



Développement de méthodes de calcul et d'évaluation du comportement en fatigue des platelages en aluminium de ponts routiers

Par

Côme Cloutier, ing.

Sous la direction de Ahmed Rahem, ing., Ph. D. directeur et de

Lyne St-Georges, ing., Ph. D. codirectrice

Mémoire présentée 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

© Côme Cloutier, 2024

RÉSUMÉ

Ce mémoire porte sur la comparaison de méthodes de calcul utilisées pour évaluer l'état limite de fatigue (ÉLF) des ponts incorporant des platelages en aluminium sur poutre d'acier. Le pont de St-Ambroise, premier pont avec un platelage en aluminium en sol canadien, est utilisé comme référence. Peu d'étude compare les méthodes d'analyses des platelages en aluminium

Une analyse des détails sensibles à la fatigue du pont de St-Ambroise est faite. Certains détails, comme les dispositifs d'attaches entre le platelage et les poutres doivent être revus, car ils produisent inutilement des contraintes dans les soudures qui sont sensibles au phénomène de fatigue. La norme canadienne ne comprend pas de courbe S-N pour des soudures effectuées par friction malaxage. Une revue de la littérature a permis d'identifier des courbes S-N mieux adaptées. Basées sur la revue de la littérature effectuée par l'auteur, les courbes disponibles au chapitre 17 de la norme canadienne sont sécuritaires pour les soudures par friction malaxage en aluminium pour la conception des ponts.

Des simulations numériques et des calculs basés sur la théorie de poutres sont réalisés. Une étude comparative entre les éléments de type solide et de type coque est réalisée pour des segments de pont. Les éléments de type coque peuvent être utilisés pour l'évaluation et la conception de pont incorporant des platelages en aluminium. Les éléments de type coque ont tendance à sous-estimer légèrement les contraintes et les déplacements. Les méthodes simplifiées utilisant les principes de la résistance des matériaux et la théorie des poutres sont dépendantes d'une largeur effective. Ces méthodes permettent d'obtenir un ordre de grandeur et de valider les modèles par éléments finis, mais ne devraient pas être utilisées pour la conception et l'évaluation à l'état limite de fatigue. Un modèle numérique du pont de Saint-Ambroise, incorporant les résultats de l'étude comparative du type d'élément, est modélisé et comparé aux résultats de l'essai de charge réalisée sur le pont réel par MTQ.

La comparaison des méthodes de calcul et les techniques de modélisation proposées donnent une base de calcul pour les futurs projets et donnent des outils aux ingénieurs concepteurs.

ABSTRACT

This master's thesis aims to establish a comparison of the different methods to evaluate the fatigue limit state (FLS) of bridges incorporating aluminum decks on steel girders. The St-Ambroise bridge, which is the first bridge with an Aluminum deck in Canada is used as a reference. Few studies are currently available on the modelling techniques for Aluminum deck.

An analysis of the details of the St-Ambroise bridge prone to fatigue is carried out. A number of details, like the connectors between the deck and the girders are excluded from the analyses because their design is flawed as they produce high stress concentration in the welds. The Canadian Highway Bridge Design Code does not specify S-N curves for friction stir welding. A review of the literature by the author made it possible to identify better adapted S-N curves. The curves available in Chapter 17 of the Canadian standard are safe for Aluminum friction stir welds.

Numerical simulations and calculations based on beam theory are made. A comparative study between solid type and shell type elements is carried out. Shell elements can be used for the evaluation and design of bridges incorporating aluminum decks. Shell elements tend to slightly underestimate stresses and displacements. Simplified methods using the principles of mechanics of materials (ex. beam theory) are dependent on an effective width. These methods can be used in obtaining an order of magnitude and to validate finite element models but should not be used for design and evaluation of the fatigue limit state. A numerical model of the St-Ambroise bridge, incorporating the results of the comparative study between solid type and shell type, is analyzed and compared to the results of the load test carried out by the MTQ on actual bridge.

The comparison of the calculation methods and the proposed modelling techniques provide a calculation basis for future projects and provide tools to engineers.

TABLE DES MATIÈRES

RÉSUMÉ	I
ABSTRACT	II
TABLE DES MATIÈRES	IV
LISTE DES FIGURES	VII
LISTE DES TABLEAUX	XI
LISTE DES ABRÉVIATIONS	XII
DÉDICACE	XIII
REMERCIEMENTS	XIV
CHAPITRE 1	1
INTRODUCTION	1
1.1 MISE EN CONTEXTE	1
1.2 PROBLÉMATIQUE	2
1.3 OBJECTIFS DE L'ÉTUDE	3
1.4 ORGANISATION DU MÉMOIRE	4
CHAPITRE 2	5
L'ALUMINIUM ET SON UTILISATION POUR LES PONTS	5
2.1 L'ALUMINIUM STRUCTURAL ET SES PROPRIÉTÉS	5
2.1.1 ALUMINIUM.....	5
2.1.2 CARACTÉRISTIQUES DES ALLIAGES D'ALUMINIUM POUR LES PONTS	5
2.2 UTILISATION DE L'ALUMINIUM DANS LES PONTS ROUTIERS	9
2.3 PLATELAGE DE PONT EN ALUMINIUM	9
2.3.1 FABRICATIONS DES PLATELAGES	10
2.3.2 TYPES DE PLATELAGE	12
2.4 AVANTAGES DE L'ALUMINIUM POUR LES PLATELAGES DE PONT ROUTIER	16
2.4.1 GÉNÉRALITÉS	16
2.4.2 LÉGÈRETÉ	16
2.4.3 TENUE À LA CORROSION	16
2.4.4 STABILITÉ À BASSE TEMPÉRATURE	17
2.4.5 FACILITÉ D'EXTRUSION	17
2.4.6 RECYCLAGE	18
2.5 INCONVÉNIENTS	18
2.5.1 COÛT	18
2.5.2 VIBRATIONS ET DÉFLEXION.....	19
2.5.3 MANQUE D'EXPERTISE	19

2.5.4	CORROSION GALVANIQUE.....	20
2.5.5	FATIGUE.....	21
CHAPITRE 3		22
FATIGUE DES PLATELAGES DE PONTS EN ALUMINIUM.....		22
3.1	GÉNÉRALITÉS	22
3.2	PARAMÈTRES INFLUENÇANT LA FATIGUE	23
3.2.1	ÉTAT DE CONTRAINTE	24
3.2.2	TEMPÉRATURE AMBIANTE	27
3.2.3	INFLUENCE DE L'ÉTAT DE SURFACE	27
3.3	ÉVALUATION DE LA DURÉE DE VIE EN FATIGUE	28
3.4	CHARGEMENT À AMPLITUDE CONSTANTE ET AMPLITUDE VARIABLE	30
3.5	FATIGUE DES JOINTS SOUDÉS PAR FRICTION MALAXAGE	33
3.5.1	ÉTUDES DES JOINTS SOUDÉS PAR FRICTION MALAXAGE	33
3.6	COMPORTEMENT EN FATIGUE D'UN PLATELAGE ET FATIGUE DE JOINT DE PLATELAGE.....	36
3.7	ÉVALUATION DU COMPORTEMENT EN FATIGUE SELON LA NORME CANADIENNE	41
CHAPITRE 4		46
MODÉLISATIONS ET ÉVALUATION DES PONTS À PLATELAGE EN ALUMINIUM.....		46
4.1	SYSTÈME DE CONTRAINTES	46
4.2	INTERACTION PLATELAGE POUTRE.....	48
4.3	MÉTHODE D'ANALYSE DES PONTS À PLATELAGE EN ALUMINIUM	49
4.3.1	MÉTHODE DE L'ANALOGIE DE LA POUTRE DE LA NORME CAN/CSA S6-19.....	50
4.3.2	MÉTHODE DES ÉLÉMENTS FINIS.....	51
4.4	MÉTHODE BASÉE SUR LA THÉORIE ÉLASTIQUE D'EULER-BERNOULLI.....	52
4.5	ÉTUDE SUR LA MODÉLISATION DES PLATELAGES EN ALUMINIUM	54
CHAPITRE 5		58
MÉTHODOLOGIE.....		58
5.1	GÉNÉRALITÉS	58
5.2	PRÉSENTATION DU PONT DE ST-AMBROISE	59
5.3	ORDINATEUR DE SIMULATION	62
5.4	MODÈLE PAR ÉLÉMENTS FINIS.....	62
5.4.1	GÉOMÉTRIE	63
5.4.2	MATÉRIAUX.....	63
5.4.3	TYPE D'ÉLÉMENT.....	63
5.5	APPUIS	64
5.5.1	CHARGEMENTS	64
5.5.2	INTERACTION PLATELAGE-POUTRES	65
5.5.3	POINT D'ÉTUDE POUR LA FATIGUE	65
5.6	CAS DE CHARGEMENTS	66

5.6.1	CAS DE CHARGEMENT 1 – CHARGE RÉPARTIE UNIFORME	68
5.6.2	CAS DE CHARGEMENT 2 : CAMION AU CENTRE D’UNE VOIE	68
5.6.3	CAS DE CHARGEMENT 3 : ÉTAT LIMITE DE FATIGUE	69
5.6.4	CAS DE CHARGEMENT 4 : EFFET DE LA POSITION DE LA CHARGE SUR L’EXTRUSION	70
5.7	COMPARAISON DES ÉLÉMENTS DE TYPE SOLIDE ET COQUE.....	71
5.8	ÉVALUATION DES CONTRAINTES SELON LA THÉORIE DES POUTRE DE EULER- BERNOULLI.....	75
5.8.1	FLEXION LONGITUDINALE – SYSTÈME DE CONTRAINTE I.....	75
5.8.2	FLEXION TRANSVERSALE – SYSTÈME DE CONTRAINTE II.....	75
5.8.3	EFFET LOCAL – SYSTÈME DE CONTRAINTE III.....	79
CHAPITRE 6		81
RÉSULTATS ET DISCUSSION		81
6.1	DÉTAILS SENSIBLES À LA FATIGUE DU PONT DE ST-AMBROISE.....	81
6.1.1	PROFILÉS EXTRUDÉS	83
6.1.2	SOUDURES ENTRE LES EXTRUSIONS.....	83
6.1.3	SOUDURE AVEC CONNEXION DANS LES PLAQUES D’ATTACHES	85
6.1.4	CONNEXIONS ENTRE LE PLATELAGE ET LES GARDE-FOUS	87
6.2	JOINT D’ÉPISSURE.....	87
6.3	RÉSISTANCE À L’ÉCART DES CONTRAINTES DE FATIGUE	87
6.4	ÉVALUATION DE L’EFFET DES PNEUS, SYSTÈME DE CONTRAINTES III	88
6.4.1	MODÈLE PAR ÉLÉMENTS FINIS.....	89
6.5	TYPE D’ÉLÉMENT - ÉLÉMENTS COQUES VERSUS ÉLÉMENTS SOLIDES.....	92
6.5.1	EFFET LOCAL	93
6.5.2	FLEXION TRANSVERSALE	96
6.5.3	FLEXION LONGITUDINALE.....	98
6.5.4	CHOIX DU MODÈLE POUR LE PONT COMPLET	100
6.6	PONT COMPLET – VALIDATION DU MODÈLE PAR ÉLÉMENTS FINIS.....	100
6.7	SIMULATION DE L’ESSAI DE CHARGE DU MTQ	103
6.8	SIMULATION DU PONT COMPLET À L’ÉTAT LIMITE DE FATIGUE	106
6.8.1	DÉPLACEMENT	107
6.8.2	ÉVALUATION DES CONTRAINTES	108
6.8.3	RÉSISTANCE EN FATIGUE SELON LA NORME CAN/CSA S6-19	118
6.9	ÉVALUATION DE L’ÉLF SELON UNE ANALYSE PAR POUTRE ÉQUIVALENTE.....	120
6.9.1	EFFET LOCAL – SYSTÈME DE CONTRAINTE III.....	120
6.9.2	FLEXION LONGITUDINALE – SYSTÈME DE SECTION I	122
6.9.3	FLEXION TRANSVERSALE – SYSTÈME DE SECTION III	123
CHAPITRE 7		127
CONCLUSION		127

7.1	SOMMAIRE.....	127
7.2	RECOMMANDATIONS.....	129
7.3	TRAVAUX FUTURS.....	130
	LISTE DES RÉFÉRENCES	131
	ANNEXE 1 : POSITION CRITIQUE DE LA CHARGE POUR ESSAI DE CHARGE DU MTQ	136
	ANNEXE 2 : CALCUL DE L'ÉCART DES CONTRAINTES EN FATIGUE PERMIS SELON LA NORME CAN/CSA S6-19.....	138
	ANNEXE 3 : CALCUL DES FACTEURS D'ESSIEU	141

LISTE DES FIGURES

Figure 2-1 : Courbe contrainte (σ) déformation (ϵ) typique pour l'aluminium et une soudure par friction malaxage selon la direction longitudinale ou transversale.	8
Figure 2-2: Configuration typique d'un pont à poutre avec tablier en aluminium de type platelage	10
Figure 2-3 : Vue en coupe de la microstructure d'un joint soudé	11
Figure 3-1 : Courbe contrainte-déformation standard pour un alliage d'aluminium (a) et (b) courbe S-N présentant les régions de LCF et HCF.	24
Figure 3-2 : Distribution de la contrainte résiduelle à l'intérieur d'un platelage au voisinage de joint effectué par friction malaxage sur un platelage de pont.....	25
Figure 3-3 : Test de fatigue, différents types de sollicitations et définition du rapport de contrainte R.	26
Figure 3-4 : Strie et bavure sur un joint fait par friction malaxage en dessous du pont de St-Ambroise	27
Figure 3-5 : Illustration de a) méthode de la goutte d'eau, b) méthode du réservoir	30
Figure 3-6 : Courbe S-N de conception pour des soudures par friction malaxage dérivée des résultats de multiples études comparés aux courbes de soudure de L'ADM.	34
Figure 3-7 : Comparaison des données des essais avec différentes courbes de pentes m.....	34
Figure 3-8 : Courbe S-N proposée basée sur des essais par Fleury et al. et Guo et al. pour des joints FSW avec paramètres optimaux et $R=0.1$	35
Figure 3-9: Résultats d'essais en fatigue pour des soudures parfaites d'alliage 6061 et 5083 comparés aux courbes FAT 62 et ADM Cat-B.	36
Figure 3-10 : Éprouvettes, coupes transversales et conditions de charge pour les essais de fatigue	38
Figure 3-11 : Courbe S-N - comparaison entre FSW et métal parent	38
Figure 3-12 : Contrainte équivalente et durée de vie du test sur pont à amplitude variable et la courbe S-N moyenne résultant de la série de tests sur platelage de pont [33] Reproduit avec la permission de l'éditeur.	39
Figure 3-13 : Montage pour l'essai de fatigue, l'aile inférieure est supportée sur sa pleine longueur	39
Figure 3-14 : Comparaison des courbes S-N recommandées pour l'évaluation des joints FSW	40
Figure 3-15 : Orientation des plans de fissuration et des contraintes à utiliser pour l'évaluation en fatigue des joints soudés	43
Figure 3-16 : Configuration, charge des essieu et dimension des pneu pour le chargement à l'ÉLF de la norme CAN/CSA S6-19	44
Figure 4-1 : Système de contraintes à l'intérieur d'un platelage d'aluminium disposé parallèlement aux poutres principales.....	47

Figure 4-2 : (a) Superposition des systèmes de contraintes selon la position sur le pont dans les soudures (b) identification de la portée (L) et de l'espacement des poutres (s). c) Contraintes de tension attendues pour chaque système de contrainte dans les soudures d) coupe transversale du platelage avec identification soudure type	48
Figure 4-3 : Modèles alternatifs pour la représentation de congés. (a) actuelle (b) épaisseur variable (c) épaisseur constante et (d) néglige les congés.....	55
Figure 4-4 : Platelage et cas de charge pour les essais réalisés par Siwowski	57
Figure 5-1 : Représentation schématique de la méthodologie utilisée.....	59
Figure 5-2 : Emplacement du pont de St-Ambroise structure P-17948 du MTQ	60
Figure 5-3 : Photographie du pont de St-Ambroise.	60
Figure 5-4 : Dimension principale du pont de St-Ambroise	61
Figure 5-5 : Dimensions principales des 3 principales extrusions du pont de St-Ambroise.....	62
Figure 5-6 : Largeur d'étude pour la fatigue des joints soudés du pont de St-Ambroise.....	66
Figure 5-7 : Nomenclature pour l'identification des éléments du platelage	66
Figure 5-8 : (a) position du camion d'essai le long de la travée et (b) position transversale du camion	69
Figure 5-9 : Chargement pour l'étude de l'état limite de fatigue.....	70
Figure 5-10 : Configuration de la charge de pneu pour le cas 4. a) charge vis-à-vis l'âme, b) charge vis-à-vis la soudure, c) charge au centre de la semelle, d) axe d'évaluation des contraintes.....	71
Figure 5-11 : Représentation schématique du modèle pour la comparaison des éléments de type solide et des éléments de type coque	73
Figure 5-12 : Maillage des différents modèles pour la comparaison du type d'élément, a) Éléments solides, b) éléments coques	74
Figure 5-13 : Modèle simplifié pour l'analyse de la flexion transversale. a) modèle physique, b) poutre uniforme sur appuis multiples, c) poutre uniforme sur appuis simples, d) cadre rigide en forme de treillis, e) modèle par éléments finis 2D	77
Figure 5-14 : Évaluation de l'inertie du platelage en considérant uniquement les ailes supérieures et inférieures.....	78
Figure 5-15 : Points de référence utilisés pour la comparaison des modèles pour la flexion transversale,.....	78
Figure 5-16 : Idéalisations des extrusions en poutre et points d'étude retenue	80
Figure 6-1 : Détails sensibles à la fatigue	82
Figure 6-2 : Dessous du platelage entre les poutres principales	83
Figure 6-3 : FSW à proximité de l'aile d'une poutre principale	84
Figure 6-4 : Vue du dessous en porte-à-faux du platelage avec dispositif d'attache à l'intérieur d'une soudure.....	86

Figure 6-5 : Vue des poutres dessous du pont, poutre principale, diaphragme et appareil d'appuis .	86
Figure 6-6 : Attache du dispositif de retenue, vue du côté du pont.....	87
Figure 6-7 : Modèle 3D utilisée pour l'effet local, charge au centre d'une soudure	89
Figure 6-8 : Contrainte normale évaluée selon un axe transversal à la section du platelage en fonction de la position de la charge.....	90
Figure 6-9 : Distribution des contraintes transversales lorsque la charge est placée au centre d'une soudure.....	91
Figure 6-10 : Distribution des contraintes longitudinales lorsque la charge est placée au centre d'une soudure.....	91
Figure 6-11 : Contraintes transversales pour le modèle de type solide – effet local.....	94
Figure 6-12 : Contraintes transversales modèle avec éléments de type coque – effet local	95
Figure 6-13 : Différence entre la modélisation avec des éléments solides et des éléments coques ..	95
Figure 6-14 : Comparaison des résultats pour différents modèles pour l'effet local	96
Figure 6-15 : Comparaison des résultats pour différents modèles pour le cas de flexion transversale	98
Figure 6-16 : Comparaison des résultats pour différents modèles pour le cas de flexion longitudinale	99
Figure 6-17 : Modèle utilisé pour la calibration des poutres.....	101
Figure 6-18 : Déformation verticale des poutres sous chargement uniforme	101
Figure 6-19 : Modèle utilisé pour la calibration du pont avec une charge uniforme de 10 kPa.....	102
Figure 6-20 : Déformation verticale du pont sous chargement uniforme	103
Figure 6-21 : Modèle par éléments finis, 1 Camion d'essai du MTQ dans la voie de gauche.....	103
Figure 6-22 : Flèche obtenue lors de l'essai du MTQ et avec les modèles par éléments finis	105
Figure 6-23 : Modèle utilisé pour l'évaluation de l'état limite de fatigue.....	107
Figure 6-24 : Déplacement vertical du pont sous le chargement en fatigue normatif de la norme CAN/CSA S6-19.....	108
Figure 6-25 : Déplacement vertical (flèche) sur une coupe transversale au centre du pont et au centre des essieux pour le chargement de fatigue.....	108
Figure 6-26 : Localisation de la contrainte maximale au sein d'une soudure sur la semelle inférieure	109
Figure 6-27 : Maillage, semelle inférieure à proximité de la contrainte maximale a) original b) maillage raffiné	110
Figure 6-28 : Contrainte longitudinale haut platelage pour L'ÉLF sans facteur d'amplification dynamique.....	111
Figure 6-29 : Contraintes longitudinales à la semelle inférieure pour L'ÉLF sans facteur d'amplification dynamique	111

Figure 6-30 : Distribution des contraintes longitudinales au centre du pont à l'ÉLF sans facteur d'amplification dynamique pour le haut et le bas des semelles	112
Figure 6-31 : Distribution des contraintes longitudinales au centre d'un essieu à l'ÉLF sans facteur d'amplification dynamique pour le haut et le bas des semelles	113
Figure 6-32 : Distribution des contraintes transversales au centre d'un essieu à l'ÉLF sans facteur d'amplification dynamique pour le haut et le bas des semelles	114
Figure 6-33 : Distribution des contraintes transversales au centre du pont à l'ÉLF sans facteur d'amplification dynamique	114
Figure 6-34 : Contraintes transversales sur une demi-section du modèle.....	115
Figure 6-35 : Position des soudures par rapport au centre des poutres	116
Figure 6-36 : Déformation globale et locale du platelage causée par le chargement à l'ÉLF sans flexion longitudinale	117
Figure 6-37 : Contraintes transversales produites par la flexion de l'aile inférieure contre la semelle de la poutre a) poutre masquée b) poutre affichée	117
Figure 6-38 : Distribution de la contrainte transversale au centre d'une soudure pour l'effet local. Charge au centre d'une soudure.....	120
Figure 6-39 : Effort interne à l'ÉLF pour l'analyse de la flexion transversale	125
Figure 6-40 : Distribution des contraintes transversales le long du pont entre les poutres B et C..	126

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2-1 : Désignation des alliages d'aluminium utilisés en Amérique du Nord [4].....	6
Tableau 2-2 : Traitement métallurgique relatif aux états T [4]	7
Tableau 2-3 : Propriétés physiques de l'aluminium et des alliages	8
Tableau 3-1 : Constantes de résistance à la fatigue et limites des écarts des contraintes à amplitude constante [39]	45
Tableau 4-1 : Élément et maillage utilisés par différents chercheurs pour la modélisation de platelages et de ponts	55
Tableau 5-1 : Propriétés des ordinateurs de simulation	62
Tableau 5-2 : Propriétés des matériaux utilisés pour la modélisation.....	63
Tableau 5-3 Scénarios de chargement.....	68
Tableau 5-4 : Propriétés géométriques de la section transversale des modèles et comparaison avec la valeur théorique de Alumabridge.....	74
Tableau 5-5 : largeur effective obtenue selon différentes méthodes.....	76
Tableau 6-1 : Détails sensibles à la fatigue du pont de St-Ambroise.....	82
Tableau 6-2 : Résistance à l'écart des contraintes de fatigue selon la norme CAN/CSA S6-19 en MPa	88
Tableau 6-3 : Comparaison des éléments de type solide et de type coque – effet local	93
Tableau 6-4 : Comparaison des éléments de type solide et de type coque – flexion transversale	97
Tableau 6-5 : Comparaison des éléments de type solide et de type coque – flexion longitudinale ..	99
Tableau 6-6 : Comparaison des flèches (mm) des poutres obtenues par éléments finis et lors de l'essai de charge du MTQ	104
Tableau 6-7 : Comparaison des moments maximaux au centre du pont obtenus par l'analyse par éléments finis et lors de l'essai du MTQ.....	105
Tableau 6-8 : Comparaison des facteurs d'essieux obtenus par éléments finis et lors de l'essai charge du MTQ.....	106
Tableau 6-9 : Écart de contrainte obtenu lors de l'évaluation de L'ÉLF par éléments finis et écart de contrainte permis selon la norme S6-19 pour le platelage	119
Tableau 6-10 : Contraintes obtenues avec les modèles simplifiés et comparaison avec les résultats obtenus par modélisation	122
Tableau 6-11 : Contrainte longitudinale obtenue à l'aide de l'analogie de la poutre.....	123
Tableau 6-12 : Écart de contrainte dû à la flexion transversale causée par L'ÉLF	124

LISTE DES ABRÉVIATIONS

Abréviation	Nom complet
AA	Aluminium Association
ADA	Advance Design America
ADM	Aluminium Design Manual
ADTT	Débit de camion journalier
Al	Aluminium
Art.	Article
ASHTOO	American Association of State Highway and Transportation Officials
CSA	Association canadienne de normalisation
DDL	Degré de liberté
DJMA	Débit journalier moyen annuel
ÉLF	État limite de fatigue
FSW	<i>Friction stir welding</i> (Soudage par friction malaxage)
IIW	International Institute of Welding
MTQ	Ministère des Transports
MDTD	Ministère des Transports et de la Mobilité durable
MTQTMD	Ministère des Transports, de la Mobilité durable et de l'Électrification des transports
RDM	Résistance des matériaux
UQAC	Université du Québec à Chicoutimi

DÉDICACE

À ma famille et mes amis

REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier toutes les personnes qui ont contribué au succès et à l'obtention de mon diplôme de maîtrise.

Je tiens dans un premier temps à remercier, mon directeur de mémoire M. Ahmed Rahem, ing. Ph. D et ma codirectrice Mme Lyne St-George, ing. Ph. D pour leur patience, disponibilité et surtout pour l'appui qu'ils m'ont procuré tout au long de mon parcours.

Je remercie également le conseil de recherches en sciences naturelles et en génie du Canada (CRSNG) et les Fonds de recherche du Québec - Nature et technologies (FRQNT) pour le soutien financier.

Je tiens également à remercier le ministère des Transports du Québec (MTQ) et particulièrement M. Mathieu Lacoste, ing. M. Sc de m'avoir partagé et permis d'utiliser les résultats de leurs essais réalisés sur le pont de St-Ambroise.

Finalement, j'aimerais remercier Le Groupe Génitique, particulièrement M. Richard Larouche, ing. qui m'a permis de concilier étude et travail ainsi que Mme Karine Coulombe pour la correction et mise en page du mémoire.

CHAPITRE 1

INTRODUCTION

1.1 MISE EN CONTEXTE

L'augmentation de la circulation routière couplée avec l'augmentation de la capacité de chargement des véhicules par l'entremise de nouvelles technologies de propulsion requiert l'adaptation et la modernisation des ouvrages d'art à travers le monde. Le vieillissement des structures amplifie ce besoin. Au Québec, la gestion du réseau routier est sous la responsabilité du Ministère des Transports (MTQ¹), selon le bilan de l'état des structures 2018, près des deux tiers des ouvrages d'art sous son contrôle ont été construits entre 1960 et 1980. En considérant que des travaux de réparation sont habituellement nécessaires 25 à 30 ans après la construction d'un ouvrage, les besoins d'entretien et de réparation atteignent actuellement un pic important. Par ailleurs, le ministère évalue que seulement 76 % des structures sont en « bon état » sur le réseau provincial. Pour le réseau municipal, ce chiffre s'établit à 58.2 % [1]. Les platelages de pont en aluminium sont une solution prometteuse pour régler certain de ces problèmes.

Un platelage de pont en aluminium a un ratio résistance/poids supérieur comparativement à la solution traditionnelle du platelage en béton et une résistance supérieure au platelage en bois. L'adoption d'un platelage en aluminium pourrait ainsi réduire considérablement la charge permanente de la structure, tout en augmentant sa capacité de soutenir les charges routières. Les coûts reliés au transport et le temps d'installation d'un tel type de platelage se trouvent également réduits grâce à la réduction de la masse du platelage, qui requiert ainsi l'utilisation d'équipements de levage moins importants [2]. Vient s'ajouter à cela la réduction des interruptions du trafic lors de la réfection ou la construction d'un nouveau pont.

¹ Le nom du ministère des Transports du Québec a changé plusieurs fois au cours des années. Ministère des Transport du Québec (MTQ) de 1973 à 2016, ministère des Transports, de la Mobilité durable et de l'Électrification des transports (MTMDET) de 2016 à 2018, Ministère des Transports du Québec (MTQ) de 2018 à 2022 et finalement Ministère des Transports et de la Mobilité durable (MDTD) de 2018 à aujourd'hui. Pour ce mémoire le terme MTQ est utilisé sans distinction à l'année pour faciliter la compréhension et la lecture.

Jusqu'à présent, les platelages de ponts en aluminium n'ont pas été largement utilisés au Canada en raison de défis techniques et économiques. Ces défis freinent l'adoption de l'aluminium et son intégration par les autorités dans la construction des ponts routiers. Le premier projet pilote d'un pont intégrant un platelage en aluminium en sol québécois est le pont de St-Ambroise (Saguenay) construit en 2014. Malgré son utilisation restreinte au sein de ponts routiers, les connaissances du comportement structural de l'aluminium se sont améliorées ces dernières années. Le code canadien sur le calcul des ponts routiers (CAN/CSA S6) dispose d'un chapitre sur les ouvrages en aluminium depuis 2014 et des modifications concernant les tabliers en aluminium, notamment les facteurs d'équivalence au dommage, ont été apportées à la version actuellement en vigueur CAN/CSA S6-19.

Il existe néanmoins encore, des défis importants de conception et de construction qui se rapportent à l'évaluation du cycle de vie économique, à la connaissance approfondie des alliages d'aluminium, à leur comportement mécanique au sein d'un pont et leur comportement en fatigue. Ces deux derniers points, qui sont directement liés, font l'objet de ce mémoire.

La fatigue peut être définie comme l'endommagement d'une pièce causé par des cycles d'efforts variables. La rupture peut survenir à un état de contrainte inférieur à la limite élastique du matériau. En raison du faible poids de l'aluminium, la charge cyclique (ou charge vive) peut correspondre à une fraction non négligeable du poids total du pont et rendre la structure plus propice au phénomène de fatigue.

1.2 PROBLÉMATIQUE

La répartition des contraintes à l'intérieur d'un platelage extrudé et soudé est plus complexe que pour une structure traditionnelle en béton ou en bois en raison de sa géométrie complexe. L'écart de contrainte en tension induite par les charges vives est le paramètre clé de l'évaluation de la vie en fatigue.

Peu d'études portent sur l'effet des charges de service sur la fatigue des platelages en aluminium. Il n'existe pas de directive spécifique sur les méthodes d'analyse à utiliser pour étudier ce type de pont. De plus, peu d'études sont disponibles pour la calibration des modèles numériques de platelage en aluminium. L'ingénieur concepteur ne dispose donc pas des mêmes outils que pour l'évaluation des dalles en béton ou des platelages en bois ou en acier. Ce manque de connaissances désavantage l'utilisation de platelage en aluminium. Le développement d'une méthode de calcul simplifiée ou l'élaboration de directives claires pour une analyse raffinée permettrait de rendre l'utilisation des platelages de pont en aluminium plus concurrentielle et accessible aux ingénieurs du Canada.

Finalement, il n'existe pas encore de recommandations claires sur le choix des courbes de résistance en fatigue (courbe S-N) à utiliser pour vérifier la résistance en fatigue des platelages soudés par friction malaxage. La première partie de cette étude est donc une revue de la littérature sur ce sujet.

1.3 OBJECTIFS DE L'ÉTUDE

Le travail de recherche proposé vise le développement de méthodes de calcul et des recommandations pour l'évaluation du comportement en fatigue des platelages en aluminium soudés par friction malaxage selon la norme canadienne. L'intérêt de l'étude est notamment porté sur un platelage en aluminium de courte portée. Le pont de St-Ambroise est choisi comme pont d'étude.

Différentes simulations numériques par éléments finis seront réalisées et comparées entre elles ainsi qu'avec des modèles simplifiés basés sur la résistance des matériaux. Les résultats de l'essai de charges réalisé par le MTQ à l'été 2015 seront également utilisés pour valider certains modèles.

Plus spécifiquement, les éléments suivants sont visés par le projet de recherche :

- Effectuer une revue de la littérature sur la fatigue au sein des joints soudés par friction malaxage spécifique aux ponts incorporant des platelages en aluminium ;
- Déterminer les détails constructifs du platelage du pont de St-Ambroise qui seront sensibles au

phénomène de fatigue et évaluer les contraintes pour l'évaluation en fatigue pour les détails ciblés ;

- Effectuer une comparaison entre les méthodes d'analyse basées sur la résistance des matériaux recourant à des équations classiques (RDM) et les méthodes d'analyse basées sur les éléments finis et émettre des recommandations.

1.4 ORGANISATION DU MÉMOIRE

Le mémoire est organisé en chapitre dans lesquels seront traités plusieurs aspects. Les chapitres 2 à 4 présentent une revue de la littérature soit au chapitre 2, une revue de l'utilisation de l'aluminium dans les ponts; au chapitre 3 une revue de la fatigue axée sur les platelages en aluminium et finalement au chapitre 4 une revue des méthodes de modélisation et d'évaluation des platelages de pont en aluminium. La méthodologie de recherche est présentée au chapitre 5. La discussion est présentée au chapitre 6 et finalement la conclusion au chapitre 7. Le mémoire comprend également 3 annexes présentant des calculs divers.

CHAPITRE 2

L'ALUMINIUM ET SON UTILISATION POUR LES PONTS

Ce chapitre propose une revue de la littérature en quatre sections. La première section porte sur l'aluminium et ses propriétés. La seconde aborde l'utilisation de l'aluminium pour les ponts routiers en général et pour les platelages en aluminium. La troisième et la quatrième section traitent des avantages et inconvénients de l'utilisation de l'aluminium pour les platelages de ponts routiers.

2.1 L'ALUMINIUM STRUCTURAL ET SES PROPRIÉTÉS

Les sous-sections suivantes présentent les principales caractéristiques de l'aluminium en lien avec son utilisation à l'intérieur de ponts routiers, particulièrement pour les platelages.

2.1.1 ALUMINIUM

L'aluminium est le matériau le plus abondant de l'écorce terrestre et le troisième élément le plus abondant sur terre après l'oxygène et le silicium. Il fait partie de la famille des métaux pauvres et porte le numéro atomique 13. L'aluminium n'existe pas naturellement à l'état pur sur terre, il est combiné à d'autres éléments. Ceci est dû à sa nature chimique instable (Al^{3+}). La source la plus importante de l'aluminium se retrouve sous forme de minerai appelée bauxite. La bauxite contient entre 45 % et 60 % de son poids en oxyde d'aluminium (Al_2O_3), couramment appelé alumine. Cette dernière peut ensuite être réduite en aluminium, généralement par le procédé Hall-Héroult [3].

2.1.2 CARACTÉRISTIQUES DES ALLIAGES D'ALUMINIUM POUR LES PONTS

Pour la construction de ponts, l'aluminium est utilisé sous forme d'alliage afin d'obtenir de meilleures propriétés mécaniques. La classification des alliages utilisée en Amérique du Nord a été introduite par l'*Aluminium Association* (AA) aux États-Unis. Deux types d'alliage sont identifiés, les alliages de corroyage et les alliages de fonderie. Pour les platelages et les éléments structuraux primaires, les alliages de corroyage sont le plus souvent utilisés. Les alliages de fonderie pour leur part sont utilisés pour les éléments secondaires comme les dispositifs de retenue ou les connexions.

L'intérêt est porté sur les alliages de corroyage utilisés pour les platelages, en conséquence, seuls les alliages de corroyage seront abordés pour ce travail.

Les alliages de corroyage sont obtenus à la suite du travail de lingots par des procédés de forge. La désignation des alliages de corroyage comporte quatre chiffres. Le premier chiffre représente l'ingrédient principal de l'alliage soit environ 5 % ou moins de la composition, hormis l'aluminium. Le tableau 2-1 présente la composition des alliages de corroyage selon leur désignation.

Tableau 2-1 : Désignation des alliages d'aluminium utilisés en Amérique du Nord [4]

Série	Principaux éléments
1 XXX	99 % d'aluminium (minimum)
2 XXX	Cuivre
3 XXX	Manganèse
4 XXX	Silicium
5 XXX	Magnésium
6 XXX	Magnésium et silicium
7 XXX	Zinc
8 XXX	Autres éléments
9 XXX	Série non utilisée

Historiquement, les alliages des séries 2000, 5000 et 6000 étaient employés dans les ponts [5, 6]. Aujourd'hui, le chapitre 17 de la norme canadienne sur les ponts routiers CAN/CSA S6-19 (article 17.4.2) indique les alliages pouvant être utilisés pour la construction des ponts. La série 2000 a été délaissée et seuls certains alliages des séries 5000 et 6000 sont autorisés.

La série 5000 a pour élément d'apport principal le Magnésium. Cette série est classée comme non traitable thermiquement et offre la meilleure combinaison de haute résistance à la traction et de la résistance à la corrosion. Pour cette raison, elle est souvent utilisée pour des applications en milieu marin [3].

La série 6000 contient du magnésium et du silicium. Lorsqu'ils sont utilisés conjointement, ces deux éléments forment des précipités de Mg_2Si lorsque qu'ils sont traités thermiquement [4]. Les alliages de cette série offrent une résistance acceptable aux charges, une bonne résistance à la corrosion, possédant une bonne extrudabilité, sont soudables et peuvent être facilement anodisés. C'est la capacité à être extrudée qui rend cette série populaire au sein de la conception de ponts.

Différents procédés métallurgiques permettent de modifier l'état des alliages et ainsi accroître leurs propriétés mécaniques et physiques. Ici, seuls les états T et H sont abordés, puisqu'ils sont les seuls à être appliqués aux alliages de corroyage utilisés pour les ponts. L'état H désigne un traitement par écrouissage. Cet état est subdivisé en plusieurs catégories. L'état H1 désigne un alliage écroui uniquement. L'état H2 désigne un alliage écroui et partiellement recuit. L'état H3 désigne un alliage écroui et stabilisé par traitement thermique à basse température ou par l'introduction de chaleur pendant la fabrication. Le chiffre suivant des états H1, H2 et H3 indique le degré d'écrouissage final. L'état T fait référence au traitement thermique. Cet état est également divisé en plusieurs sous-catégories. Le tableau 2-2 présente les traitements métallurgiques relatifs à l'état T. Les désignations T1 à T10 peuvent être suivies d'un second chiffre présentant une variante de l'état thermique de base.

Tableau 2-2 : Traitement métallurgique relatif aux états T [4]

État	Traitement métallurgique
T1X	Refroidissement après transformation à chaud et maturation
T2X	Refroidissement après transformation à chaud, écrouissage et maturation
T3X	Mise en solution, trempe, écrouissage et maturation
T4X	Mise en solution, écrouissage et maturation
T5X	Refroidissement après transformation à chaud et revenu
T6X	Mise en solution, trempe et revenu
T7X	Mise en solution, trempe et surrevenu
T8X	Mise en solution, trempe, écrouissage et revenu
T9X	Mise en solution, trempe, revenu et écrouissage
T10X	Refroidissement après transformation à chaud, écrouissage et revenu

Pour les calculs, les différentes normes de conception prescrivent l'utilisation des valeurs nominales des propriétés physiques. Au Canada, la norme CAN/CSA S6-19 (article 17.4.3), indique les propriétés physiques à retenir pour la conception et l'évaluation d'ouvrage d'art. Le tableau 2-3 présente la plage des propriétés ainsi que les caractéristiques retenues pour les calculs. La réponse réelle du pont peut donc être différente de la réponse calculée avec les valeurs idéalisées utilisées en conception par les ingénieurs.

Tableau 2-3 : Propriétés physiques de l'aluminium et des alliages

Propriété physique	Symbole	Plage de valeurs [3]	Valeurs de calcul CAN/CSA S6-19
Coefficient d'expansion thermique (/°C)	α	24×10^{-6}	24×10^{-6}
Densité @ 20°C (kg/m^3)	ρ	2600-2800	2700
Module d'élasticité (MPa)	E	69 000 – 75 000	70 000
Module d'élasticité en cisaillement (MPa)	G	--	26 000
Coefficient de Poisson	ν	0.33	0.33
Conductibilité thermique ($W/m^{\circ}C$)	(λ)	185	--

La figure 2-1 présente les courbes contrainte-déformation typiques pour un alliage d'aluminium non soudé et pour un alliage d'aluminium soudé par friction malaxage selon l'orientation de la soudure. Le soudage affecte significativement les propriétés mécaniques de l'aluminium au-delà du domaine élastique. Ceci est dû à la zone thermiquement affectée lors du soudage. La haute conductibilité thermique rend le soudage des alliages d'aluminium plus difficile, car la chaleur produite par l'outil de soudage est dissipée par conduction à travers la pièce. Si la pièce est traitée au préalable, la chaleur peut sérieusement affecter l'effet du traitement thermique, favorisant ainsi la perte de résistance. Ce phénomène est visible à la figure 2-1, si l'on compare les valeurs des résistances en traction du métal de base à celles du métal dans les zones affectées par le soudage. En revanche, le module élastique (E) demeure le même, preuve que le soudage par friction malaxage n'affecte pas le module élastique.

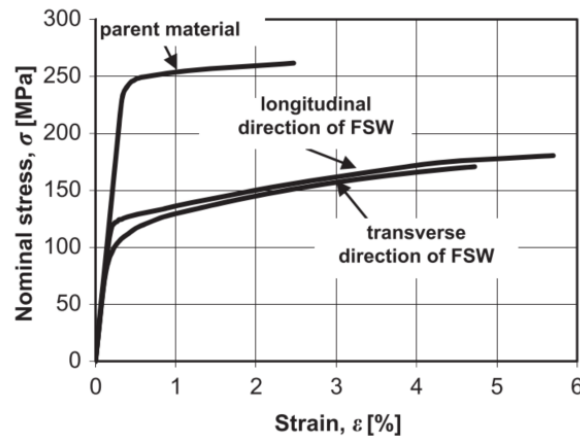


Figure 2-1 : Courbe contrainte (σ) déformation (ϵ) typique pour l'aluminium et une soudure par friction malaxage selon la direction longitudinale ou transversale.
[7] Reproduit avec la permission de l'éditeur

2.2 UTILISATION DE L'ALUMINIUM DANS LES PONTS ROUTIERS

L'utilisation d'aluminium au sein des ponts remonte à 1933 avec le remplacement du platelage d'acier et de bois du pont « Smithfield Street » de Pittsburgh aux États-Unis par un platelage en aluminium. Bien que la première utilisation de l'aluminium a été pour un platelage, les 40 années suivantes (jusqu'aux années 90) ont été marquées par le développement de système porteur (superstructure) en aluminium avec des platelages en béton, acier ou bois. Durant cette période, les platelages en aluminium étaient peu nombreux. L'aluminium a été utilisé avec succès à l'intérieur de ponts treillis, de ponts à poutres, de ponts à caissons et de ponts suspendus [6].

Bon nombre d'auteurs relatent l'histoire de l'utilisation de l'aluminium pour les ponts routiers [2, 5, 6, 8]. AluQuébec, la Grappe industrielle de l'aluminium du Québec via Le Centre d'expertise sur l'aluminium (CeAl) tient un registre des ponts et des passerelles en aluminium sur son site internet.

2.3 PLATELAGE DE PONT EN ALUMINIUM

Au cours des années 90, l'utilisation de l'aluminium pour les platelages a vu un nouvel intérêt grandissant pour les pays nordiques. Ceci, en partie, due à la nécessité de réfection des platelages conventionnels endommagés, affectés par des problèmes de corrosion, la nécessité d'augmenter les charges utiles des ouvrages [5] et la diminution du prix de l'aluminium [6]. Différents types de platelages en aluminium sont utilisés aux États-Unis, en Suède, aux Pays-Bas, en Norvège et au Japon [2, 6, 9, 10] et plus récemment au Canada [11].

En ouvrage d'art, le tablier est défini comme la partie horizontale de l'ossature d'un pont situé sous la voie portée. Pour les ponts à poutres, comme il est traité au sein de ce mémoire, le tablier comprend les éléments porteurs (ex ; longerons et entretoises) [12]. Le terme platelage est utilisé dans ce mémoire pour définir un tablier sans longerons et entretoise, soit l'élément horizontal portant les charges et les transmettant à l'ossature directement.

