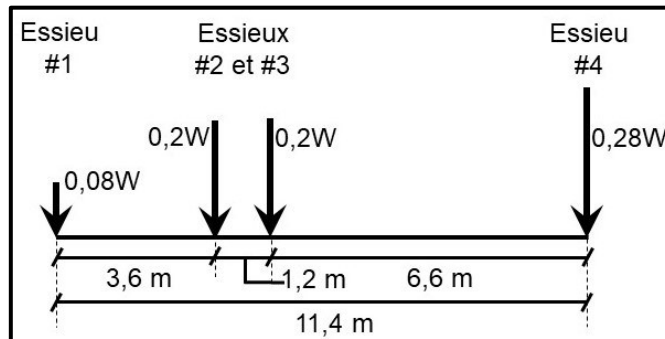


Figure A1-5 – Configuration CL2-W (charge par essieu) (© Ève Bilodeau, 2023, adapté de [40])

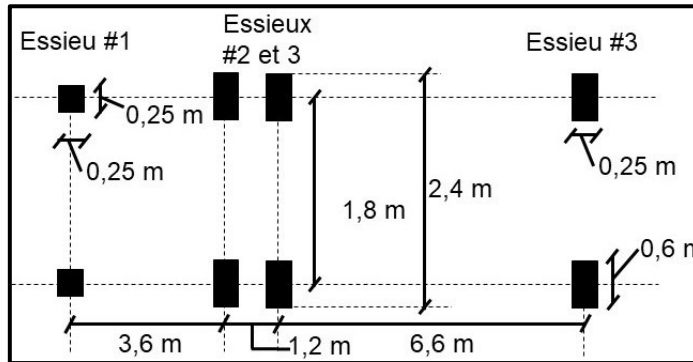


Figure A1-6 – Configuration des roues du chargement CL-W (© Ève Bilodeau, 2023, adapté de [40])

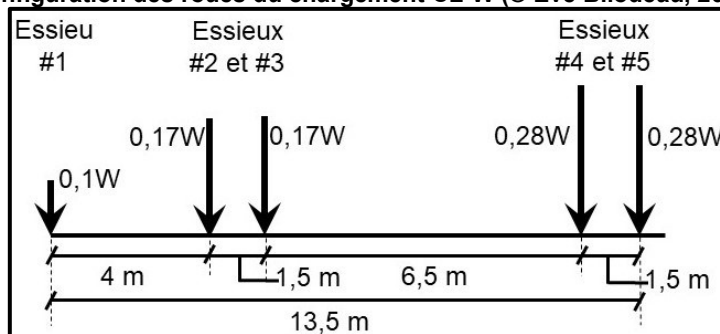


Figure A1-7 – Configuration des roues du chargement CL-W (charge par essieu) (© Ève Bilodeau, 2023, adapté de [40])

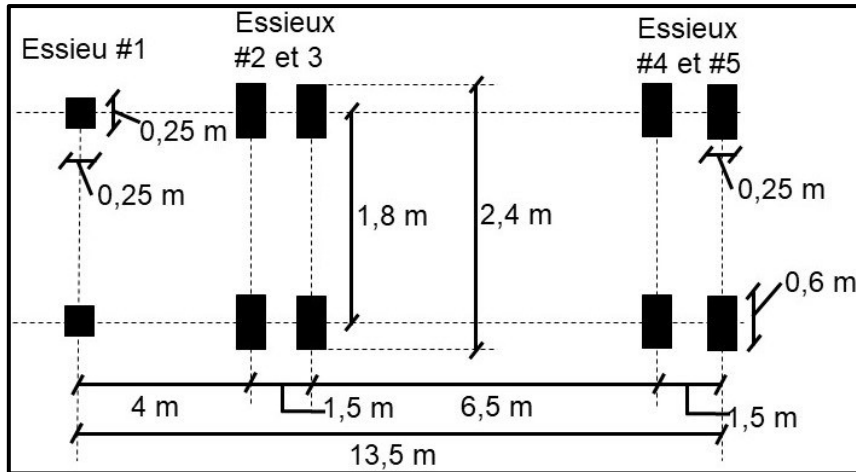


Figure A1-8 – Configuration des roues du chargement CF3E-W (© Ève Bilodeau, 2023, adapté de [40])

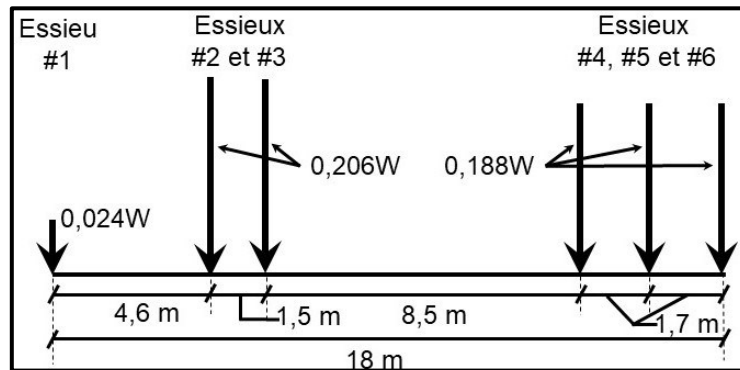


Figure A1-9 – Configuration CFHN-W (charge par essieu) (© Ève Bilodeau, 2023, adapté de [40])