La figure 2-2 présente les principaux composants d'une section de pont de type « pont à poutres » avec tablier de type platelage en aluminium.

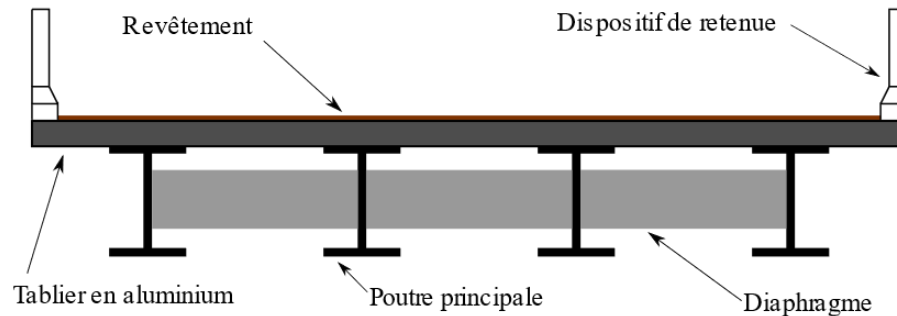


Figure 2-2: Configuration typique d'un pont à poutre avec tablier en aluminium de type platelage
© Côte Cloutier, 2024

Les extrusions formant le platelage peuvent être disposées transversalement (perpendiculaire) ou longitudinalement (parallèle) aux poutres principales. Le choix de l'orientation influence le niveau de contrainte et le moment résistant du platelage. Une disposition longitudinale augmente le moment résistant, mais transfère moins efficacement le moment transversal aux poutres. Ceci est dû à une plus faible rigidité transversale que longitudinale. L'effet contraire se produit pour les extrusions placées transversalement aux poutres [13].

2.3.1 FABRICATIONS DES PLATELAGES

La capacité de certains alliages d'aluminium à être extrudé permet de former des sections optimisées selon le contexte de l'ouvrage. Des traitements thermiques en fin de processus permettent d'augmenter les propriétés mécaniques et de relaxer les contraintes résiduelles. La taille des sections pouvant être extrudées est limitée par la dimension des filières, la puissance des presses d'extrusion, la taille des billettes d'aluminium et l'extrudabilité de l'alliage [14, 15]. Au Québec, la dimension maximale des extrusions est actuellement limitée à 6 po (152 mm) de diamètre.

Différents procédés permettent de relier les profilés extrudés, notamment le soudage, le boulonnage, le rivetage ou l'emboîtement. Le processus de soudage par friction malaxage est de plus en

plus utilisé pour les joints longitudinaux reliant les extrusions. Les connaissances sur l'influence de la fatigue sur ce type de détail restent limitées et les normes nord-américaines ne disposent pas de courbes S-N pour ce type de procédé.

Le soudage par friction malaxage (FSW) est un procédé de soudage à l'état solide, il permet d'effectuer une soudure sans faire fondre le métal. Le montage typique comprend un outil rotatif et des retenues. L'outil rotatif est formé d'un épaulement prolongé par un pion dont la longueur est adaptée à l'épaisseur des plaques pour former une soudure à pénétration complète. L'épaulement génère la chaleur requise par frottement et le pion malaxe le métal du joint. La température se situe habituellement entre 80 % et 90 % de la température de fusion du métal à souder. Le soudage par friction malaxage offre notamment comme avantage comparativement au soudage par fusion (MIG ou TIG) une meilleure résistance mécanique, une plus faible distorsion et une zone affectée thermiquement moins grande [16].

La figure 2-3 présente la microstructure d'un joint soudé par friction malaxage et les différentes zones affectées par le procédé. La soudure comporte quatre zones distinctes, soient la zone malaxée située au centre, la zone affectée thermo-mécaniquement, la zone affectée thermiquement et finalement le métal de base [16]. Chaque zone présente des propriétés mécaniques et physiques différentes, ce qui rend les joints soudés propices aux effets de la fatigue.

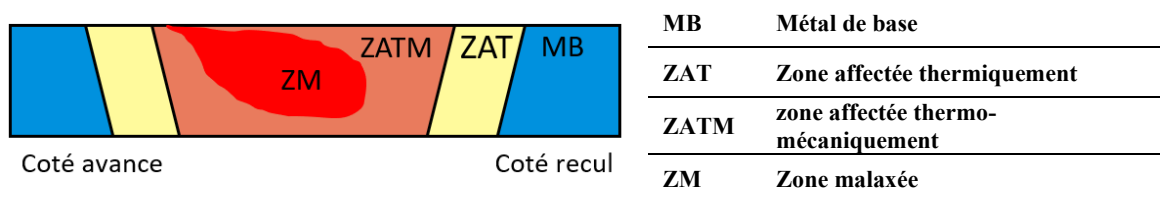


Figure 2-3 : Vue en coupe de la microstructure d'un joint soudé
© Côme Cloutier, 2024

2.3.2 TYPES DE PLATELAGE

Les formes des profilés et les types de jonction profilé-profilé formant les platelages sont variés. Plusieurs concepteurs et industries ont breveté des concepts au cours des années. Une étude de faisabilité menée au Canada pour le remplacement de platelages endommagés par des platelages en aluminium identifie certains modèles [17], notamment les systèmes ALCOA et Alumadeck (Reynolds) fabriqués aux États-Unis et le système Svensson qui est fabriqué en Suède. Par la suite, une entreprise japonaise a également développé un système pour des ponts de courte portée [9]. Le fabricant des Pays-Bas, Bayard a également développé des systèmes de platelage [18].

Le fabricant Alumabridge demeure la seule entreprise en Amérique du Nord à fabriquer des platelages de pont routier en aluminium. L'Europe devance toujours le reste du monde du point de vue de l'utilisation et de la fabrication de ceux-ci. Des projets en Amérique du Nord ont notamment importé d'Europe des platelages durant les dernières décennies. Les points suivants abordent les principaux concepts de platelage pouvant être utilisés selon le pays de conception.

Platelage américain Alumadeck

Au cours du milieu des années 90, un nouveau système de platelage en aluminium a été développé sous le nom de Alumadeck conjointement par Reynolds Metals Company et High Steel Structures. Le platelage est, pour la première fois en 1996, installé sur le Corbon Bridge à Huntingdon, Pennsylvanie. Le platelage forme une action composite avec les poutres en acier par l'entremise de goujons et de coulis emplissant une cavité du platelage [6]. Les platelages en aluminium sont, aujourd'hui, généralement utilisés sans action composite. Ce type de système a été installé avec succès au Québec pour le projet pilote du pont à St-Ambroise et a été conçue conformément aux exigences de la norme canadienne sur les ponts routiers en vigueur à cette date (CAN/CSA S6-06).

Le système du pont à St-Ambroise est composé d'extrusions d'alliage 6063-T6 soudées aux ailes supérieures et inférieures par friction malaxage. Le platelage est essentiellement isotrope avec

une rigidité légèrement supérieure parallèle au sens des extrusions. La rigidité transversale est égale à 90 % de la rigidité longitudinale [19]. Le platelage peut être disposé de façon perpendiculaire ou parallèle aux poutres principales. Il a été toutefois conçu pour être utilisé perpendiculairement aux poutres selon le fabricant. La compagnie affirme que le platelage est suffisamment rigide pour permettre un porte-à-faux de 3.5 pieds (1m). Deux générations d'extrusion ont été développées, la première comprenait une double soudure, sur la face visible et sur la face cachée des semelles inférieure et supérieure des extrusions, quant à la seconde version améliorée, elle comprend uniquement une soudure sur la face visible des semelles inférieure et supérieure. Cette modification a permis de contrôler le degré de distorsion et la qualité de la soudure.

Deux hauteurs de profilés sont disponibles selon les applications. Des extrusions personnalisées peuvent également être fabriquées selon le besoin comme il a été le cas pour le pont de St-Ambroise. Le premier type de profilés est une extrusion de 8 po (203.2 mm) destinée à remplacer des platelages de béton. Le second est une extrusion de 5 po (127 mm) destinée au remplacement des ponts acier-bois.

Une première étude de la possibilité d'utilisation au Québec de ce platelage a été complétée en 2001 [20] puis vérifiée selon la norme CAN/CSA S6-06 pour son intégration à St-Ambroise en 2013.

Platelage suédois : Système Svensson

Le système *SAPA Bridge Deck* également appelé SAPA FONT ou auparavant *Svensson Decking System* de son concepteur, a été développé au cours des années 90. Il a été utilisé avec succès pour plus de 70 ponts. Ce nombre comprend des ponts routiers conventionnels, des ponts flottants et des ponts à bascules [8]. Ce système est conçu pour être placé perpendiculaire au sens des extrusions et boulonné à des poutres en acier à chaque extrusion par la semelle inférieure. La géométrie des extrusions est illustrée à la figure 5 de l'article [6]. Contrairement au système américain Alumadeck,

le système SAPA ne comprend pas de soudures. La jonction entre les extrusions est assurée par un système de rainures et languettes (assemblage à tenon et mortaise) à l'aile supérieure uniquement. Ce type de connexion permet d'éviter la perte de résistance imputable aux soudures, mais également permet une rotation des extrusions entre elles. La rupture par fatigue est donc moins susceptible de se produire. Les extrémités des extrusions sont restreintes contre la torsion. Le platelage est boulonné à la superstructure par des plaques spécialement développées pour les rainures extrudées. Les extrusions sont en forme de treillis avec des raidisseurs obliques. L'alliage 6063-T6 est utilisé. Deux modèles sont actuellement disponibles, le système 50 mesurant 50 mm de haut et 250 mm de large avec une masse de 50 kg/m² et le système 100 mesurant 100 mm de haut et 300 mm de large avec une masse de 70 kg/m². Le premier est utilisé pour remplacer les platelages en bois, tandis que le système 100 est conçu pour remplacer pour des dalles en béton armé.

Platelage hollandais : Système Bayard

La compagnie Bayard située aux Pays-Bas fabrique des platelages de ponts pour les nouveaux ouvrages et pour la réhabilitation de ponts existants. Le système formé d'extrusions creuses est installé perpendiculairement au sens des poutres principales. Des projets ont été réalisés aux Pays-Bas, en Norvège, en Angleterre et aux États-Unis. La compagnie a fait la restauration et la construction d'une trentaine de ponts utilisant l'aluminium pour le platelage [18].

En 2008, le platelage de béton du pont au-dessus de Howard Creek in Clark County, Kentucky États-Unis a été remplacé par un platelage d'aluminium fait d'extrusion d'alliage 6005-T6. Le platelage en aluminium a un poids de 0.56 kN/m² (masse de 57.1 kg/m²). Les extrusions ont une hauteur de 111 mm et une largeur de 500 mm. La section de l'extrusion est composée de deux sections trapézoïdales raidies au centre. L'épaisseur des semelles et des âmes varie de 5,5 mm à 10 mm. Après la réhabilitation du pont avec le platelage en aluminium, la capacité du pont est passée de 17 tonnes à 32 tonnes et il peut désormais supporter le chargement d'un camion standard HS20-44, ce que l'ancienne structure ne pouvait pas [21]. Les fondations n'ont pas dû être renforcées.

Il est à noter que la compagnie Bayard fabrique également des platelages à extrusions rectangulaires et des caissons fermés pour les ponts à bascule.

Platelage japonais

La compagnie *Nippon Light Metal* a été la première entreprise japonaise à réaliser la réhabilitation d'un platelage d'un pont à l'aide d'extrusions en aluminium. Le pont d'une portée de 4,56 m et d'une largeur de 12,82 m est formé d'extrusions rectangulaires soudées par friction malaxage au niveau de l'aile supérieure. Les extrusions ont 200 mm de hauteur et 230 mm de largeur. L'épaisseur moyenne des sections varie de 10 mm à 15 mm. Une représentation graphique des extrusions est présentée à la référence [22]. Quatre extrusions forment un panneau, les panneaux d'une largeur de 1,4 m sont assemblés à l'aide de boulons pour former le platelage complet. Le platelage en aluminium pèse 1/5 du poids d'un platelage en béton et 1/2 le poids d'un platelage en acier conventionnel. Yamao et Inoue [22], étudie la faisabilité d'implanter un tel système sur un pont de 34,3 m. Plusieurs configurations sont analysées, dont des poutres en acier avec platelage en aluminium et en béton. Le platelage en aluminium démontre une résistance adéquate pour les charges ultimes, en revanche la déflexion au centre ne respecte pas les limites établies par la norme japonaise. Le coût total du pont pour la solution avec platelage en aluminium est 30 % supérieur au coût d'un pont avec dalle de béton. Cette solution permet également de réduire le poids total de près de 30 %. Cette solution est avantageuse pour les zones sismiques. La simulation numérique de l'étude démontre que lors d'un séisme, les efforts de traction à l'intérieur du platelage en aluminium sont moindres que ceux pour le platelage en béton [22].

Bien que ce pont soit le premier à utiliser un platelage en aluminium, la *Japan Aluminum Association* et *Agency of Industrial Science and Technology (Japan)* ont mené des recherches et essais expérimentaux pour le développement et l'implantation d'autres types de platelages. Le chercheur Okura de l'université d'Osaka a produit plusieurs publications portant sur les platelages en aluminium, dont les deux références suivants, [7, 23].

2.4 Avantages de l'aluminium pour les platelages de pont routier

Les sous-sections suivantes présentent les avantages de l'utilisation de l'aluminium au sein des platelage de ponts routiers.

2.4.1 GÉNÉRALITÉS

Les avantages de l'aluminium pour les platelages ont été brièvement discutés plus haut, cette section décrit à l'aide d'exemples et de comparaisons les avantages par rapport aux structures conventionnelles. On compte notamment, la légèreté, la tenue à la corrosion, la stabilité à basse température, la facilité de fabrications et le recyclage.

2.4.2 LÉGÈRETÉ

Les platelages en aluminium pèsent entre 54 et 122 kg/m² selon le type disponible sur le marché et présenté plus haut. Les platelages en aluminium présentent un rapport de poids allant de 1/3 à 1/5 comparativement à des platelages conventionnels en acier ou en béton respectivement [5, 6, 8, 9, 21]. Pour la réhabilitation de ponts, ceci permet d'augmenter la surcharge pouvant être appliquée aux ouvrages sans modifier la superstructure ou les fondations. Des réductions de coûts de la main-d'œuvre requise pour l'installation, des économies d'équipements de levage et du transport sont également faites [2]. La légèreté et la préfabrication en usine permettent le déploiement rapide de ce type de structure. Pour les nouvelles constructions, la légèreté du platelage peut influencer le choix des fondations, ceci est d'autant plus important lorsque le sol possède une faible capacité portante. Finalement, les sollicitations sismiques sont réduites par la réduction de la masse total de l'ouvrage [22].

2.4.3 TENUE À LA CORROSION

Les perte de section causant une perte de résistance causé par la corrosion des barres d'armature et la corrosion des composantes d'acier en général est un des modes de mise hors service

les plus répandus pour les ponts. Pour les pays nordiques comme le Canada, l'utilisation de sels de déglacage accentue ce phénomène. Les structures d'acier et de béton requièrent des entretiens périodiques. En revanche, l'aluminium possède naturellement une couche d'alumine (Al_2O_3) de l'ordre de 5 à 10 nm, qui se forme au contact avec l'oxygène. La couche se régénère en quelques heures si elle est retirée. Cette couche imperméable et très résistante et protège l'aluminium contre les attaques de l'atmosphère corrosive [4]. L'inspection de nombreux ponts en aluminium après des décennies de service ne révèle aucune trace de corrosion atmosphérique. Le pont de Schwansbell en Allemagne a célébré ses 50 ans en 2006, les poutres, profilés et plaques ne présentaient aucun signe de corrosion atmosphérique [24]. Les membrures principales du pont d'aluminium d'Arvida au Saguenay, construit entre 1949 et 1950, présentent les mêmes conclusions. Il est à noter que l'aluminium est vulnérable à d'autres formes de corrosion. Ce point est abordé à la section 2.5.4.

2.4.4 STABILITÉ À BASSE TEMPÉRATURE

L'aluminium conserve sa ductilité à basse et très basse température ($-100\text{ }^{\circ}\text{C}$), contrairement à l'acier qui exhibe un mécanisme de rupture fragile à basse température [4]. Cette propriété est essentielle pour les ouvrages d'art situés dans des régions au climat nordique comme le Québec.

2.4.5 FACILITÉ D'EXTRUSION

L'aluminium est un matériau malléable qui peut être facilement extrudé selon le type d'alliage. Ceci permet une optimisation des sections. En résistance des matériaux, la rigidité flexionnelle dépend du module élastique et du module de section. L'aluminium tire profit du second, les concepteurs de platelage mettent la matière uniquement aux endroits critiques [4, 25]. Ceci permet d'obtenir un ratio poids/résistance optimisé tant au point de vue des charges ultimes qu'au point de vue de la fatigue.

2.4.6 RECYCLAGE

L'aluminium peut être recyclé presque indéfiniment sans perte de qualité. Environ 30 % de l'aluminium produit mondialement provient du recyclage et 75 % de l'aluminium produit depuis 1888 est encore en service [26]. L'aluminium possède un point de fusion de 600 °C, ce qui permet de faire refondre le métal primaire pour seulement 5 % de l'énergie initiale requise pour la transformation (réductions de la bauxite). En comparaison, l'acier requiert 26 % de l'énergie initiale pour le recycler [27]. Les platelages de ponts en aluminium peuvent donc être facilement recyclés ce qui réduit le coût environnemental de possession de l'ouvrage sur son cycle de vie.

2.5 INCONVÉNIENTS

Les inconvénients de l'aluminium pour les platelages ont été brièvement discutés plus haut. On compte notamment, le coût initial élevé, la vibration et la déflexion, la corrosion galvanique, le manque d'expertise et la résistance en fatigue.

2.5.1 COÛT

Une étude portant sur le coût total de possession et sur le cycle de vie d'un pont routier à platelage en aluminium a été réalisée pour le compte du MTQ en 2019 [28]. Les informations contenues à l'intérieur de cette section proviennent exclusivement de cette étude.

L'étude utilise une nouvelle méthode d'évaluation qui comptabilise l'ensemble des coûts de la structure pour toutes les étapes du cycle de vie, de l'extraction du minerai jusqu'au démantèlement de l'ouvrage et les processus qui suivent. Les coûts du cycle de vie considérés dans l'étude ont été basés sur ceux définis par la norme ISO 15686-5 (2017) et les profils d'impacts environnementaux sont déterminés conformément à la norme ISO 14040 et 14044 (2006).

L'étude révèle que le coût initial, au Québec, en matériel d'une structure en aluminium est deux fois plus élevé que celui d'une structure équivalente en acier standard. Un platelage d'aluminium

représente environ 60 % des coûts totaux pour un pont à poutre d'acier. En milieu rural, un platelage de bois demeure plus avantageux sur une période de 75 ans même en considérant des travaux d'entretien et une reconstruction à l'année 45. En milieu urbain, le coût de construction initial du platelage d'aluminium est presque 3 fois plus élevé que celui d'une dalle en béton. Cependant, les gains associés à la diminution du temps de travaux de construction compensent le coût initial élevé.

En bref, si seulement le coût initial de l'ouvrage est considéré, les ponts utilisant des platelages en aluminium sont fortement désavantagés.

2.5.2 VIBRATIONS ET DÉFLEXION

Le confort de roulement sur un pont est lié aux fréquences de vibrations du pont et de la déflexion (flèche). Les fréquences de vibrations sont liées la masse permanente et la rigidité de la structure. Les ponts avec platelage en aluminium possèdent des fréquences de vibration plus élevées que des ponts avec dalle de béton. Plus la première fréquence de vibration est élevée, plus le critère de vibration est restrictif [20]. Un pont plus léger a tendance à avoir une réponse dynamique plus grande lors du passage d'un véhicule [29].

2.5.3 MANQUE D'EXPERTISE

Le manque d'expertise et de formation des concepteurs de pont sont parmi les raisons qui limitent l'intégration de l'aluminium. Le dimensionnement des structures en aluminium est peu abordé durant le cursus universitaire des ingénieurs au Canada. Ceci est particulièrement vrai pour le premier cycle. En 2019 au Québec, seule l'Université du Québec à Chicoutimi offre un cours de calcul des charpentes d'aluminium au premier cycle et l'université Laval aux deuxièmes et troisièmes cycles. La formation de conception de pont aborde peu l'utilisation de platelage en aluminium, car il y a très peu de précédents au Canada.

Des avancées considérables ont été faites au cours de la dernière décennie. En 2011, par voie d'un supplément, la norme canadienne sur les ponts CAN/CSA S6-06 [30] comprend un nouveau

chapitre portant sur les structures d'aluminium. Des bonifications et précisions ont été apportées à la nouvelle édition de la norme CAN/CSA S6-19 qui est actuellement en vigueur à la date de rédaction de ce mémoire. L'Association de l'aluminium du Canada et AluQuébec donnent des formations pour pallier ce manque de connaissances.

Le soudage par friction malaxage est couramment utilisé pour joindre les extrusions des platelages. Or, les normes nord-américaines ne fournissent pas de courbes S-N propre à ce type de soudage, mais plutôt des courbes pour des soudages par fusion (MIG ou TIG).

Finalement, les connaissances à grande échelle du comportement en fatigue des platelages sont limitées. Les essais à amplitude variable et sous conditions réelles de chargement (fatigue multiaxiale) sont peu nombreux [31].

2.5.4 CORROSION GALVANIQUE

La corrosion galvanique se produit lorsque deux métaux dissimilaires sont mis en contact en présence d'un électrolyte, par exemple l'eau salée [32]. Le principe ressemble à celui d'une pile (anode-cathode), un matériau se consomme tandis que le second reste intact. L'aluminium est plus électronégatif que la plupart des métaux standards utilisés pour la construction. Par exemple, le potentiel de dissolution de l'alliage 6161-T6 est de -740 mV alors que celui de l'acier ordinaire est de -610 mV [4]. L'aluminium directement en contact avec l'acier a donc tendance à se corroder à un rythme accéléré.

Les risques de corrosion galvanique peuvent être éliminés ou réduits si des précautions sont prises. La séparation des métaux est la meilleure solution. C'est-à-dire que l'aluminium ne soit jamais en contact direct avec d'autres métaux. Pour ce faire des revêtements pouvant être placés entre l'aluminium et un autre matériau ont été développés. Comme mentionné plus haut, les signes de corrosion sur le pont de Forsmo sont négligeables après 50 ans de service.

2.5.5 FATIGUE

Les ponts légers sont vulnérables au phénomène de fatigue, car la charge de circulation est une fraction non négligeable de la charge totale. Les contraintes engendrées par le trafic sont donc importantes en comparaison aux contraintes dues aux charges permanentes [33]. Ceci rend les platelages vulnérables au phénomène de fatigue.

En raison de la complexité des extrusions des platelages, la contrainte nominale pour l'évaluation en fatigue doit être obtenue par une simulation par éléments finis avec un nombre suffisant d'éléments. Ceci complique la tâche des ingénieurs-concepteurs.

Les courbes S-N des détails de construction pour l'aluminium ne sont pas toujours disponibles. Par exemple, les soudures effectuées par friction malaxage n'ont pas de courbes de résistance définie dans les normes nord-américaines. L'évaluation de la fatigue des joints soudés par friction malaxage en recourant aux courbes de détails du soudage par fusion (MIG ou TIG) sous-estime l'espérance de vie des platelages, car les soudures par fusion ont une plus faible résistance statique et une zone affectée thermiquement (ZAT) plus grande [4, 34].

CHAPITRE 3

FATIGUE DES PLATELAGES DE PONTS EN ALUMINIUM

Cette section présente les notions importantes à la compréhension du phénomène de fatigue. Une emphase est mise sur la fatigue dans les platelages en aluminium. La première partie traite de la définition et des notions générales. La deuxième partie discute des paramètres influençant la fatigue. Finalement, la troisième partie présente l'évaluation de la durée de vie en fatigue à l'aide de courbes S-N pour des amplitudes constantes et des amplitudes variables. Un aperçu global des courbes S-N est présenté.

3.1 GÉNÉRALITÉS

Le mot « Fatigue » a été employé pour la première fois en 1850 par Braithwaite [35], mais sa définition définitive a été publiée près d'un siècle plus tard en 1964 par *the International Organization for Standardization* à Genève suivit par la *American Society for Testing Materials* en 1972 [36]. La fatigue peut être définie comme un mode d'endommagement local causé par la répétition d'une contrainte sur un grand nombre de cycles. La fatigue peut entraîner la rupture à un niveau de contrainte nettement inférieur à la limite élastique (F_y) du matériau métallique. Fairbairn en 1864 a été le premier à réaliser des essais en fatigue pour les ponts [37].

Les codes de conception des ponts à travers le monde reconnaissent que la fatigue est un état limite vérifié avec les charges d'utilisation, soit les charges non pondérées. Seules les charges cycliques entraînent une rupture par fatigue. Il faut tenir en compte des fluctuations d'intensité de la charge, les mouvements de la charge sur la structure, la direction du chargement, les vibrations dues à la charge qui entraînent une réponse dynamique et les effets de la température [38]. Il est également important dans certains cas de tenir en compte des effets des contraintes imputables aux précontraintes et des contraintes dues aux charges permanentes [4, 39].

La durée de vie des matériaux métalliques en fatigue est habituellement décrite en trois phases, soit l'amorce de la fissure au niveau microscopique, la propagation de la fissure au niveau macroscopique puis finalement la rupture [4, 40, 41].

L'amorce d'une fissure se produit à la suite de l'apparition d'une fissure à l'intérieur d'une pièce qui est soumise à un effort variable au courant d'un cycle de contraintes données. Les fissures sont amorcées aux endroits où il y a concentration de contraintes comme les assemblages, aux changements de géométrie brusque ou aux défauts de surface. Les soudures sont particulièrement vulnérables au phénomène de fatigue en raison des défauts de fabrication [41] et en raison de leur plus faible résistance dans la zone affectée thermiquement. Les soudures, susceptibles au phénomène de fatigue, constituent un point faible des platelages. La durée de la phase d'amorce dépend principalement de l'intensité des contraintes. Une fois la fissure amorcée, elle se propage jusqu'à la phase de rupture. Le plan de propagation de la fissure est toujours perpendiculaire au plan d'application de la force critique. Le développement lent et constant de la fissure permet de prévoir et prévenir la ruine de l'ouvrage. En effet, la plupart des institutions ou instances gouvernementales possédant des infrastructures imposent des inspections périodiques pour s'assurer de leur bon état. Finalement, lorsque la section nette de la pièce n'est plus en mesure de résister aux sollicitations imposées, la rupture se produit de façon brusque.

La résistance à la fatigue dépend d'un grand nombre de paramètres englobant les caractéristiques du matériau métallique, la méthode de fabrications de la pièce, la configuration du détail analysée, la température, les défauts initiaux, la nature des charges appliquées et la taille des spécimens. Ceux-ci seront présentés à la prochaine section.

3.2 PARAMÈTRES INFLUENÇANT LA FATIGUE

Les paramètres présentés ici peuvent influencer la durée de vie en fatigue d'une pièce. Lorsqu'applicable, la discussion est axée sur les platelages en aluminium.

3.2.1 ÉTAT DE CONTRAINTE

Une contrainte est définie comme une force par unité de surface. Son unité dans le système international est le Pascal (Pa). Seules des contraintes en tension engendrent de la fatigue. Le niveau de contrainte influence la durée de vie des structures. Rappelons que la fatigue est causée par un certain nombre de cycles de chargement. Cette notion a amené le développement de courbes S-N (« Stress vs Number of cycles »). On distingue deux types de fatigue associée aux contraintes induites par les charges, la fatigue à haut cycle (HCF – « high cycle fatigue ») et la fatigue à bas cycle (LCF – « low cycle fatigue »). La fatigue à haut cycle se produit lorsqu'un grand nombre de cycles de contraintes est appliqué à des niveaux relativement bas de contraintes et entraîne des déformations élastiques réversibles. À l'inverse, la fatigue à bas cycle se produit lorsque les matériaux métalliques sont soumis à un faible nombre de cycles de contrainte à des niveaux de contrainte relativement élevés accompagnée de déformations plastiques [42]. La figure 3-1 illustre schématiquement les deux régimes de fatigue et une représentation d'une courbe S-N.

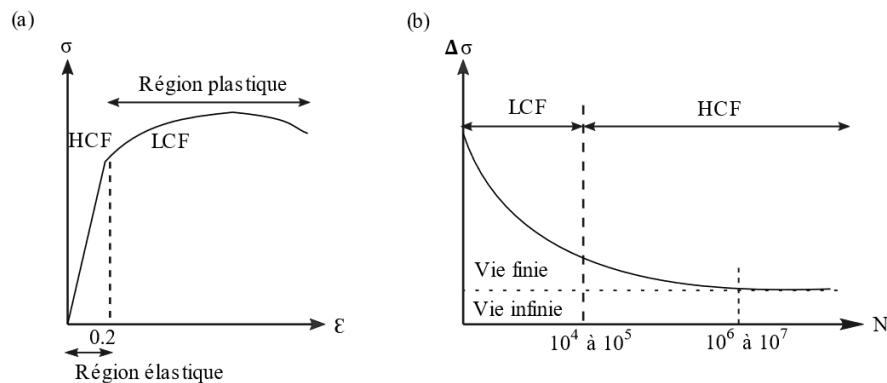


Figure 3-1 : Courbe contrainte-déformation standard pour un alliage d'aluminium (a) et (b) courbe S-N présentant les régions de LCF et HCF.
Adapté de [4] et [43]

Outre les contraintes produites par les charges externes, les contraintes résiduelles en traction à l'intérieur d'un assemblage réduisent la résistance à la fatigue [44]. Pour les assemblages soudés avec métal d'apport, les contraintes résiduelles sont dues à la dilatation et à la contraction différentielle lors du refroidissement entre le métal d'apport et le métal de base. Des contraintes peuvent également être présentes dans le métal de base avant soudage. Ces contraintes viennent se

superposer aux contraintes induites par les charges. Un détail soumis uniquement à la compression due aux charges externes, peut subir une différence de contrainte en tension.

Les contraintes résiduelles au sein d'un platelage en aluminium soudé par friction malaxage ont été évaluées par Okura et al. [23]. Des extrusions d'aluminium de forme triangulaire sont soudées du côté de l'aile supérieure et de l'aile inférieure. Pour une représentation graphique des extrusion, ce référé à la figure 7 de [23]. Les contraintes résiduelles à proximité des soudures sont respectivement en traction et en compression dans les directions parallèles et perpendiculaires à l'axe de la soudure et sont représenté à la figure 3-2. La répartition des contraintes résiduelles est anisotrope.

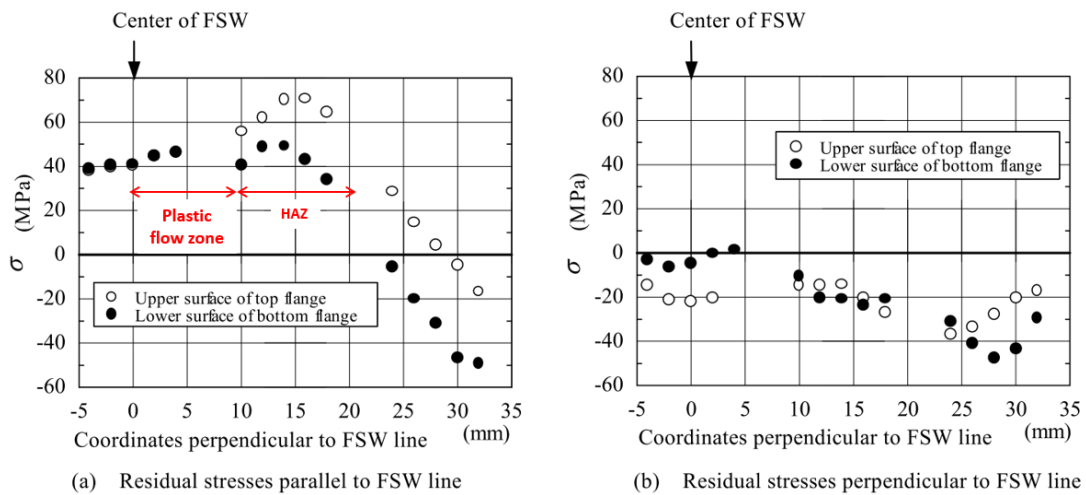


Figure 3-2 : Distribution de la contrainte résiduelle à l'intérieur d'un platelage au voisinage de joint effectué par friction malaxage sur un platelage de pont.
[23] Adapté et reproduit avec la permission de l'éditeur

Le rapport de contrainte R a une influence sur la durée de vie en fatigue de certains détails de construction (équation 1). Il caractérise la forme des sollicitations variables. Les caractéristiques des courbes S-N et la limite d'endurance varient en fonction de R. Un R de -1 correspond à une fluctuation de contrainte purement alternée de même amplitude en tension et en compression et un R de 1 correspond à un essai de traction simple ou la charge est cyclique. La figure 3-3 présente schématiquement les ratios R.

$$R = \sigma_{max} / \sigma_{min}$$

Équation 1

Où : $R =$ Rapport des contraintes
 $\sigma_{max} =$ Contrainte maximale
 $\sigma_{min} =$ Contrainte minimale

La contrainte moyenne appliquée à un détail est un autre paramètre pouvant influencer la durée de vie en fatigue. Des essais réalisés sur des joints soudés en aluminium ont démontré que les contraintes résiduelles sont si élevées, que la contrainte moyenne et le rapport de contrainte R n'ont pas d'influence significative sur la résistance en fatigue [4, 44].

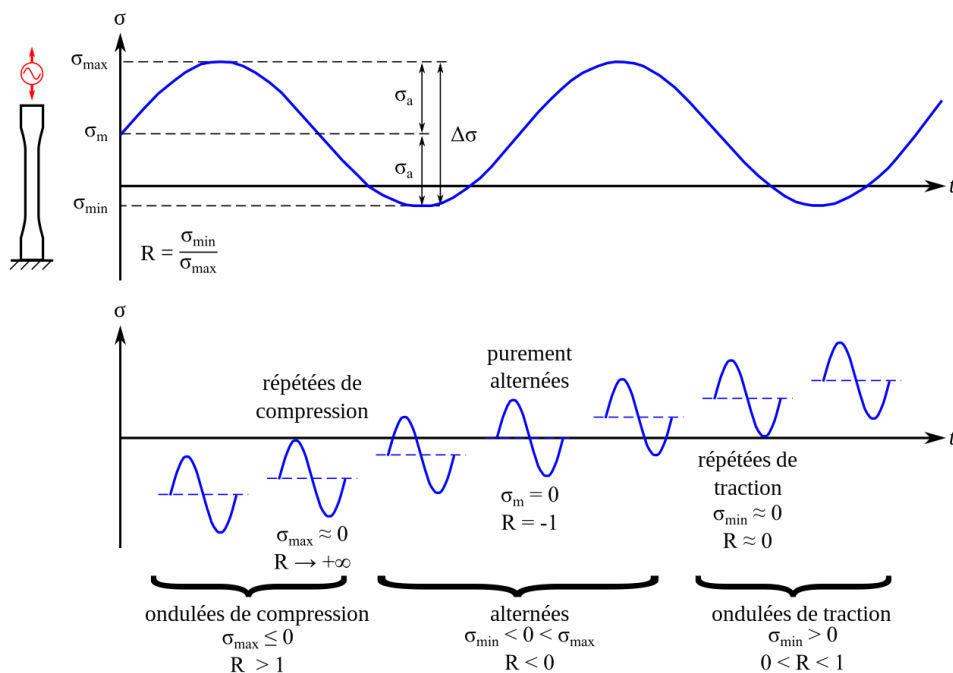


Figure 3-3 : Test de fatigue, différents types de sollicitations et définition du rapport de contrainte R .
 [45] Reproduit avec la permission de l'auteur

Finalement, la méthode d'application de la charge influence le niveau de contrainte et la durée de vie en fatigue. Un détail sollicité en traction ou en compression pure possède un gradient de contrainte uniforme. Pour un détail sollicité en flexion, la contrainte a un fort gradient dans le sens de la courbe en flexion.

3.2.2 TEMPÉRATURE AMBIANTE

La température modifie les propriétés mécaniques des alliages d'aluminium. Pour les platelages de ponts, il est admis que la température ambiante ne joue pas un rôle important et peut être négligée, lorsque la fatigue est évaluée pour les charges induites par le trafic routier. Pour des applications sous les -70 °C , la perte de résistance est négligeable [34, 46]. En effet, la plage de température à laquelle est soumis un platelage de pont dans les cas extrêmes pouvant aller de $+40\text{ °C}$ à -70 °C [47], ne génère pas de différence significative.

3.2.3 INFLUENCE DE L'ÉTAT DE SURFACE

Chaque défaut de surface est un point d'amorce potentielle d'une fissure. Les méthodes de fabrication et la préparation des surfaces ont une grande influence sur la résistance en fatigue. Les éléments polis sont moins susceptibles de se rompre par fatigue qu'un élément présentant de nombreuses aspérités. Le procédé de soudage par friction malaxage a tendance à produire des stries causées par l'épaulement de l'outil et des bavures ou bourrelet au pourtour de l'outil (figure 3-4).



*Figure 3-4 : Strie et bavure sur un joint fait par friction malaxage en dessous du pont de St-Ambroise
© Côme Cloutier, 2024*

Okura et al. [23] dénote que lors d'essais en fatigue sur 34 spécimens soudés par FSW ayant des soudures transversales, 23 ont fissuré à l'intérieur de la ZAT et 11 à l'intérieur de la zone de malaxage et la zone de strie. Pour des joints soudés par FSW avec des paramètres optimaux, Fleury et al. [48] ont démontré que les joints fissurent au bourrelet excessif du côté recul des joints pour la

majeure partie des cas. Cependant, le bourrelet affecte peu la résistance à la fatigue [48, 49]. Guo et al. [49] ont effectué plusieurs essais en fatigue sur 60 soudures présentant des défauts de fabrication et des soudures idéales. La majorité des soudures ont fissuré au niveau de la base de la soudure.

3.3 ÉVALUATION DE LA DURÉE DE VIE EN FATIGUE

L'évaluation de la durée de vie en fatigue dépend de plusieurs facteurs comme il a été traité à la section 3.2. Les équations théoriques de la mécanique de la rupture, comme la loi de Paris [40], permettent de comprendre les phénomènes entourant la fatigue, mais sont parfois peu adaptées au stade de dimensionnement des ouvrages.

Il existe 4 approches principales pour l'évaluation de la durée de vie en fatigue d'une structure soudée [46];

1. Courbe S-N pour un détail particulier avec l'utilisation de la contrainte nominale;
2. Courbe S-N pour une soudure avec l'utilisation d'une contrainte obtenue par la méthode du point chaud;
3. Courbe S-N pour un matériau avec l'utilisation d'une contrainte avec un facteur d'effet d'entaille donnée;
4. Approche basée sur la mécanique de la rupture avec un facteur de concentration de contraintes pour évaluer la propagation d'un défaut connu.

Ces quatre méthodes peuvent être utilisées à la phase du dimensionnement d'une nouvelle structure selon le besoin. Ici, seule la première méthode sera abordée.

Avant de présenter la méthode de calcul de la durée de vie, il est important de rappeler comment sont obtenues les courbes S-N. Également appelées courbes de Wöhler, ces dernières sont obtenues en effectuant des essais de fatigue sur des éprouvettes normalisées représentant un détail de construction donnée. Les essais consistent à soumettre l'éprouvette à une contrainte cyclique à amplitude constante jusqu'à la ruine ou l'apparition d'une fissure de dimension définie. Le ratio R doit être maintenu constant. Il est également possible de faire des essais à amplitude variable. La

génération d'une courbe S-N se fait à l'aide d'un grand nombre d'essais et les valeurs enregistrées présentent habituellement une probabilité de survie de 95 % [4, 46]. Les courbes se trouvant à l'intérieur des codes et normes sont normalement décalées de 2 écarts-types par rapport à la moyenne des résultats obtenus. Une courbe S-N fournit les informations sur la durée de vie d'un détail soumis à des cycles de chargement. Elles ne fournissent pas d'information sur les mécanismes de formation ou de propagation des fissures. En utilisant un repère log-log, une relation linéaire peut être obtenue. Certaines normes présentent 2 droites de pente différentes pour un même détails selon le nombre de cycles. Finalement, une asymptote horizontale est souvent ajoutée à la courbe autour de 10^8 cycles et représente la limite d'endurance soit l'amplitude de contrainte qui ne cause aucune fissuration et propagation de fissure. Les courbes S-N sont obtenues pour une plage de contraintes données. Les courbes S-N sont de la forme de l'équation 2 ou l'équation 3.

$$N = C * \Delta\sigma^{-m} \quad \text{Équation 2}$$

$$\text{Log } N = \text{Log } C - m \text{ log } \Delta\sigma \quad \text{Équation 3}$$

Où : N = Nombre de cycle a la rupture
 C = Coefficient tenant compte de géométrie du détail
 m = Pente de la moyenne des résultats
 $\Delta\sigma$ = Écart de contraintes

Une fois la courbe S-N générée pour un détail de construction donné, il suffit de déterminer la contrainte nominale appliquée au détail. On entend par contrainte nominale, la contrainte sans effet d'amplification dû au détail. Par exemple, des trous de boulons ou une soudure engendrent respectivement une concentration de contrainte à proximité du trou ou des contraintes résiduelles. Ces effets sont déjà considérés par la courbe du détail. Il est à noter que pour une structure complexe, la valeur prédite par les courbes S-N peut ne pas représenter la durée de vie réelle de l'ouvrage, car les sollicitations réelles que subit le détail en service peuvent différer des conditions des essais en laboratoire. Les normes prévoient des facteurs de sécurité à cet effet. Un essai de traction simple en fatigue est le cas le plus critique.

3.4 CHARGEMENT À AMPLITUDE CONSTANTE ET AMPLITUDE VARIABLE

En condition de service, une structure est soumise à un chargement variable. Pour un pont, le passage d'un groupe d'essieux provoque un cycle de chargement. En pratique, des lignes d'influence sont déterminées pour chaque détail critique. On obtient l'historique de contrainte par analyse numérique ou à l'aide des formules de la résistance des matériaux tenant en compte des propriétés géométriques et matérielles de la structure. Une fois l'historique de contrainte déterminée, il faut appliquer une méthode pour classer et compter le nombre n_i de cycles d'étendue $\Delta\sigma_i$. Deux méthodes principales sont utilisées, la méthode de la goutte d'eau ou la méthode du réservoir. Les deux méthodes donnent le même résultat.

La méthode de la goutte d'eau consiste à tourner le diagramme de contrainte de 90° . En partant d'un maximum du diagramme (ou d'un minimum), la goutte d'eau glisse et s'arrête là où le trajet a déjà été emprunté ou sera emprunté par une goutte provenant d'un maximum ou minimum supérieur à celui du départ (figure 3-5a). La méthode du réservoir consiste à remplir le diagramme de l'historique des contraintes jusqu'au point le plus haut puis à vider le réservoir ainsi construit à partir du point le plus bas. Les creux où se situe encore l'eau constituent des sous-cycles de chargement (figure 3-5b).

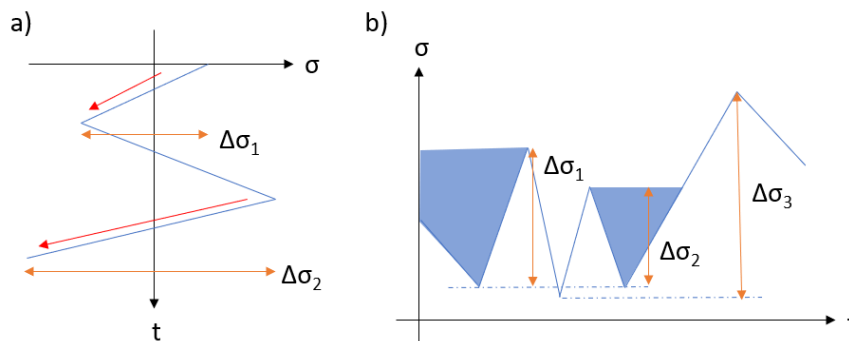


Figure 3-5 : Illustration de a) méthode de la goutte d'eau, b) méthode du réservoir
© Côme Cloutier, 2024

Une fois le nombre de cycles (n_i) pour chaque différence de contraintes déterminée, un

histogramme de fréquence relative est construit et le cumul de dommage par fatigue (D) est alors calculé à l'aide de la règle de Palmgren-Miner (équation 4) et la courbe S-N. Le dommage cumulé doit être inférieur à 1 pour assurer une durée de vie de l'ouvrage pour une période définie en considérant un chargement à amplitude constante.

$$D = \sum \frac{n_i}{N_i} \quad \text{Équation 4}$$

Où : $D =$ Dommage cumulé
 $n_i =$ Nombre de cycle appliqué de la contrainte i
 $N_i =$ Nombre de cycle menant à la rupture pour la contrainte i

Il n'y a pas de consensus à l'intérieur de la communauté scientifique en ce qui concerne l'application de la règle de Palmgren-Miner en ce qui a trait aux charges à amplitude variable. En présence d'un chargement à amplitude variable, la séquence de chargement sur la structure influence grandement la durée de vie [50].

Un dommage cumulé inférieur à 0,5 ou 0,2 est parfois suggéré pour évaluer la durée de vie en fatigue [31, 46]. En théorie, les différences de contraintes sous la limite d'endurance ne produisent pas de fissures, mais peuvent les propager. En effet, pour une sollicitation à amplitude variable, le cas est plus complexe, des cycles précédents peuvent avoir engendré au préalable une fissure et les contraintes sous la limite d'endurance des cycles suivants propagent alors cette fissure [41]. En pratique, les courbes S-N peuvent être prolongées au-delà de la limite d'endurance de façon linéaire ou en modifiant la pente m pour permettre l'application du dommage cumulatif de Palmgren-Miner [51]. Il est à noter que les normes de dimensionnement en Amérique du Nord établissent la valeur de la limite d'endurance pour l'aluminium de la même façon que l'acier.

Deux approches sont principalement utilisées pour évaluer la durée de vie en fatigue sous sollicitation variable, mais d'autres méthodes sont également possibles [41]. La première approche utilise la courbe S-N avec la règle de sommation de Miner en tenant en compte des paramètres de l'équation de la courbe S-N et d'un écart de contrainte équivalent (équation 5).

$$\Delta\sigma_{eq} = \left(\frac{\sum n_i \Delta\sigma_i^m}{\sum N_i} \right)^{\frac{1}{m}}$$

- Où : $\Delta\sigma_{eq}$ = Contrainte équivalente [MPa]
 n_i = Nombre de cycle appliqué de la contrainte i
 N_i = Nombre de cycle menant à la rupture pour la contrainte i
 m = Pente de la courbe SN
 $\Delta\sigma$ = Écart de contrainte appliqué au cycle i

La seconde approche couramment utilisée par les normes de dimensionnement des ponts est l'application d'un facteur d'équivalence de dommage [52, 53]. Les informations requises sont un modèle de camion normalisé, les données de trafic réel pour une région donnée, une ligne d'influence pour le détail considéré, une durée de vie cible et une courbe S-N. La procédure consiste à faire passer le camion du trafic réel sur la ligne d'influence et à déterminer l'écart des contraintes maximales $\Delta\sigma$ au détail afin d'obtenir l'historique des contraintes. Une méthode de comptage des cycles est appliquée à l'historique de contrainte afin d'obtenir un histogramme de fréquence des cycles de chargement. Par la suite, l'histogramme est pondéré pour obtenir en compte du volume réel de camions prévus et puis est comparé à la courbe S-N du détail. La règle de Miner est appliquée pour déterminer le dommage cumulé. Une courbe S-N du trafic réel est générée puis déplacée verticalement jusqu'à ce que le dommage cumulé atteigne 1. La position de la courbe est décrite par le paramètre M_{real} . Finalement, on fait passer le camion normalisé sur la ligne d'influence et on enregistre l'historique des contraintes. Ceci correspond à un chargement à amplitude constante. Une fois de plus, une courbe S-N est générée et déplacée verticalement jusqu'à ce que le dommage cumulé atteigne 1. La position verticale est dénotée M_{code} . Le facteur d'équivalence de dommage est ainsi donné par l'Équation 6.

$$\lambda = \left(\frac{M_{real}}{M_{code}} \right)^{\frac{1}{m}}$$

- Où : λ = Facteur d'équivalence de dommage
 M_{real} = Position verticale de la courbe produite par le trafic réel
 M_{code} = Position verticale de la courbe produite par camion normalisé
 m = Pente de la courbe SN

3.5 FATIGUE DES JOINTS SOUDÉS PAR FRICTION MALAXAGE

Le soudage par friction malaxage pour l'assemblage de panneaux est une pratique de plus en plus utilisée. De nombreux chercheurs, dont quelques-uns présentés plus bas, ont tenté de caractériser la résistance en fatigue des joints soudés par FSW. Malgré l'avancement considérable de l'état des connaissances dans le domaine, le comportement exact des joints soudés par FSW est encore méconnu. La majorité des normes de conception des structures en aluminium ne font pas référence au soudage par friction malaxage. La sous-section suivante présente les résultats obtenus par des essais en traction uniaxiale sur des spécimens et par des essais réalisés sur des platelages complets ou des sections de platelages. Une discussion et une analyse des manques de connaissances sont par la suite abordées.

3.5.1 ÉTUDES DES JOINTS SOUDÉS PAR FRICTION MALAXAGE

En 2015, l'étude la plus exhaustive, à ce jour, a été réalisée par Miranda et al. [54]. Il s'agit d'une compilation des résultats d'essais en fatigue sur les joints soudés par friction malaxage réalisée à l'aide des données de différents auteurs. Au total 155 et 47 points de données ont été retenus pour des R de 0,1 et -1,0 respectivement pour des alliages des séries 5000 et 6000. Il est conclu que le ratio R a peu d'influence sur la vie en fatigue sur la valeur de la pente. La figure 3-6 présente la courbe S-N basée sur une probabilité de survie de 97,7 % comparée à la courbe issue de « l'Aluminium Design Manual » (ADM). Cette probabilité de survie correspond à la probabilité de survie des courbes de l'ADM, soit deux écarts types sous la valeur de la courbe moyenne des données. La courbe de conception pour les soudures par FSW s'aligne bien avec les détails de catégories B et C.

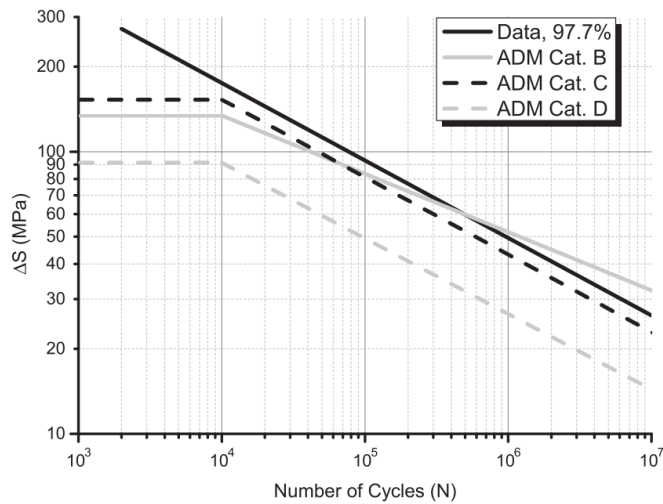


Figure 3-6 : Courbe S-N de conception pour des soudures par friction malaxage dérivée des résultats de multiples études comparés aux courbes de soudure de L'ADM.
[54] Reproduit avec la permission de l'éditeur

Des courbes S-N basées sur ces données et sur un modèle probabiliste fondé sur la mécanique de la rupture sont proposées pour des probabilités de survie de 95 % et 97,7 %. La figure 3-7 présente la comparaison des données d'essais avec différentes courbes de pentes m dont la FAT62 jugée la plus représentative. La courbe FAT62 porte son nom du fait qu'à 2×10^6 cycles, la différence de contrainte est de 62 MPa. La courbe FAT62, avec une probabilité de survie de 95 % correspond à une augmentation de 38 % de la résistance en comparaison d'une courbe S-N pour une soudure traditionnelle réalisée au MIG (ligne grise supportée d'un rond figure 3-7).

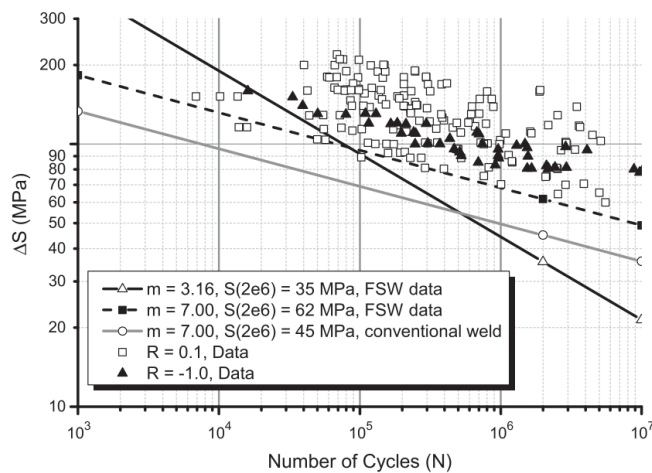


Figure 3-7 : Comparaison des données des essais avec différentes courbes de pentes m .
[54] Reproduit avec la permission de l'éditeur

Pour des joints soudés par friction malaxage avec des paramètres optimaux, la durée de vie en fatigue atteint dans la majorité des cas la durée de vie en fatigue prédite par ADM Cat. B ($m=4,84$) et FAT62 ($m=7$) [48, 49]. La figure 3-8 présente les résultats d'essais de fatigue réalisés par Fleury et al. [48, 49]. Les auteurs proposent une courbe de pente ($m = 3,23$) qui se situe légèrement en haut de la courbe ADM Cat. B pour l'alliage 6061-T6. Cette valeur n'est pas conservatrice dans le cas d'un chargement à amplitude variable.

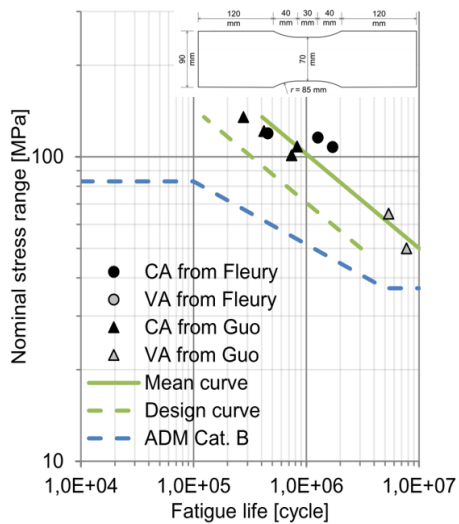


Figure 3-8 : Courbe S-N proposée basée sur des essais par Fleury et al. et Guo et al. pour des joints FSW avec paramètres optimaux et $R=0.1$.

[48] Reproduit avec l'autorisation de l'auteur

Guo et al. [49] ont effectué des essais pour quantifier l'effet des paramètres de soudage par friction malaxage sur la qualité des soudures obtenues à l'égard de la fatigue. Des essais à amplitude constante (CA) et à amplitude variable (VA) ont été effectués. La figure 3-9 présente les résultats obtenus. Les valeurs des différences de contraintes pour des soudures parfaites à amplitude constante sont nettement supérieures à l'ADM Cat-B. À amplitude variable, les valeurs se collent sur cette dernière. L'approche utilisée par la norme canadienne se base sur des courbes et des valeurs de résistance obtenues par un chargement à amplitude constante. On applique par la suite un facteur de correction d'équivalence de dommage (λ) pour tenir compte du chargement réel à amplitude variable.

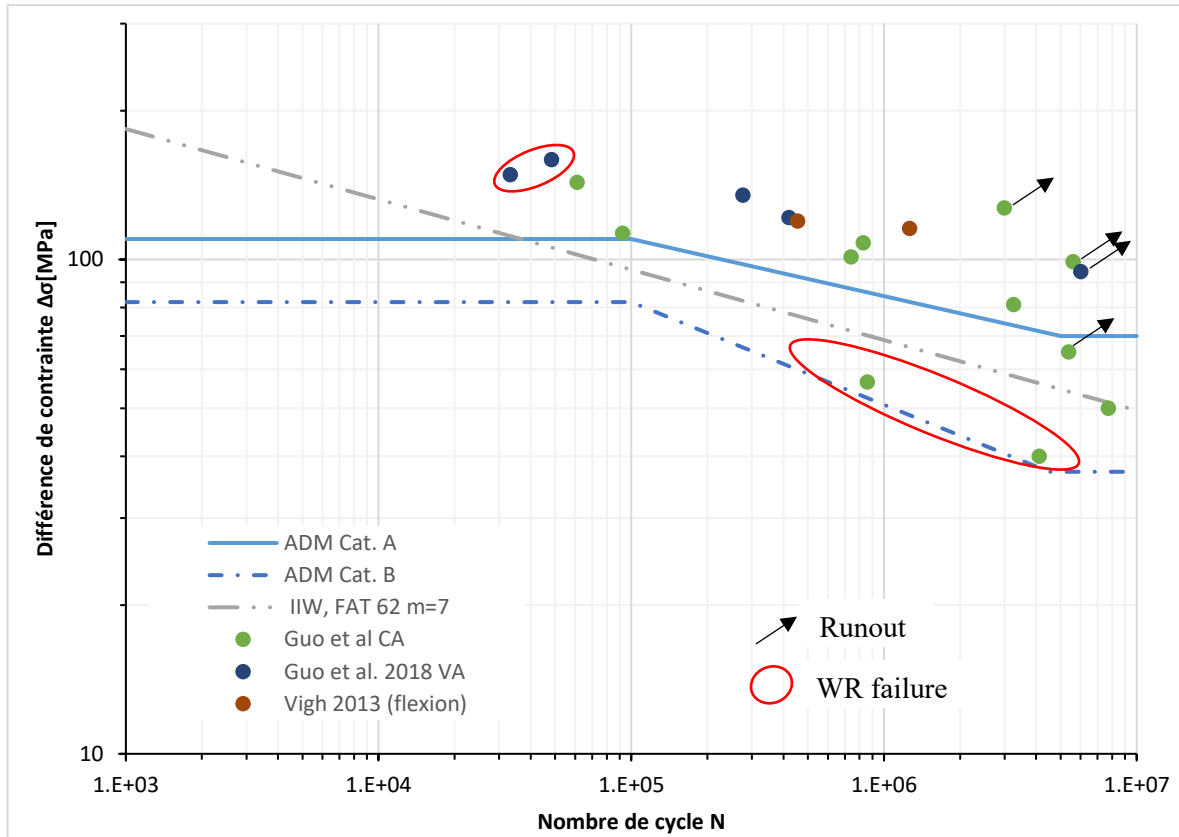


Figure 3-9: Résultats d'essais en fatigue pour des soudures parfaites d'alliage 6061 et 5083 comparés aux courbes FAT 62 et ADM Cat-B.
Adapté de [49] et [39]

3.6 COMPORTEMENT EN FATIGUE D'UN PLATELAGE ET FATIGUE DE JOINT DE PLATELAGE

Un plâtelage est soumis à un effort multiaxial. Le niveau de contrainte peut être représenté par un état de contrainte biaxial dans la majeure partie du plâtelage. Peu d'études expérimentales ont été menées sur la fatigue multiaxiale pour les plâtelages de pont. La majorité des études est basée sur des essais uniaxiaux. Ces études, bien qu'elles reflètent le pire cas de chargement a priori pour la fatigue (traction pure), pourraient ne pas refléter adéquatement la situation réelle. En effet, les soudures sont majoritairement sollicitées en flexion au sein des plâtelages.

Plusieurs auteurs ont mené des études de fatigue sur des plâtelages en aluminium combinant traction et flexion [23, 33, 55]. Une différence significative est observée entre la durée de vie prédite

par les courbes présentes dans les normes et la vie des platelages en situation réelle de chargement. Pour toutes les études, les courbes S-N sont pour des détails soudés par fusion (MIG et TIG) qui sous-estiment la vie réelle. Il est donc conservateur d'utiliser ces courbes si des courbes pour les soudures par FSW ne sont pas disponibles. Puisque la fatigue peut gouverner le dimensionnement d'ouvrages, l'emploi de valeurs trop conservatrices désavantage considérablement les platelages en aluminium.

Okura et al. [23] ont mené une étude sur plusieurs types de spécimens de plâlage soudés par FSW. Le lecteur est invité à consulter la référence [23] pour la représentation graphique des résultats expérimentaux, les courbes S-N et la configuration des essais de fatigue réalisée. Brièvement, les conclusions sont les suivantes ;

- Considérant une section de plâlage pleinement appuyée sur l'aile inférieure, l'application d'une charge sur un joint soudé par FSW n'affecte pas la résistance en fatigue du joint suivant. Ce type de chargement est seulement représentatif du système de contrainte III (flexion local, voir la figure 4-1). La durée de vie en fatigue du plâlage réel peut être nettement inférieure.
- La résistance en fatigue des joints soudés par FSW est largement supérieure à la résistance prédite pour une soudure MIG.
- Pour une section de plâlage coupé en bandes parallèles, dans le sens des extrusions et soumis à un essai de flexion en trois points, la résistance est plus faible que la résistance des joints soumis à un effort uniaxial (traction pure).

En 2013, une seconde étude a été menée sur le plâlage développé par l'*Osaka University* et le *Japan Aluminium Association* [7]. La figure 3-10 présente la configuration des spécimens de poutre des essais de fatigue. La figure 3-11 présente les résultats obtenus sous forme de courbe S-N. Ces courbes S-N sont obtenues à l'aide de la méthode de l'ajustement optimal (« best fit »). Une courbe de dimensionnement pourrait être obtenue en décalant la courbe obtenue par deux écarts-types selon la méthode présentée par la IIW. Les résultats révèlent que la limite d'endurance obtenue est environ deux fois supérieure à la valeur indiquée au sein de l'Eurocode 9 [56] pour des soudures réalisées au MIG ou au TIG. Cela confirme que le soudage par friction malaxage peut être utilisé en toute sécurité, si les courbes prescrites pour les soudures au MIG ou au TIG sont utilisées dans les processus

d'ingénierie.

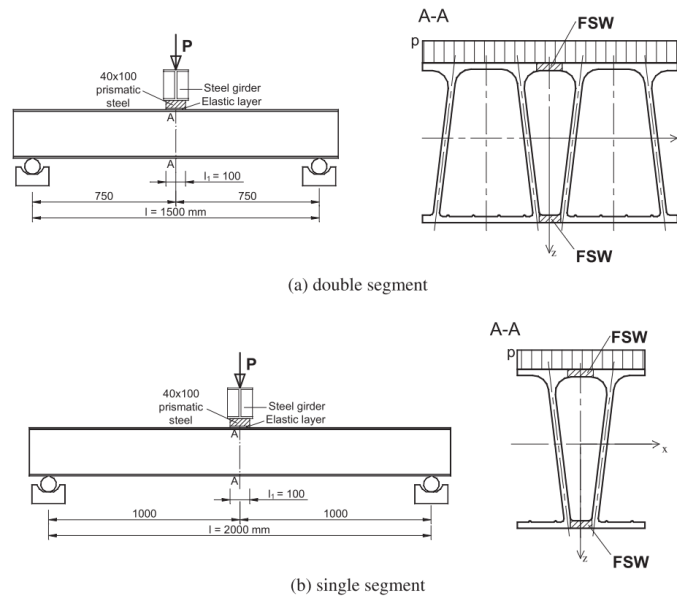


Figure 3-10 : Éprouvettes, coupes transversales et conditions de charge pour les essais de fatigue [7] Reproduit avec la permission de l'éditeur

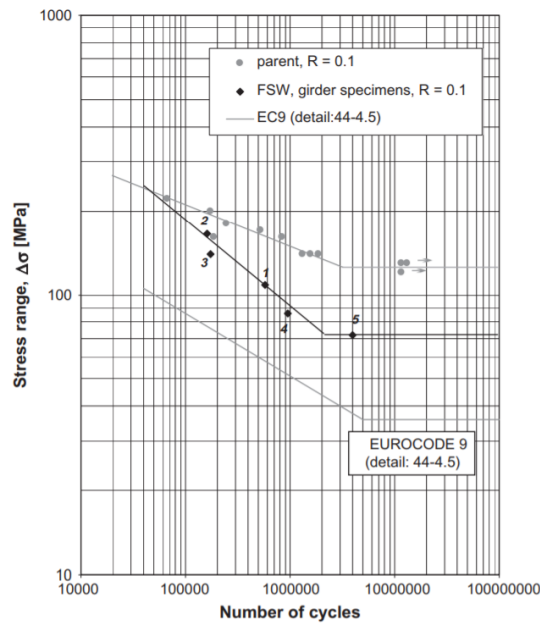


Figure 3-11 : Courbe S-N - comparaison entre FSW et métal parent [7] Reproduit avec la permission de l'éditeur

Deux essais de chargement à amplitude variable ont été menés par Maljaars et al. [33]. La figure 3-12 présente les résultats. Préalablement aux essais à amplitude variable, un essai de fatigue selon le système de contrainte III (flexion locale, voir section 4.1) a été effectué et une courbe S-N

moyenne d'initiation à la fissuration a été déterminée. Le montage pour cet essai est présenté à la figure 3-13. L'étude conclut que la durée de vie en fatigue peut être déterminée raisonnablement à l'aide de la courbe moyenne obtenue à la suite de cet essai. Une durée de vie de plus de 100 ans est prévue si la charge réelle est appliquée.

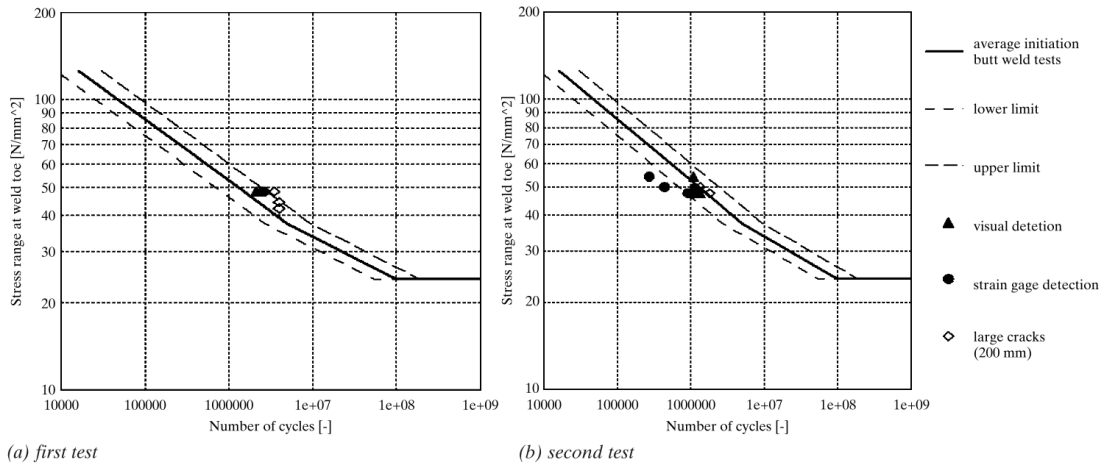


Figure 3-12 : Contrainte équivalente et durée de vie du test sur pont à amplitude variable et la courbe S-N moyenne résultant de la série de tests sur platelage de pont [33] Reproduit avec la permission de l'éditeur.

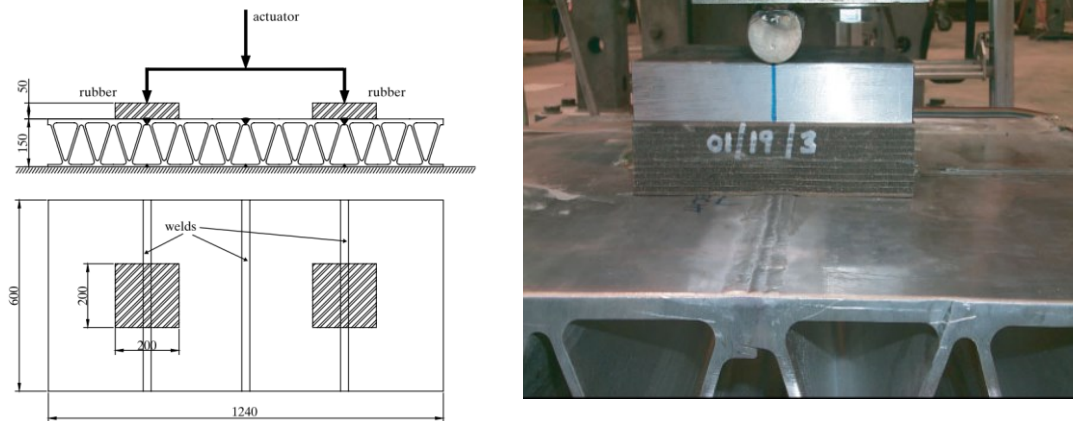


Figure 3-13 : Montage pour l'essai de fatigue, l'aile inférieure est supportée sur sa pleine longueur [33] Reproduit avec la permission de l'éditeur.

Finalement, la figure 3-14 résume les courbes recommandées pour l'évaluation des joints en aluminium. Les courbes ADM Cat. A, AMD Cat. B et IIW FAT 62 ont été obtenues pour des soudures traditionnelles. Il est possible de voir que les courbes proposées diffèrent considérablement les unes des autres. La courbe ADM Cat. B a été utilisée pour la vérification du platelage du pont de St-

Ambroise, car elle était la seule disponible à l'époque. Il est maintenant possible de dire que cette courbe est conservatrice [48, 49].

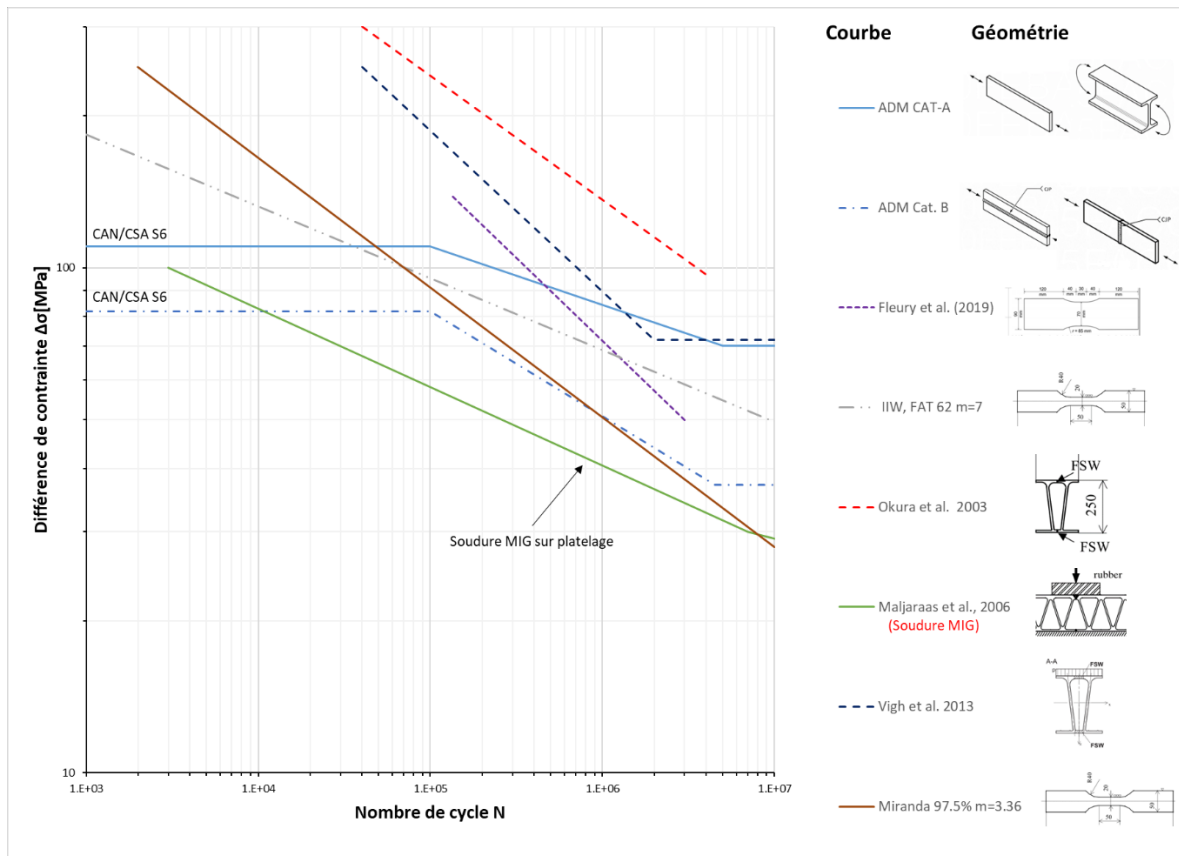


Figure 3-14 : Comparaison des courbes S-N recommandées pour l'évaluation des joints FSW
Adapté de [7, 23, 33, 39, 48, 54]

Une étude, approfondie du système Alumadeck de générations I et II, a été réalisée par le Florida Département of Transportation et le M. H. Ansley Structure Research Center conformément à la norme ASHTOO [55]. Les résultats indiquent que l'état limite de fatigue contrôle le dimensionnement. Le niveau de contrainte à l'intérieur des soudures reliant l'extrusion est légèrement sous la limite d'endurance de la courbe S-N du détail utilisée. Les soudures ont donc une durée de vie infinie pour la configuration étudiée.

3.7 ÉVALUATION DU COMPORTEMENT EN FATIGUE SELON LA NORME CANADIENNE

Au Canada, le code canadien sur le calcul des ponts routiers CAN/CSA S6 régit la conception et la vérification des éléments d'un ouvrage d'art. La version actuellement en vigueur à la date de réaction de ce mémoire est l'édition CAN/CSA S6-19. Les provinces ont l'autorité de réclamer des exigences supplémentaires. Le Québec dispose notamment d'une série de manuels devant être utilisés pour la conception et la vérification d'un pont dont la gestion appartient au ministère des Transports du Québec.

L'étude de la fatigue pour une structure se fait à des points dits critiques de la structure. Pour la fatigue, la norme actuelle définit un point critique comme étant un point où il y a variation cyclique d'une contrainte en tension ou un point avec concentration de contrainte en tension. Le concepteur compare l'écart de contrainte calculé en ce point à une valeur de résistance calculée en fonction d'une série de paramètres liée au pont, notamment les données de circulation, la configuration du détail et sa courbe S-N. Chaque détail de construction soumis à des efforts de traction au cours d'un cycle de contrainte donné doit être vérifié en fatigue. La norme précise cinq catégories de détail de A à E. Ces détails sont classés selon la géométrie du détail et le type de sollicitation.

Pour l'évaluation en fatigue, l'écart des contraintes à un détail donné doit être calculé à l'aide d'une méthode d'analyse élastique linéaire selon les principes de la résistance des matériaux. Cet écart noté f_{sr} , donné par l'équation 7, est la différence algébrique entre la contrainte maximale et la contrainte minimale en un point.

$$f_{sr} = |f_{max} - f_{min}| \quad \text{Équation 7}$$

Où : f_{sr} = Écart des contraintes calculées au détail
 f_{max} = Contrainte maximale calculée au détail
 f_{min} = Contrainte minimale calculée au détail

La norme ne précise pas quelle contrainte doit être utilisée (normale, von mises, principale). Les effets des charges permanentes, des charges vives et des précontraintes doivent être considérés. Les contraintes principales sont un état de contrainte particulier. Ils représentent le maximum et le minimum des contraintes normales sur un plan où les contraintes de cisaillement sont nulles. Les contraintes principales sont toutes orientées de façon orthogonale entre elles. La contrainte ainsi obtenue ayant la plus grande valeur positive (traction) est appelée contrainte principale majeure et elle est notée σ_1 . Celle ayant la plus faible valeur, est appelée contrainte principale mineure et elle est notée σ_3 .

L'état de contraintes est dit multiaxial quand il y a au moins deux contraintes principales non nulles. Les platelages en aluminium sont soumis à un état de contraintes multiaxial. La contrainte de von Mises, présentée à l'équation 8 et l'équation 9, peut être utilisée pour évaluer la contrainte équivalente en un point donné. Cette contrainte équivalente se prête bien à l'étude des matériaux ductiles. Le signe de la contrainte est celui de la contrainte principale σ_1 .

$$\sigma_{VM} = \sqrt{\frac{1}{2}[(\sigma_{xx} - \sigma_{yy})^2 + (\sigma_{xx} - \sigma_{zz})^2 + (\sigma_{zz} - \sigma_{yy})^2 + 6(\tau_{xy}^2 + \tau_{xz}^2 + \tau_{yz}^2)]} \quad \text{Équation 8}$$

Où : σ_{VM} = Contrainte de von Mises
 σ_{ij} = Contrainte normale selon un axe donné
 τ_{ij} = Contrainte de cisaillement selon un axe donné

$$\sigma_{VM} = \sqrt{\frac{1}{2}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]} \quad \text{Équation 9}$$

Où : σ_{VM} = contrainte de von Mises
 σ_i = Contrainte principale selon l'axe principal

L'utilisation de la contrainte de von Mises pour l'évaluation de la fatigue est critiquée pour les contraintes variables dans le temps ou lorsque la direction des contraintes principales varie. Pour des charges mobiles, comme dans les ponts, l'orientation des contraintes principales varie constamment. Actuellement, la norme canadienne et la norme américaine donnent des résistances en fatigue basées sur des essais uniaxiaux. Pour cette raison, la contrainte perpendiculaire au plan de

fissuration est utilisée pour l'évaluation de la durée de vie en fatigue des platelages de pont (figure 3-15).

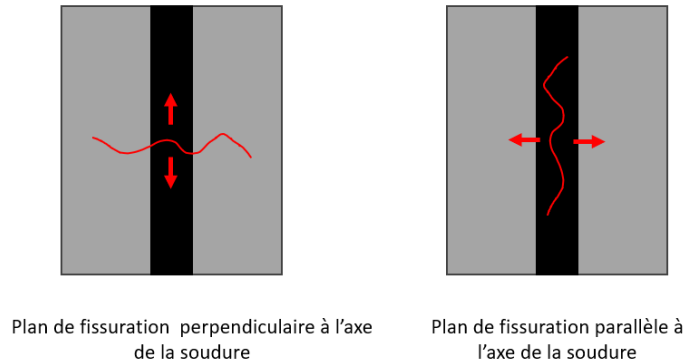


Figure 3-15 : Orientation des plans de fissuration et des contraintes à utiliser pour l'évaluation en fatigue des joints soudés
© Côme Cloutier, 2024

Pour l'évaluation de la fatigue, la norme CAN/CSA S6-19 fait une distinction entre les membrures principales, secondaires et le tablier. L'article 17.20.2.2.2 présente les exigences à respecter au niveau de la fatigue pour un tablier. Pour une surcharge appliquée au niveau du tablier, chaque détail doit satisfaire l'équation 10.

$$(\lambda + 0.1)C_L f_{sr} \leq F_{sr} \quad \text{Équation 10}$$

Où : λ = Coefficient d'équivalence de dommage, tableau 17.6
 C_L = Coefficient tenant compte de la charge
 f_{sr} = Écart des contraintes calculées au détail
 F_{sr} = Écart admissible des contraintes en fatigue

Le facteur d'équivalence de dommage permet de convertir la contrainte évaluée avec un chargement normalisé vers une contrainte représentative du trafic réel. Il tient compte de la pente de la courbe S-N du détail. Le coefficient C_L permet de tenir en compte de la grandeur de la charge par rapport à une charge de référence, dans ce cas-ci la charge totale est de 625 kN. Pour calculer f_{sr} , il faut utiliser les essieux 2 et 3 du camion CL-625, soit un groupe d'essieux en tandem d'une charge de 125 kN. L'article 3.8.4.1 mentionne que la surcharge doit être placée au centre de la voie de calcul. La figure 3-16 présente la configuration du chargement.

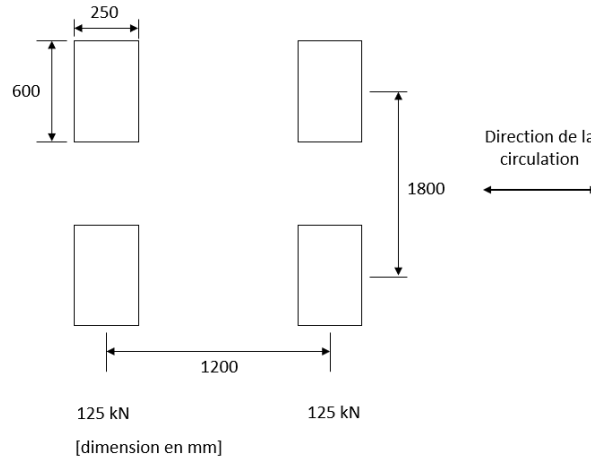


Figure 3-16 : Configuration, charge des essieu et dimension des pneu pour le chargement à l'ÉLF de la norme CAN/CSA S6-19
© Côte Cloutier. 2024

Le calcul de l'écart admissible de contrainte en fatigue est régi par l'article 17.20.2.4 représenté à l'équation 11 et à l'équation 12. Le nombre spécifié de cycles de contraintes de calcul, N_c , est déterminé selon le débit de camions journalier (ADTT).

$$F_{sr} = \left(\frac{\gamma}{N_c}\right)^{\frac{1}{m}} \quad \text{Équation 11}$$

et

$$\text{Équation 12}$$

$$\frac{F_{srt}}{2} \leq F_{sr} \leq \left(\frac{\gamma}{10^5}\right)^{\frac{1}{m}}$$

Où : m = Valeur de la pente de la courbe SN du détail considéré
 N_c = Coefficient tenant compte du trafic réel au site
 F_{srt} = Limite des contraintes à amplitude constante
 F_{sr} = Écart admissible des contraintes en fatigue
 γ = Constante de résistance à la fatigue

Les courbes S-N sont à pente unique et sont linéaires dans un repère log-log. La limite d'endurance correspond au terme de gauche de l'équation 12. Les courbes S-N et les catégories de détail sont basées sur les courbes présentes dans « l'Aluminium design Manuel » [57] et AASHTO LFRD [58]. Le tableau 3-1 présente les paramètres de fatigue utilisés pour la norme canadienne pour chaque catégorie de détails. Pour la classification des détails voir le chapitre 17 de la norme CAN/CSA S6-19 [39].

Tableau 3-1 : Constantes de résistance à la fatigue et limites des écarts des contraintes à amplitude constante [39]

Catégorie de détail	Constante de résistance à la fatigue, γ	Constante de résistance à la fatigue, m	Limite des écarts des contraintes à amplitude constante, F_{srt}	Coefficient d'équivalence de dommage, λ
A	21.7×10^{18}	6.85	70.0	0.65
B	199×10^{12}	4.84	37.2	0.60
C	897×10^9	3.64	27.7	0.55
D	206×10^9	3.73	17.3	0.55
E	31.1×10^9	3.45	12.6	0.54

CHAPITRE 4

MODÉLISATIONS ET ÉVALUATION DES PONTS À PLATELAGE EN ALUMINIUM

Le chapitre précédent indique que la fatigue est principalement un phénomène de surface et dépend de l'écart de contrainte et du nombre de cycles que subit un détail. L'évaluation de l'écart de contrainte le plus précisément possible est donc un jalon important pour l'évaluation et la conception des ponts à tablier de type platelage en aluminium.

Pour un pont de courte ou de moyenne portée, il ne serait pas rentable de développer un platelage spécifique pour chaque pont. Ceci simplifie leurs analyses en réduisant les modèles pouvant être utilisés dans différents projets et réduit les coûts d'ingénierie. En effets, des modèles types ou des chartes de résistances peuvent être développés par les manufacturiers de platelages. Au cours de cette recherche, aucune charte n'a été trouvée. Ceci est probablement dû à la faible utilisation des platelages en aluminium.

Ce chapitre aborde en premier le comportement mécanique des platelages en aluminium puis enchaîne sur les techniques de modélisation et d'évaluation. L'intérêt est porté sur l'évaluation du platelage pour les charges de fatigue et non sur la superstructure du pont. La conception de ponts est une activité normée au Canada et à travers le monde. L'accent est donc mise sur les pratiques normatives.

4.1 SYSTÈME DE CONTRAINTES

Les platelages de ponts sont soumis à trois principaux systèmes de contraintes lors du passage d'un véhicule [29, 33]. Un consensus scientifique s'est établi pour l'identification des systèmes de contraintes pour les platelages de pont. Le système de contraintes I comprend les contraintes produites par la flexion longitudinale du platelage parallèle au poutres. Le système de contraintes II comprend

les contraintes produites par la flexion transversale du platelage perpendiculaire aux poutres. Le système de contraintes III comprend les contraintes produites par la flexion locale de l'extrusion à la surface de contact avec le pneu. La figure 4-1 présente les trois systèmes de contraintes pour des extrusions placées de façon parallèle aux poutres principales.

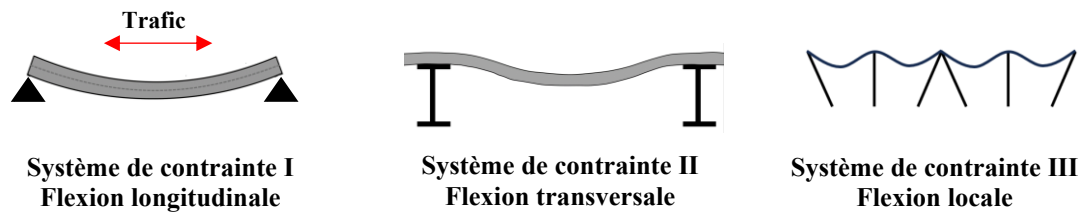


Figure 4-1 : Système de contraintes à l'intérieur d'un platelage d'aluminium disposé parallèlement aux poutres principales.

Les contraintes induites par les systèmes I et II sont relativement faciles à déterminer au moyen d'analyses classiques ou d'analyses raffinées. Cependant, le système III est plus complexe. Le système de contraintes III est généralement prédominant pour l'évaluation en fatigue [33, 59]. Les contraintes locales de flexion de l'aile supérieure (système III) peuvent être de 2 à 3 fois supérieures aux contraintes de flexion globale (systèmes I et II) [60]. Selon l'emplacement sur le pont, les trois systèmes de contraintes peuvent se combiner. Ce projet cherche en partie à caractériser cette superposition. La figure 4-2 présente la superposition des contraintes pour un pont à poutre d'une travée avec platelage en aluminium supportant un camion circulant au centre d'une voie avec des essieux entre les poutres principales.