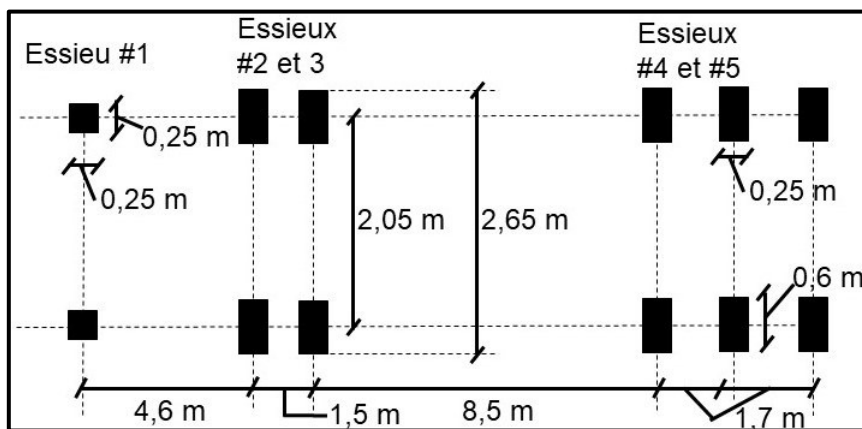


Figure A1-10 – Configuration des roues du chargement CFHN-W (© Ève Bilodeau, 2023, adapté de [40])

A1.3 ALBERTA

La province de l'Alberta spécifie l'utilisation du chargement CL-800 pour la conception des structures de ponts de la province [109]. La distribution des charges aux essieux de ce chargement routier est telle que spécifiée par la norme CSA-16-19 et présentée à la figure 2-12.

A1.4 COLOMBIE-BRITANNIQUE

Jusqu'en 2022, le Ministère des Transports et des Infrastructures de la Colombie-Britannique (BC MoTI) spécifiait l'utilisation du camion BCL-625 à la place du CL-625 de la norme CSA S6:F19 pour le dimensionnement des structures sous sa juridiction. Ce chargement était semblable au CL-625-ONT de la figure A1-1, mais la position de l'essieu #4 était variable et doit être ajusté de sorte à maximiser les efforts de conception [110]. Ainsi, la distance (V) entre les essieux #3 et #4 devait être posée entre 6,6 m et 18 m. Le chargement de voie BCL-625 correspondant (figure A1-12) devait également être utilisé. Depuis la réédition du « Bridge Standards and Procedures Manual, 1 - Supplement to CHBDC S6-14 » en 2022, le chargement spécifié pour la conception des ponts routiers de cette province est plutôt le CL-800 (et le chargement de voie CL-800 correspondant) [111].

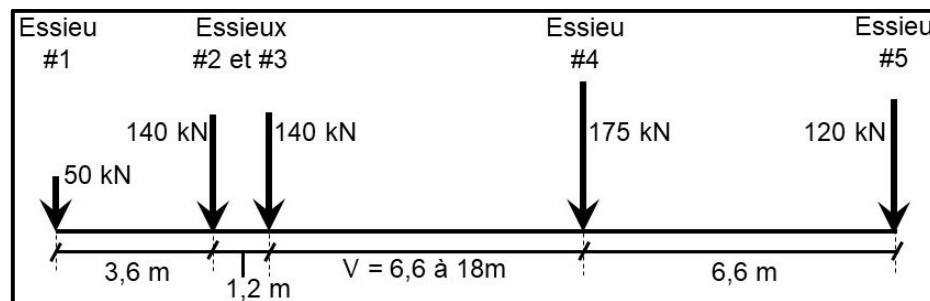


Figure A1-11 – Chargement BCL-625 (charge par essieu) (© Ève Bilodeau, 2023, adapté de [110])

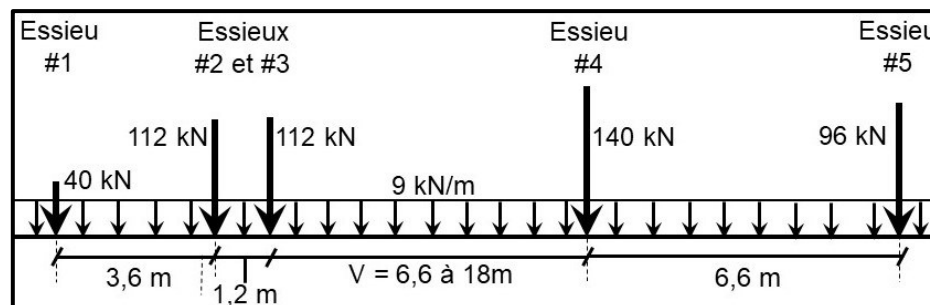


Figure A1-12 – Chargement de voie BCL-625 (© Ève Bilodeau, 2023, adapté de [110])

En plus du chargement BCL-625, certaines structures sur des routes classées dans certaines zones géographiques doivent également être conçues à partir d'un chargement spécial. Les régions géographiques sur lesquelles les chargements spéciaux sont applicables sont listées dans le *Bridge Standards and Procedures Manual* [110]. Ainsi, 2 chargements spéciaux sont spécifiés : EPLL1 et EPLL2. Le camion EPLL1 (figure A1-13), d'un poids de 1135 kN, doit être appliqué dans une voie de calcul et considéré comme circulant avec la circulation normale. Le chargement EPLL2 (figure A1-14) est d'un poids de 2346 kN et possède un gabarit d'encombrement de 600 mm supérieur au CL-625 (3,6 m en tout). La configuration des essieux à 16 roues de ce chargement est présentée à la figure A1-15.