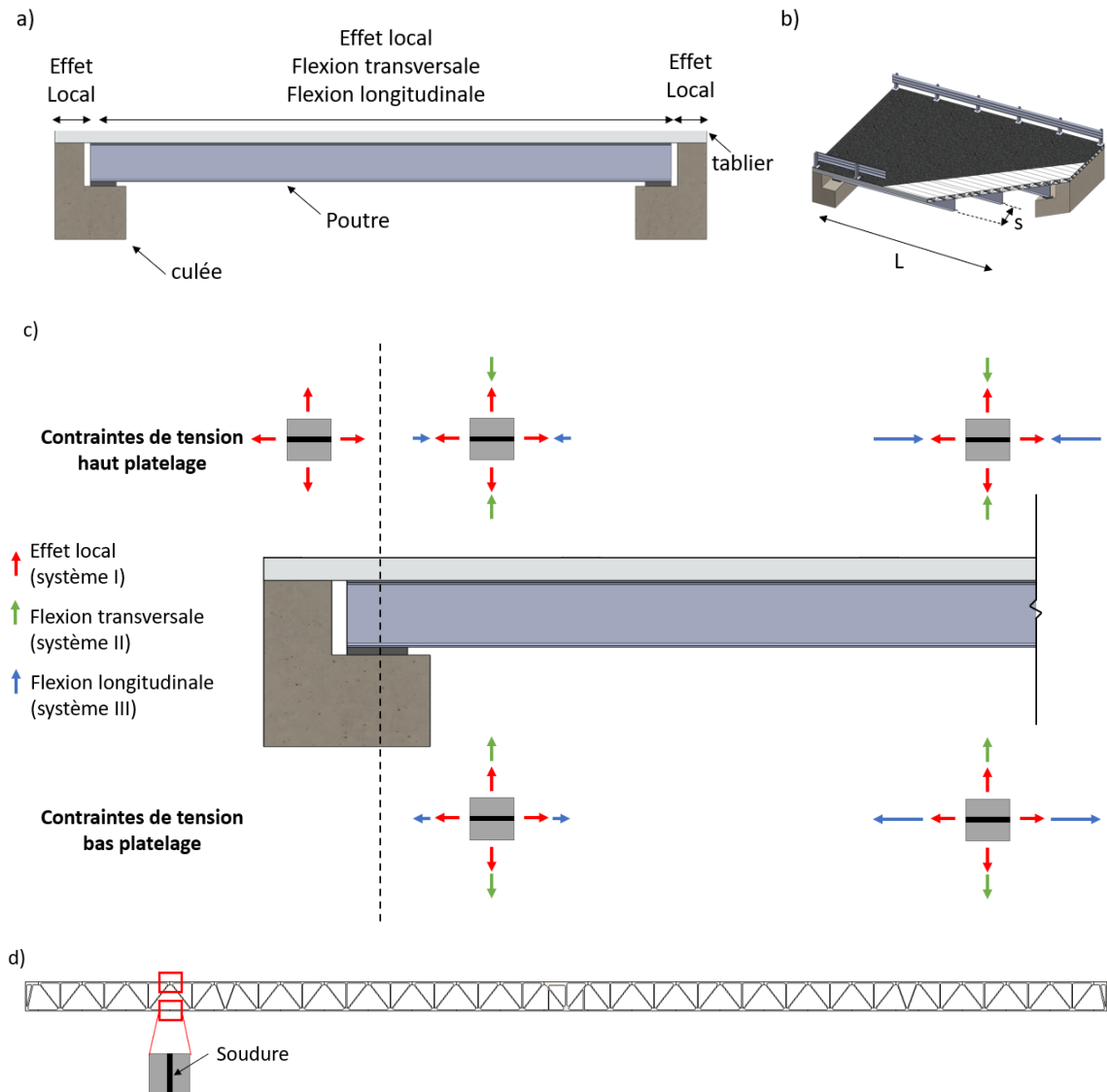


Figure 4-2 : (a) Superposition des systèmes de contraintes selon la position sur le pont dans les soudures (b) identification de la portée (L) et de l'espacement des poutres (s). (c) Contraintes de tension attendues pour chaque système de contrainte dans les soudures (d) coupe transversale du platelage avec identification soudure type

© Côme Cloutier, 2024

4.2 INTERACTION PLATELAGE POUTRE

Le comportement mécanique du platelage varie selon l'orientation des extrusions, les propriétés géométriques et matérielles de la superstructure et l'interaction entre le platelage et la superstructure. La rigidité totale de l'ensemble poutre-platelage est la combinaison de la rigidité des poutres et du platelage. Si le platelage ne forme pas d'action composite avec les poutres principales, celui-ci se comporte à son tour comme une poutre avec une zone en compression et une zone en

tension. À l'inverse, si un effet composite se développe, alors la section du plâlage en tension est modifiée selon le degré de l'effet composite (partiel ou total). Pour un effet composite total avec axe neutre dans les poutres, le plâlage est en compression et le phénomène de fatigue lié au système de contrainte I est inexistant. Seuls les systèmes II et III peuvent contribuer à la fatigue.

L'essai de charge réalisé par le MTQ sur le pont de St-Ambroise révèle un effet composite partiel entre le plâlage et les poutres [61] sous chargement statique. Cependant, l'étude mentionne qu'il est peu probable que l'effet composite partiel ne se maintienne pas à l'état ultime. Négliger l'effet composite partiel est donc conservateur en évaluant le système de contrainte I.

L'aluminium est plus sensible à la dilatation thermique. Pour cette raison, l'effet non composite est parfois préférable en considérant les grands écarts de température au Québec. Si le plâlage peut librement glisser sur les poutres, aucune contrainte ne peut se développer entre le plâlage et les poutres, ainsi il est possible de négliger les efforts produits par la variation de température pour l'évaluation en fatigue. En pratique, une extrémité du plâlage est attachée aux poutres, l'autre extrémité est libre de se déplacer. Les connexions en travée doivent uniquement retenir les poutres latéralement. La modélisation doit tenir compte de ces interactions.

4.3 MÉTHODE D'ANALYSE DES PONTS À PLÂLAGE EN ALUMINIUM

Plusieurs techniques de modélisation ont été développées au cours des années pour l'analyse des ponts. Il est possible de diviser les méthodes les plus courantes en deux catégories. Les méthodes simplifiées et les méthodes raffinées. Les méthodes simplifiées, proposées par la norme CAN-CSA S6-19 sont basées sur la théorie des poutres. Les méthodes raffinées comprennent notamment, l'analogie du grillage bidimensionnel, la structure continue, les éléments finis, la méthode semi-continue, la théorie des plaques plissées et la théorie des plaques orthotropes. La méthode de l'analogie du grillage bidimensionnel et la méthode des éléments finis sont les plus répandues pour les ponts de type « *pont à poutres avec dalle* ». La méthode des éléments finis est présentée plus bas.

La méthode de l'analogie du grillage bidimensionnel permet de déterminer les efforts induits à la superstructure. Elle permet à un certain degré l'analyse des platelages, sans toutefois analyser les effets locaux des pneus.

Dans tous les cas, un modèle de pont doit refléter le plus fidèlement possible le comportement réel de l'ouvrage. La géométrie du modèle, les conditions aux limites, les caractéristiques structurales, les matériaux et les charges appliquées doivent bien représenter le pont étudié, les conditions appliquées et le comportement attendu.

Le chapitre 5 du code canadien sur le calcul des ponts routiers CAN/SA CSA S6 présente des méthodes d'analyse pour la flexion longitudinale.

4.3.1 MÉTHODE DE L'ANALOGIE DE LA POUTRE DE LA NORME CAN/CSA S6-19

La méthode d'analogie de la poutre (également appelé poutre équivalente) est une méthode d'analyse simplifiée qui s'applique aux ponts satisfaisant aux exigences de l'article 5.6.2 de la norme CAN/CSA S6-19. Dans cette méthode, la superstructure est traitée comme un groupe de poutres parallèles. La répartition des charges routières longitudinales est déterminée à l'aide de facteurs empiriques (facteurs d'essieux). Les facteurs d'essieux représentent la distribution la plus critique des charges transversales. C'est la proportion de la charge du camion CL-625 qui est reprise par une poutre. Cette méthode est simple, mais permet uniquement de traiter les charges longitudinales dues à la circulation routière et les charges permanentes pour la conception des poutres. La méthode de l'analogie de la poutre telle que proposée dans l'édition 2019 de la norme S6 ne permet pas d'analyser les effets sur les platelages en aluminium.

Le moment de flexion pour une poutre est obtenu à l'aide de l'équation 13. L'annexe 3 présente le calcul des facteurs d'essieu.

$$M_L = F_T M_T$$

Où : M_L = Moment longitudinal par poutre dû à la surcharge [rad]

F_T = Facteur d'essieu pour la flexion

M_T = Moment longitudinal dû à la surcharge [kNm]

L'article «5.7 analyse des platelages» ne présente pas de dispositions particulières pour les platelages en aluminium. Cet article comprend uniquement des indications pour le calcul des moments longitudinaux et transversaux au sein des platelages pour des platelages en béton, en bois et orthotropes en acier. Pour la majeure partie des cas, une analyse élastique linéaire peut être utilisée. La largeur effective du platelage à considérer pour l'analyse y est présentée.

4.3.2 MÉTHODE DES ÉLÉMENTS FINIS

La modélisation par éléments finis est une méthode plus élaborée et généralement plus précise que les autres approches de modélisation. Il est possible de modéliser l'ensemble d'un ouvrage ou des parties spécifiques. Elle permet de représenter plus fidèlement les géométries et les chargements. Cependant, elle est plus sensible aux erreurs de modélisation, demande plus d'expérience et le coût attribué à la modélisation est plus élevé. Son utilisation n'est généralement pas requise pour les ponts conventionnels de courte portée (ex. pont acier-bois).

La modélisation par éléments finis consiste à discrétiser une structure en éléments finis à géométrie simple. Le comportement des éléments est régi par des équations algébriques, formulant les lois de conservations et les lois de comportement. Les conditions aux limites et les charges sont résolues numériquement pour l'ensemble du système.

Les différentes normes de conception et d'évaluation des ponts à travers le monde disposent de règles et de directives pour la modélisation des ponts. Ces directives ne précisent toutefois pas les techniques de modélisation comme les types d'éléments finis à choisir, les méthodes d'application des conditions aux limites, etc. L'ingénieur concepteur doit donc utiliser son jugement et la littérature pertinente. Au Canada, le chapitre 5 de la norme CAN/CSA S6-19, précise entre autres les directives

suivantes pour l'ensemble des ponts :

- Le modèle doit représenter le comportement attendu de la structure;
- Le modèle doit être représentatif des conditions réelles;
- Les variations de géométrie brusque devraient être évitées;
- Le rapport d'aspect des éléments ne doit pas dépasser 2;
- Les propriétés élastiques linéaires des matériaux doivent être utilisées pour tous les états limites;
- Le modèle doit être validé pour s'assurer qu'il reproduit le comportement structural prévu;
- Des méthodes d'analyse classiques ou simples doivent être utilisées pour vérifier la précision de l'analyse raffinée.

4.4 MÉTHODE BASÉE SUR LA THÉORIE ÉLASTIQUE D'EULER-BERNOULLI

La résistance des matériaux (RDM) est une discipline qui permet le calcul des contraintes et des déformations des structures. Elle permet l'analyse et l'étude du comportement des structures sous différentes sollicitations et retenues par divers moyens.

Pour le calcul des contraintes et des déformations, la théorie des poutres d'Euler-Bernoulli peut être utilisée. Cette théorie, contrairement à la théorie de Timoshenko, néglige l'influence du cisaillement en flexion. Deux hypothèses principales sont admises. Premièrement, au cours de la déformation, les sections droites restent perpendiculaires à la courbe moyenne de la section et les sections droites restent planes.

Pour l'évaluation des platelages en aluminium, la représentation ou hypothèse la plus simpliste serait de considérer l'ensemble des composantes des extrusions et du platelage comme une poutre équivalente. Une fois les efforts internes déterminés dans la poutre équivalente, les contraintes sont déterminées selon le type d'effort. Selon le comportement attendu du pont, deux types d'effort sont considérés, soit le moment de flexion et l'effort normal. Les contraintes aux fibres extrêmes d'une section soumises à un moment de flexion (M) sont calculées à l'aide de l'équation 14. La contrainte pour une section soumise à un effort normal (N) est calculée à l'aide de l'équation 15.

$$\sigma = \frac{-M y}{I}$$

Équation 14

Où : $\sigma =$ *Contrainte*
 $M =$ *Moment de flexion*
 $y =$ *Distance entre la fibre étudiée et l'axe neutre*
 $I =$ *Inertie de la section*

$$\sigma = \frac{F}{A}$$

Équation 15

Où : $\sigma =$ *Contrainte*
 $F =$ *Force normale*
 $A =$ *Aire de la section*

L'équation 16 présente la relation moment-courbure d'une poutre soumise à un moment de flexion. La théorie des poutres élastiques stipule que la courbure totale est définie comme le quotient du moment de flexion sur la rigidité. La courbure peut être évaluée individuellement pour un élément, ou pour plusieurs éléments composites

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M}{EI}$$

Équation 16

Où : $\rho =$ *Courbure*
 $M =$ *Moment de flexion*
 $E =$ *Module de Young*
 $I =$ *Inertie de la section*

Pour deux poutres superposées soumises à une flexion, il est possible de déterminer le moment de flexion à l'intérieur de chaque poutre selon leur rigidité respective. L'équation 17 présente la courbure d'un système de deux poutres superposées libres de glisser l'une par rapport à l'autre (action composite nulle).

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M_s}{E_s \times I_s} = \frac{M_t}{E_t \times I_t} = \frac{M_{total}}{E_s \times I_s + E_t \times I_t}$$

Équation 17

- Où :
- ρ = Courbure
 - M_s = Moment des poutres d'acier
 - E_s = Module de Young de l'acier
 - I_s = Inertie des poutres
 - M_t = Moment dans le tablier
 - E_t = Module de Young de l'aluminium
 - I_t = Inertie du tablier
 - M_{total} = Moment total

4.5 ÉTUDE SUR LA MODÉLISATION DES PLATELAGES EN ALUMINIUM

La première difficulté lors de la modélisation est la discrétisation du modèle physique en modèle numérique. La capacité de l'aluminium à être extrudée permet de concevoir des sections optimisées de formes complexes. La géométrie complexe couplée avec la perte de résistance à l'intérieur des soudures rend la modélisation plus ardue que pour des structures conventionnelles. En effet, le maillage utilisé doit être suffisamment fin pour représenter adéquatement la géométrie des extrusions. Cependant, un maillage fin est plus coûteux en temps de calcul et en capacité de calculs (processeurs et mémoire). L'utilisation d'éléments de type coque combinée à des éléments de type solide avec suffisamment de nœuds d'intégration est une solution prometteuse pour réduire le temps de calcul. Toutefois, l'élément coque ne permet pas de représenter fidèlement la géométrie des rayons de courbure qui contribue à la rigidité transversale et la résistance du plâtelage. Vigh [62] propose deux méthodes pour surpasser cet obstacle. Ces deux méthodes sont illustrées à la figure 4-3. La première méthode propose d'utiliser dans la zone des congés des éléments de type coque à épaisseur variable (voir figure 4-3.b). Quant à la seconde méthode, elle propose d'utiliser des éléments de type coques à épaisseur moyenne constante (voir figure 4-3.d).

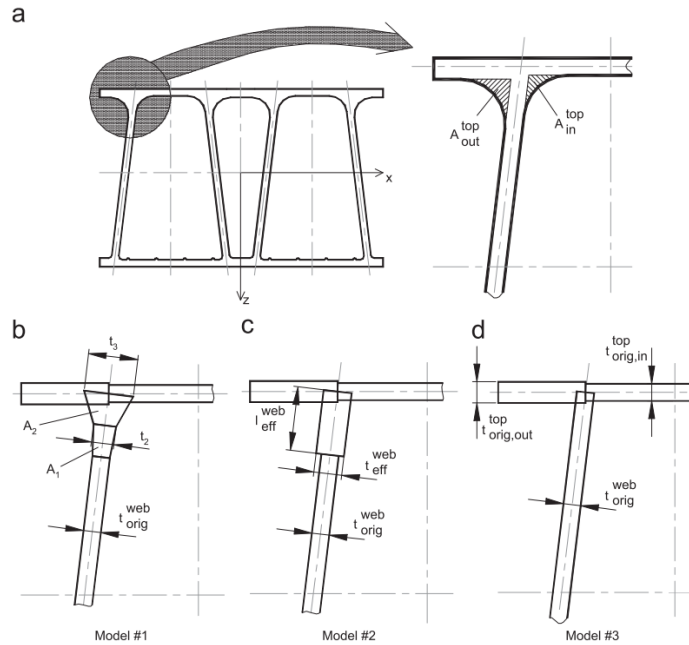


Figure 4-3 : Modèles alternatifs pour la représentation de congés.
 (a) actuelle (b) épaisseur variable (c) épaisseur constante et (d) néglige les congés.
 [62] Reproduit avec la permission de l'éditeur

Le tableau 4-1 présente une compilation sommaire des travaux de recherches portant sur la modélisation de platelages et de panneaux en aluminium ou des géométries similaires. Le type d'éléments et les logiciels utilisés sont également présentés. Lorsque des ponts complets sont modélisés, les éléments de type coque sont privilégiés.

Tableau 4-1 : Élément et maillage utilisés par différents chercheurs pour la modélisation de platelages et de ponts

Référence	Type de structure	Logiciel	Type d'élément
[29]	Pont complet (action composite totale) <i>Résistance ultime et effet dynamique</i>	ABAQUS	Élément coque
[63]	Panneau de platelage <i>Résistance ultime</i>	SOFiSTiK	Élément coque
[23]	Panneau de platelage <i>Résistance ultime et en fatigue.</i>	MARC et ANSYS	Élément coque
[13]	Pont complet <i>Évaluation des facteurs d'essieux</i>	ABAQUS	Élément coque
[33]	Panneau de platelage	--	Élément solide
[17]	Pont complet et panneau d'essais <i>Tablier Svensson</i>	--	Élément poutre Analogie du grillage

Tableau 4 1 : Suite et fin

Référence	Type de structure	Logiciel	Type d'élément
[25]	Pont complet <i>Action composite totale. Poutre en Aluminium Nouveau concept</i>	NX10, NX11 NX Nastran	Élément solide
[64]	Panneau de pont en <u>GFRP extrudé</u> <i>Résistance ultime</i>	ANSYS	Élément solide Solid186
[23]	Panneau <i>Modélisation d'un panneau pour l'étude en fatigue</i>	MARC	Élément coque (type 22, élément a 8 nœuds)
[62]	Panneau Effet des congés sur la résistance ultime	MARC K7	(type 22, élément a 8 nœuds)

Les paragraphes suivants présentent un résumé des études jugées pertinentes.

Okura et al. [23] ont mené des essais expérimentaux et des simulations numériques par éléments finis pour étudier les comportements mécaniques et en fatigue de platelages assemblés par friction malaxage. Deux observations importantes peuvent être tirées de ces résultats. Premièrement, la charge est supportée dans la zone limitée autour d'un point d'application. L'aire de contact du pneu est donc un paramètre important à tenir en compte. À proximité du point d'application de la charge, les éléments du platelage sont en flexion. Plus qu'on s'éloigne de la zone d'influence, des efforts de type membrane, en tension et compression se développent. Le platelage réagit ainsi comme un treillis. Deuxièmement, pour le système de contrainte I, les fissures sont initiées au sein des soudures supérieures du platelage et sont causées par la flexion de l'aile supérieure sous le point d'application de la charge. Pour des essais expérimentaux en flexion, les fissures de fatigue sont localisées au niveau des ailes inférieures et sont causées par les efforts de membrane provenant de la flexion longitudinale du platelage.

Des essais ont été réalisés par Siwowski en 2009 sur une section de platelage en aluminium soudé au MIG [60]. Suite aux essais en laboratoire, la section du platelage a été modélisée par éléments finis à l'aide d'éléments de type coque [63]. La figure 4-4 présente le type d'extrusion et les cas de charge utilisés où une charge de charge d'essieu de 150 kN est appliquée. Les essais

expérimentaux et la simulation démontrent que la flexion de la semelle supérieure sous le point d'application de la charge produit des contraintes deux fois supérieures à la contrainte sur la semelle inférieure provoquée par la flexion longitudinale du platelage. Le système de contraintes III est donc prédominant pour la configuration des essais. Les résultats obtenus par simulation sont similaires à ceux obtenus en laboratoire. Une erreur moyenne de 9.9 % est obtenue pour la déflexion pour les différents cas de charge. L'erreur est attribuée aux effets de corps rigide. Pour la déformation (ϵ), des erreurs de l'ordre de 15 % sont obtenues.

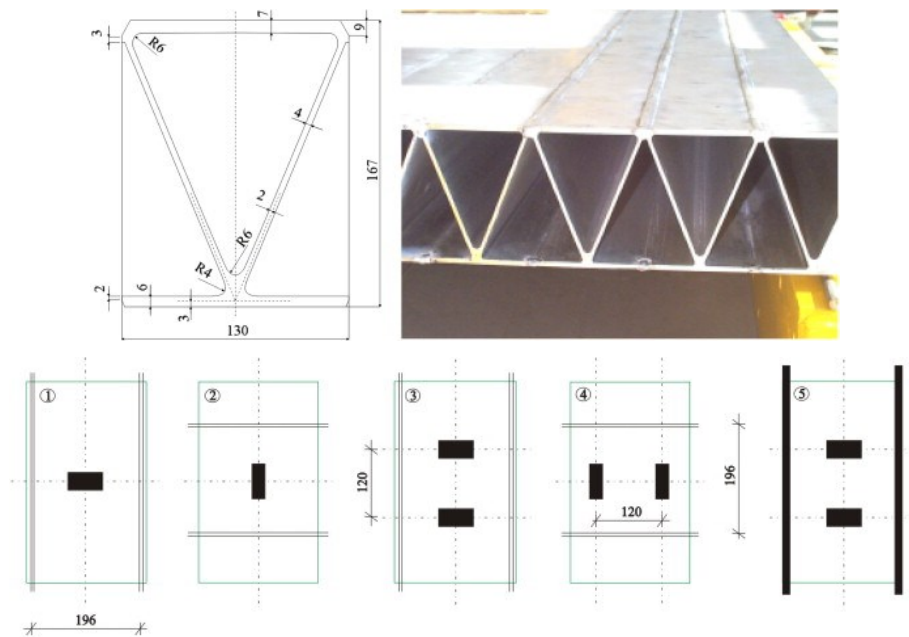


Figure 4-4 : Platelage et cas de charge pour les essais réalisés par Siwowski [6]Reproduit avec la permission de l'éditeur

Des essais en laboratoire ont été réalisés par Maljaars et al. (2006) sur une section de platelage en aluminium soudé au MIG. À la suite des essais, la section du platelage a été modélisée par éléments finis à l'aide d'éléments de type solide. Les résultats obtenus par simulation sont similaires aux résultats expérimentaux. Les contraintes calculées par éléments finis au sein des soudures et des discontinuités géométriques dépendent des techniques de modélisation et du maillage. Une modélisation précise avec un maillage raffiné est nécessaire pour réduire l'écart entre les essais et la simulation. La modélisation peut être utilisée pour optimiser les extrusions.

CHAPITRE 5

MÉTHODOLOGIE

Ce chapitre présente la méthodologie. Un résumé général est d'abord abordé, suivi d'une description du pont à l'étude, de l'identification des détails constructifs sensibles à la fatigue, d'une présentation des modèles numériques et de la méthode de calcul manuelle proposée par la norme canadienne sur les ponts routiers.

5.1 GÉNÉRALITÉS

Le sujet a été traité en trois étapes principales, une représentation schématique de la méthodologie est présentée à la figure 5-1. La première étape consiste à identifier les détails sensibles au phénomène de fatigue. La seconde étape consiste à trouver les courbes S-N des détails sensibles à la fatigue identifiés. La troisième étape consiste au calcul de l'écart des contraintes en fatigue, basé sur deux méthodes d'analyse, soit la méthode des éléments finis et des méthodes simples basées sur les principes de la résistance des matériaux et la méthode de l'analogie de la poutre présentée dans la norme CAN/CSA S6-19. Une fois l'écart de contrainte en fatigue calculé, la durée de vie en fatigue du détail ciblé est évaluée. Une comparaison des deux méthodes de calcul permet une revue critique de la norme et des méthodes de calcul actuellement utilisées. Les essais expérimentaux en laboratoire ne sont pas envisageables en raison de l'incapacité de reproduire un platelage de pont à l'échelle réelle. L'essai de charge réalisé sur le pont de St-Ambroise à l'été 2015 par le ministère des Transports du Québec permettra de valider le modèle numérique.

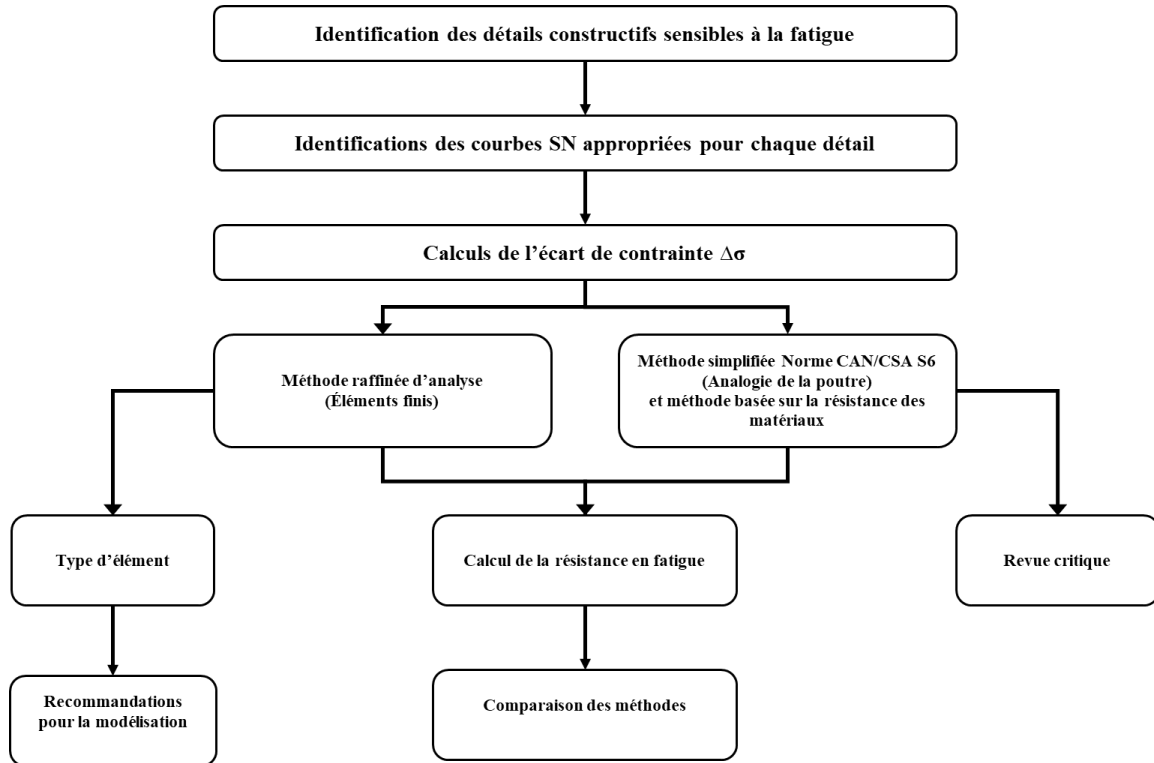


Figure 5-1 : Représentation schématique de la méthodologie utilisée
© Côme Cloutier, 2024

5.2 PRÉSENTATION DU PONT DE ST-AMBROISE

Le pont sur lequel porte l'étude est le pont P-17948 situé sur le 9^e rang dans la municipalité de St-Ambroise, il enjambe le ruisseau William. Le pont se situe à environ 35 km du centre-ville de la ville de Saguenay. Il est le premier pont avec platelage en aluminium au Canada et sert de projet pilote. La construction a débuté en 2014 et s'est terminée à la fin de l'été 2015. La route est peu passante avec un débit journalier moyen (DJMA) de 125 véhicules dont 7 % de camions. Le débit journalier moyen des camions (ADTT) est de donc de 9 camions. Les données de circulation sont tirées du site du MTQ [65]. Selon la classification de la norme CAN/CSA S6-19, article 1.4.2.2 - tableau 1.1, la route est de catégorie D. L'article 1.4.2.2 spécifie cependant qu'à moins d'approbation par le propriétaire de l'ouvrage, tous nouveaux ponts doivent répondre aux exigences de la classe A. La figure 5-2 présente la localisation du pont et la figure 5-3 une photographie prise à partir de la rive Sud.

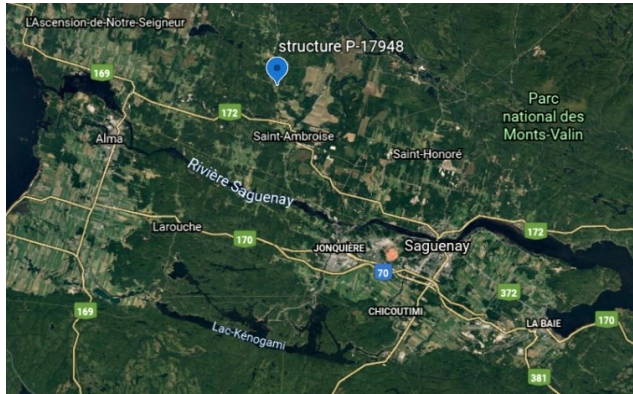


Figure 5-2 : Emplacement du pont de St-Ambroise structure P-17948 du MTQ
Tiré de Google Earth



Figure 5-3 : Photographie du pont de St-Ambroise.
© Côte Cloutier, 2020

Le platelage a été conçu par la firme américaine Alumabridge LLC et extrudé par SAPA aux États-Unis. Le soudage a été réalisé par la société HF Webster, dans le Dakota du Sud (États-Unis). Finalement, la conformité selon la norme canadienne CAN/CSA S6-06 a été validée par une firme canadienne de génie-conseil.

Un nombre d'innovations techniques a été fait pour permettre l'implantation du platelage au Québec. Les innovations comprennent notamment la création d'extrusions spéciales permettant d'atteindre la largeur voulue, un joint d'épissure et un système d'attache spécial permettant de relier le platelage aux poutres et permettant la translation du platelage sur les poutres.

La structure est constituée d'une travée simple de type dalle sur poutre d'acier. La portée entre les appuis des poutres est de 8 500 mm. Le platelage est appuyé sur cinq poutres d'acier galvanisé de type W610 x 92 espacées de 1450 mm. La stabilité latérale des poutres est assurée par 4 séries d'entretoises formées de profilés en acier galvanisé de type 460 x 61. Les diaphragmes sont situés aux appuis et à 1/3 de portée de chaque appui. La figure 5-4 présente une coupe type du pont.

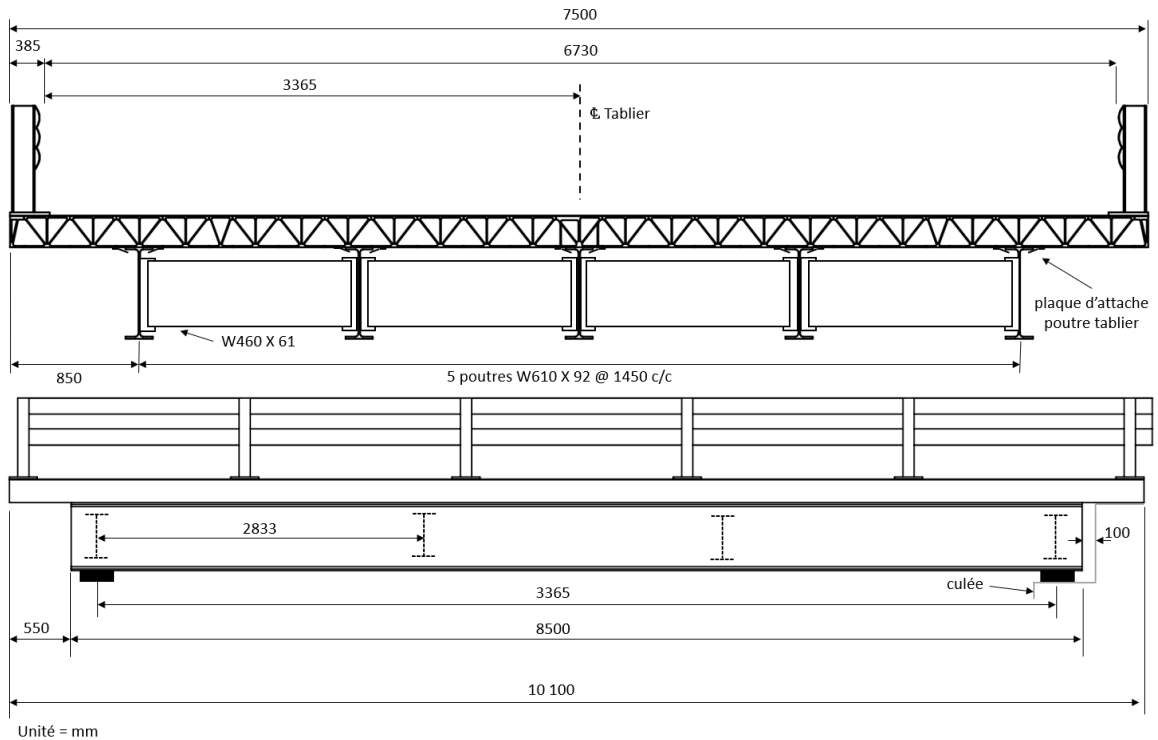


Figure 5-4 : Dimension principale du pont de St-Ambroise
© Côme Cloutier, 2024

Le platelage est composé de deux sections préfabriquées et boulonnées longitudinalement sur le site. Le platelage mesure 10 000 x 7 475 x 203,2 mm. Il excède de 400 mm à chaque extrémité sur des culées, protégeant la structure contre l'infiltration d'eau. Le platelage est conçu pour ne pas présenter d'action composite avec les poutres [61]. Les extrusions sont placées longitudinalement. Au total, cinq types d'extrusions ont été utilisés, une extrusion principale, une demi-extrusion, une extrusion d'extrémité et deux extrusions composant le joint d'épissure. Les extrusions d'extrémité sont conçues pour être coupées afin d'avoir la largeur voulue du pont. Finalement, la surface de roulement est une couche d'époxy-granulats, commercialisée sous le nom de Bimagrip LS. La figure 5-5 présente les extrusion type utilisé, sauf le joint d'épissure qui ne fait pas l'objet de cette recherche.

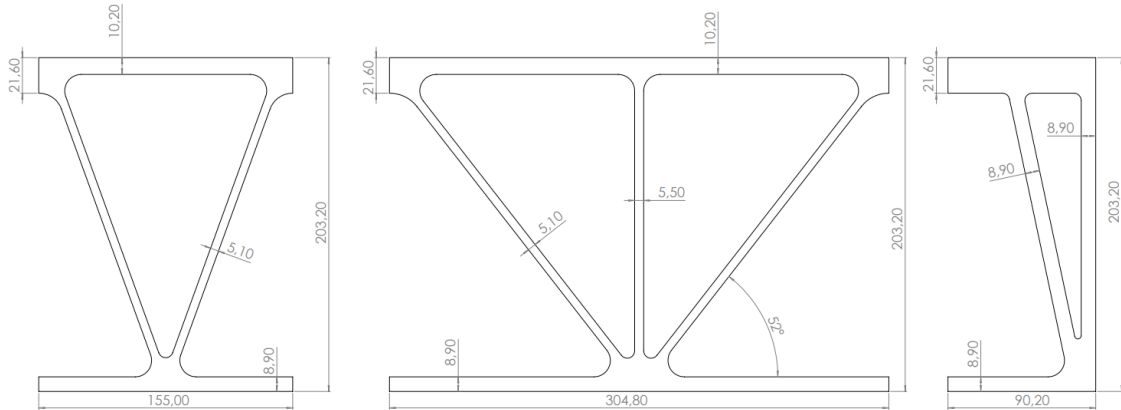


Figure 5-5 : Dimensions principales des 3 principales extrusions du pont de St-Ambroise
© Côme Cloutier, 2024

5.3 ORDINATEUR DE SIMULATION

Les propriétés principales des deux ordinateurs utilisés pour les simulations sont présentées au tableau 5-1.

Tableau 5-1 : Propriétés des ordinateurs de simulation

Élément	ANSYS	SolidWorks simulation
Système d'exploitation	Windows server 2019	Microsoft Windows 10 Professionnel
Processor	Intel(R) Xeon(R) Gold 6242R CPU @ 3.10 GHz, 3093 Mhz, 20 cœur (s), 40 processeur(s) logique(s) (2 processors)	Processeur Intel(R) Core(TM) i9-10900K CPU @ 3.70GHz, 3696 MHz, 10 cœur(s), 20 processeur(s) logique(s)
Mémoire (RAM)	256 GB	64 GB
Disque	24.1 TB	1 TB

5.4 MODÈLE PAR ÉLÉMENTS FINIS

Dans le cadre de ce projet, les logiciels commerciaux d'analyse par éléments finis ANSYS Workbench 2022 R2, 2023 R2, 2024 R1 et le logiciel SolidWorks simulation 2023 sont utilisés. Le logiciel Advance Design America de Graitec® module pont est utilisé pour les analyses structurales utilisant des éléments de type poutre. Les sections suivantes présentent les modèles par éléments finis utilisés dans le cadre de ce projet de recherche pour étudier le comportement en fatigue et le comportement global du pont sous différents chargements.

5.4.1 GÉOMÉTRIE

La géométrie de l'ensemble des modèles est dessinée à l'aide des logiciels SpaceClaim et Solidworks. Pour le pont complet, le modèle est composé de 3 pièces - platelage, poutres et diaphragme, ceci afin de faciliter l'attribution des différentes propriétés au platelage et à la superstructure. La fonction « Shared topology » est utilisée pour assurer la continuité du maillage au sein de chaque pièce. Pour le platelage, les soudures sont représentées par des éléments de type coque ou des éléments solides distincts. Ceci dans le but d'extraire plus facilement les résultats une fois l'analyse complétée.

5.4.2 MATÉRIAUX

Les propriétés nominales des matériaux, ou propriétés d'ingénierie, prescrites par la norme CAN/CSA S6-19 sont utilisées. L'alliage d'aluminium 6063-T6 est utilisé pour le platelage et l'acier G40.21 350W est utilisé pour les poutres et les diaphragmes. Le même module de Young et coefficient de Poisson sont utilisés pour l'ensemble du platelage. Les propriétés des matériaux utilisés pour la modélisation sont présentées au tableau 5-2. Le tableau présente uniquement les propriétés linéaires puisque les analyses sont linéaires.

Tableau 5-2 : Propriétés des matériaux utilisés pour la modélisation

	Aluminium 6063-T6	Acier 350W
Composante	Platelage	Poutres
Module de Young (E)	70 GPa	200 GPa
Coefficient de Poisson (ν)	0,33	0,3
Masse volumique (ρ)	2700 kg/m ³	7800 kg/m ³

5.4.3 TYPE D'ÉLÉMENT

Plusieurs modèles préliminaires sont construits à l'aide d'ANSYS afin de déterminer les paramètres et la stratégie de modélisation optimale et réalisable selon les ordinateurs utilisés.

Pour les éléments solides, l'élément SOLID186 est utilisé. Cet élément est un hexaèdre

quadratique avec 20 nœuds et 6 degrés de liberté (DDL) par nœud. Une intégration réduite a été choisie afin de réduire le blocage en cisaillement. Pour les éléments de type coque, l'élément SHELL181 est utilisé. Cet élément a 4 nœuds et 6 DDL par nœuds.

5.5 APPUIS

Les appuis du pont, d'une largeur de 250 mm, sont modélisés à l'aide de points distants (« remote point » en anglais). Ceci permet de réduire les concentrations de contraintes vis-à-vis des appuis et permettre une représentation plus fidèle du comportement réel du pont, la rotation aux appuis étant assurée par les appareils d'appui en élastomère fretté.

Cette technique de modélisation permet d'appliquer les conditions aux limites, forces et contraintes à un emplacement (point) spécifique. Des liaisons rigides sont ensuite ajoutées entre le point et les éléments finis du modèle. Pour le cas présent, le point distant remplace les élastomères frettés. Le point est placé à une distance correspondant à la mi-hauteur des appareils frettés.

5.5.1 CHARGEMENTS

Différentes charges sont appliquées aux modèles numériques. Ces charges sont le poids propre de la structure et les charges de roue induites par le passage du trafic routier.

Le poids propre du platelage et des poutres principales est appliqué à l'aide de l'outil inertie de ANSYS. Celle-ci permet d'appliquer une accélération gravitationnelle ($g=9.808 \text{ m/s}^2$) au centre de gravité des éléments. Finalement le poids du revêtement Bimagrip (0,02 kPa) et des garde-fous sont appliqués comme une charge surfacique sur les ailes supérieures du platelage.

Les charges de roues sont appliquées comme une pression surfacique pour bien refléter le chargement réel [63]. Les dimensions des roues du camion CL-625 ont été utilisées pour l'ensemble des simulations, soit des surfaces de contact de 600 mm x 250 mm pour les roues arrière et 250 mm x 250 mm pour les roues avant (essieux de cabine).

5.5.2 INTERACTION PLATELAGE-POUTRES

ANSYS permet de définir plusieurs types de contacts entre des faces ou entre des arêtes. Lorsque la friction est négligée entre le platelage et les poutres, le type de contact est imposé en tant que *non-séparation*. Ce type de contact permet un glissement libre entre les faces de deux corps solides en contact, tout en les empêchant de se séparer. Les dispositifs d'attache du platelage aux poutres principales justifient cette hypothèse. Lorsque la friction est considérée, le type de contact est fixé à *rugueux*. Le coefficient de friction entre les deux matériaux doit dans ce cas être spécifié. Le platelage glisse une fois que la force de friction dépasse le seuil établi à l'aide du coefficient de friction. Le coefficient de friction statique pour l'aluminium sur acier est de 0,3.

Pour les simulations avec SolidWorks simulation, l'option contact est choisie entre les poutres et le platelage. Cette option est choisie lorsque les corps solides en contact risquent de se séparer, mais sans pénétration.

5.5.3 POINT D'ÉTUDE POUR LA FATIGUE

La fatigue est avant tout un phénomène de surface. Pour les éléments de type coque, les contraintes sont évaluées aux faces supérieures et inférieures.

Pour un soudage par fusion, la zone critique est habituellement située à l'intérieur de la zone affectée thermiquement. Pour les soudures par friction malaxage, la situation se complexifie. Aucune directive claire n'existe actuellement au sein de la norme CAN/CSA S6-19 et les recherches traitant du sujet sont également limitées. Aucune directive claire n'a été trouvée dans la littérature. Pour la vérification des platelages soudés par friction malaxage, une idéalisation à l'aide de modèles appropriés est donc fortement recommandée. Les courbes S-N disponibles dans la norme et dans la littérature se rapportent généralement aux contraintes axiales perpendiculaires au joint soudé. C'est la raison pour laquelle les contraintes normales et perpendiculaires sur le plan des soudures sont évaluées dans les modèles développés pour cette étude. La figure 5-6 présente la largeur de la soudure

étudiée choisie pour cette étude (32 mm).

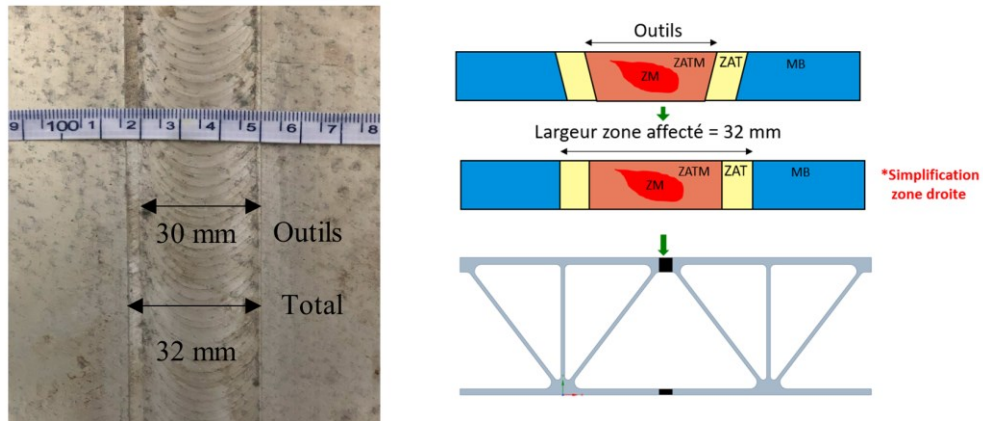


Figure 5-6 : Largeur d'étude pour la fatigue des joints soudés du pont de St-Ambroise
© Côme Cloutier, 2024

La figure 5-7 présente la nomenclature utilisée pour identifier les zones des extrusions.