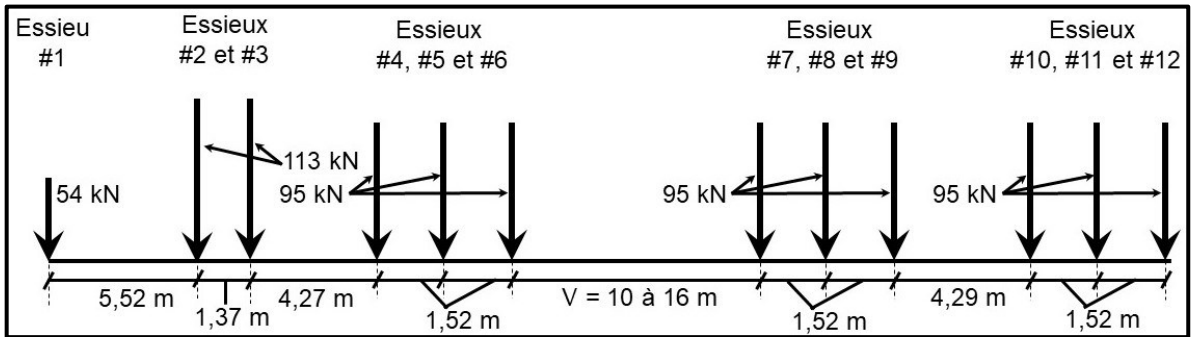


Figure A1-13 – Chargement EPLL1 (charge par essieu) (© Ève Bilodeau, 2023, adapté de [110])

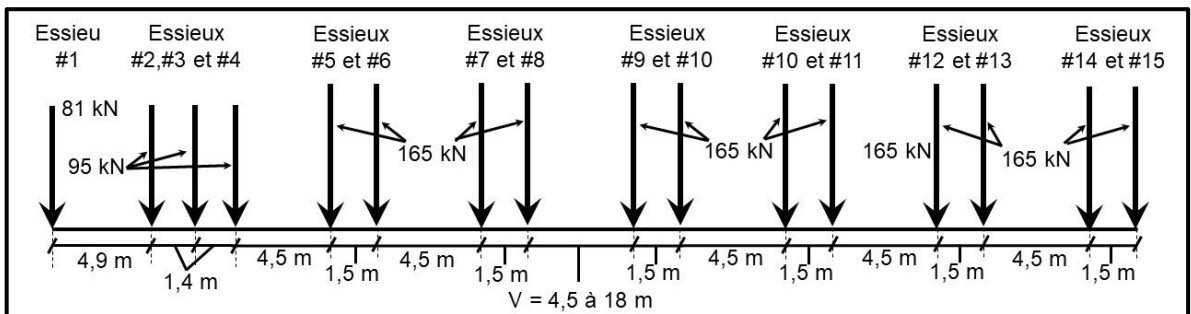


Figure A1-14 – Chargement EPLL2 (charge par essieu) (© Ève Bilodeau, 2023, adapté de [110])

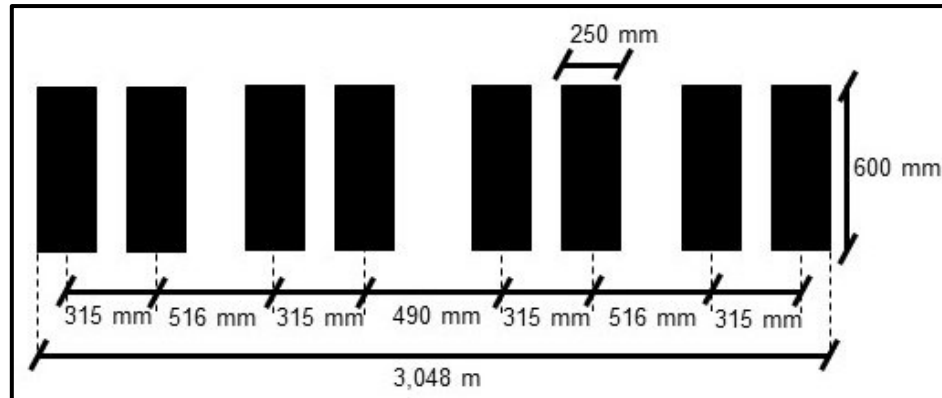


Figure A1-15 – Configuration des essieux à 16 roues (© Ève Bilodeau, 2023, adapté de [110])

A1.5 NOUVEAU BRUNSWICK

Au Nouveau-Brunswick, le chargement routier spécifié est le CL-625-ONT [112].