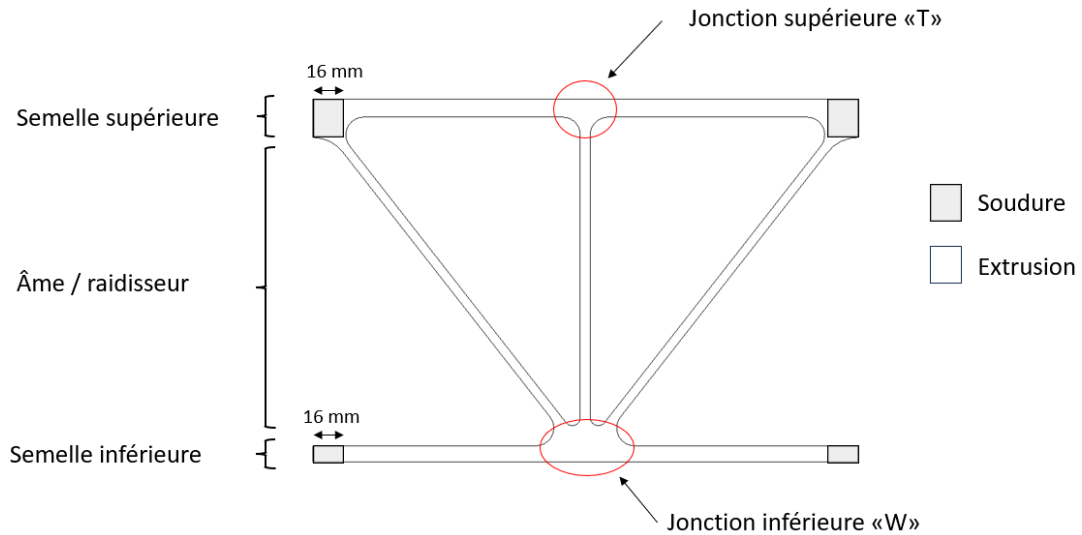


Figure 5-7 : Nomenclature pour l'identification des éléments du platelage
© Côme Cloutier, 2024

5.6 CAS DE CHARGEMENTS

Cette section présente l'ensemble des cas de charge traités dans ce mémoire. Le tableau 5-3 présente un résumé global des cas étudiés. Il est à noter que les charges non pondérées sont utilisées. Cependant le cas échéant, un facteur d'amplification dynamique a été utilisé pour les charges de roue

conformément à la norme CAN/CSA S6-19.

Le MTQ a réalisé un essai de charge sur le pont de St-Ambroise pour valider les hypothèses de conception et le comportement général de la structure. Les données recueillies incluent la flèche au centre du platelage, les moments et bimoments à l'intérieur des poutres, la rotation et l'affaissement des appuis et le glissement du platelage sur les poutres lors du passage de camions. Les résultats ont pu être obtenus de ces essais. Le cas de chargement 2 est donc calqué de cet essai et les résultats serviront à valider le modèle numérique. Une erreur de 25 % est fixée comme seuil de réussite. Ce pourcentage tient compte des possibles défauts d'installation du platelage, de la variabilité de la position et de l'application des charges et finalement de l'imperfection des géométriques et matérielles.

Le trafic routier peut être modélisé sous forme d'une série de charges ponctuelles représentant les charges de roues. La position critique d'une série de charges ponctuelles peut être déterminée à l'aide de la théorie des lignes d'influence. Le moment maximal pour un pont à une travée simplement appuyée est obtenu en disposant les charges de sorte que la charge la plus près de la résultante et la résultante soit équidistantes par rapport au centre de la poutre. Le moment maximal se trouve alors sous la charge située le plus près de la résultante (voir annexe 1).

Afin de calculer l'écart des contraintes en fatigue, les analyses sont donc effectuées 2 fois, une première fois pour déterminer la réponse structurale engendrée par les forces gravitaires puis une seconde fois avec les surcharges.

Le tableau 5-3 présente les principaux cas de charge utilisés pour l'évaluation de l'état limite de fatigue selon la norme canadienne CAN/CSA S6-19 et la validation des modèles numériques vis-à-vis de l'essai de charge réalisé par le MTQ.

Tableau 5-3 Scénarios de chargement

Scénarios		Intérêt
1	Charge répartie	<ul style="list-style-type: none"> • Validation du modèle numérique
2	1 camion d'essai MTQ au centre d'une voie	<ul style="list-style-type: none"> • Validation du modèle numérique • Comparaison des résultats numériques et expérimentaux.
3	Essieux 2 et 3 du camion CL-625 au centre d'une voie. Charge de fatigue selon CAN/CSA S6-19	<ul style="list-style-type: none"> • Réponse structurale du pont selon le chargement normatif pour la fatigue. • Largeur effective en flexion longitudinale • Calculs des contraintes pour la détermination de la durée de vie en fatigue. • Évaluation de la durée de vie en fatigue de chaque détail • Évaluation de l'orientation des contraintes principales en tension.
4	Effet de la position de la charge sur l'extrusion (système III)	<ul style="list-style-type: none"> • Détermination de la position critique pour la durée de vie en fatigue du platelage. • Évaluation de l'orientation des contraintes principales en tension / compression.

5.6.1 CAS DE CHARGEMENT 1 – CHARGE RÉPARTIE UNIFORME

Ce cas de chargement permet de valider et de calibrer le modèle par éléments finis. Une charge est appliquée au sommet des poutres puis au platelage. La flèche obtenue est comparée à la flèche théorique calculée à l'aide des équations de la résistance des matériaux (voir section 6.5).

5.6.2 CAS DE CHARGEMENT 2 : CAMION AU CENTRE D'UNE VOIE

Ce cas de chargement est celui de l'essai de chargement réalisé par le MTQ [61]. Cet essai a servi à valider le modèle numérique. Les flèches expérimentales, les facteurs d'essieux et le moment maximal obtenus de l'essai de charge sont alors comparés aux résultats du modèle numérique. Les dimensions du camion d'essai utilisé et son poids sont indiqués à la figure 5-8. La réponse structurale du pont relevée du rapport d'essai montre une variabilité importante des résultats. Les résultats ne sont pas identiques pour les deux voies de chargement bien que le pont soit symétrique. Ceci peut être attribué aux défauts de construction et d'installation du pont.

Le cas de charge consiste à un camion d'essai circulant à l'intérieur d'une voie. La position critique des essieux ainsi que leur poids sont montrées à la figure 5-8a. Le centre du pneu des essieux arrière est placé à 600 mm du garde-fou. Les aires de contact des pneus sont respectivement de 250 x 250 mm pour l'essieu 1 et 2 et de 250 x 600 mm pour les essieux 3 et 4. Ces aires correspondent aux aires de contact du camion normatif CL-625.

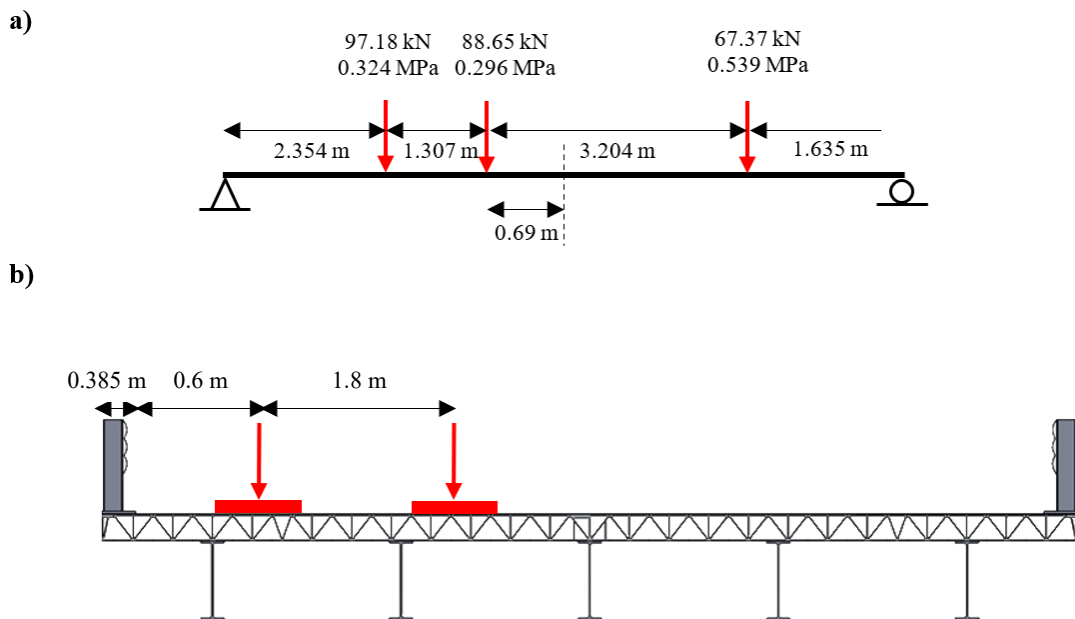


Figure 5-8 : (a) position du camion d'essai le long de la travée et (b) position transversale du camion
© Côme Cloutier, 2024

5.6.3 CAS DE CHARGEMENT 3 : ÉTAT LIMITE DE FATIGUE

Le cas de chargement 3, tiré de la norme CAN/CSA S6-19, permet d'évaluer l'écart des contraintes en fatigue et la durée de vie en fatigue des détails critiques du pont de St-Ambroise. Les essieux 2 et 3 du camion CL – 625 sont placés au centre d'une voie. Le couple d'essieux est placé au centre du pont afin de générer la réponse structurale maximale pour le systèmes de contraintes I. L'écart des contraintes en fatigue est extrait du modèle puis comparé aux résistances en fatigue pour chaque détail calculé selon l'article 17.20.2.4 - *Résistance à l'écart des contraintes de fatigue d'une membrure ou d'un détail*. La figure 5-9 présente le cas de chargement considéré.

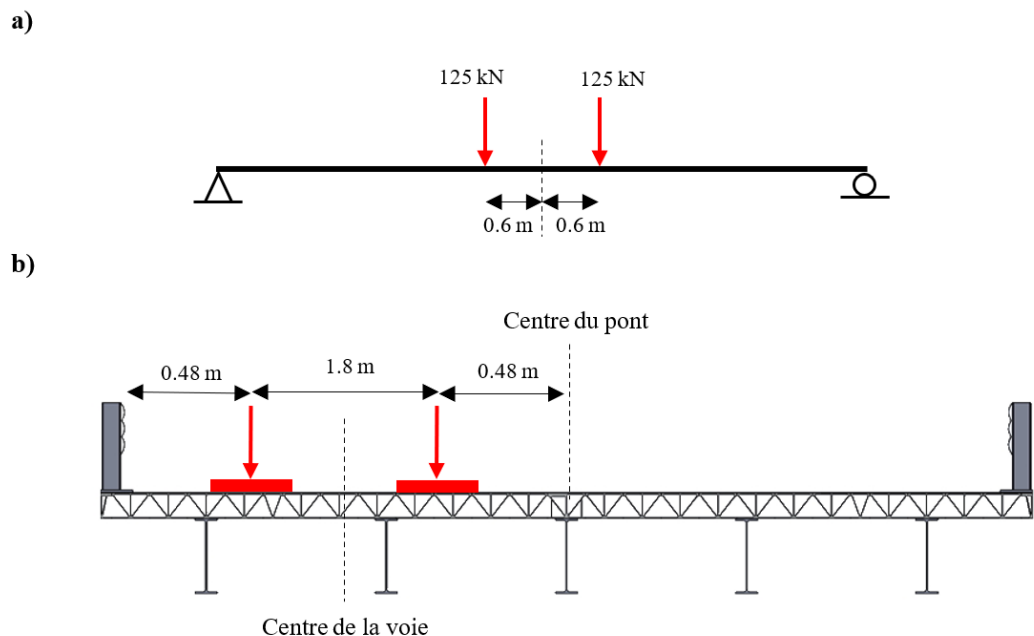


Figure 5-9 : Chargement pour l'étude de l'état limite de fatigue
© Côme Cloutier, 2024

5.6.4 CAS DE CHARGEMENT 4 : EFFET DE LA POSITION DE LA CHARGE SUR L'EXTRUSION

Le cas de charge 4 permet d'étudier la position critique du centre de la charge par rapport au centre d'une extrusion. Pour ce cas, le bas du platelage est encasté, la contrainte maximale est déterminée le long de deux axes perpendiculaires passant par le centre de la charge. Les trois positions analysées sont montrées à la figure 5-10. Pour la position *a*, le centre du pneu est placé vis-à-vis du centre de l'âme de l'extrusion. Pour le cas *b*, le centre du pneu est placé vis-à-vis du centre de la soudure du haut c'est-à-dire à la jonction entre deux profilés. Finalement, pour le cas *c*, le centre du pneu est placé au centre de la semelle c'est-à-dire entre l'âme et la soudure.

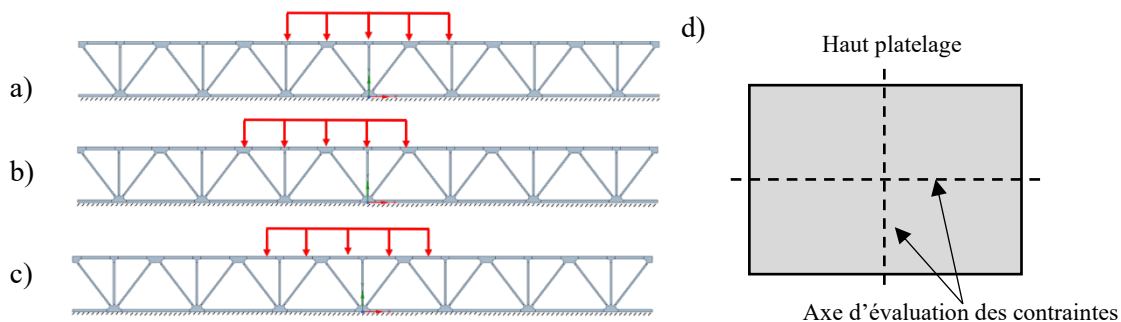


Figure 5-10 : Configuration de la charge de pneu pour le cas 4.
a) charge vis-à-vis l'âme, b) charge vis-à-vis la soudure, c) charge au centre de la semelle, d) axe d'évaluation des contraintes
Produit avec partiellement avec SpaceClaim, © Côme Cloutier, 2024

Ce cas permet de déterminer l'effet local maximal engendré par un pneu et l'influence de la position de la charge. À partir de ces informations, il est possible de déterminer une largeur effective pour la flexion locale.

5.7 COMPARAISON DES ÉLÉMENTS DE TYPE SOLIDE ET COQUE

La méthode des éléments finis est une procédure d'analyse complexe. Plusieurs types d'éléments peuvent être utilisés pour idéaliser le modèle physique étudié. Les éléments de type coque ne permettent pas de représenter fidèlement les géométries complexes comme c'est le cas pour les éléments de type solide. Entre autres, les congés ne peuvent pas être représentés. Pour l'évaluation des contraintes en fatigue, les congés permettent entre autres de réduire les concentrations de contrainte dues aux changements brusques de la géométrie. Les éléments solides, bien qu'ils permettent une représentation plus précise, requièrent une plus grande puissance de calculs et plus de temps.

Le chapitre 4 a présenté une revue sommaire de la modélisation par éléments finis adaptée aux platelages. À notre connaissance, aucune étude ne compare explicitement l'utilisation des éléments de type solide et les éléments de type coque pour la modélisation des platelages en aluminium pour l'étude de la fatigue. La plupart des recherches consultées font une présentation globale de leurs modèles généraux sans mettre l'accent sur les techniques de modélisation utilisées

lors de leur élaboration.

Deux modèles de sections de platelage utilisant des éléments de type coque et solide sont comparés. L'élément solide est utilisé comme référence. La charge d'un pneu des essieux 2 et 3 du camion CL-625 est choisie. L'empreinte du pneu est de 600 mm par 250 mm et pèse 62,5 kN (pression de 0,417 kPa). L'utilisation d'une charge ponctuelle est essentielle afin d'analyser les effets locaux et les possibles discontinuités dans la répartition des contraintes et des déplacements lorsque des éléments solides et des éléments coques sont utilisés.

Un modèle préliminaire a servi à déterminer le rayon d'influence de l'effet local des pneus afin de limiter la dimension du platelage modélisée pour les prochaines étapes et ainsi réduire le temps de calcul (voir figure 5-11). Le rayon d'influence est défini comme la distance à laquelle l'effet du pneu est jugé négligeable, soit lorsque la contrainte calculée est inférieure à 0,1 MPa. Une contrainte de 0.1 MPa comme seuil est choisie arbitrairement selon l'expérience de l'auteur en calcul à l'état limite de fatigue. Pour la direction longitudinale, l'effet du pneu devient négligeable à une distance de 783 mm du centre d'application de la charge. Pour la direction transversale, l'effet du pneu devient négligeable à une distance de 914 mm du centre d'application de la charge, soit un peu plus que la largeur de trois extrusions. Basé sur ces résultats, il est choisi de modéliser une section de platelage comprenant quatre extrusions en largeur et ayant des longueurs de 1000 mm. Le modèle et le chargement sont symétriques, un quart (1/4) du modèle est donc modélisé pour réduire le temps de calcul. Les options de symétrie d'Ansys sont utilisées.

Trois cas de chargement présentant chacun une condition de retenue différente sont étudiés afin de comparer les éléments de type coque et les éléments de type solide. Le premier (CE-1) correspond à l'effet local avec le bas du platelage retenu. Ce cas représente l'entrée d'un véhicule sur le pont. Les cas CE-2 et CE-3 de chargement correspondent à la flexion du platelage lorsque l'extrémité transversale ou l'extrémité longitudinale sont retenues. Dans les deux cas, la flexion est bidirectionnelle. Les deux derniers (cas 2 et 3) cherchent à analyser la flexion du platelage lorsqu'une

charge est située entre deux poutres. Les résultats peuvent être utilisés à titre de références quant au comportement attendu d'un platelage. Les conclusions tirées de ces modèles peuvent être appliquées à la modélisation des platelages en aluminium. La figure 5-11 présente schématiquement le modèle et les cas de chargement.

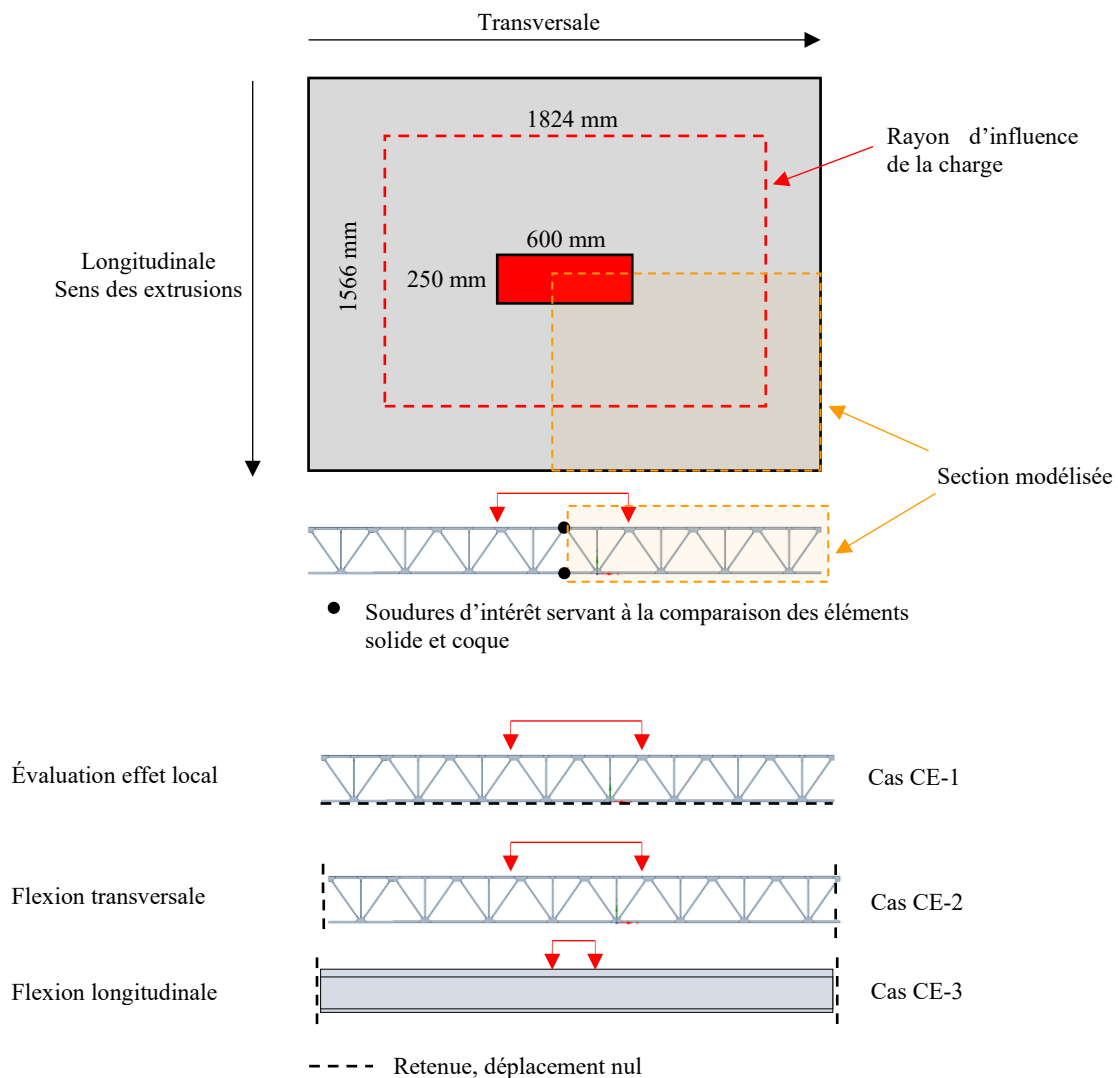


Figure 5-11 : Représentation schématique du modèle pour la comparaison des éléments de type solide et des éléments de type coque

Produit partiellement avec SpaceClaim. © Côme Cloutier, 2024

Deux modèles sont produits. Un modèle avec des éléments solides est utilisé comme référence et un modèle utilisant des éléments de type coque qui idéalise les soudures supérieures comme un bloc uniforme. La figure 5-12 présente le maillage et la géométrie des extrusions pour

chaque modèle.

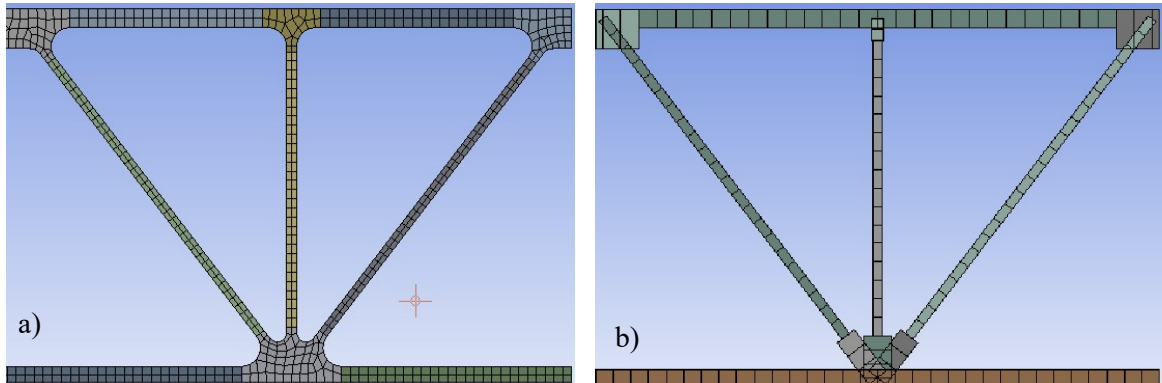


Figure 5-12 : Maillage des différents modèles pour la comparaison du type d'élément,
 a) Éléments solides, b) éléments coques
 Produit avec partiellement ANSYS, © Côme Cloutier, 2024

Le tableau 5-4 présente les propriétés géométriques de chacun des modèles. Les différences de valeurs obtenues entre les valeurs théoriques fournies par le fabricant Alumabridge sont faibles et jugées acceptables.

Tableau 5-4 : Propriétés géométriques de la section transversale des modèles et comparaison avec la valeur théorique de Alumabridge

	Aire Transversale mm ²	Inertie Axe fort axe transversale mm ⁴	Axe neutre a partir du bas de la section mm
AlumaBridge	9893	7,00E+07	107,4
Solide	9858	6,89E+07	106,5
Écart avec Alumabridge	0,4%	-1,5%	0,9%
Coque	9910	7.00E+07	106,4
Écart avec Alumabridge	+0,2%	+0,1%	-0,9%
Écart avec solide	+0,5%	+1,6%	-0,1%

Les éléments suivants sont évalués pour chaque modèle et pour chaque cas de chargement, l'élément solide est toujours utilisé comme référence :

- La contrainte longitudinale et la contrainte transversale maximale au niveau des soudures sur l'aile supérieure et inférieure, au centre de la charge ;
- La contrainte longitudinale et la contrainte transversale maximale au sein du modèle entier,
- Le déplacement vertical maximal au centre de la charge sur la semelle supérieure.

Une analyse de convergence jumelée à une analyse de la qualité des éléments a permis de fixer la taille optimale des éléments. Des éléments de type coque de 10 mm et des éléments de type

solide de 5 mm sont utilisés. Un minimum de deux éléments quadratiques sur l'épaisseur des parois est utilisé pour les modèles avec des éléments de type solides.

5.8 ÉVALUATION DES CONTRAINTES SELON LA THÉORIE DES POUTRE DE EULER-BERNOULLI

Cette section présente les méthodes d'analyse basée sur les principes de la résistance des matériaux et plus spécifiquement la théorie des poutres, utilisées pour l'évaluation du platelage. Le platelage est dans ce cas modélisé à l'aide de poutres simples obéissant à la théorie des poutres d'Euler-Bernoulli.

5.8.1 FLEXION LONGITUDINALE – SYSTÈME DE CONTRAINTE I

La contrainte induite par la flexion du platelage dans son axe longitudinal peut être obtenue à l'aide de l'équation 17. La courbure globale de la structure est calculée à l'aide de l'équation 16. Deux scénarios sont considérés. Pour le premier, la courbure est calculée uniquement en considérant la rigidité des poutres. Pour le deuxième, le moment est calculé en additionnant la rigidité des poutres et la rigidité flexionnelle du platelage sur une largeur effective.

Les résultats dépendent de la largeur effective (B_{eff}) utilisée. La largeur effective du platelage à considérer pour l'évaluation de la contrainte n'est pas spécifiée dans la norme canadienne comme c'est le cas pour les dalles en béton. Pour cette étude, une largeur effective égale à la distance entre deux poutres principales est considérée. Pour valider ce choix, un modèle par éléments finis est utilisé afin de déterminer la distribution des contraintes transversales le long d'un axe passant par le haut de la soudure, au centre de la charge.

5.8.2 FLEXION TRANSVERSALE – SYSTÈME DE CONTRAINTE II

Pour l'évaluation des effets causés par la flexion transversale, deux modèles sont considérés. Les deux modèles sont présentés à la figure 5-13. Les deux premiers modèles (*b et c*) considèrent le

platelage comme une poutre uniforme. Le modèle (b) est une poutre simplement appuyée tandis que le modèle (c) est une poutre sur appuis multiples. Le troisième modèle (d) considère le platelage comme une série de cadres rigides en forme de type treillis. Le modèle (e) est une analyse 2D par éléments finis.

Pour le modèle de poutre uniforme (b), le platelage est modélisé comme une poutre de rigidité uniforme appuyée sur 5 appuis, les poutres principales du pont étant les appuis. Pour le calcul des contraintes, la contribution de l'aile supérieure et l'aile inférieure est considérée uniquement comme il est présenté à la figure 5-14. La figure 5-14 présente la section du platelage utilisée pour le calcul de l'axe neutre et de l'inertie de la poutre équivalente. L'épaisseur de l'aile supérieure varie dans les zones soudées. Il est conservateur de considérer uniquement l'épaisseur des ailes entre les raidisseurs.

Les résultats dépendent de la largeur effective (B_{eff}) utilisée. Contrairement aux dalles de béton, une largeur effective pour l'évaluation de la flexion et de l'effort tranchant n'existe pas. Pour cette recherche, le choix volontaire est fait de ne pas utiliser ces méthodes. Toutefois, le tableau 5-5 présente un résumé sommaire de quelques méthodes utilisées.

Tableau 5-5 : largeur effective obtenue selon différentes méthodes

Méthode	Largeur effective B_{eff} [mm]	Référence
Analyse des dalles en flexion soumises à des charges concentrées Valeur pour la charge entre les poutres intérieures du pont. On suppose que le platelage est en appui simple sur les poutres intérieures du pont	1140	[66]
Largeur effective pour le calcul du moment transversal des platelages en bois lamellé collé précontraints (CAN/CSA S6-19, article 5.7.3.2)	880	[39]
Largeur effective pour le calcul du moment transversal des platelages transversaux en bois lamellé collé (CAN/CSA S6-19, article 5.7.3.3)	400 mm	[39]
Distribution de la charge au travers de l'épaisseur du platelage avec un angle de 45 deg.	656 mm	
Mi-distance entre les essieux du chargement à l'ÉLF	600 mm	

Sans recherche antérieure sur le sujet, une hypothèse de la distribution de la charge est faite (voir tableau 5-5). Pour l'évaluation de l'état limite de fatigue (ÉLF), les essieux sont espacés de 1200 mm dans la direction du trafic. Une première limite supérieure sur la largeur effective est donc imposée à la moitié de l'espacement des essieux (600 mm). La deuxième limite est imposée à une largeur correspondante à une distribution au travers de l'épaisseur du platelage avec un angle de 45° (pente 1 :2) de la charge. Une distribution suivant un angle 45° est couramment utilisée en ingénierie pour la répartition des charges dans le béton. En distribuant la charge avec un angle de 45°, une largeur effective de 656 mm est obtenue. La mi-distance entre les essieux (600 mm) est donc choisie comme largeur effective.

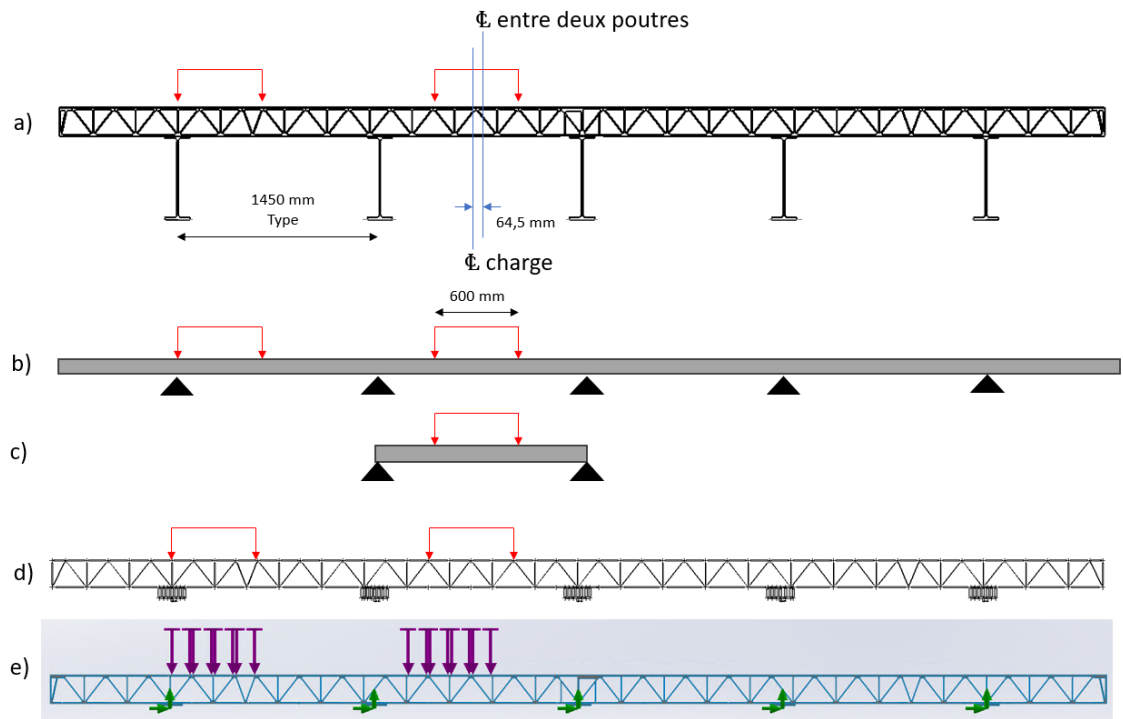


Figure 5-13 : Modèle simplifié pour l'analyse de la flexion transversale. a) modèle physique, b) poutre uniforme sur appuis multiples, c) poutre uniforme sur appuis simples, d) cadre rigide en forme de treillis, e) modèle par éléments finis 2D

Produit avec ADA, Solidworks et SpaceClaim. © Côme Cloutier, 2024

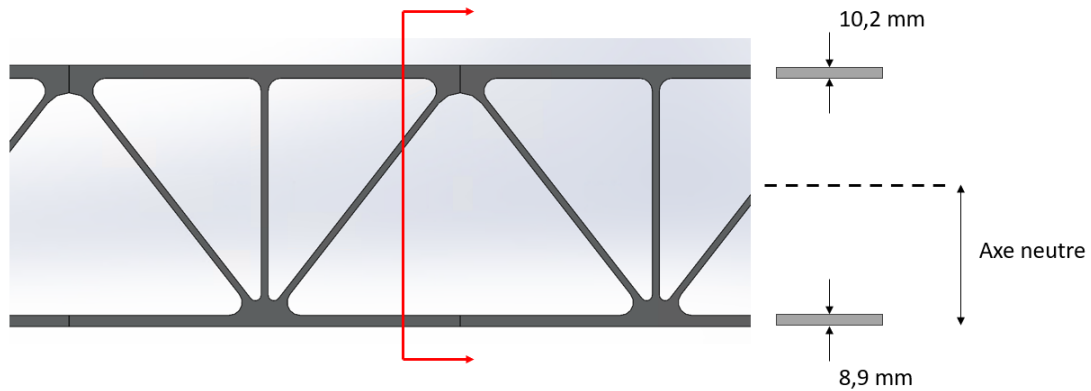


Figure 5-14 : Évaluation de l'inertie du platelage en considérant uniquement les ailes supérieures et inférieures
Produit partiellement avec Solidworks, © Côme Cloutier, 2024

La figure 5-15 présente les points utilisés pour la comparaison des modèles pour l'analyse de la flexion transversale.

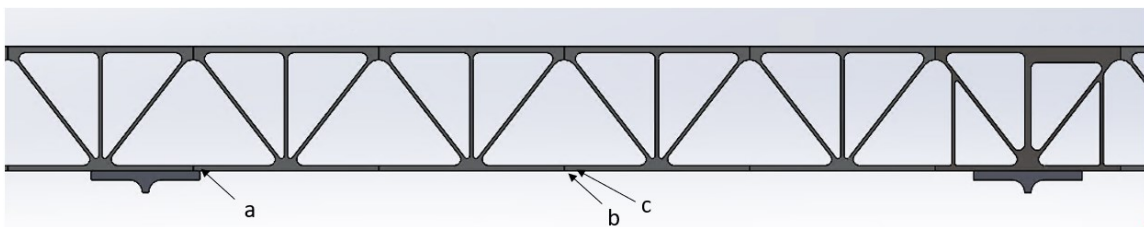


Figure 5-15 : Points de référence utilisés pour la comparaison des modèles pour la flexion transversale,
a) soudure b) soudure c) métal de base
Produit partiellement avec Solidworks, © Côme Cloutier, 2024

Le second modèle idéalise une tranche du platelage comme une série de poutres formant un cadre rigide en forme de treillis. Le logiciel Advance Design America, module pont, par Graitex est utilisé pour le calcul des efforts dans les membrures. Le platelage est décomposé en fonction des épaisseurs des sections. Les membrures sont considérées comme encastées à leur extrémité. Ils peuvent donc transmettre des moments aux membrures auxquelles ils sont connectés. Le modèle prend en compte la flexibilité des assemblages entre les poutres principales et le platelage. Ceci est prescrit par la norme canadienne. Pour y arriver, la section supérieure des poutres est modélisée. Les semelles des poutres et la semelle inférieure des extrusions (au-dessus des poutres) sont divisées en section de longueur de ± 10 mm et connectées ensemble à l'aide d'éléments rigides. Les éléments

rigides sont configurés pour seulement transmettre des efforts de compression aux sections de poutres principales modélisées, ceci approximant le contact réel entre le platelage et la poutre. Finalement à l'extrémité de l'âme de la poutre, un support de type encastrement est modélisé. Une charge répartie de 104.17 kN/m est appliquée à l'aile supérieure. Cette charge correspond à la charge d'un pneu répartie le long de la longueur du pneu. Pour les deux modèles, une fois les efforts déterminés, l'équation 14 et l'équation 15 sont utilisées pour le calcul des contraintes aux endroits critiques.

5.8.3 EFFET LOCAL – SYSTÈME DE CONTRAINTE III

La figure 5-16 présente le modèle des semelles supérieures en poutres équivalentes pour l'évaluation du système de contraintes III et identifie chaque point d'intérêts dénoté par une lettre (a-h). Ces modèles simplistes idéalisent le comportement attendu. Bien qu'ils ne soient pas rigoureux, ils permettent de valider l'ordre de grandeur des résultats obtenus par les modèles par éléments finis. Ils permettent également de comparer la justesse des hypothèses de conditions de retenue des ailes supérieures. Au total, cinq modèles décomposant de différentes façons les extrusions étudiées. La portée, ou longueur des poutres idéalisées est prise au centre des soudures. À noter que la longueur de deux extrusions ($2 \times 304,8 \text{ mm} = 609,6 \text{ mm}$) correspond environ à la longueur d'un pneu selon la norme CAN/CSA S6-19, soit 600 mm.

Les résultats dépendent de la largeur effective (B_{eff}) utilisée. Pour cette étude, une largeur effective de 250 mm, correspondant à la largeur d'un pneu, est choisie. Pour un ingénieur concepteur, ce choix est trivial, puisqu'il présente la plus petite valeur contributive possible. Sans recourir aux éléments finis, ce choix est conservateur. Un modèle par éléments finis est utilisé afin de déterminer la distribution des contraintes transversales le long d'un axe passant par le haut de la soudure au centre de la charge pour valider cette hypothèse.

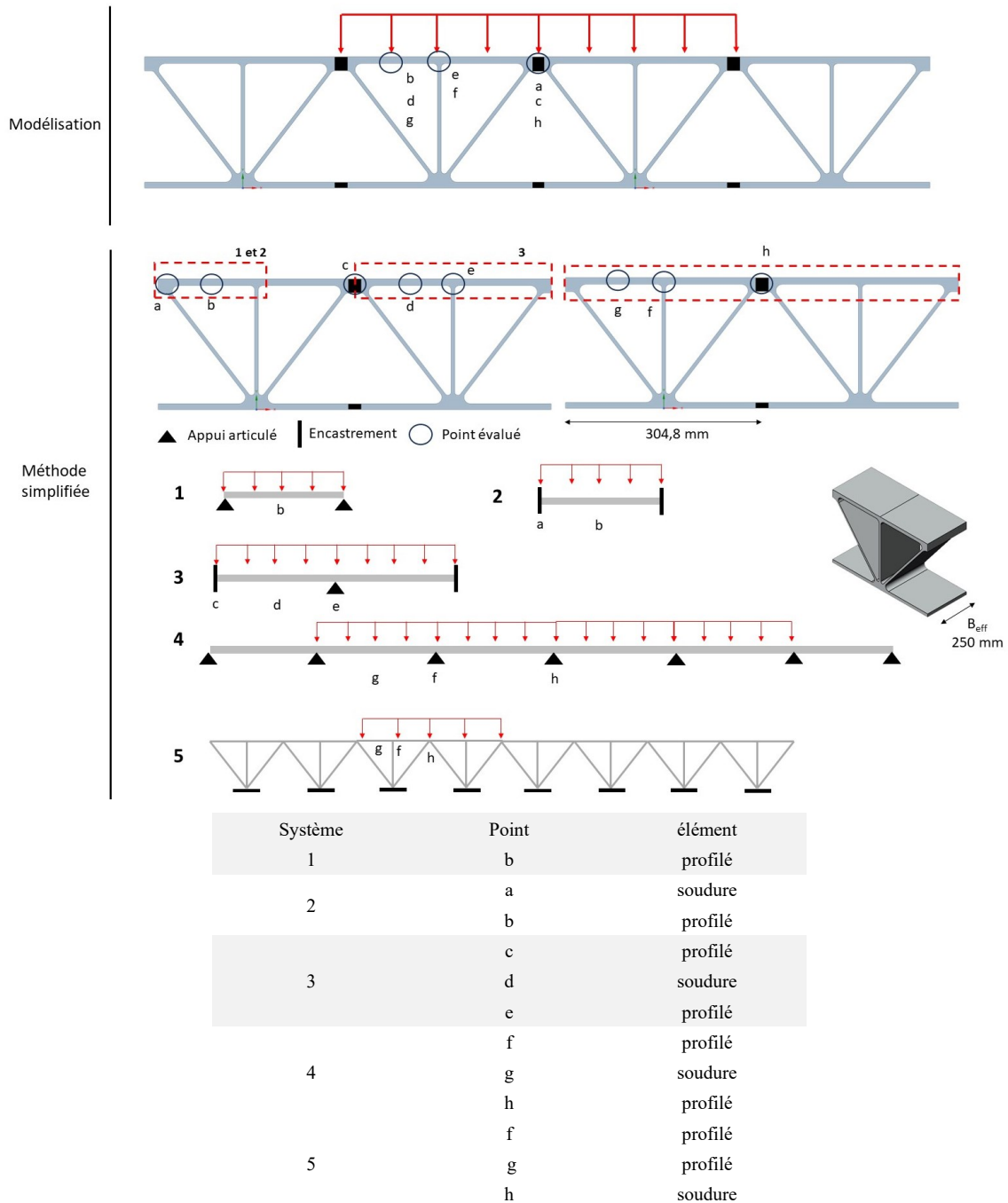


Figure 5-16 : Idéalisations des extrusions en poutre et points d'étude retenue
Produit partiellement avec Solidworks, © Côme Cloutier, 2024

CHAPITRE 6

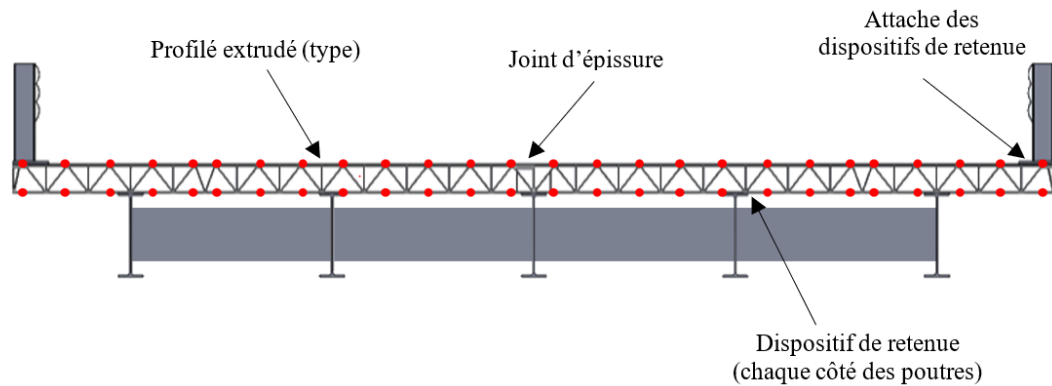
RÉSULTATS ET DISCUSSION

Ce chapitre présente les résultats obtenus suites à la modélisation et aux calculs manuels basés sur les méthodes simplifiées. La première section présente l'identification des détails sensibles à la fatigue et l'étude qualitative de ces derniers. La deuxième section s'attarde sur la comparaison entre les différentes techniques de modélisation et les différents types d'éléments. À la troisième section, la calibration du modèle complet du pont est détaillée, suivie des résultats pour la simulation du chargement de l'essai du MTQ et pour le chargement prescrit par leur norme CSA S6-19 pour l'évaluation de la fatigue. Finalement, les résultats pour les trois systèmes de contraintes séparément puis les résultats pour le pont complet sont présentés. Les résultats sont valides pour le pont de St-Ambroise uniquement.

6.1 DÉTAILS SENSIBLES À LA FATIGUE DU PONT DE ST-AMBROISE

Cette section présente les détails sensibles à la fatigue du pont de St-Ambroise. Pour chaque détail identifié, une description et une analyse sont présentées. Une critique est faite en considérant la norme CAN/CSA S6-19 ainsi que les bonnes pratiques pour la conception des détails sensibles à la fatigue. L'identification des détails est basée sur une analyse des dessins et une visite du pont à l'été 2020.

Le platelage comprend cinq détails devant être vérifiés pour l'état limite de fatigue, soit le métal de base des extrusions, les soudures entre les extrusions, le joint d'épissure, la connexion platelage poutres et finalement, la connexion garde-fou platelage. La figure 6-1 illustre une coupe transversale du pont et la position des détails du platelage sensibles à la fatigue.



● Soudure par friction malaxage (FSW)

Figure 6-1 : Détails sensibles à la fatigue
Produit partiellement avec Solidworks, © Côme Cloutier, 2024

Le tableau 6-1 décrit les détails sensibles à la fatigue ainsi que les références aux figures permettant de les situer. Les systèmes de contraintes sont illustrés à la figure 4-1. Il est important de noter que la normes ne disposent pas de courbe spécifique au soudage par friction malaxage, un rapprochement est donc fait avec la description et la géométrie du détail comme c'est habituellement le cas. Le cas échéant, le détail est exprimé pour la direction longitudinale (L) et la direction transversale (T). La norme canadienne CAN/CSA S6-19 prescrit l'utilisation du même détail en fatigue pour une soudure transversale et une soudure longitudinale, donc la même courbe S-N.

Tableau 6-1 : Détails sensibles à la fatigue du pont de St-Ambroise

Détail	Figure de référence	Système de contraintes	Catégorie selon CAN/CSA S6-19 (L-T)
Profilé extrudé	-	I-II-III	A
FSW ailes supérieures	-	I-II-III	B
FSW ailes inférieures	figure 6-4 figure 6-4	I-II	B
FSW ailes inférieures, bord de l'aile de la poutre principale	figure 6-4	I-II-III	--
FSW avec dispositif d'attache platelage-poutre	figure 6-4	I-II	--
Profilé extrudé avec dispositif d'attache platelage-poutre	figure 6-4	I-II	--
Joint d'épissure	-	I-II-III	E

6.1.1 PROFILÉS EXTRUDÉS

Les profilés extrudés font partie de la catégorie de détails A de la norme CAN/CSA S6-19. Les profilés du platelage sont soumis aux trois systèmes de contraintes. La figure 6-2 présente le dessous du platelage. Il est possible d'apercevoir des stries. Les stries ont probablement été causées lors du transport des sections du platelage, de l'entreposage ou de la manutention des panneaux. Ces stries diminuent la vie en fatigue, car elles sont des zones d'amorce de fissures. Aucune courbe S-N n'est disponible dans la CSA S6-19 pour tenir en compte de l'influence de ces stries ni des défauts de surface. Il est recommandé de baliser les procédures de transport et de manutention pour éviter cela.



*Figure 6-2 : Dessous du platelage entre les poutres principales
© Côme Cloutier, 2020*

6.1.2 SOUDURES ENTRE LES EXTRUSIONS

Les soudures font partie de la catégorie de détail en fatigue B de la norme CAN/CSA S6-19. L'orientation de la soudure influence la résistance à la fatigue. Les soudures étudiées dans ce mémoire peuvent être définies comme des soudures transversales ou longitudinales. Une soudure transversale, également appelée soudure frontale, est une soudure avec son axe perpendiculaire à la l'application de la force. Une soudure longitudinale est définie comme une soudure avec son axe parallèle a la force appliquée. Les soudures peuvent à la fois se comporter comme des soudures transversales ou

longitudinales dépendamment de sa position sur le pont et l'orientation de l'effort. Une soudure par friction malaxage transversale présente une résistance en fatigue inférieure à une soudure longitudinale [51]. Les résultats de simulation numérique présentés au tableau 6-9 révèlent que la contrainte produite par la flexion transversale du platelage est plus importante que les contraintes causées par la flexion longitudinale.

Pour un pont à travée simple, la partie supérieure du platelage est en compression due aux effets de la flexion longitudinale (système de contrainte I). Les systèmes de contrainte II - flexion entre les poutres et le système de contrainte III - effet local du pneu soumettent l'aile supérieure à de la tension. Ceci est illustré à la figure 6-30 et 6-31.

Les soudures des ailes inférieures sont soumises à de la traction produite par la flexion longitudinale et la flexion transversale. Elles sont également soumises à de la flexion locale à proximité des poutres principales. La figure 6-3 présente une soudure chevauchant l'extrémité de l'aile d'une poutre. Sous l'effet des charges, cette soudure est en flexion et en compression. Ce détail est particulièrement sensible à la fatigue puisque des contraintes importantes s'y développent et devrait être évité. Les simulations numériques du pont complet présentées à la section 6.8.2 révèlent que cette section du platelage est en effet l'endroit où est calculée la plus grande contrainte.



Figure 6-3 : FSW à proximité de l'aile d'une poutre principale
© Côme Cloutier, 2020

Sur la figure 6-4, il est possible d'apercevoir les soudures, caractérisées par les lignes

parallèles couvertes de stries en forme de demi-cercles. Ces soudures longitudinales sous le platelage sont particulièrement sensibles au phénomène de fatigue. En ne supposant aucune action mixte, le bas du platelage est soumis à de la tension à chaque passage d'un véhicule.

6.1.3 SOUDURE AVEC CONNEXION DANS LES PLAQUES D'ATTACHES

La figure 6-4 présente une vue du dessous du platelage. Il peut être observé que les plaques d'attache entre le platelage et la poutre sont localisées à l'intérieur d'une des soudures par friction malaxage. Ce détail ne fait pas partie des éléments ciblés par la présente recherche. Une description et une interprétation basée sur les notions de base de la résistance des matériaux sont présentées. La plaque ne transfère pas de charge en temps normal au platelage, ce n'est pas un joint structural. La discontinuité causée par le trou du boulon ainsi que la soudure rend cette zone du pont plus propice à la fatigue en raison de la concentration de contraintes provoquée par le trou. La norme CAN/CSA S6-19 ne prévoit pas de détail constructif spécifique pour cette configuration. La méthode du point chaud pourrait être utilisée pour déduire une courbe S-N adaptée et déterminer la résistance en fatigue de ce détail. Ce détail est soumis à une contrainte multiaxiale. En effet, la discontinuité provoque une concentration de contraintes à proximité du trou [41]. Deux modes de sollicitation sont prédominants a priori, d'abord, la flexion accentuée par la discontinuité et la concentration de contraintes et la tension causée par le mouvement du platelage. En effet, le platelage est suffisamment rigide pour provoquer le soulèvement de l'extrémité lorsqu'un camion roule à l'intérieur de la voie inverse comme il est mentionné à la référence [61].



Figure 6-4 : Vue du dessous en porte-à-faux du platelage avec dispositif d'attache à l'intérieur d'une soudure.

© Côme Cloutier, 2020

Percer au travers de la soudure n'est pas recommandé pour de futures conceptions de ponts intégrant des platelages en aluminium puisque cela engendre des contraintes supplémentaires dans un détail critique du pont. Ceci peut être aisément évité en modifiant le dispositif d'attache entre le platelage et les poutres. Obtenir davantage d'information sur le comportement de ce détail n'est pas justifiable puisqu'il devrait être évité.

La figure 6-5 présente le dessous du platelage entre les poutres principales à titre informatif.



Figure 6-5 : Vue des poutres dessous du pont, poutre principale, diaphragme et appareil d'appuis

© Côme Cloutier, 2020

6.1.4 CONNEXIONS ENTRE LE PLATELAGE ET LES GARDE-FOUS

La figure 6-6 présente la liaison entre le dispositif de retenue et le platelage. Le dispositif de retenue est fixé à l'aide d'une série de quatre boulons et écrous passant au travers du platelage. Des plaques assurent la distribution des efforts sur une plus grande surface. Ce détail est placé à l'extrémité du pont. Ce détail est exclu dans cette étude.



*Figure 6-6 : Attache du dispositif de retenue, vue du côté du pont
© Côme Cloutier, 2020*

6.2 JOINT D'ÉPISSURE

Le joint d'épissure est composé d'un mécanisme de rainure et languette avec des boulons aveugles. Le joint d'épissure est localisé au-dessus de la poutre centrale. Ce détail n'est pas concerné par la présente étude, qui se concentre plutôt sur les détails soudés.

6.3 RÉSISTANCE À L'ÉCART DES CONTRAINTES DE FATIGUE

Cette section présente la résistance des détails sensibles à la fatigue selon la norme CAN/CSA S6-19 pour le pont de Saint-Ambroise à l'étude. L'ordre de grandeur de l'écart de contraintes admissibles en fatigue est important pour la suite de l'interprétation des résultats.

La détermination de la résistance à l'écart des contraintes de fatigue dépend de la géométrie et de la configuration du pont. Les paramètres suivants sont utilisés : pont à travée simple, portée

inférieure à 12 m comprenant une voie disponible pour les camions et une vie nominale de 75 ans. Selon ces paramètres, le tableau 6-2 présente la résistance à l'écart des contraintes de fatigue selon la catégorie de détails et selon la classe de route. L'annexe 3 présente en détail les calculs. Rappelons que le détail A est applicable aux extrusions et que le détail B est applicable aux soudures. La catégorie d'une route est fonction du débit journalier. Le pont à l'étude est de catégorie D selon le DJMA. Comme mentionné plus haut, les nouveaux ponts doivent être conçus pour respecter les critères de la catégorie A, à moins d'avoir une autorisation du propriétaire de l'ouvrage. Pour cette raison, la catégorie A est le plus souvent utilisée dans ce mémoire pour comparer les résultats.

Tableau 6-2 : Résistance à l'écart des contraintes de fatigue selon la norme CAN/CSA S6-19 en MPa

Catégories de détail en fatigue	Classe de route			
	A	B	C	D
A	40,3	49,3	60,4	76,4
B	18,6	22,7	30,2	42,1
C	13,9	14,4	21,0	32,7
D	8,7	9,1	13,2	20,3
E	6,3	6,3	9,4	15,0

-En gras : catégorie du pont de St-Ambroise, si autorisation par le propriétaire
 -Valeur en MPa

6.4 ÉVALUATION DE L'EFFET DES PNEUS, SYSTÈME DE CONTRAINTES III

Le système de contrainte III est défini comme l'effet local du pneu. Lorsque le véhicule est sur la partie du platelage qui est en contact avec la culée, soit à l'entrée d'un véhicule sur le pont, il y a seulement un effet local. Au fur et à mesure que le véhicule s'engage sur le pont, les systèmes de contraintes I, II et III se combinent (figure 4-2).

Cette section présente les résultats et la discussion de l'analyse d'une charge placée à l'entrée du pont. Le bas du platelage est parfaitement appuyé contre le sommet des culées béton. La position du centre du pneu est variée par rapport au centre de l'extrusion. Trois positions du pneu sont analysées (figure 5-10).

6.4.1 MODÈLE PAR ÉLÉMENTS FINIS

Une section du platelage est modélisée. La symétrie du modèle est utilisée pour réduire le temps de calcul. Le platelage est divisé en deux au centre de la charge et des conditions de symétrie sont considérées dans le modèle. Un support en compression est appliqué au bas du platelage. Les pneus des essieux 2 et 3 du camion CL-625 sont utilisés. Le facteur d'amplification dynamique n'est pas appliqué dans le modèle. Puisqu'il s'agit d'une analyse élastique, il est possible de multiplier les valeurs obtenues par le facteur d'amplification dynamique pour obtenir les contraintes pondérées. La figure 6-7 présente le modèle utilisé.

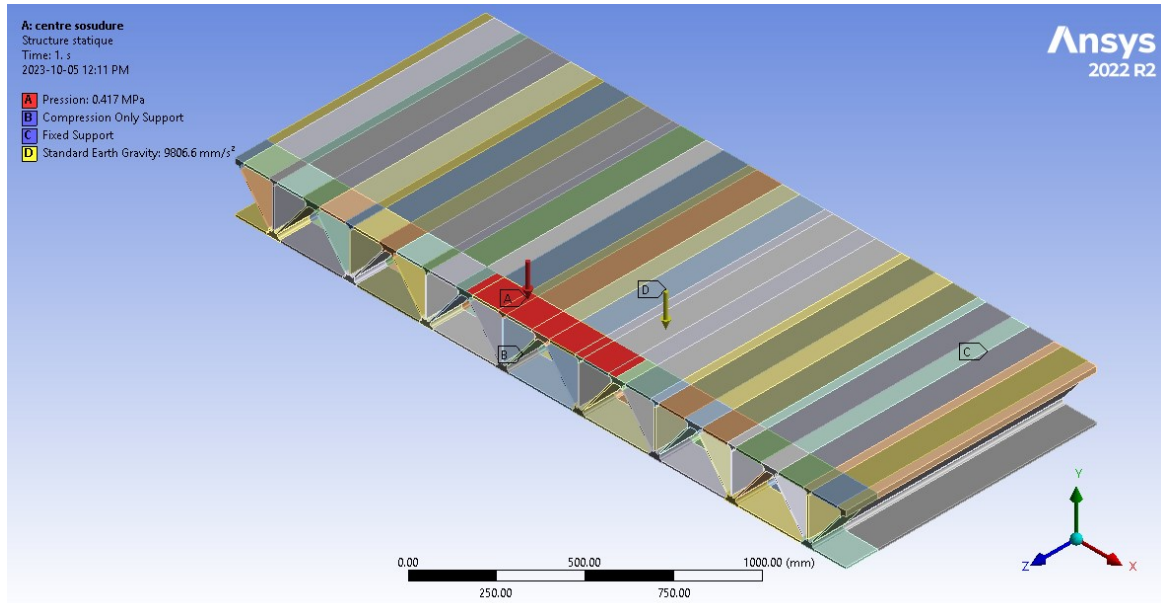


Figure 6-7 : Modèle 3D utilisée pour l'effet local, charge au centre d'une soudure
Produit avec ANSYS, © Côme Cloutier, 2024

Les contraintes sont analysées sur 2 axes. Les contraintes dites « longitudinale » correspondent aux contraintes normales parallèles au sens des extrusions (suivant l'axe Z sur la figure 6-7). Les contraintes dites « transversale » correspondent aux contraintes normales perpendiculaires au sens des extrusions (suivant l'axe X sur la figure 6-7). Cette notation est utilisée pour le reste du mémoire.

La figure 6-8 présente les contraintes suivant un axe transversal sous l'effet d'un des pneus des essieux 2 et 3 du camion CL-625 et ce, pour les trois configurations de charge. Deux détails sont identifiés sur la figure, soient les soudures par friction malaxage (zones rouges) et les profilés extrudés. La position de la charge sur l'extrusion a peu d'effet sur la valeur maximale de la contrainte transversale. La position produisant la plus importante contrainte est lorsque le centre de la charge est placé au centre d'une soudure. À l'inverse, la position produisant la moins grande contrainte est obtenue lorsque le centre de la charge est placé au centre de la semelle.

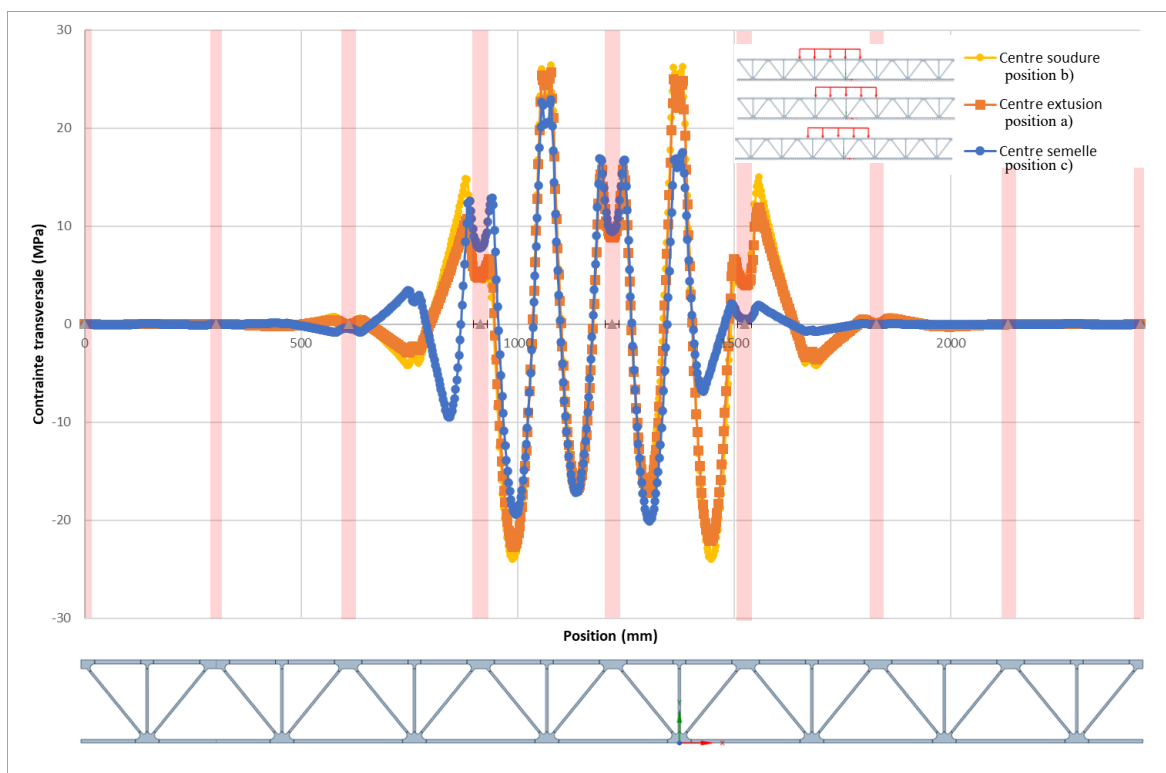


Figure 6-8 : Contrainte normale évaluée selon un axe transversal à la section du platelage en fonction de la position de la charge

La figure 6-9 présente les contraintes axiales obtenues transversalement (contrainte transversale) au platelage obtenu lorsque la charge est placée au centre d'une soudure. La contrainte maximale est obtenue au sommet d'un raidisseur vertical.

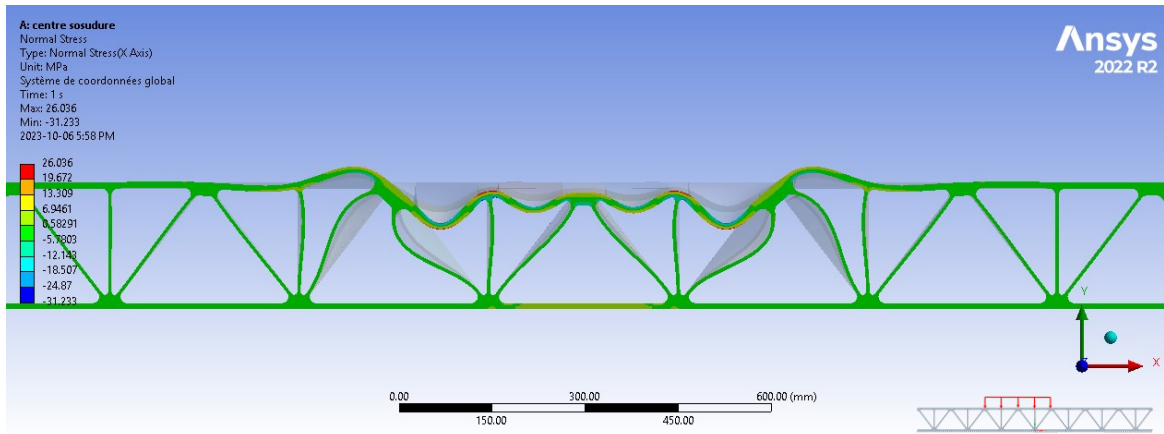


Figure 6-9 : Distribution des contraintes transversales lorsque la charge est placée au centre d'une soudure (position b)
 Produit avec ANSYS, © Côme Cloutier, 2024

La figure 6-10 présente les contraintes longitudinale (orienté selon axe Z) obtenues lorsque la charge est placée au centre d'une soudure (cas b figure 5-10). Comme pour la contrainte dans l'axe transversale, la contrainte maximale est obtenue au sommet d'un raidisseur vertical. Les contraintes dans le sens longitudinal sont nettement inférieures aux contraintes transversales. Ce résultat était attendu en raison de la plus grande rigidité du platelage dans l'axe longitudinal comparé à l'axe transversal. Un ratio de ~ 3 est obtenue entre la contrainte maximale transversale et la contrainte maximale longitudinale.

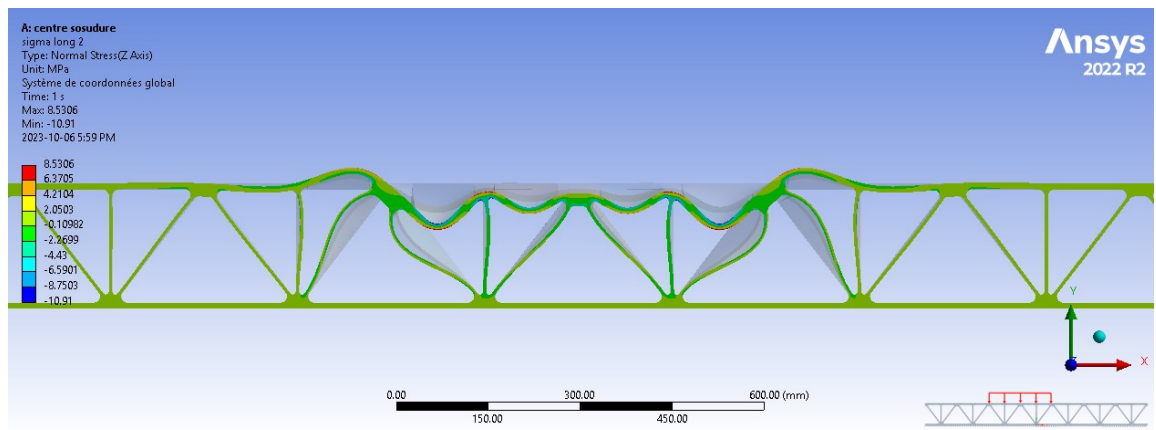


Figure 6-10 : Distribution des contraintes longitudinales lorsque la charge est placée au centre d'une soudure (position b)
 Produit avec ANSYS, © Côme Cloutier, 2024

L'utilisation d'éléments solides est plus coûteuse en temps de calcul et en mémoire. Il est possible de simplifier certains modèles physiques 3D en les simulant en 2D. Lorsque la géométrie s'y prête et qu'une dimension du modèle est beaucoup plus grande que les deux autres (le long de l'axe Z de la figure 6-10), les déformations le long de l'un des côtés peuvent être négligées. L'état de déformation est bidimensionnel (déformations planes). Ce type d'analyse considère que les forces dans le plan demeurent constantes le long de la dimension la plus grande. Comme mentionnée plus haut, un ratio de ~ 3 est obtenu entre la contrainte maximale transversale (axe X) et la contrainte maximale longitudinale (le long du platelage), donc il est faux de dire que l'effort ne varie pas selon la direction longitudinale.

Le logiciel commercial SolidWorks simulation est utilisé pour faire une analyse en 2D utilisant l'hypothèse des déformations planes. Les résultats sont présentés à la section 6.8.2.

6.5 TYPE D'ÉLÉMENT - ÉLÉMENTS COQUES VERSUS ÉLÉMENTS SOLIDES

Cette section présente les résultats obtenus pour l'analyse du type d'élément pour trois conditions de retenue : premièrement, l'effet local avec la semelle inférieure totalement appuyée, par la suite la flexion transversale et finalement la flexion longitudinale. La figure 5-11 illustre les conditions de retenue pour chaque modèle.

6.5.1 EFFET LOCAL

Le tableau 6-3 présente les différents résultats obtenus pour les deux modèles pour l'évaluation de l'effet local, soit le cas CE-1 de la figure 5-11.

Tableau 6-3 : Comparaison des éléments de type solide et de type coque – effet local

	Unité	Éléments de type solide	Éléments de type coque	Différence [%]
Contraintes transversales – tension				
Soudure haut platelage	MPa	10,80	10,85	+0,5
Soudure bas platelage	MPa	-	-	
Extrusion	MPa	25,65	33,64	+31,2
Localisation	-	T	T	
Contraintes longitudinales – tension				
Soudure haut platelage	MPa	2,25	2,29	+1,5
Soudure bas platelage	MPa	-	-	
Extrusion	MPa	9,36	10,21	+9,1
Localisation dans l'extrusion	-	Haut semelle	T	
Déflexion				
Verticale maximale	mm	0,025	0,028	+13,2
Calculs				
Temps de calcul	sec	108,0	10	-91
Mémoire utilisée	GB	11,7	5,50	-53

Pour la zone soudée, la différence entre les résultats obtenue pour le modèle avec des éléments solide et des éléments de type coque est faible, tant pour la contrainte transversale que pour la contrainte longitudinale. L'utilisation d'éléments de type coque est adéquate pour évaluer l'écart des contraintes en fatigue.

Pour la contrainte transversale au sein de l'extrusion, la différence est considérable. La contrainte transversale maximale est obtenue au niveau de la jonction supérieure en T. La contrainte est surestimée de 31,2 % (7,99 MPa). L'écart en valeur absolue (MPa) obtenue correspond à une fraction non négligeable de la résistance à l'écart des contraintes de fatigue permise par la norme CAN/CSA S6-19. Pour un détail en fatigue de catégorie A (extrusion) sur une route de catégorie A, la résistance à l'écart des contraintes de fatigue est de 40,3 MPa (tableau 6-2). L'écart obtenu entre les éléments de type solide et les éléments de type coque représentent ~ 20 % de la résistance à l'écart

des contraintes de fatigue. L'écart obtenu est attribuable à la méthode d'évaluation des éléments de type coque (figure 6-13). Les éléments de type coque ne permettent pas de représenter le congé présent sur la géométrie réelle. Lorsque des éléments de type coque sont utilisés, la jonction en T est modélisée sans aire de contact. La jonction avec les éléments de type coque est donc moins rigide et permet une plus grande flexion de l'aile supérieure. La surface d'appui offerte par l'âme est plus faible dans les modèles d'éléments de type coque, ce qui cause une augmentation des efforts.

Les figure 6-11 et figure 6-12 présentent la contrainte transversale à la jonction en T pour les deux modèles. Les contraintes ne se répartissent pas de la même façon entre les éléments de type coque et les éléments de type solide.

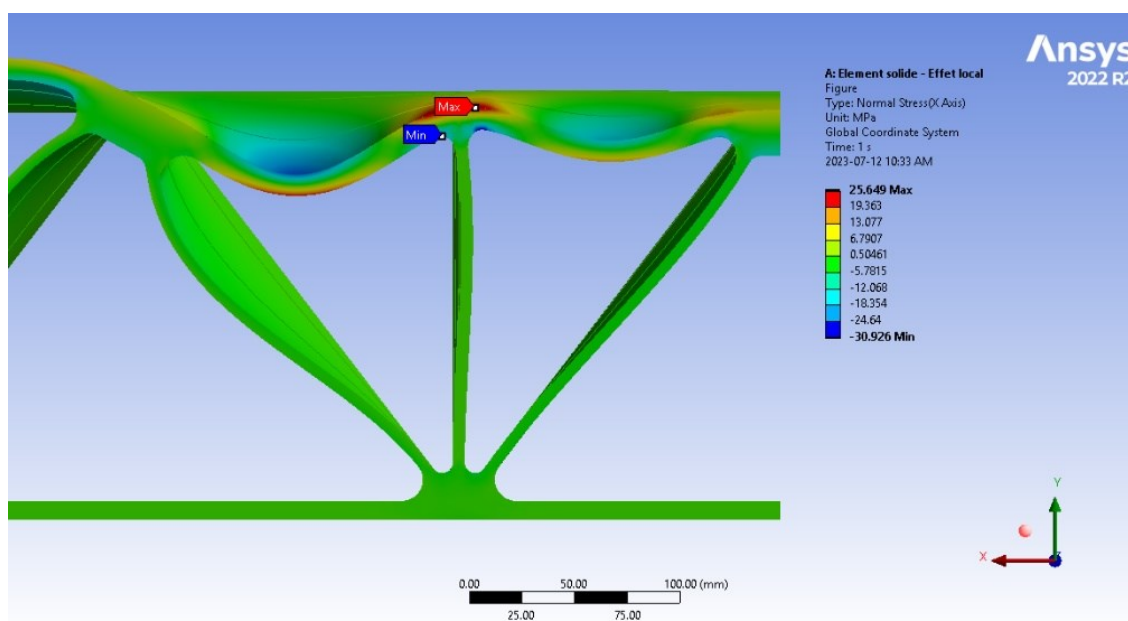


Figure 6-11 : Contraintes transversales pour le modèle de type solide – effet local
Produit avec ANSYS, © Côme Cloutier, 2024

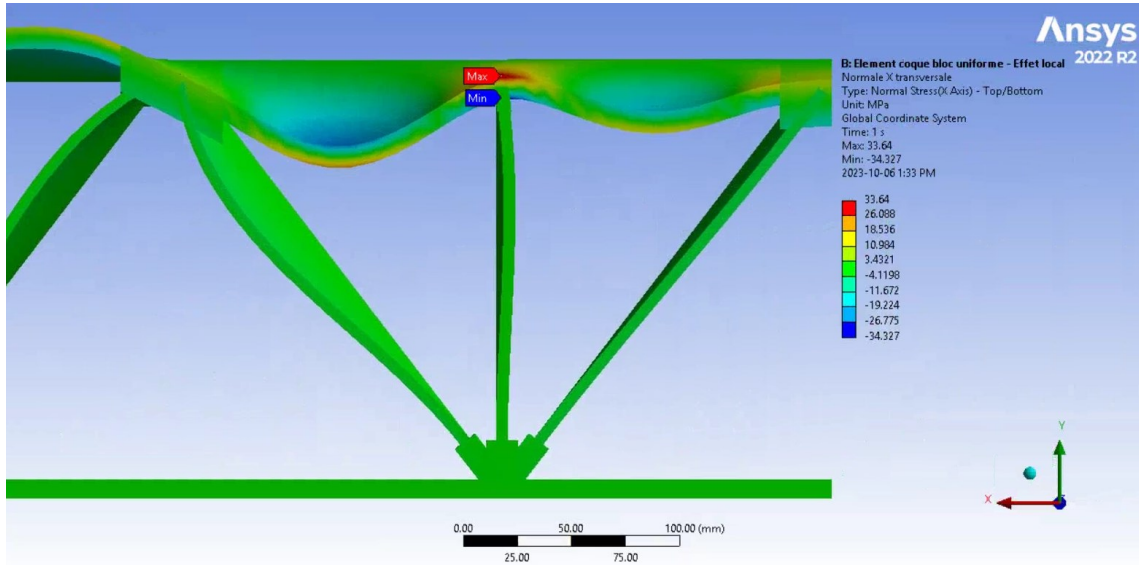


Figure 6-12 : Contraintes transversales modèle avec éléments de type coque – effet local
Produit avec ANSYS, © Côme Cloutier, 2024

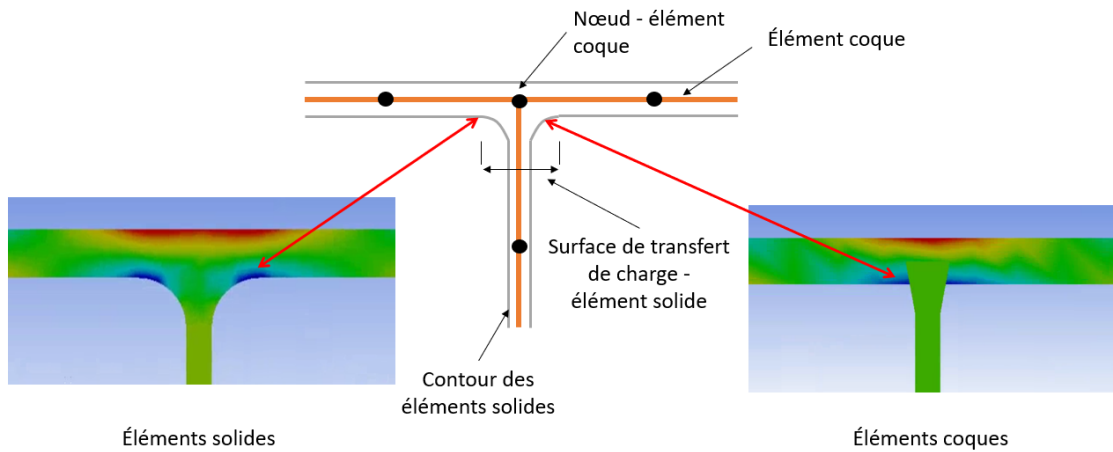


Figure 6-13 : Différence entre la modélisation avec des éléments solides et des éléments coques
Produit partiellement avec ANSYS, © Côme Cloutier, 2024

Pour la contrainte longitudinale au sein de l'extrusion, la différence entre les éléments de type solide et les éléments de type coque est plus faible, soit une surestimation de 9,1 % (0,85 MPa). Pour le modèle solide, la contrainte maximale est localisée du côté intérieur de la semelle supérieure. Pour les modèles d'éléments de type coque, la contrainte est au niveau de la jonction en T.

Les déplacements obtenus sont similaires avec une surestimation de 13,2 % pour le modèle utilisant des éléments de type coque. Le modèle avec des éléments de type coque requiert ~ 53 % moins de mémoire et un temps de calcul réduit de ~ 90 %.

La figure 6-14 présente visuellement les contraintes obtenues pour les différents modèles ainsi que la durée de vie en fatigue correspondant aux détails ciblés pour une route de catégorie A.

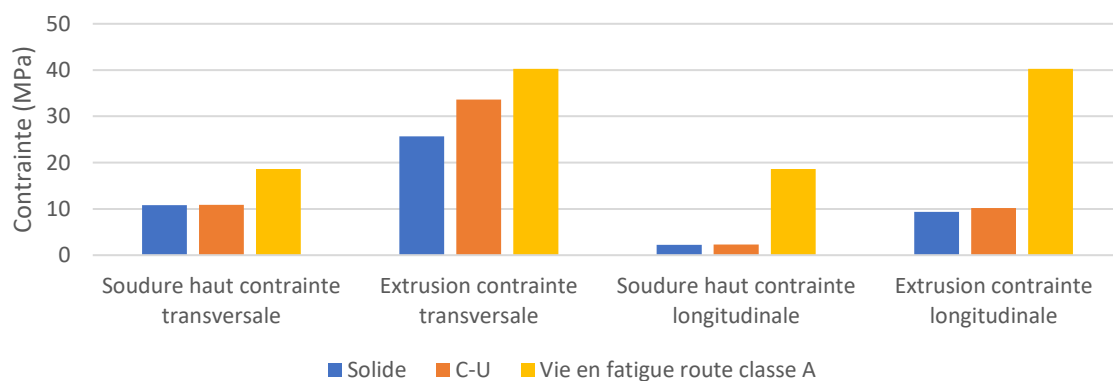


Figure 6-14 : Comparaison des résultats pour différents modèles pour l'effet local

Dans l'ensemble, les contraintes et les déplacements sont surestimés par le modèle avec des éléments de type coque. Ils sont donc conservateurs pour la conception et l'évaluation de pont pour les effets locaux.

6.5.2 FLEXION TRANSVERSALE

Le tableau 6-4 présente les différents résultats obtenus avec les modèles utilisant des éléments de type solide et des éléments de type coque pour un panneau retenu dans la direction transversale, soit le cas CE-2 de la figure 5-11. Seules les contraintes en tension sont étudiées et présentées.

Les éléments de type coque sous-estiment la contrainte en tension dans la direction longitudinale pour la soudure du bas. Pour la direction transversale, ils sous-estiment les contraintes pour la soudure du haut, mais surestiment les contraintes dans la soudure du bas. La différence varie de +3,1 % à -6,4 %. La localisation de la contrainte maximale transversale varie également entre les

modèles. Pour le modèle solide, la contrainte maximale est enregistrée sous l'aile supérieure tandis que pour le modèle d'éléments de type coque, la contrainte maximale est au niveau de la jonction en T. La raison de la surestimation est la même que celle donnée pour l'effet local. Au sein de l'extrusion, l'écart pour la contrainte transversale est important. Les éléments de type coque surestiment de 42,7 % les contraintes (8,22 MPa). À l'inverse les éléments de type coque sous-estiment de 6,8 % (0,8 MPa) la contrainte dans la direction longitudinale. Les déplacements au point étudié sont similaires avec une surestimation de 5,9 %. Les éléments coque surestiment d'environ 0.02 mm le déplacement au centre de la charge. Cet écart est négligeable. Finalement, les modèles avec des éléments coque requièrent ~48 % moins de mémoire et un temps de calcul réduit de ~91 %.

Tableau 6-4 : Comparaison des éléments de type solide et de type coque – flexion transversale

	Unité	Éléments solides	Éléments coques	Différence [%]
Contraintes transversales – tension				
Soudure haut platelage	MPa	4,35	4,07	-6,4
Soudure bas platelage	MPa	7,27	7,50	+3,1
Extrusion	MPa	19,71	27,93	+42,7
Localisation	-	Semelle haute	T	
Contraintes longitudinales – tension				
Soudure haut platelage	MPa	-	-	
Soudure bas platelage	MPa	5,51	5,37	-2,6
Extrusion	MPa	8,15	7,60	-6,8
Localisation dans l'extrusion	-	W	W	
Déflexion				
Déflexion maximale	mm	0,362	0,384	+5,9
Calculs				
Temps de calcul	sec	90	8	-91
Mémoire utilisée	GB	10,59	5,48	-48

**Valeur en gras (négative) indique une sous-estimation par rapport au modèle solide*

La figure 6-15 présente visuellement les contraintes obtenues pour les différents modèles ainsi que la vie en fatigue correspondant aux détails ciblés pour une route de catégorie A.

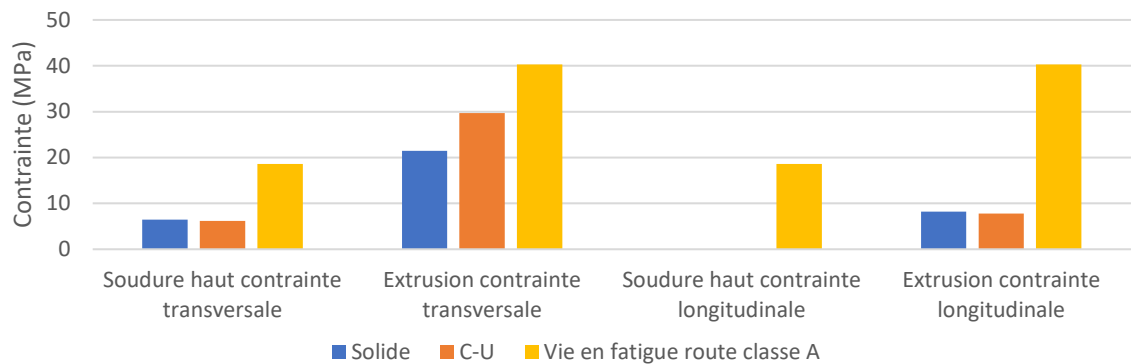


Figure 6-15 : Comparaison des résultats pour différents modèles pour le cas de flexion transversale

À l'exception de la contrainte transversale dans l'extrusion, les écarts obtenus entre les éléments de types solide et coque sont relativement faibles avec une sous-estimation de 2.6 à 6.8 %.

6.5.3 FLEXION LONGITUDINALE

Le tableau 6-5 illustre les différents résultats obtenus avec les modèles utilisant des éléments de type solide et des éléments de type coque pour un panneau retenu dans la direction longitudinale, soit le cas CE-3 de la figure 5-11. Seules les contraintes en tension sont étudiées et présentées.

Les éléments de type coque sous-estiment la contrainte en tension dans la direction transversale du platelage pour la soudure du haut de 4,7 % et la surestiment légèrement de 0,7 % dans la soudure du bas. Pour la direction longitudinale, ils sous-estiment les contraintes pour la soudure du bas de 5 %. Au sein de l'extrusion, l'écart pour la contrainte transversale est important. Les éléments de type coque surestiment de 38,5 % (8,26 MPa) cette contrainte. À l'inverse, les éléments de type coque sous-estiment de 4,9 % (0,8MPa) la contrainte dans la direction transversale dans l'extrusion. Les déplacements au point étudié sont similaires avec une sous-estimation de 4 %. Les éléments coque sous-estiment d'environ 0.01 mm le déplacement au centre de la charge. Cet écart est négligeable. Finalement, les modèles avec des éléments de type coque requièrent ~48 % moins de mémoire et un temps de calcul réduit de ~90 %.

Tableau 6-5 : Comparaison des éléments de type solide et de type coque – flexion longitudinale

	Unité	Éléments de type solides	Éléments de type coques	Différence [%]
Contraintes transversales – tension				
Soudure haut platelage	MPa	6,47	6,18	-4,7
Soudure bas platelage	MPa	5,25	5,29	+0,7
Extrusion	MPa	21,44	29,70	+38,5
Localisation	-	T	T	
Contraintes longitudinales – tension				
Soudure haut platelage	MPa	-	-	
Soudure bas platelage	MPa	5,50	5,23	-5,0
Extrusion	MPa	8,17	7,77	-4,9
Localisation dans l'extrusion	-	W	W	
Déflexion				
Déflexion maximale	mm	0,226	0,235	-4,0
Calculs				
Temps de calcul	sec	104	10	-90
Mémoire utilisée	GB	10,59	5,46	-48

**Valeur en gras (négative) indique une sous-estimation par rapport au modèle solide*

La figure 6-16 présente visuellement les contraintes obtenues pour les différents modèles ainsi que la vie en fatigue correspondant aux détails ciblés pour une route de catégorie A.

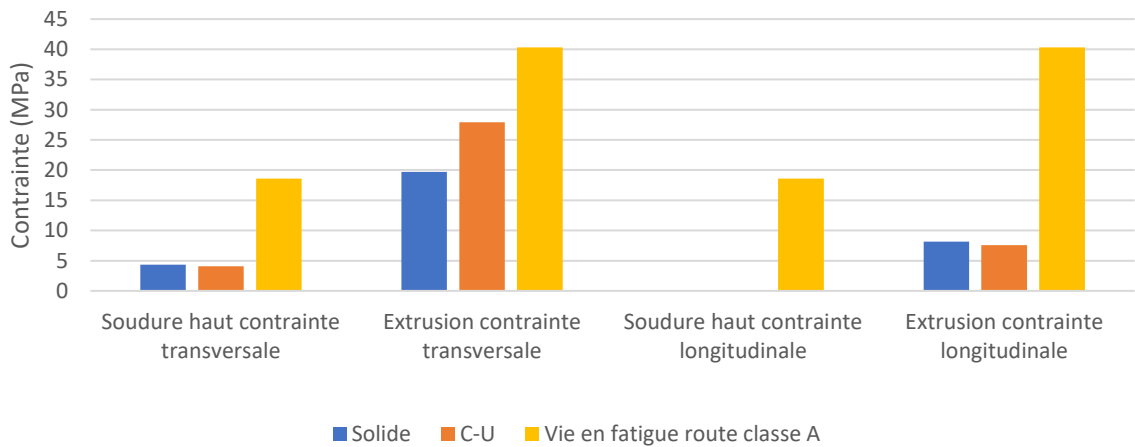


Figure 6-16 : Comparaison des résultats pour différents modèles pour le cas de flexion longitudinale

À l'exception de la contrainte transversale dans l'extrusion, les écarts obtenus entre les éléments de type solide et de type coque sont relativement faibles avec une sous-estimation d'environ 5 %.

6.5.4 CHOIX DU MODÈLE POUR LE PONT COMPLET

La modélisation du pont complet avec des éléments solides est impossible en raison de la mémoire et puissance de calculs requis, des éléments de type coque sont choisis. Les éléments de type coque ont tendance à sous-estimer les contraintes dans les zones soudées et les sections rectilignes des extrusions. Les éléments de type coque surestiment les contraintes dans la jonction en forme de T à l'aile supérieure. Ceci est dû au fait que la géométrie réelle ne peut être correctement représentée par des éléments de type coque. En considérant ces résultats, modéliser le pont avec des éléments de type coque est jugé adéquat.