A1.6 MANITOBA

Le Manitoba est la seule province canadienne à ne pas prescrire l'utilisation de la norme CSA-S6-19 pour la conception des structures de ponts sur son territoire [8]; elle prescrit plutôt l'utilisation de la norme Américaine *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* [38]. Les charges routières à utiliser pour la conception des structures de ponts de cette province est ainsi la plus restrictive des trois charges suivantes [113] :

- Le chargement de camion modifié AASHTO HSS-25 ou HSS-30;
- Le chargement de voie HS-30;
- Le chargement AASHTO LRFD HL-73.

Pour la conception des structures de ponts situés sur les routes faisant partis du réseau routier utilisé pour le transport lourd (Heavy Haul Routes), le chargement HSS-30 (d'un poids total de 702 kN) est utilisé. Pour les autres routes, le chargement HSS-25 (d'un poids total de 585 kN) est utilisé. Ces chargements ne sont utilisés que pour la conception de nouvelles structures; pour la réhabilitation des structures existantes, il n'est pas nécessaire de considérer ces chargements [113].

La configuration du chargement HL-73 est spécifié dans la section suivante. Les figures A1-16, A1-17 et A1-18 présentent les chargements AASHTO modifiés et le chargement de voie HS-30.

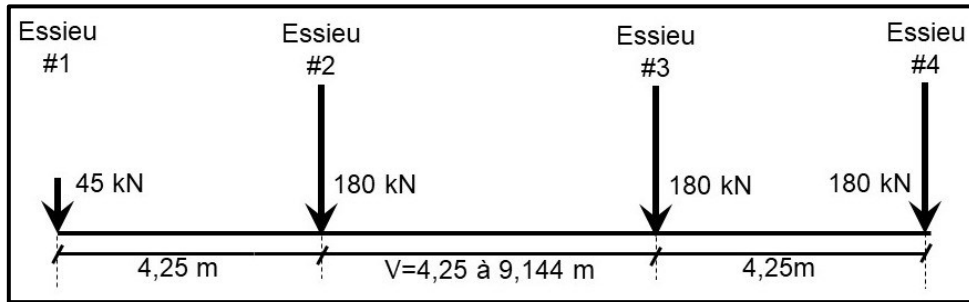


Figure A1-16 – Chargement HSS-25 (© Ève Bilodeau, 2023, adapté de [114])

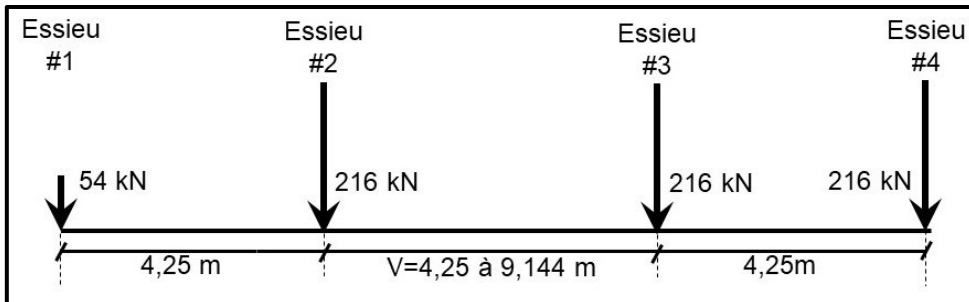


Figure A1-17 – Chargement HSS-30 (© Ève Bilodeau, 2023, adapté de [114])

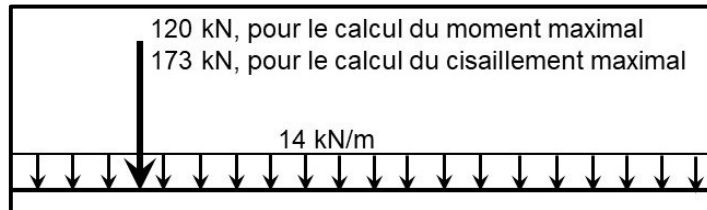


Figure A1-18 – Chargement de voie HS-30 (© Ève Bilodeau, 2023, adapté de [114])