6.6 PONT COMPLET – VALIDATION DU MODÈLE PAR ÉLÉMENTS FINIS

Cette section présente la validation du modèle par éléments finis du pont de St-Ambroise. La validation du modèle par éléments finis est effectuée en plusieurs étapes. Premièrement, les poutres et les diaphragmes ont été modélisés à l'aide d'éléments coques (ANSYS SHELL181).

Le déplacement vertical au centre du pont est choisi comme critère de comparaison. Pour des poutres simplement appuyées avec une charge uniformément répartie, la flèche maximale est au centre. La flèche obtenue à l'aide du modèle numérique est comparée à la flèche théorique obtenue à l'aide de la théorie des poutres d'Euler–Bernoulli. Cette théorie néglige la contribution du cisaillement. Une formule approximative de la flèche maximale pour une poutre soumise à un chargement linéaire constante est donnée à l'équation 18.

$$\delta_{théo} = \frac{5wL^4}{384EI} \quad \text{Équation 18}$$

Où : $w =$ Charge répartie
 $L =$ Portée
 $EI =$ Rigidité flexionnelle des éléments longitudinaux

Les poutres ont préalablement été modélisées seules. Une charge de 10 kPa est appliquée sur la semelle supérieure des poutres. Une étude de raffinement de maillage est effectuée pour des tailles d'élément de 25 mm, 40 mm, 50 mm et 75 mm. En considérant uniquement les poutres et les

diaphragmes, la flèche maximale obtenue à l'aide du modèle numérique est de 5,4 mm et la flèche théorique est de 4,9 mm, soit une différence de 0,5 mm pour un maillage de 50 mm. Ce résultat est jugé acceptable en considérant que la déformation en cisaillement est négligée, les diaphragmes entretoises présente dans le modèle modifie la rigidité et que la poutre peut se déplacer longitudinalement en raison de l'appui de type mobile. La figure 6-17 présente le modèle utilisé et la figure 6-21 présente la déformation verticale des poutres.

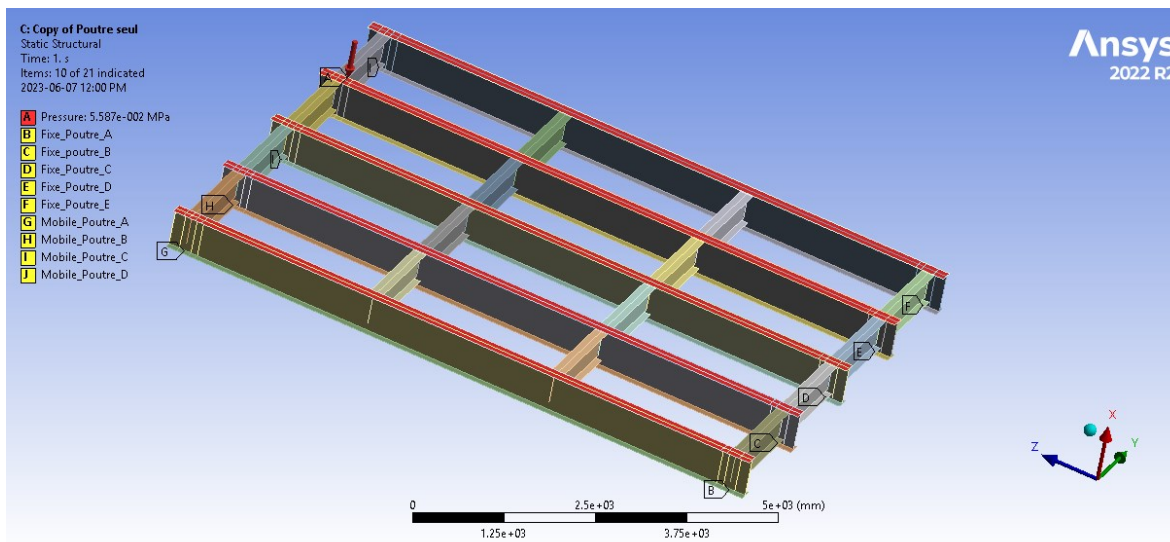


Figure 6-17 : Modèle utilisé pour la calibration des poutres
 Produit avec ANSYS, © Côme Cloutier

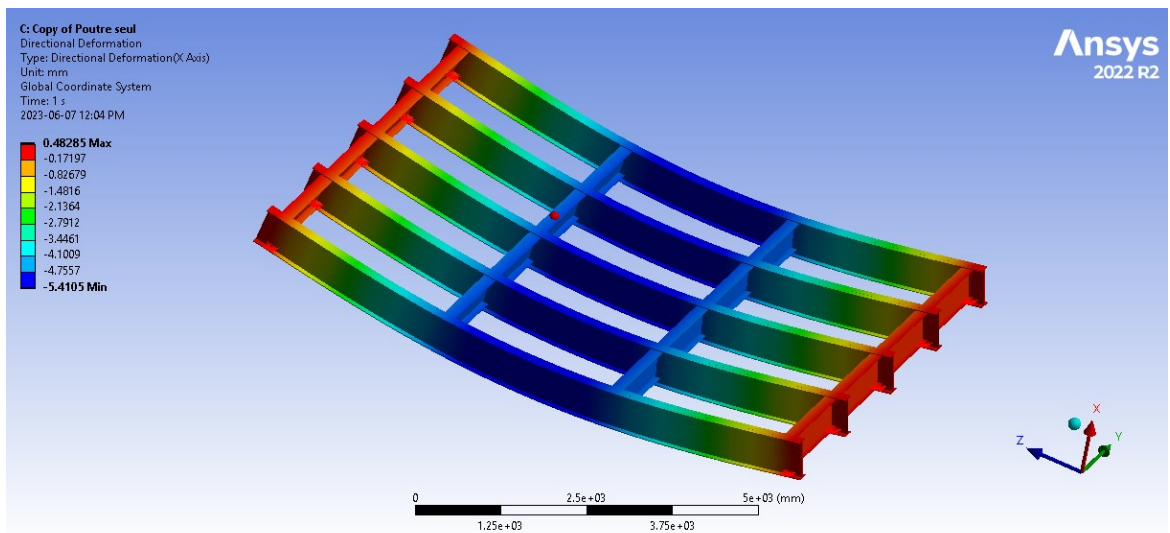


Figure 6-18 : Déformation verticale des poutres sous chargement uniforme
 Produit avec ANSYS, © Côme Cloutier

La seconde vérification est essentiellement identique à la première avec le platelage modélisé sur les poutres et les diaphragmes. L'aile inférieure du platelage est fixée aux ailes supérieures des poutres, à une extrémité du pont sur une distance 250 mm. Sur le reste de la longueur de la poutre, le platelage peut glisser sans pénétrer dans la poutre. Une pression de 10 kPa est appliquée au sommet du platelage. La figure 6-19 présente le modèle utilisé et la figure 6-20 illustre la déformation verticale du pont. La rigidité flexionnelle totale correspond à la somme de la rigidité flexionnelle du platelage et des poutres. La flèche de la poutre centrale obtenue à l'aide du modèle numérique est de 6,52 mm et la flèche théorique est de 6,73 mm. Une différence de 0,07 mm ou 1.1 % avec un maillage des poutres de 50 mm et un maillage du platelage de 10 mm. Ce résultat est jugé acceptable.

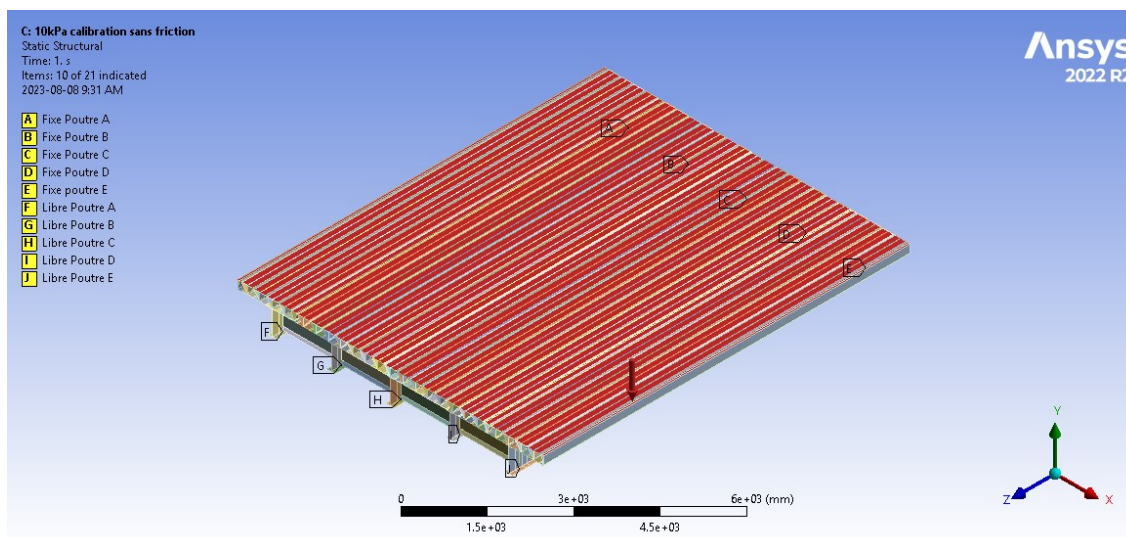


Figure 6-19 : Modèle utilisé pour la calibration du pont avec une charge uniforme de 10 kPa
Produit avec ANSYS, © Côme Cloutier

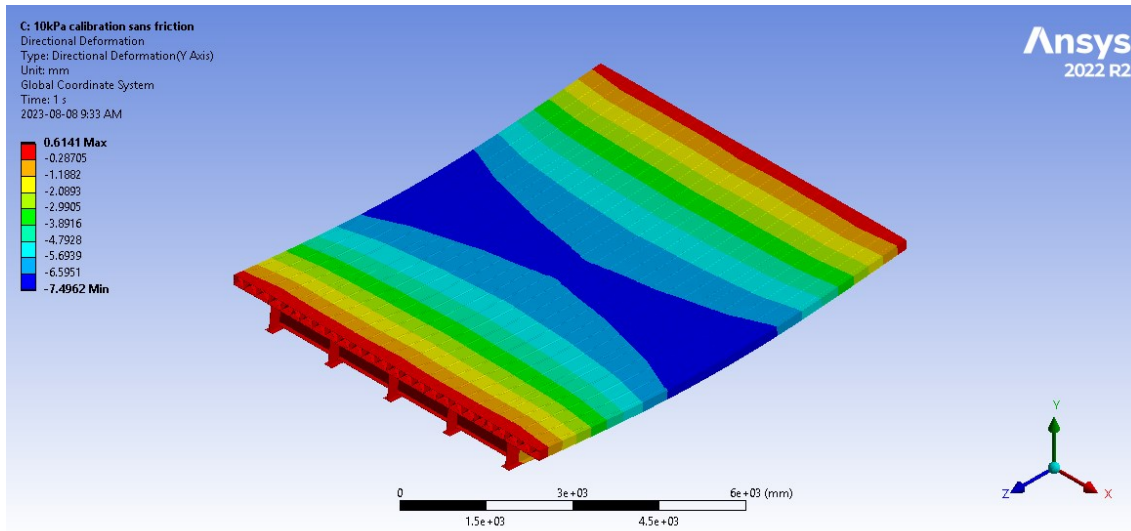


Figure 6-20 : Déformation verticale du pont sous chargement uniforme
Produit avec ANSYS, © Côme Cloutier

6.7 SIMULATION DE L'ESSAI DE CHARGE DU MTQ

Deux cas de charge sont utilisés pour valider le modèle par éléments finis en se basant sur l'essai de charge réalisé par le MTQ. Le camion est placé dans une voie de circulation. La figure 6-21 présente le modèle général utilisé. Deux modèles sont utilisés, un modèle sans friction et un modèle avec friction entre les poutres et le platelage. Le modèle a un total de 2 953 300 nœuds avec 483 590 éléments.

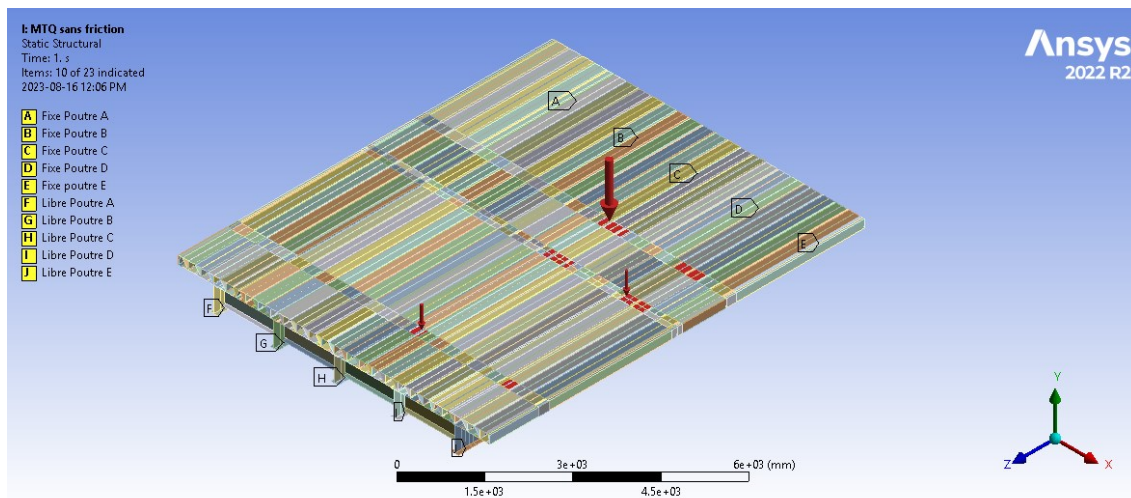


Figure 6-21 : Modèle par éléments finis, 1 Camion d'essai du MTQ dans la voie de gauche
Produit avec ANSYS, © Côme Cloutier

Les paragraphes suivants présentent les résultats et les écarts obtenus avec la simulation numérique et les essais de charges. Il est important de mentionner que le rapport d'essai du MTQ comporte une mise en garde sur la validité des résultats. Des résultats légèrement différents sont obtenus pour le passage d'un même camion dans les deux différentes voies de circulation (gauche et droite). Les notes d'installation du pont mentionnent également une torsion initiale dans le platelage lors de l'installation. Une charge a dû être placée sur le pont pour initier le contact entre le platelage et une poutre extérieure (de rive) afin de permettre l'installation des connecteurs entre les poutres et le platelage. Ces deux éléments peuvent expliquer une partie des différences obtenues.

Le tableau 6-6 présente une comparaison entre le déplacement vertical (flèche) au centre du pont obtenu à l'aide des modèles par éléments finis et les résultats de l'essai de charge réalisée par le MTQ.

Tableau 6-6 : Comparaison des flèches (mm) des poutres obtenues par éléments finis et lors de l'essai de charge du MTQ

	Essai MTQ Flèche [mm]	1 camion, voie de gauche sans friction			1 camion, voie de gauche avec friction			Charge permanente Flèche [mm]
		Flèche [mm]	Écart		Flèche [mm]	Écart		
			Absolu	Relatif		Absolu	Relatif	
Poutre A	4,79	6,43	1,64	34%	5,86	1,08	23%	1,17
Poutre B	3,59	4,93	1,34	37%	4,50	0,91	25%	1,12
Poutre C	2,13	3,34	1,20	57%	3,12	0,99	46%	1,11
Poutre D	0,75	1,69	0,94	125%	1,66	0,90	120%	1,12
Poutre E	-0,22	0,46	0,68	-308%	0,57	0,79	-359%	1,17
Entre poutre AB	5,10	5,77	0,67	13%	5,28	0,18	4%	1,14
Entre poutre BC	3,43	4,33	0,90	26%	4,02	0,60	17%	1,12
Entre poutre CD	1,59	2,47	0,88	55%	2,35	0,76	48%	1,12
Entre poutre DE	0,32	1,03	0,72	226%	1,09	0,77	243%	1,14

La figure 6-22 présente les flèches obtenues entre les modèles numériques avec et sans friction ainsi que celles mesurées par le MTQ. Les flèches obtenues à l'aide des modèles numériques présentent une variation linéaire sur l'axe transversal du pont. Pour le modèle avec friction, l'effet composite partiel réduit la flèche pour les poutres situées près des charges (flèche rouge figure 6-22). Plus on s'éloigne du point d'application de la charge, plus l'écart entre les deux modèles diminue.

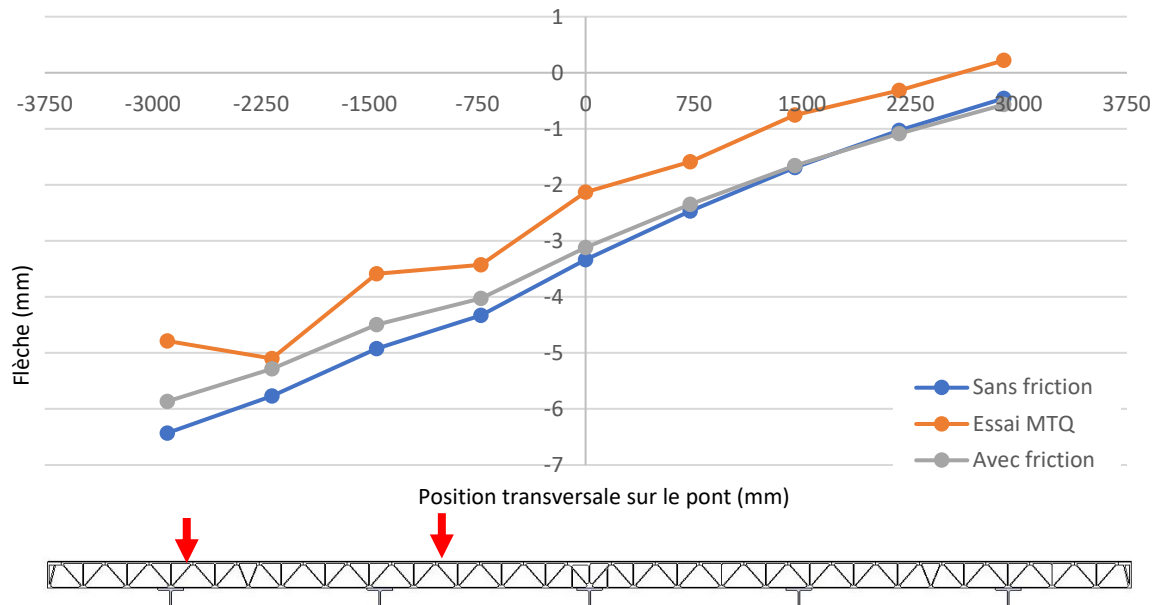


Figure 6-22 : Flèche obtenue lors de l'essai du MTQ et avec les modèles par éléments finis

Le tableau 6-7 présente une comparaison entre les moments maximaux au centre du pont obtenus à l'aide des modèles par éléments finis et les résultats de l'essai de charge réalisée par le MTQ.

Tableau 6-7 : Comparaison des moments maximaux au centre du pont obtenus par l'analyse par éléments finis et lors de l'essai du MTQ.

	Essai MTQ	1 Camion, voie de gauche sans friction		1 Camion, voie de gauche avec friction		Charge morte		
	Moment	Moment	Écart		Moment	Écart	Moment	
	[kNm]	[kNm]	Absolu	Relatif	[kNm]	Absolu	Relatif	[kNm]
Poutre A	81,31	110,89	29,58	36%	103,63	22,31	27%	18,83
Poutre B	62,03	84,43	22,40	36%	81,71	19,68	32%	17,88
Poutre C	46,68	57,42	10,74	23%	55,42	8,74	19%	17,82
Poutre D	14,86	26,75	11,89	80%	26,14	11,28	76%	17,88
Poutre E	2,70	8,44	5,73	212%	10,47	7,77	287%	18,83

Le tableau 6-8 présente une comparaison entre les facteurs d'essieux obtenus à partir des moments dans les poutres au centre du pont à l'aide des modèles par éléments finis et les résultats de l'essai de charge réalisé par le MTQ. Les résultats de la simulation sont comparés à la moyenne de ceux obtenus pour la voie de gauche et la voie de droite. Le pont se comportait légèrement différemment pour les deux voies de circulation durant l'essai du MTQ. Les facteurs d'essieux obtenus par simulation sont comparables à ceux obtenus par le MTQ avec des écarts allant de 1 % à

4%. À l'inverse lorsque les facteurs essieux obtenus par simulation sont comparés à calculé avec les équations de la norme CAN/CSA S6-19, la plus faible différence est de 37% et l'écart maximal est de 63%. Les équations prescrites par la norme ne permettent donc pas de calculer fidèlement les facteurs d'essieux pour le pont à l'étude. Cependant, les facteurs d'essieu calculé selon la norme CAN/CSA S6-19 sont conservateurs.

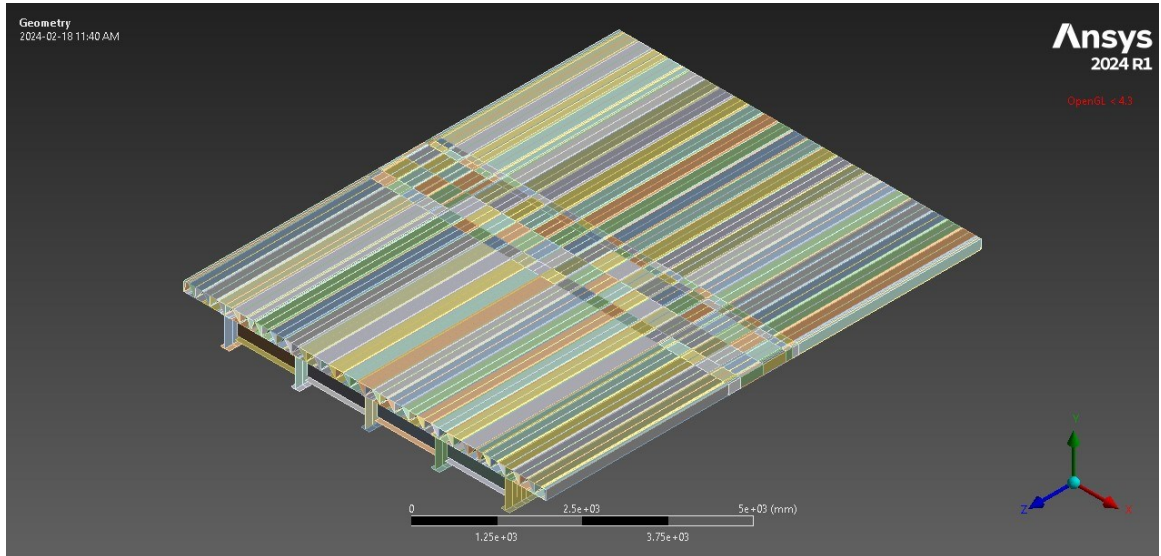
Tableau 6-8 : Comparaison des facteurs d'essieux obtenus par éléments finis et lors de l'essai charge du MTQ

	Essai MTQ	CAN/CSA S6	1 Camion, voie de gauche sans friction			1 Camion, voie de gauche avec friction		
			Simulation	Écart simulation/MTQ	Écart simulation/norme	Simulation	Écart simulation/MTQ	Écart simulation/norme
Poutre A - extérieur	0,41	0,61	0,39	2%	-37%	0,37	4%	-63%
Poutre B – intérieur	0,30	0,60	0,29	1%	-51%	0,29	1%	-51%
Poutre C	0,23	-	0,20	3%	-	0,20	3%	-
Poutre D	0,07	-	0,09	3%	-	0,09	3%	-
Poutre E	-0,01	-	0,03	4%	-	0,04	4%	-

Pour l'ensemble des résultats, les écarts observés peuvent être dus au positionnement transversal des pneus lors de l'essai du MTQ et la position modélisée. La position réelle des pneus et les positions simulées peuvent être différentes.

6.8 SIMULATION DU PONT COMPLET À L'ÉTAT LIMITE DE FATIGUE

Cette section présente l'interprétation et les résultats pour la simulation du pont complet pour l'état limite de fatigue pour la charge normative décrite aux chapitres 3 et 17 de la norme CAN/CSA S6-19. La figure 6-23 présente le modèle. Le modèle a un total de 2 953 300 nœuds avec 483 590 éléments.



*Figure 6-23 : Modèle utilisé pour l'évaluation de l'état limite de fatigue
Produit avec ANSYS, © Côme Cloutier*

6.8.1 DÉPLACEMENT

La figure 6-24 illustre le déplacement vertical du pont sous le chargement de fatigue. La figure 6-25 montre le déplacement vertical du platelage au centre du pont et au centre de la charge, sous le chargement de fatigue. Le déplacement est évalué au centre du pont et au centre de l'un des essieux. Le déplacement est relativement linéaire selon la coupe transversale étudiée. Il est possible de constater qu'il y a déformation locale des extrusions sous les pneus au niveau de l'aile supérieure. Ce déplacement est à titre indicatif seulement, car la flèche (état limite de service) doit être calculée avec le passage d'un camion CL-625 selon les exigences de la norme CAN/CSA S6.

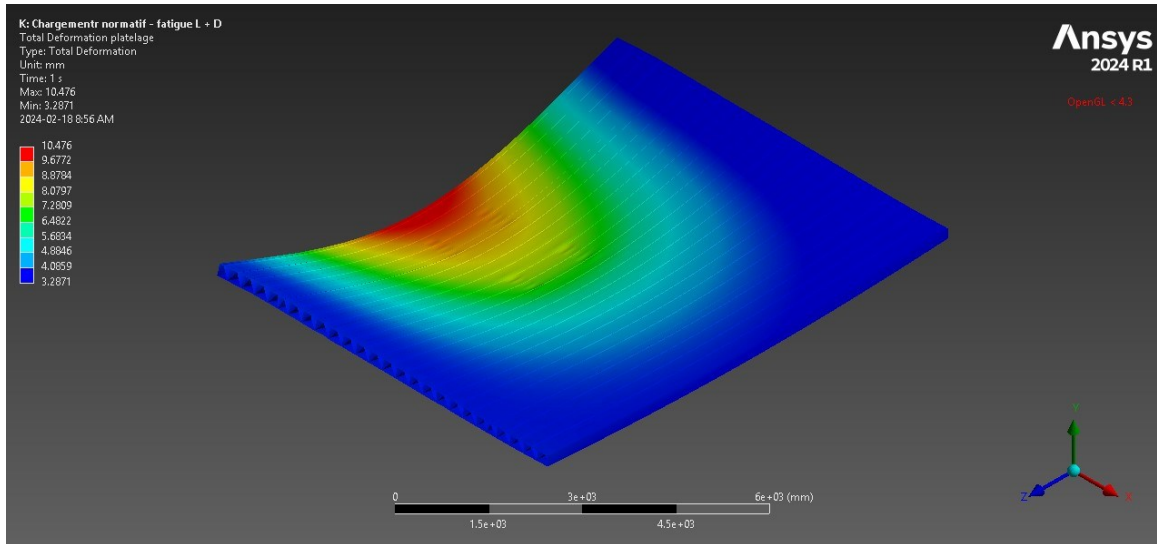


Figure 6-24 : Déplacement vertical du pont sous le chargement en fatigue normalif de la norme CAN/CSA S6-19
 Produit avec ANSYS, © Côme Cloutier

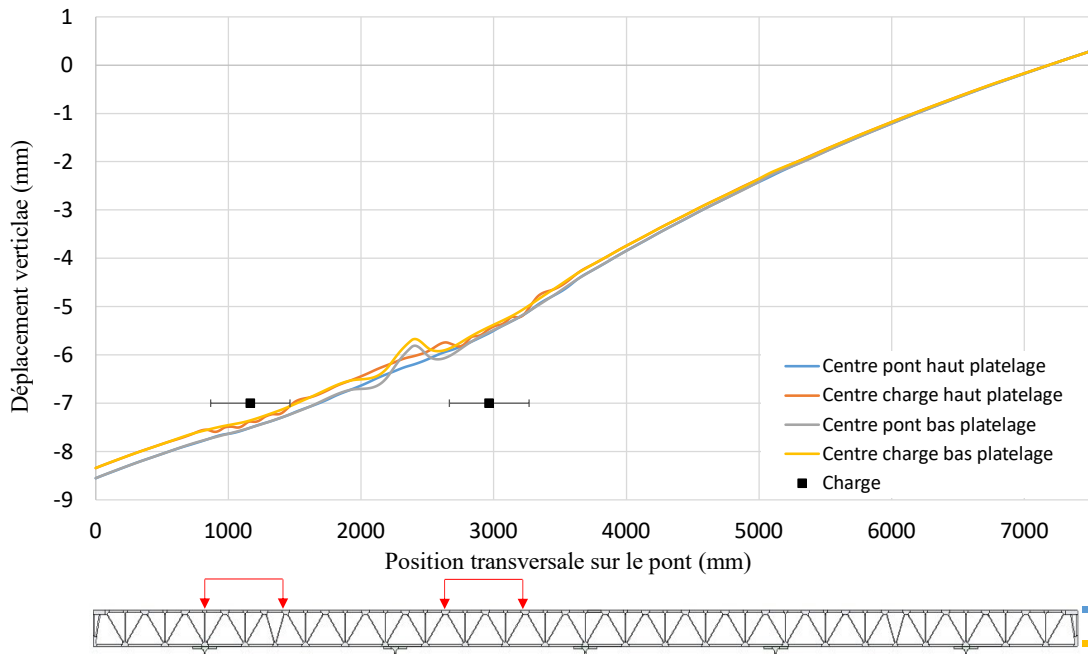


Figure 6-25 : Déplacement vertical (flèche) sur une coupe transversale au centre du pont et au centre des essieux pour le chargement de fatigue

6.8.2 ÉVALUATION DES CONTRAINTES

L'évaluation des contraintes est faite en tout point du platelage. Les valeurs maximales des contraintes en tension sont obtenues à l'aide de l'outil Max de ANSYS. Le tableau 6-9 présente les contraintes maximales obtenues ainsi que les écarts de contraintes calculés aux détails pondérés (f_{sr}) calculés pour une route de classe D selon la norme CAN/CSA S6-19.

Contrainte maximale en tension

La contrainte maximale en tension au sein des soudures est observée à proximité de la poutre B sur la face intérieure des extrusions. Une contrainte en tension de 39,12 MPa est obtenue (avec facteur d'amplification dynamique de 1.4). Ce résultat était prévisible en raison de la flexion locale de l'aile inférieure sur la poutre (figure 6-26). Le maillage a été raffiné localement à une taille de 5 mm pour vérifier si le résultat n'était pas une singularité (concentration de contrainte). En réduisant localement la taille des éléments de moitié, la contrainte augmente de 1 %. Le résultat obtenu est jugé valide et ne représente pas une singularité. La figure 6-27 présente le maillage avant et après le raffinement effectué. Puisque la contrainte maximale en tension se retrouve à l'intérieur de l'extrusion, la détection d'une fissure est pratiquement impossible lors d'une inspection conventionnelle. En effet, l'amorce d'une fissure ne peut être observée à l'intérieur des extrusions qu'à l'aide de caméras. Cependant, les extrémités du pont de St-Ambroise sont couvertes d'une plaque et sont inaccessibles sans soulever le pont.

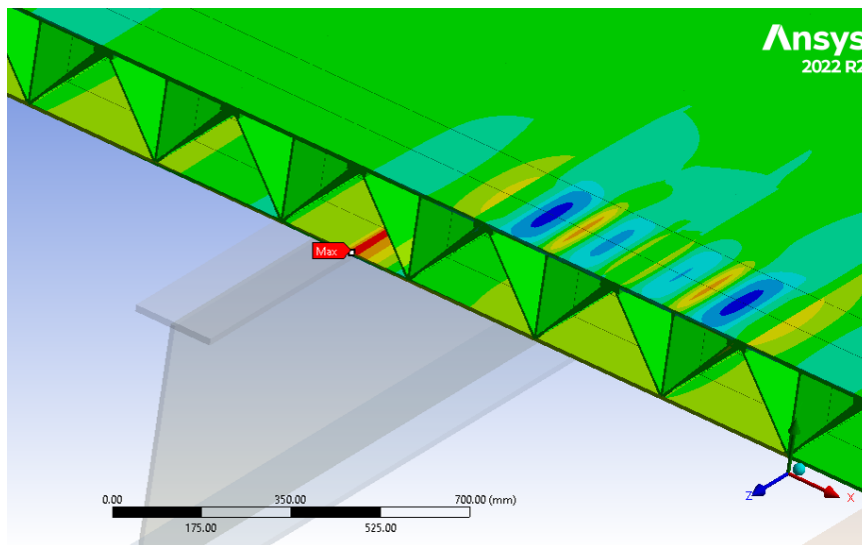


Figure 6-26 : Localisation de la contrainte maximale au sein d'une soudure sur la semelle inférieure

Note : sans légende

Produit avec ANSYS, © Côme Cloutier

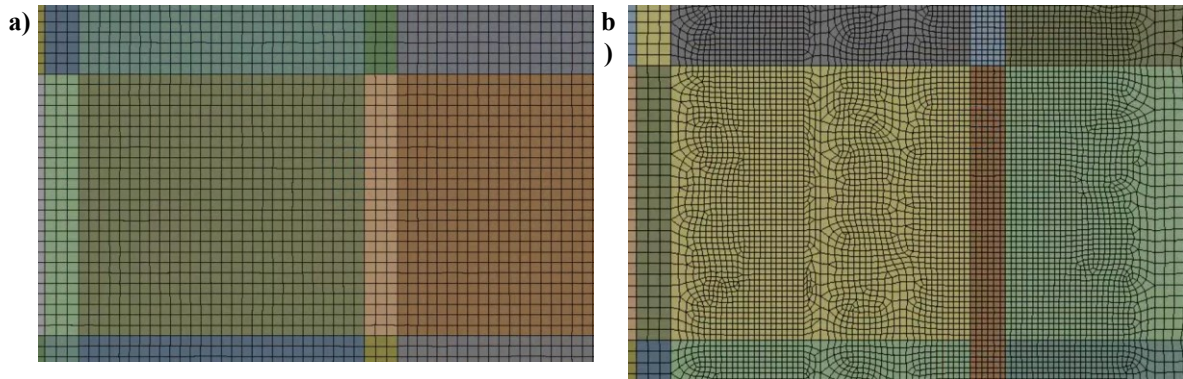


Figure 6-27 : Maillage, semelle inférieure à proximité de la contrainte maximale a) original b) maillage raffiné
Produit avec ANSYS, © Côme Cloutier

Système de contraintes I - flexion longitudinale

La flexion longitudinale (parallèle aux poutres principales) n'est pas le système de contrainte prédominant pour l'état limite de fatigue. Les poutres principales sont suffisamment rigides pour limiter la flexion longitudinale du platelage et par le fait même la flexion du platelage.

La figure 6-28 présente la distribution des contraintes longitudinales pour le haut du platelage pour L'ÉLF sans facteur d'amplification dynamique. Le haut du platelage est majoritairement en compression avec de petites zones, concentrées à l'intérieur de l'empreinte du pneu, qui sont en tension due à la flexion locale des extrusions. Pour le pont de St-Ambroise, lorsque le chargement de fatigue est placée au centre du pont, la flexion globale gouvernée par la rigidité des poutres principales permet d'éliminer presque la totalité les contraintes induites par la charge locale sous les pneus.

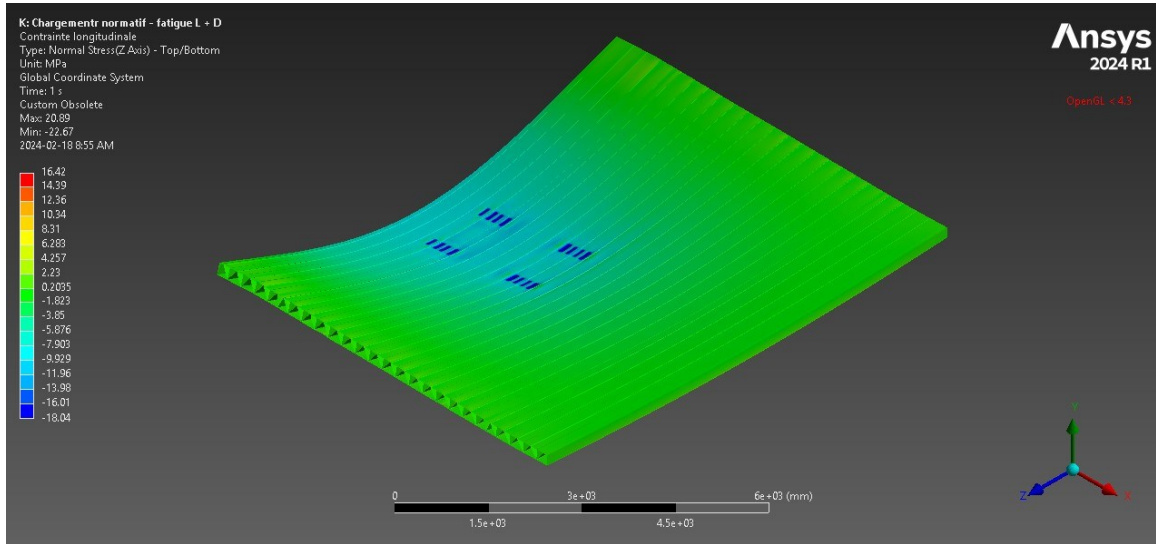


Figure 6-28 : Contrainte longitudinale haut platelage pour L'ÉLF sans facteur d'amplification dynamique
Produit avec ANSYS, © Côme Cloutier

La figure 6-29 présente la distribution des contraintes longitudinales sur le bas du platelage à l'état limite de fatigue. Les contraintes de tension sont localisées à proximité des poutres et sous les pneus. Des contraintes de tension de l'ordre de 16 kN sont développées sous les pneus.

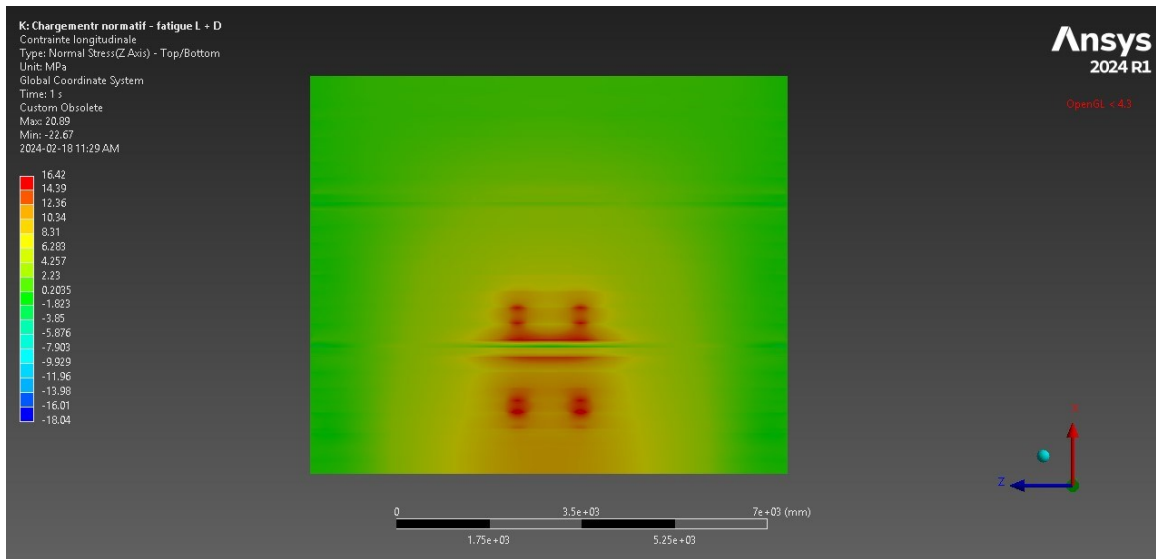


Figure 6-29 : Contraintes longitudinales à la semelle inférieure pour L'ÉLF sans facteur d'amplification dynamique
Produit avec ANSYS, © Côme Cloutier

Deux plans d'intérêt sont choisis pour étudier la distribution des contraintes normale à la section transversales du pont. Le premier est situé au centre du pont et la seconde au centre d'un

essieu. Les figure 6-30 et figure 6-31 présentent respectivement la distribution des contraintes longitudinales normales à l'axe du pont (axe Z), au centre du pont et au centre d'un des essieux. Le facteur d'amplification dynamique (1,4) n'est pas considéré. Pour un plan placé à mi-distance entre les essieux, soit à une distance de 600 mm d'une charge, l'effet local n'est pas perceptible sur la semelle supérieure en compression (figure 6-30). Cependant, l'effet local de la charge est perceptible sur la semelle inférieure. Il est possible d'observer un saut dans le diagramme des contraintes à proximité du bord de la semelle de la poutre principale. Ceci est due à la flexion de la semelle du platelage contre la semelle de la poutre.

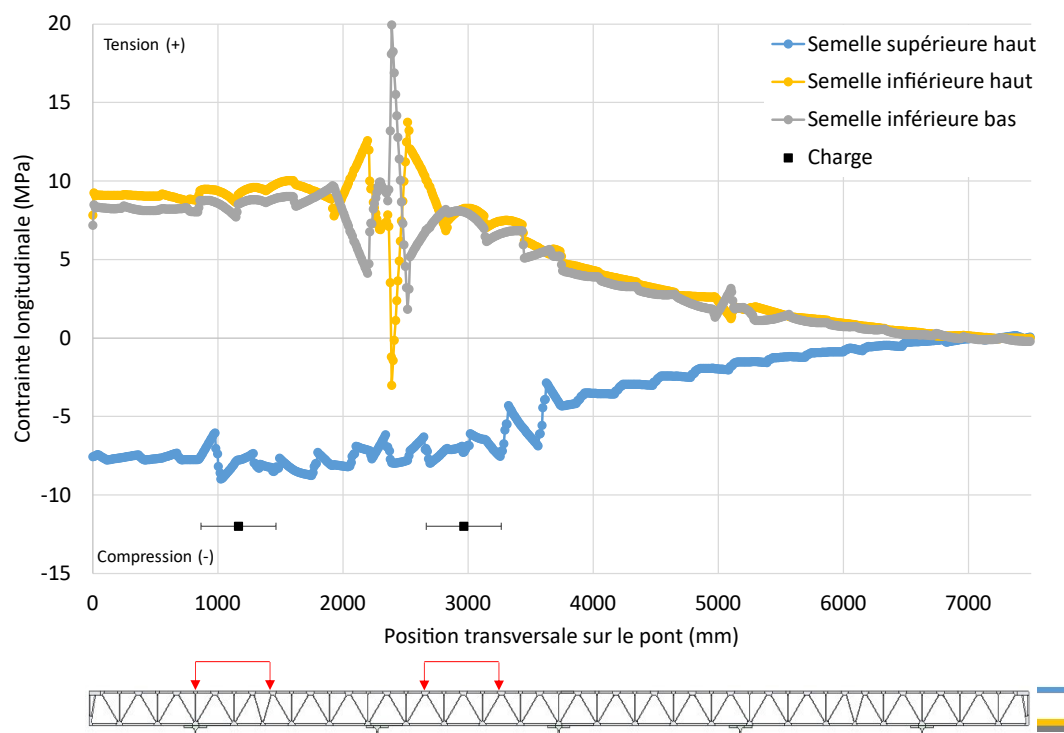


Figure 6-30 : Distribution des contraintes longitudinales au centre du pont à l'ÉLF sans facteur d'amplification dynamique pour le haut et le bas des semelles

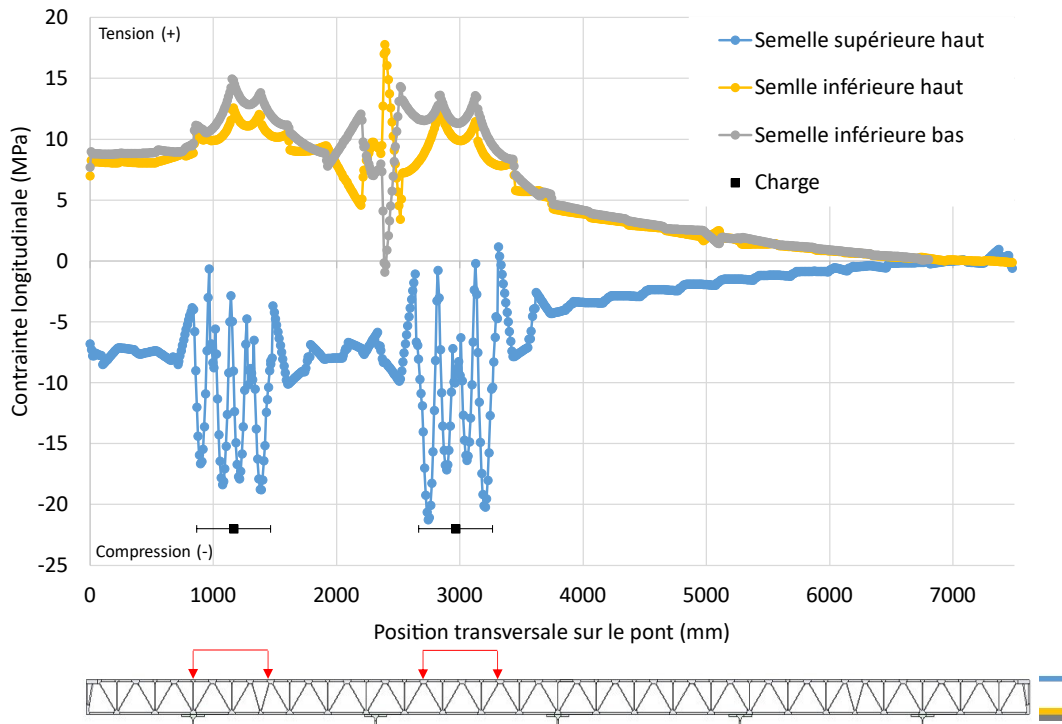


Figure 6-31 : Distribution des contraintes longitudinales au centre d'un essieu à l'ÉLF sans facteur d'amplification dynamique pour le haut et le bas des semelles

Système II - flexion transversale

Le système de contraintes II regroupe les effets causés par la flexion transversale du platelage entre les poutres principales et l'effet de la flexion du platelage causée par la flexion longitudinale des poutres. La flexion transversale produit les contraintes les plus importantes des trois systèmes de contraintes I, II et III.