ANNEXE 2

MODES DE VIBRATION DU PONT ET DÉFORMÉES MODALES OBTENUES DES MODÈLES
NUMÉRIQUES DÉVELOPPÉS AVEC COMSOL

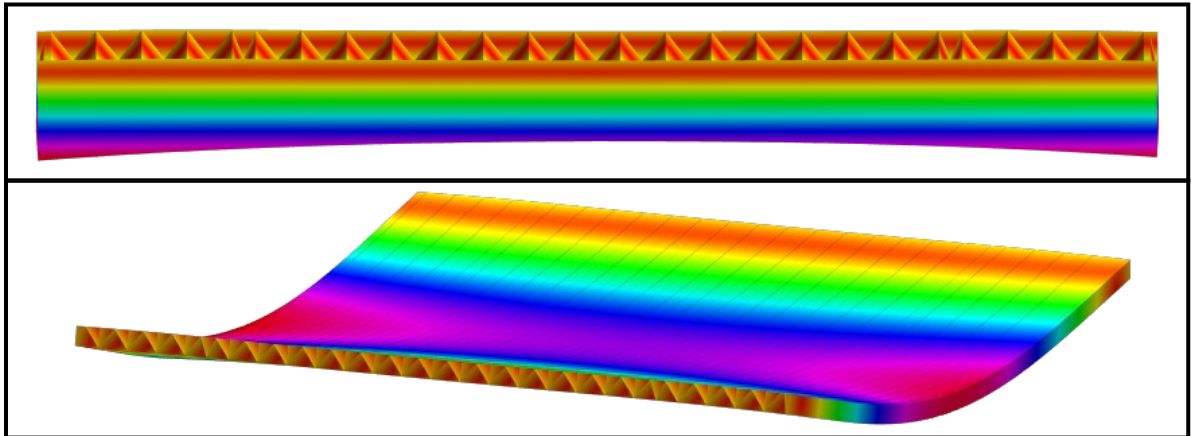


Figure A2-1 – Déformée modale, 1^{er} mode de vibration (17,19 Hz) (© Ève Bilodeau, 2023)

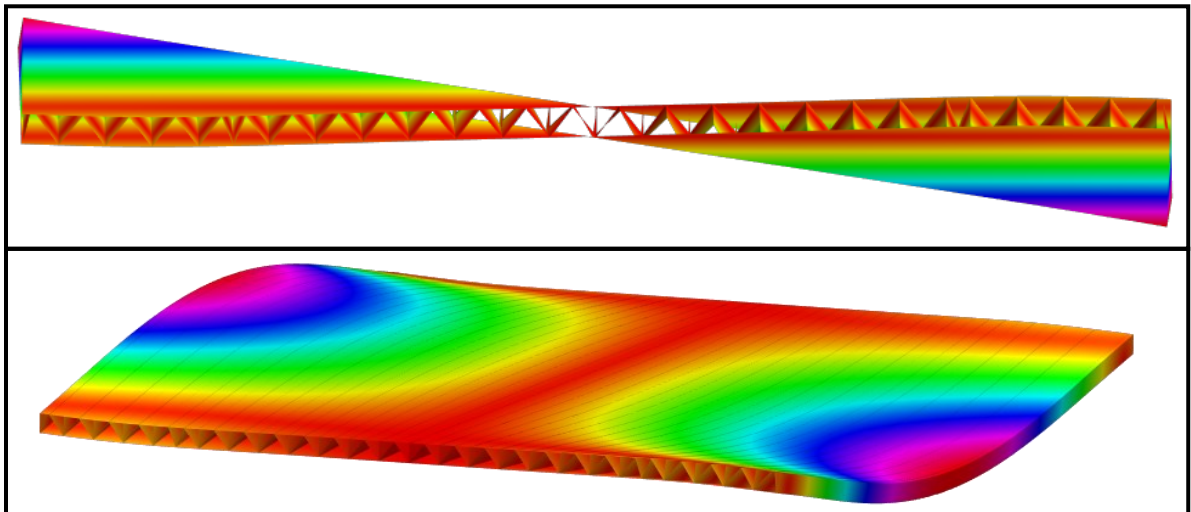


Figure A2-2 – Déformée modale, 2^e mode de vibration (19,29 Hz) (© Ève Bilodeau, 2023)

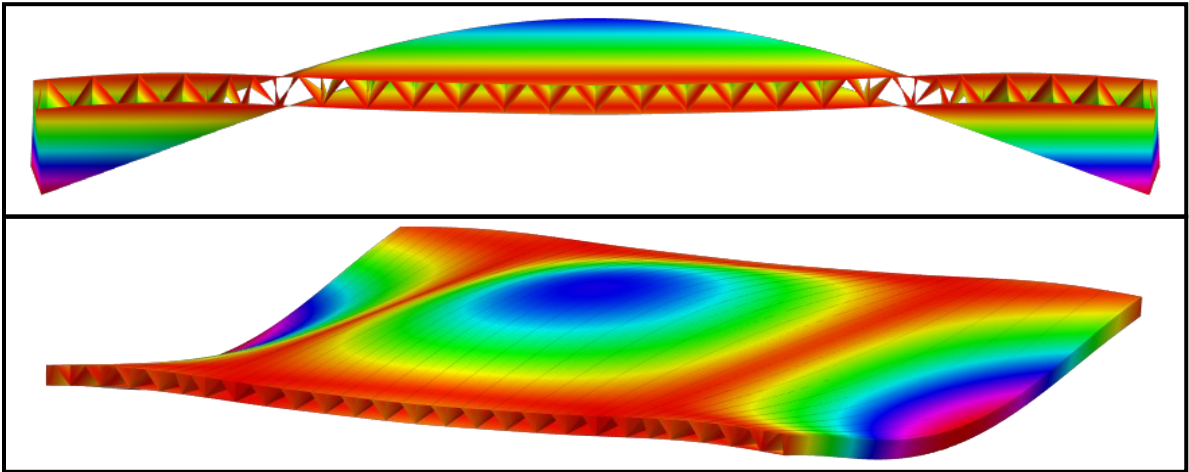


Figure A2-3 – Déformée modale, 3^e mode de vibration (32,43 Hz) (© Ève Bilodeau, 2023)

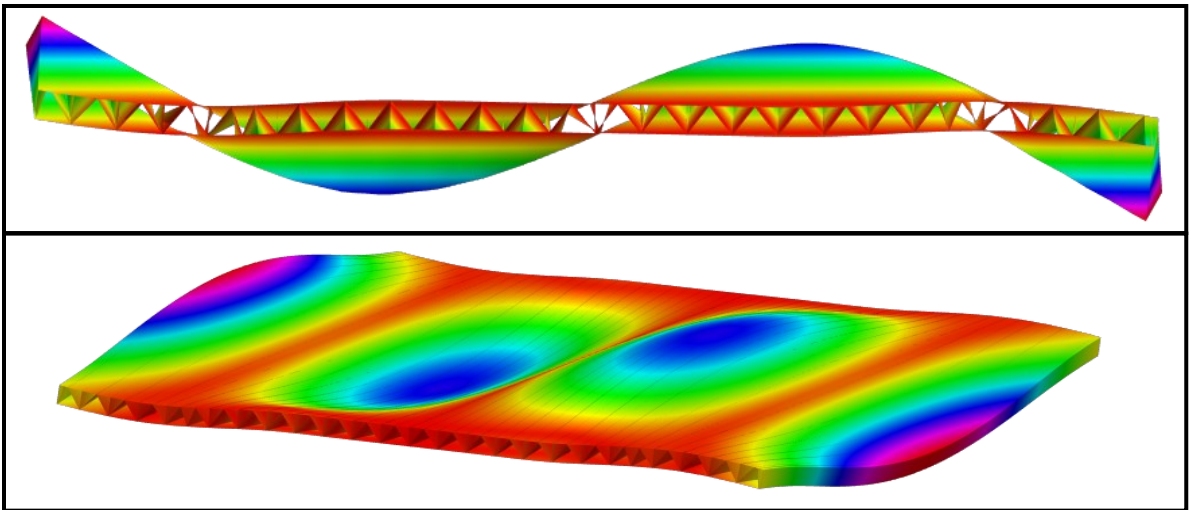


Figure A2-4 – Déformée modale, 4^e mode de vibration (62,86 Hz) (© Ève Bilodeau, 2023)

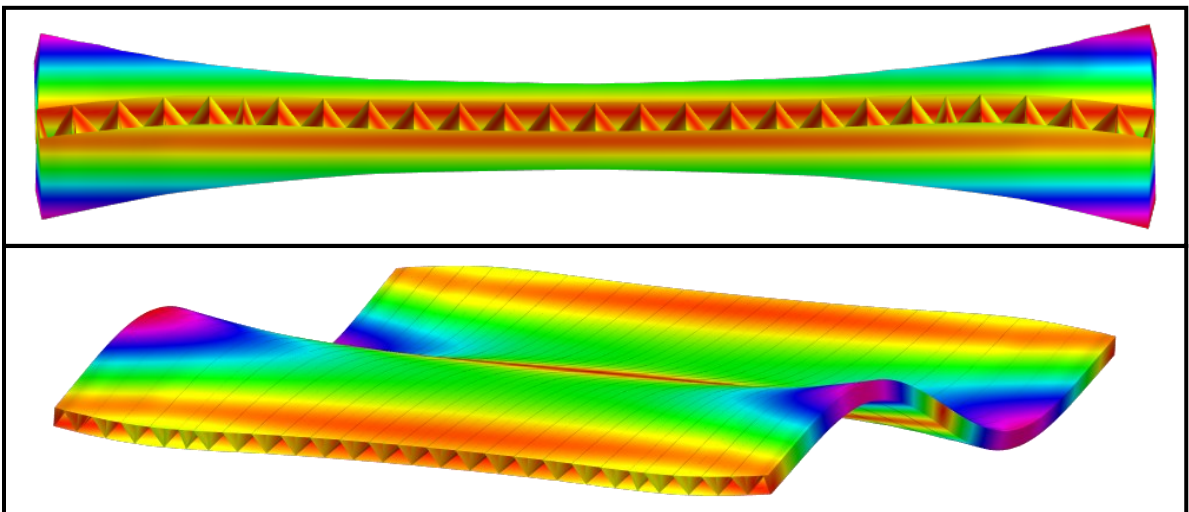


Figure A2-5 – Déformée modale, 5^e mode de vibration (64,97 Hz) (© Ève Bilodeau, 2023)

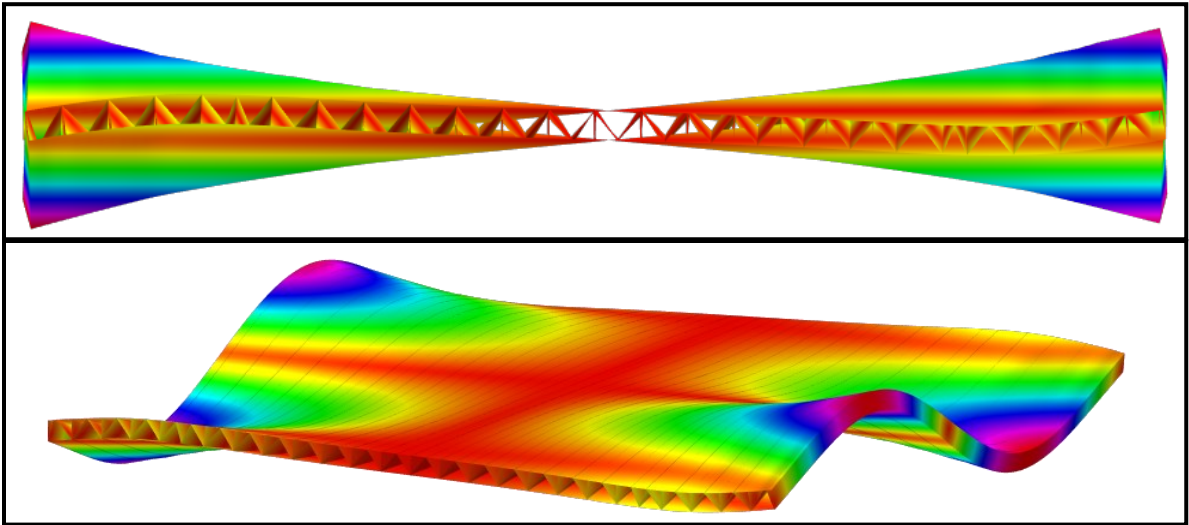


Figure A2-6 – Déformée modale, 6^e mode de vibration (65,76 Hz) (© Ève Bilodeau, 2023)

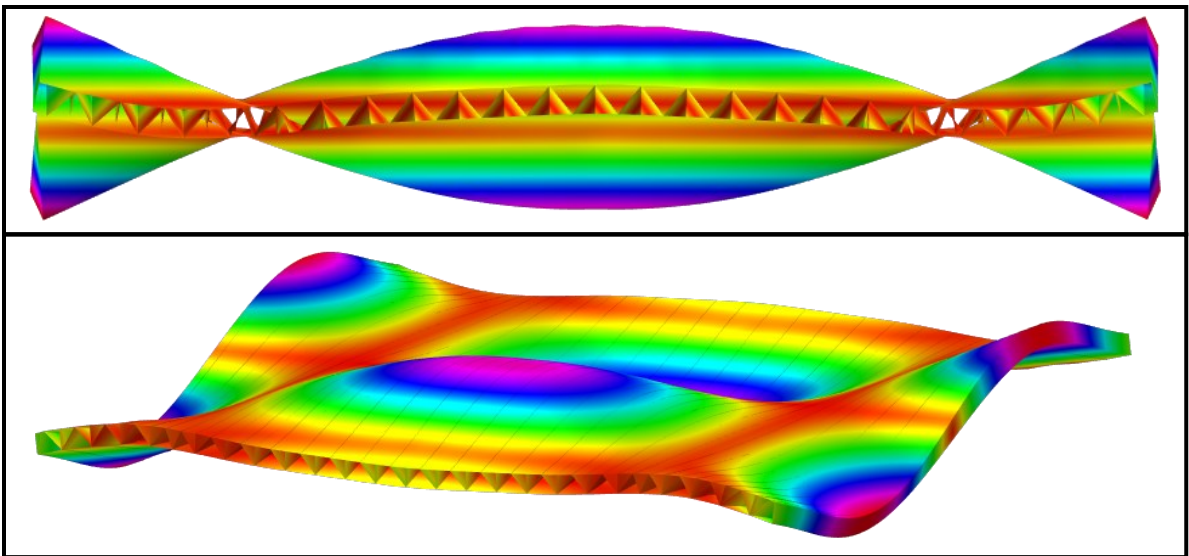


Figure A2-7 – Déformée modale, 7^e mode de vibration (75,22 Hz) (© Ève Bilodeau, 2023)

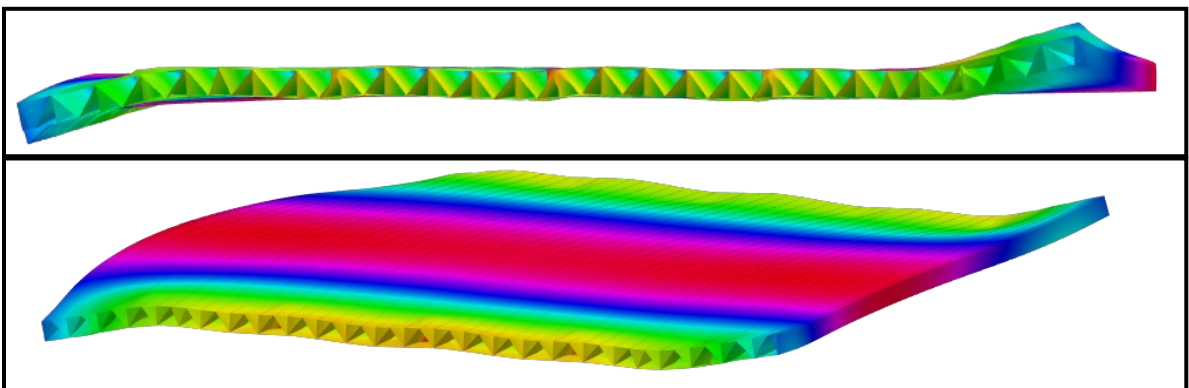


Figure A2-8 – Déformée modale, 8^e mode de vibration (81,32 Hz) (© Ève Bilodeau, 2023)

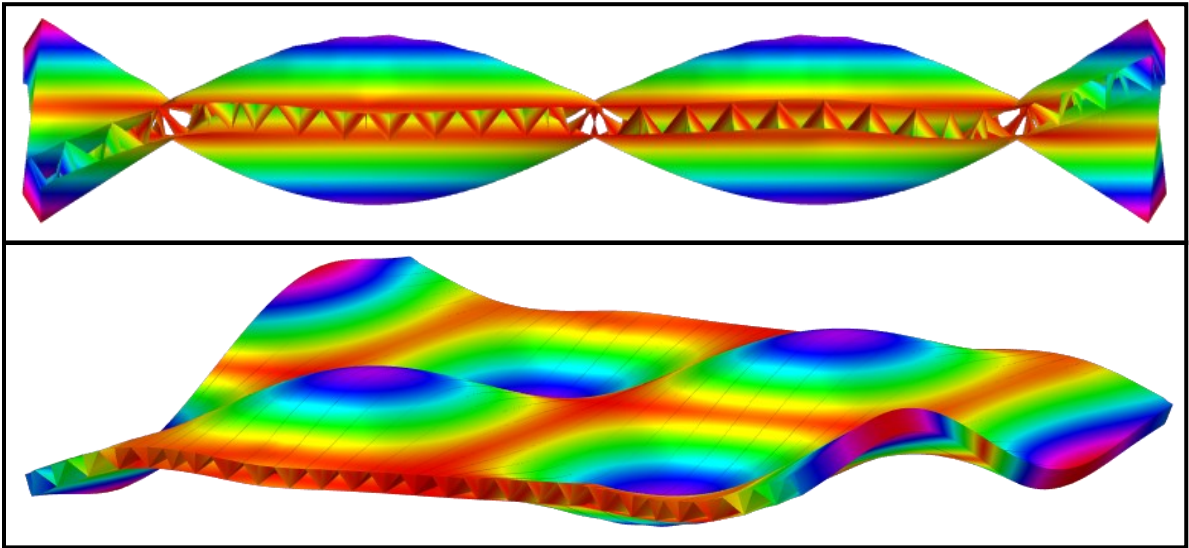


Figure A2-9 – Déformée modale, 9^e mode de vibration (96,90 Hz) (© Ève Bilodeau, 2023)

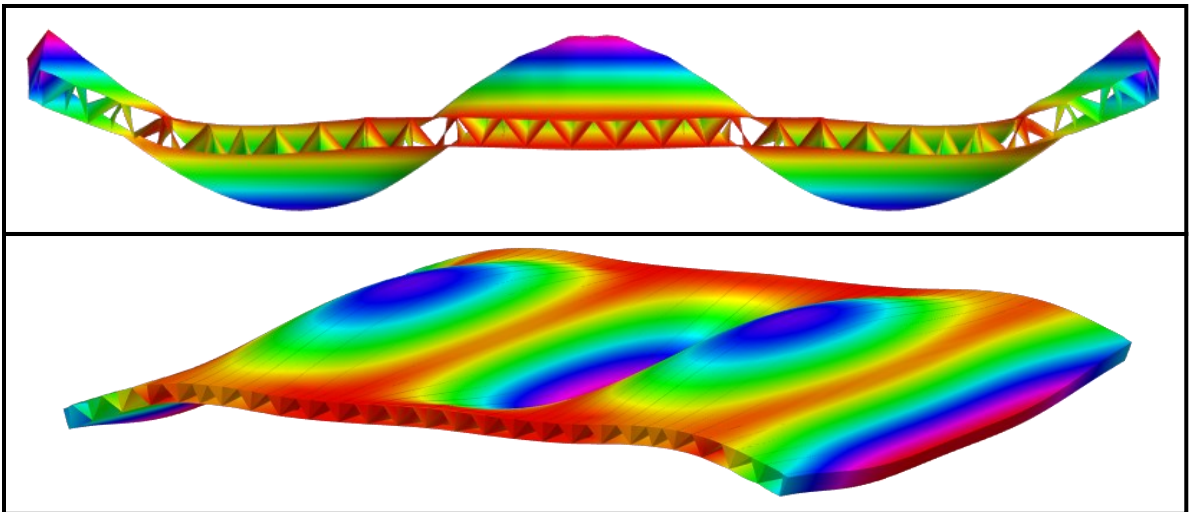


Figure A2-10 – Déformée modale, 10^e mode de vibration (106,19 Hz) (© Ève Bilodeau, 2023)