Les figure 6-32 et 6-34 présentent respectivement la distribution des contraintes transversales normales à un axe perpendiculaire le long pont, au centre du pont ainsi qu'au centre d'un des essieux. Le facteur d'amplification dynamique de 1,4 n'est pas appliqué.

Les pneus induisent des contraintes à proximité des charges. L'influence des pneus diminue avec la distance à la charge. Pour la contrainte transversale, la zone d'influence des pneus est faible. Les contraintes sont localisées à proximité des poutres et diminuent rapidement en s'éloignant de la charge (figure 6-32).

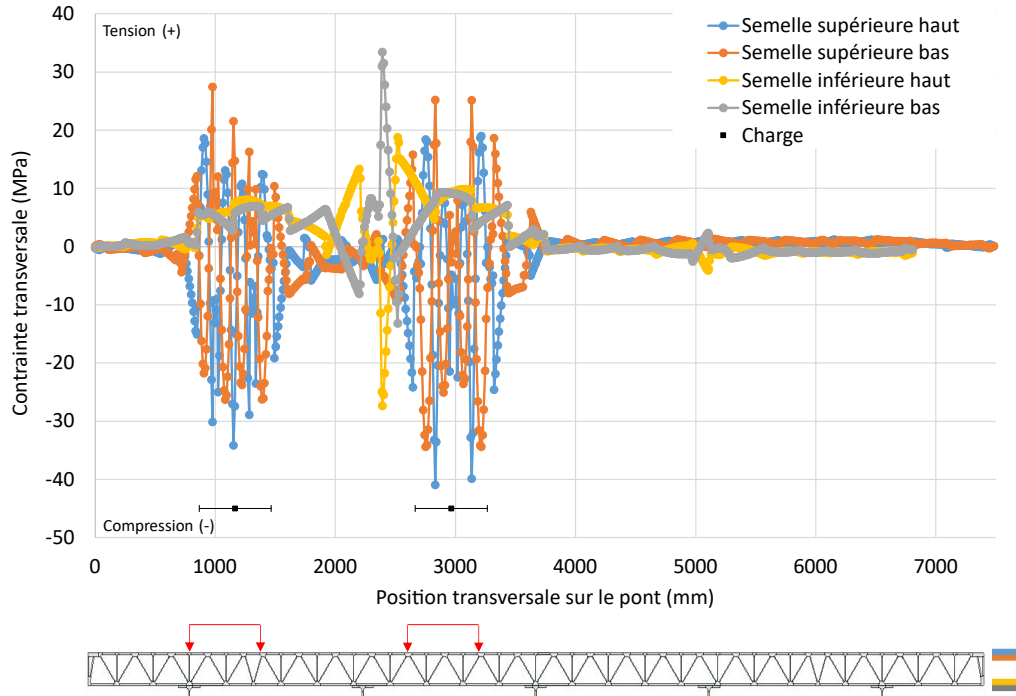


Figure 6-32 : Distribution des contraintes transversales au centre d'un essieu à l'ÉLF sans facteur d'amplification dynamique pour le haut et le bas des semelles

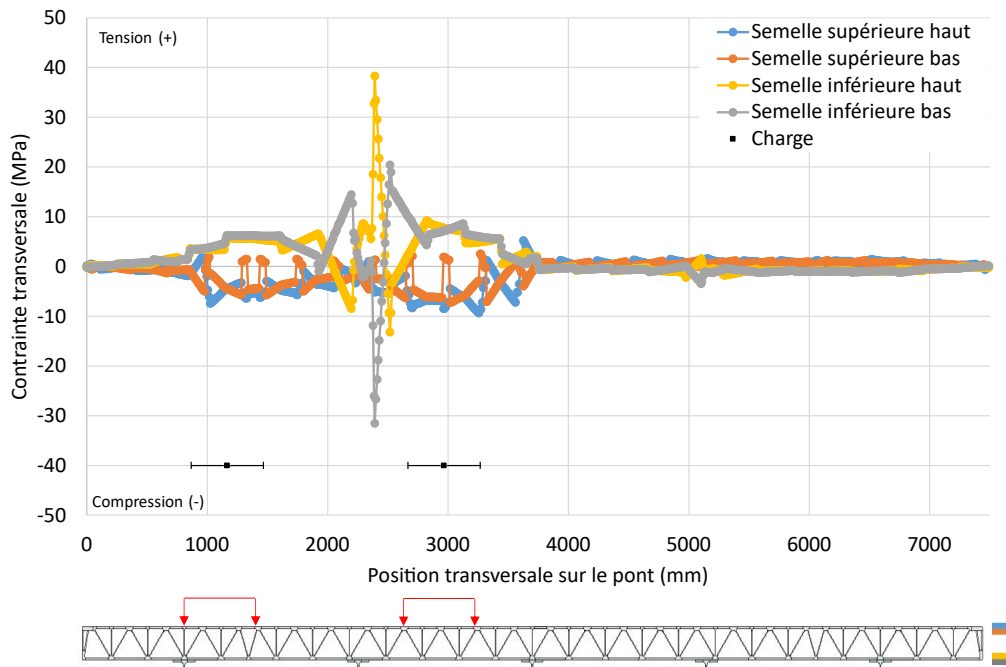


Figure 6-33 : Distribution des contraintes transversales au centre du pont à l'ÉLF sans facteur d'amplification dynamique

La figure 6-34 présente la distribution des contraintes transversale sur une demi-section du

platelage obtenue par éléments finis pour la charge vive et la charge morte.

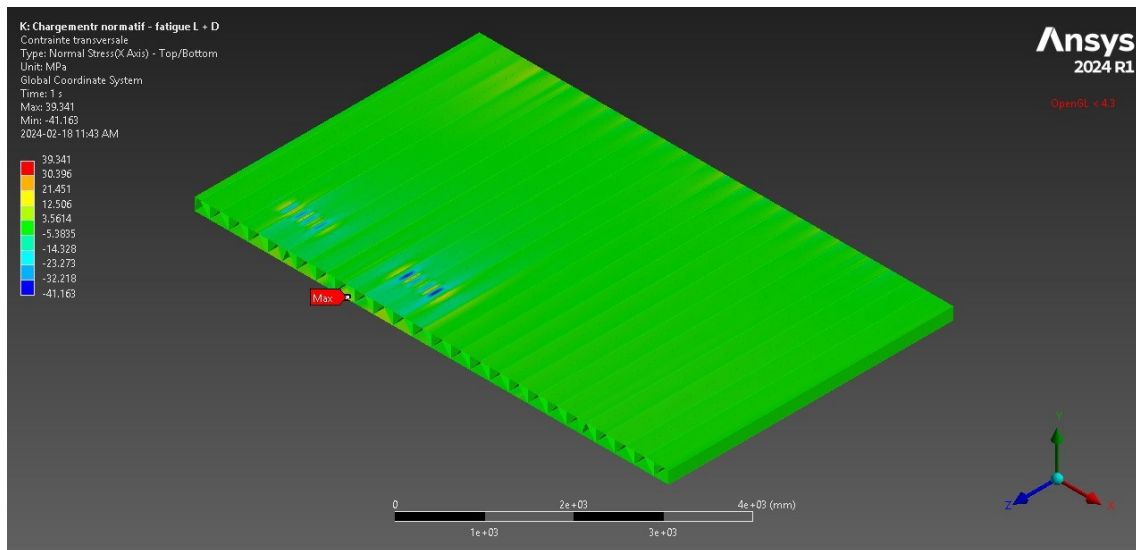


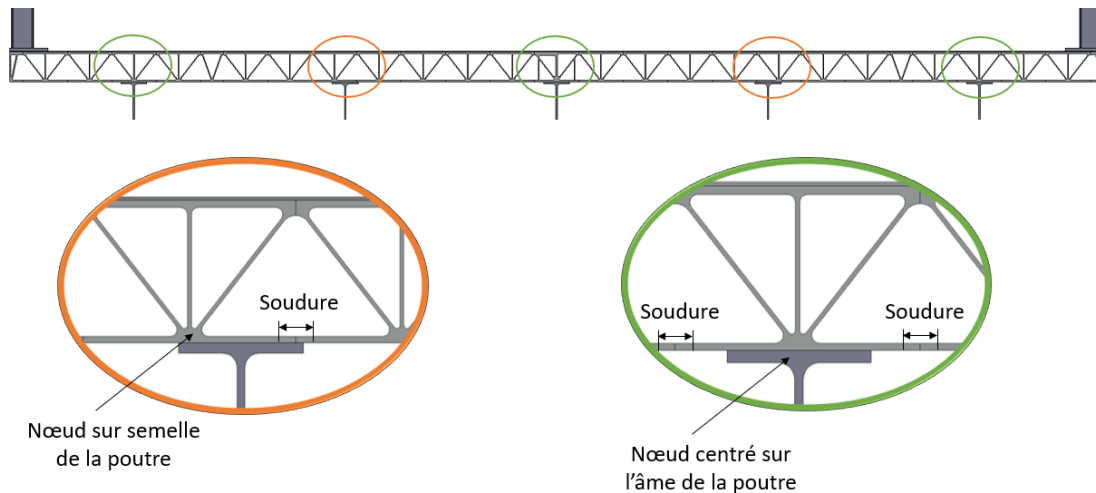
Figure 6-34 : Contraintes transversales sur une demi-section du modèle
Produit avec ANSYS, © Côme Cloutier

Les contraintes maximales sont générées à proximité des poutres principales (figure 6-26) et non entre les poutres comme il serait normalement attendu. Deux raisons expliquent cela, la position de la charge et la disposition des extrusions sur la largeur du pont.

Concernant la position de la charge, pour l'état limite de fatigue, la charge normative doit être placée au centre d'une voie. Pour le pont de St-Ambroise, un des pneus est positionné à 65 mm du centre-axe de deux poutres. Le second pneu (extérieur) est positionné en partie au-dessus d'une poutre. Les nœuds des extrusions connectant le platelage aux poutres sont vis-à-vis trois des cinq poutres. La figure 6-35 présente la position des extrusions et des soudures par rapport aux poutres.

Concernant la disposition des extrusions, étant donné sa configuration, le platelage se comporte comme un treillis dans la direction transversale. Au niveau des appuis, un treillis est optimal lorsque les appuis (les poutres) sont situés à des nœuds, de sorte à limiter la flexion dans les membrures au niveau des appuis. Les charges supportées par le platelage peuvent uniquement être transmises aux poutres par l'entremise des âmes connectant la semelle supérieure, où est appliquée

la charge, et l'aile inférieure qui est en contact avec les poutres. Lorsque les nœuds sont placés sur les ailes, une partie de la charge doit être transmise aux poutres par la semelle du platelage entre les raidisseurs causant une importante flexion dans la partie intérieure de l'aile inférieure (figure 6-36 et figure 6-37). Les extrusions du pont étudié, sauf le joint d'épissure (cercle vert figure 6-35), ne sont pas renforcées à proximité des poutres.



*Figure 6-35 : Position des soudures par rapport au centre des poutres
Produit partiellement avec Solidworks, © Côme Cloutier*

Un modèle 2D utilisant l'hypothèse des déformations planes est utilisé afin d'analyser et comprendre l'impact engendré par le fait que les nœuds des extrusions ne sont pas centrés sur les ailes des poutres principales. Une largeur de 250 mm est considérée. Le platelage est appuyé sur les poutres principales. Le platelage peut se séparer des poutres s'il y a présence de soulèvement. Les poutres sont coupées à la jonction âme semelle et un encastrement est imposé à cet endroit. Ce modèle permet donc de cerner la flexion transversale du platelage sans la contribution de la flexion longitudinale. La figure 6-36 présente la déformation globale et locale du platelage causée par le chargement à L'ÉLF sans tenir compte de la flexion longitudinale. Il peut être observé qu'une partie du platelage se sépare de l'aile de la poutre.

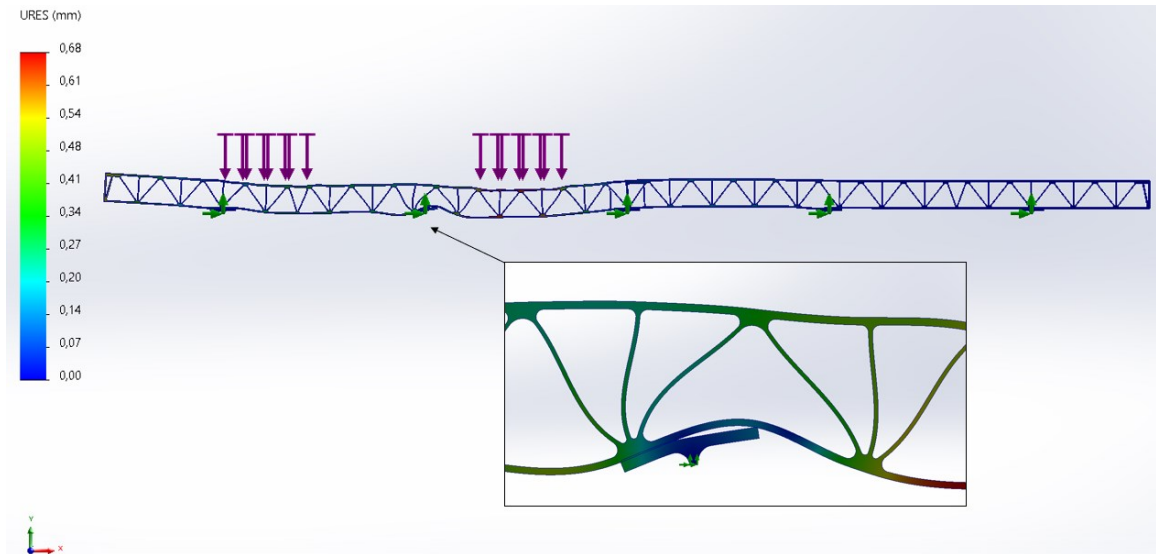


Figure 6-36 : Déformation globale et locale du platelage causée par le chargement à L'ÉLF sans flexion longitudinale
Produit avec Solidworks, © Côme Cloutier

La figure 6-37a présente les contraintes transversales à proximité de la poutre et la figure 6-37b la contrainte transversale sur la semelle de la poutre.

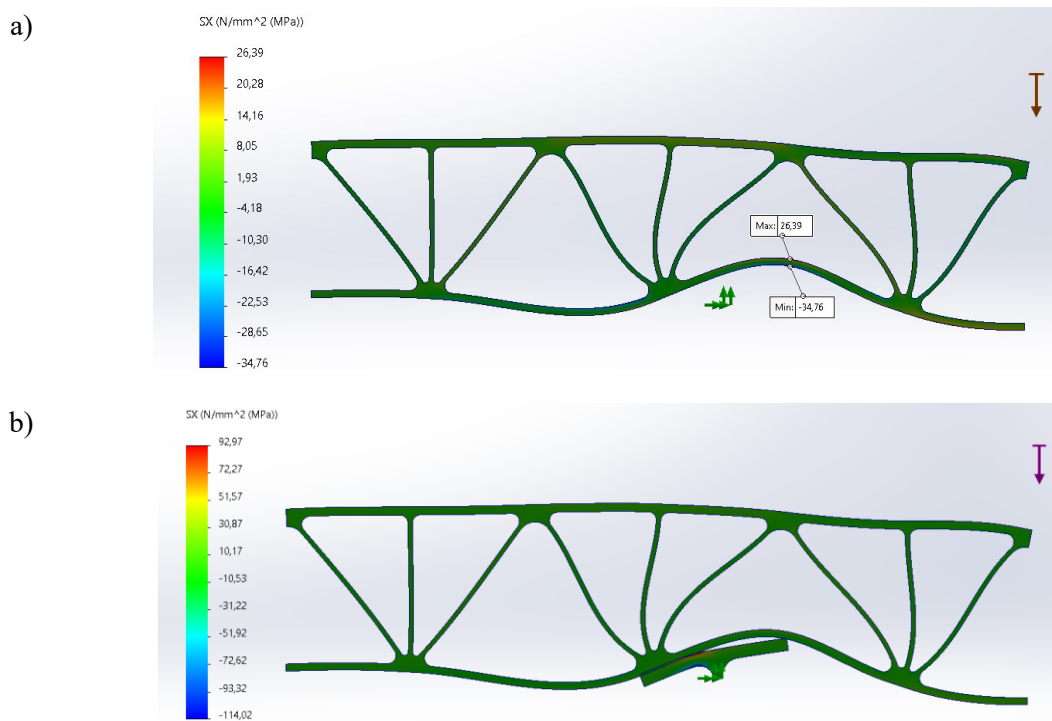


Figure 6-37 : Contraintes transversales produites par la flexion de l'aile inférieure contre la semelle de la poutre a) poutre masquée b) poutre affichée
Produit avec Solidworks, © Côme Cloutier

6.8.3 RÉSISTANCE EN FATIGUE SELON LA NORME CAN/CSA S6-19

Le tableau 6-9 présente l'écart de contrainte obtenu lors de l'évaluation de L'ÉLF par éléments finis et l'écart de contrainte permis selon la norme CAN/CSA S6-19. Le calcul des écarts de contrainte permis (F_{sr}) est présenté à l'annexe 3. En considérant une route de classe D, le taux de sollicitation varie entre 3 % et 91 %. Le taux de sollicitation est défini comme le rapport en pourcentage entre l'écart de contrainte au détail permis et l'écart de contrainte pondéré calculé aux détails avec le facteur d'amplification dynamique (CMD). Le taux de sollicitation maximale, donc le détail qui gouverne la vérification à l'ÉLF, est observé sur la soudure de l'aile inférieure avec une sollicitation de 91 %.

En considérant une route de classe A, le taux de sollicitation maximal est de 206 % et 104 % pour les soudures de l'aile inférieure pour la contrainte transversale et la contrainte longitudinale respectivement. Le pont ne respecterait donc pas les exigences de la norme CAN/CSA S6-19 pour une catégorie de route A.

Tableau 6-9 : Écart de contrainte obtenu lors de l'évaluation de L'ÉLF par éléments finis et écart de contrainte permis selon la norme S6-19 pour le platelage

	Catégorie de détail	Coefficient d'équivalence de dommage (Tableau 17.6 CAN/CSA S6-19)	Écart de contrainte calculé au détail	Écart de contrainte pondéré calculé au détail CAN/CSA S6-19 17.20.2.2.2	Écart de contrainte permis CAN/CSA S6-19 17.20.2.4 selon la catégorie de route							
					A		B		C		D	
					F _{sr} [MPa]	f _{sr} /F _{sr} [%]	F _{sr} [MPa]	f _{sr} /F _{sr} [%]	F _{sr} [MPa]	f _{sr} /F _{sr} [%]	F _{sr} [MPa]	f _{sr} /F _{sr} [%]
		λ [-]	f _{sr} [MPa]	(λ+0.1) C _L f _{sr} [MPa]								
Modèle coque C-U - effet local												
Extrusion contrainte transversale	A	0,65	47,10	35,32	40,30	88%	49,33	72%	60,40	58%	76,40	46%
Extrusion contrainte longitudinale	A	0,65	14,29	10,72	40,30	27%	49,33	22%	60,40	18%	76,40	14%
Soudure contrainte transversale	B	0,60	15,19	10,63	18,60	57%	22,67	47%	30,19	35%	42,10	25%
Soudure contrainte longitudinale	B	0,60	3,21	2,24	18,60	12%	22,67	10%	30,19	7%	42,10	5%
Modèle coque - pont complet												
Métal de base extrusion contrainte transversale	A	0,65	50,82	38,12	40,30	95%	49,33	77%	60,40	63%	76,40	50%
Métal de base extrusion contrainte longitudinale	A	0,65	27,83	20,87	40,30	52%	49,33	42%	60,40	35%	76,40	27%
Soudure aile supérieure contrainte transversale	B	0,60	17,01	11,91	18,60	64%	22,67	53%	30,19	39%	42,10	28%
Soudure aile supérieure contrainte longitudinale	B	0,60	1,81	1,26	18,60	7%	22,67	6%	30,19	4%	42,10	3%
Soudure aile inférieure contrainte transversale	B	0,60	53,76	37,63	18,60	202%	22,67	166%	30,19	125%	42,10	89%
Soudure aile inférieure contrainte longitudinale	B	0,60	27,41	19,19	18,60	103%	22,67	85%	30,19	64%	42,10	46%
Facteur d'amplification dynamique, CMD = 0.4												
Coefficient tenant compte de la charge, CL = 1												

6.9 ÉVALUATION DE L'ÉLF SELON UNE ANALYSE PAR POUTRE ÉQUIVALENTE

Cette section présente les résultats obtenus pour l'évaluation de l'ÉLF en utilisant des méthodes simplifiées basées sur la résistance des matériaux et la méthode de l'analogie de la poutre proposée par la norme CAN/CSA S6-19. Les résultats sont présentés pour chaque système de contrainte : effet local (III), flexion longitudinale (I) et flexion transversale (II).

6.9.1 EFFET LOCAL – SYSTÈME DE CONTRAINTE III

La Figure 5-16 (page 97) présente l'idéalisation des semelles supérieures en poutre équivalente pour l'évaluation du système de contraintes III. La valeur des contraintes est inversement proportionnelle à la largeur effective (B_{eff}) choisie. La figure 6-38 présente la distribution de la contrainte transversale au centre d'une soudure pour l'effet local pour une charge au centre d'une soudure. La contrainte diminue rapidement avec la distance. L'effet de la charge devient négligeable à une distance d'environ 200 mm du centre d'application de la charge. Pour l'évaluation de l'aile supérieure entre les âmes, une largeur équivalente à la largeur d'un pneu est considérée comme adéquate.

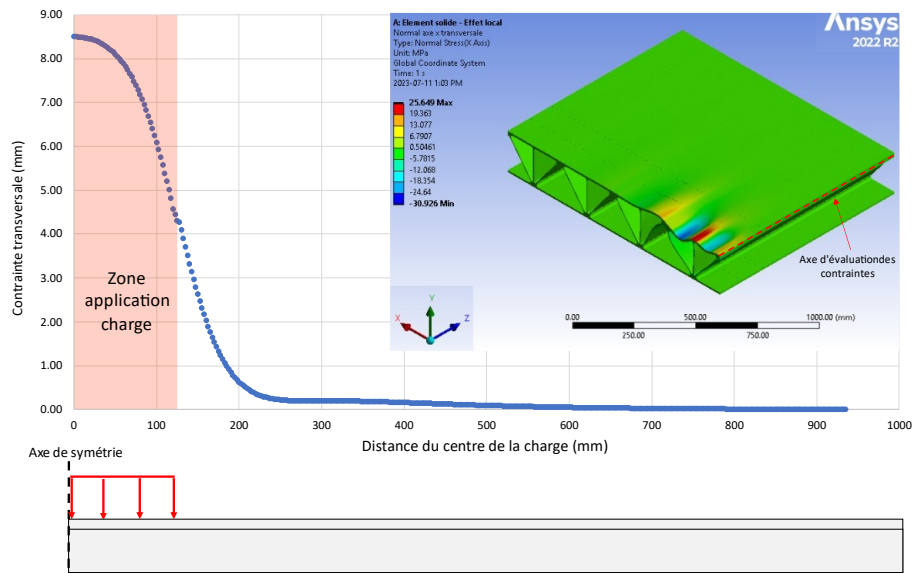


Figure 6-38 : Distribution de la contrainte transversale au centre d'une soudure pour l'effet local.
Charge au centre d'une soudure
Produit avec ANSYS, © Côme Cloutier

Le tableau 6-10 présente les résultats obtenus et la comparaison avec ceux obtenus par éléments finis à l'aide d'un modèle 3D utilisant des éléments de type solide. L'ensemble des modèles simplifiés surestime les contraintes. Les résultats obtenus pour les soudures se rapprochent davantage des résultats obtenus par éléments finis que les résultats obtenus pour la semelle. Pour l'ensemble des modèles à l'exception du modèle 3, l'évaluation de la contrainte pour les soudures est conservatrice avec des surévaluations de 19 à 37 %. Lorsque le platelage est modélisé par la simplification 2D (coupe), la contrainte à l'intérieur de la soudure est surestimée de 13 %.

L'utilisation de modèles simplifiés (1 à 5) en vérification ou en conception de pont est conservatrice dans la majorité des cas. Cependant, leur utilisation n'est pas recommandée en raison des divergences obtenues avec le modèle par éléments finis. Elles pourraient jouer en défaveur de l'utilisation des platelages en aluminium. L'évaluation des points des systèmes 1d, 4f et 5f surestime de plus de 100 % l'écart des contraintes.

Utiliser un modèle par éléments finis utilisant les déformations planes (coupe en 2D) dans la direction longitudinale donne de meilleurs résultats et permet d'obtenir davantage d'informations sur la distribution réelle des contraintes.

Tableau 6-10 : Contraintes obtenues avec les modèles simplifiés et comparaison avec les résultats obtenus par modélisation

Type d'analyse	Système	Point <i>(figure 5-16)</i>	Détail en fatigue		Écart des contraintes calculées au détail ¹ [MPa]	Écart avec 3D
			CSA S6	Description		
Modélisation par éléments finis	3D	a - c - h	A	soudure	12,17	-
		b - d - g	B	profilé	33,08	-
		e - f	B	profilé	35,91	-
	2D	a - c - h	B	soudure	13,71	13%
		b - d - g	A	profilé	42,13	27%
		e - f	A	profilé	38,35	7%
Méthode simplifiée	1	b	A	profilé	97,61	195%
	2	a	B	soudure	14,52	19%
		b	A	profilé	32,55	-2%
	3	c	A	profilé	14,41	18%
		d	B	soudure	32,30	-2%
		e	A	profilé	32,30	-10%
	4	f	A	profilé	74,28	107%
		g	B	soudure	45,21	37%
		h	A	profilé	13,68	12%
	5	f	A	profilé	73,64	105%
		g	A	profilé	44,89	36%
		h	B	soudure	16,42	35%

¹Facteur d'amplification dynamique de 0,4 appliqué

6.9.2 FLEXION LONGITUDINALE – SYSTÈME DE SECTION I

Cette sous-section présente l'analyse des résultats et la discussion pour l'écart de contrainte en fatigue obtenu à l'aide de la méthode de l'analogie de la poutre.

Le tableau 6-11 présente l'écart de contrainte induit par la flexion du platelage dans son axe longitudinal en utilisant la méthode de l'analogie de la poutre de la norme CAN/CSA S6-19 pour les deux hypothèses utilisées pour le calcul de la courbure. La première hypothèse étant que la courbure est déterminée en considérant uniquement la contribution de la poutre principale. La seconde étant que la courbure est calculée en considérant la rigidité de la poutre principale et du platelage. Le

tableau 6-11 présente également l'écart de contrainte pondéré et le taux de sollicitation. Les valeurs obtenues par l'analyse par éléments finis et par la méthode simplifiée sont présentées et comparées. Pour le pont complet, la contrainte maximale au sein d'une soudure et la contrainte au sein de l'extrusion sont utilisées.

La méthode de l'analogie de la poutre sous-estime la contrainte longitudinale pour les deux modèles utilisés. En ajoutant la contribution du platelage, les différences avec la contribution du platelage et des poutres s'accroissent. Ceci s'explique par le fait que la courbure est plus petite en raison de la plus grande rigidité du système. La méthode de l'analogie de la poutre suppose que la contrainte est uniforme sur la largeur de la bande étudiée. En réalité, la contrainte varie, ceci étant observable à la figure 6-30 et la figure 6-31. La contrainte longitudinale est maximale à proximité de la charge en raison des effets locaux du pneu. Cette méthode ne permet donc pas de cerner adéquatement la contrainte longitudinale.

Tableau 6-11 : Contrainte longitudinale obtenue à l'aide de l'analogie de la poutre

Méthode de calcul	Hypothèse / localisation	Courbure [m ⁻¹]	Écart de contrainte en fatigue ¹ [MPa]	Comparaison	
				Soudure (détail B)	Métal de base (détail A)
Analogie de la poutre	Contribution des poutres uniquement	0,0023	20,61	25%	26%
Analogie de la poutre	Contribution des poutres et du platelage	0,0027	17,46	36%	37%
Éléments finis - pont complet	Soudure	-	27,41	-	-
Éléments finis - pont complet	Métal de base	-	27,83	-	-

¹Facteur d'amplification dynamique de 0,4

6.9.3 FLEXION TRANSVERSALE – SYSTÈME DE SECTION III

Cette sous-section présente les résultats de l'analyse de la flexion transversale du pont en

considérant des méthodes simplifiées basées sur la résistance des matériaux et utilisées dans l'industrie.

Le tableau 6-12 présente l'écart de contrainte en fatigue obtenu pour l'analyse de la flexion transversale en considérant des modèles simples. L'écart avec les résultats du modèle 3D complet du pont est présenté (colonne Δ). Aucun des modèles simples ne permet d'identifier adéquatement les contraintes en fatigue. Les modèles sont sensibles à la largeur effective utilisée.

Le modèle de cadre rigide permet de mieux visualiser les efforts au sein du platelage, mais surestime jusqu'à 303 % la contrainte dans le métal de base et de 127 % dans la soudure en travée. Ce modèle permet d'identifier l'endroit critique de la contrainte, soit à proximité de la poutre principale, mais surestime sa valeur de 35 %.

Tableau 6-12 : Écart de contrainte dû à la flexion transversale causée par L'ÉLF

Modèle	Soudure à l'appui (point a)		Soudure en travée (point b)		Métal de base semelle inférieure (point c)	
	Contrainte [MPa]	Δ [%]	Contrainte [MPa]	Δ [%]	Contrainte [MPa]	Δ [%]
Poutre équivalente platelage complet	M ⁻¹	-	10,81	-19%	10,72	-20%
Poutre équivalente section entre deux poutres	4,35	-92%	24,59	85%	25,03	87%
Cadre rigide	72,6	35%	30,1	127%	53,97	303%
Modèle 2D	25,77	-52%	11,43	-14%	14,29	7%
Pont complet - 3D	53,76	-	13,286	-	13,38	-

¹- M-, indique un moment négatif ce qui engendre une compression au niveau de l'aile inférieure

La modélisation du platelage en poutre équivalente ne permet pas de calculer et de cerner adéquatement les contraintes. La figure 6-39 présente la distribution des moments fléchissant entre le modèle de poutre équivalente sur 5 appuis et la distribution des moments et des efforts normaux dans le modèle de cadre rigide en forme de treillis.

À proximité des poutres principales, au contact poutre platelage, le modèle de poutre

équivalent indique des moments positifs engendrant une traction dans l'aile supérieure. En réalité, c'est à cet endroit que la flexion au sein de l'aile inférieure est maximale. Il n'est pas recommandé d'idéaliser le platelage en poutre équivalente, mais cela permet d'avoir une idée de l'ordre de grandeur des efforts.

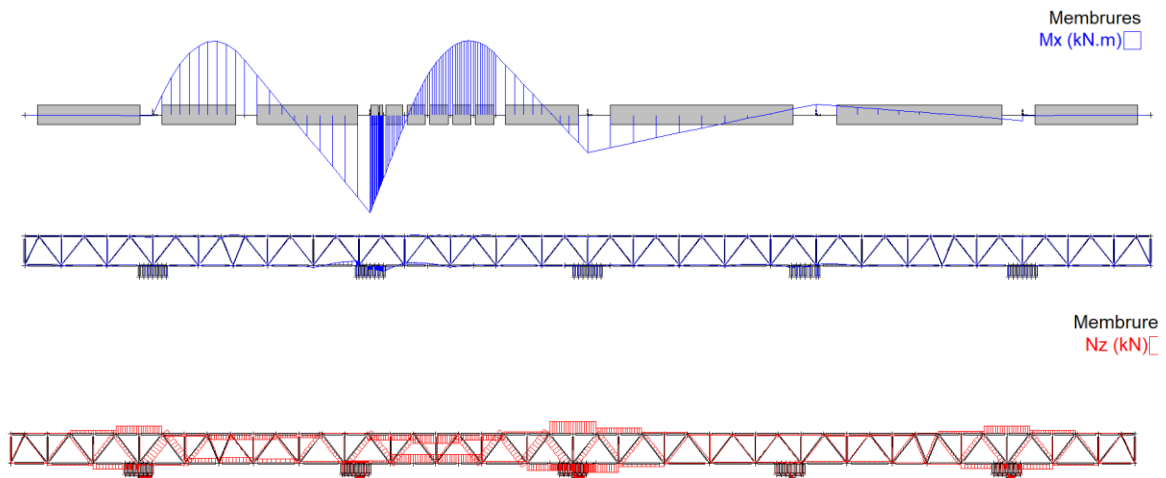


Figure 6-39 : Effort interne à l'ÉLF pour l'analyse de la flexion transversale
Produit avec ADA, © Côme Cloutier

La figure 6-40 présente l'écart de contrainte en fatigue calculé sur un axe longitudinal positionné entre les poutres B et C (entre la poutre centrale et la seconde poutre à partir de l'extérieur). Les contraintes sont évaluées sur la semelle supérieure et sur la semelle inférieure. Le platelage est en mesure de distribuer la charge sur plusieurs fois la largeur d'un pneu. La bande en rouge correspond à l'hypothèse d'une largeur effective de 600 mm utilisée pour les calculs manuels. En réalité, la largeur effective est plus grande. Ces résultats sont uniquement valides pour cette configuration de charge. La distribution des contraintes sur l'aile supérieure est influencée par la flexion locale de l'aile supérieure directement sous la charge. Des contraintes de tension sont développées localement directement sous la charge.

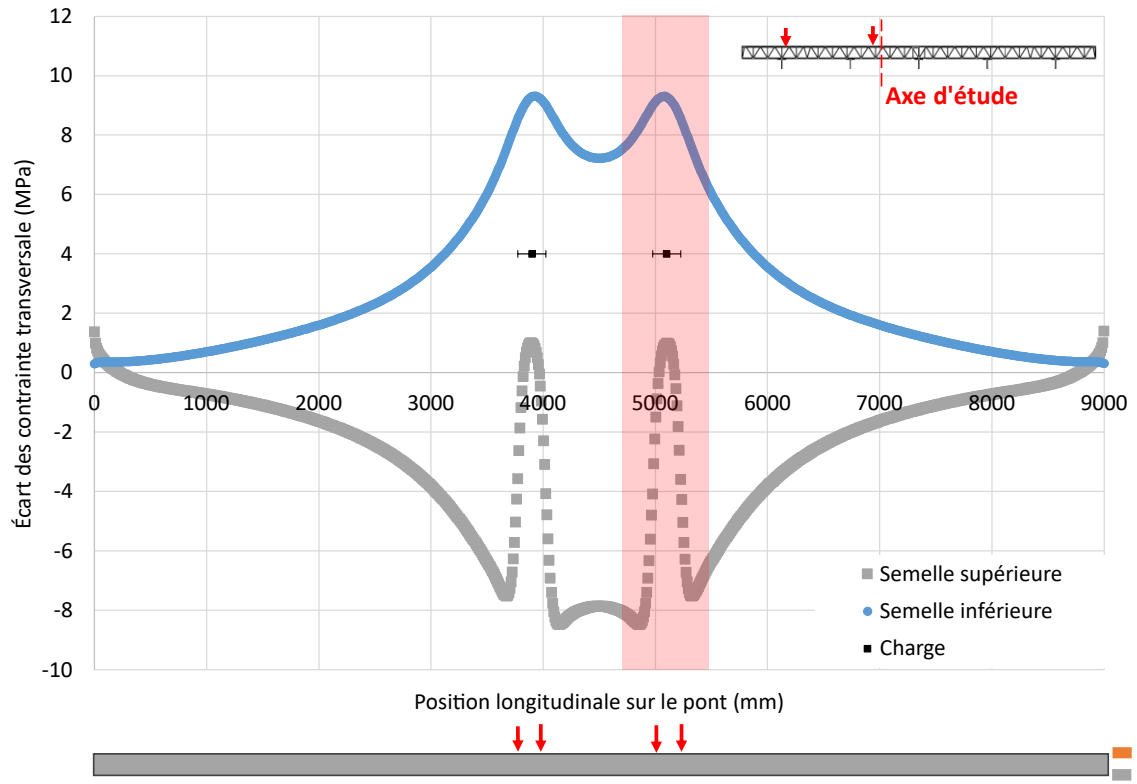


Figure 6-40 : Distribution des contraintes transversales le long du pont entre les poutres B et C

CHAPITRE 7

CONCLUSION

7.1 SOMMAIRE

Ce travail de maîtrise a pour objectif de développer des méthodes de calculs et d'émettre les recommandations pour l'évaluation du comportement en fatigue des platelages en aluminium soudés par friction malaxage selon le Code canadien sur le calcul des ponts routiers CAN/CSA S6-19. La répartition des contraintes à l'intérieur d'un platelage extrudé et soudé est plus complexe que pour une structure traditionnelle en béton ou en bois en raison de sa géométrie complexe. Le pont de St-Ambroise, premier pont sur le territoire canadien à incorporer un platelage en aluminium, est utilisé comme référence. La norme canadienne sur le calcul des ponts routiers (CAN/CSA S16-19), ne contient pas de méthodologie spécifique au platelage en aluminium formé d'extrusions soudées entre elles. Différents modèles par éléments finis ainsi que des modèles simples utilisant la théorie des poutres ont été ici développés et comparés.

La norme canadienne CAN/CSA S16-19 ne fournit pas de courbe S-N pour des soudures effectuées par friction malaxage. Une revue de la littérature a permis d'identifier des courbes S-N mieux adaptées. Les courbes du chapitre 17 de la norme canadienne sont sécuritaires pour les soudures par friction malaxage en aluminium.

La première étape a permis d'identifier les détails sensibles à la fatigue du pont de St-Ambroise, d'identifier les courbes S-N de ces détails et de faire une revue critique des détails. Le platelage comprend cinq détails devant être vérifiés pour l'état limite de fatigue, soit, le métal de base des extrusions, les soudures entre les extrusions, le joint d'épissure, la connexion platelage poutre et finalement la connexion garde-fou platelage. Seulement deux détails sont étudiés dans ce projet de recherche, car ils entrent dans l'objectif de l'étude. Ces détails sont jugés critiques et pourraient engendrer un la mise hors service, engendrer des travaux ou le remplacement du platelage en cas de

rupture. Ces deux détails sont le métal de base des extrusions et les soudures entre les extrusions.

Certains dispositifs d'attache entre le platelage et les poutres sont boulonnés au travers des soudures. Ce détail est exclu, car sa configuration engendre inutilement une discontinuité et une concentration de contrainte. Cette configuration peut être aisément évitée lors de la conception de nouveau pont.

La deuxième étape a porté sur l'étude des différents types d'éléments utilisés pour modéliser des platelages en aluminium. La modélisation du pont complet avec des éléments solides est impossible en raison de la mémoire et puissance de calculs requises avec les ordinateurs disponibles. Les éléments de type coque ont tendance à sous-estimer les contraintes dans les zones soudées et les sections rectilignes des extrusions. Les éléments de type coque surestiment les contraintes dans la jonction en forme de T à l'aile supérieure. Ceci est dû au fait que la géométrie réelle ne peut être correctement représentée par des éléments de type coque.

La troisième étape a porté sur la comparaison entre une simulation numérique du pont complet pour le passage d'un camion d'essai dans une voie et l'essai réalisé par le MTQ. Le modèle incluant de la friction entre les poutres et le platelage présente des écarts plus faibles avec les résultats de l'essai du MTQ. Le modèle numérique prédit de façon adéquate le comportement du pont.

La quatrième étape a porté sur l'effet local des pneus. La position de la charge sur l'extrusion a peu d'effet sur la valeur maximale de la contrainte transversale lorsque le bas du platelage est soutenu. La position de la charge générant la plus importante contrainte est lorsque le centre de la charge est placé au centre d'une soudure. Un ratio de ~ 3 est obtenu entre la contrainte maximale transversale et la contrainte maximale longitudinale.

La cinquième étape a porté sur la modélisation du pont complet pour le chargement à l'état limite de fatigue prescrit au chapitre 17 de la CAN/CSA S6-19. La flexion transversale gouverne pour l'évaluation de L'ÉLF. La contrainte maximale est générée à proximité des poutres. La contrainte est

causée par la flexion de l'aile inférieure du platelage contre la semelle de la poutre. La contrainte maximale, zone d'amorce de fissure, est localisée sur la face intérieure de l'extrusion. Ceci complique l'inspection du platelage et la détection de fissures de fatigue. Le platelage se comporte comme un treillis dans la direction transversale. Selon les résultats obtenus, le pont de St-Ambroise ne respecte pas le critère à L'ÉLF pour des routes de catégories A, B et C, mais le respecte pour une route de catégorie D. Positionner le centre des extrusions vis-à-vis du centre des poutres réduirait grandement la contrainte à proximité des poutres.

La dernière étape a porté sur l'analyse du platelage à l'aide de méthodes simplifiées d'analyses basées sur la théorie des poutres. Les méthodes simplifiées sont dépendantes d'une largeur effective. La norme canadienne ne prescrit pas de largeur effective pour les platelages en aluminium. L'idéalisation du platelage en poutres équivalentes ne permet pas de calculer adéquatement les contraintes, mais permet d'obtenir un ordre de grandeur.

7.2 RECOMMANDATIONS

Les recommandations suivantes peuvent être utiles pour de prochains études et projets portant sur l'analyse et/ou la conception de ponts intégrant des platelages en aluminium sur poutres en acier :

1. Utiliser des éléments de type coque avec épaisseur équivalente pour idéaliser les congés au lieu d'élément de type solide est viable pour l'analyse de pont;
2. Modéliser le pont dans son ensemble doit être priorisée;
3. Positionner les poutres du pont vis-à-vis le centre d'une extrusion afin de limiter la flexion des semelles inférieures du platelage;
4. Placer les extrusions perpendiculaires aux poutres principales réduirait la flexion dans les soudures;
5. Placer les nœuds des extrusions au centre des poutres, de sorte à limiter la flexion dans les semelles inférieures. De plus, les extrusions devraient être disposées de manière à réduire au

maximum la flexion dans les soudures;

6. Modéliser le platelage comme des corps multiple (multi-body part) ou divisé adéquatement les soudures afin de faciliter d'évaluation des résultats;
7. Développer un dispositif d'attache entre le platelage et les poutres qui ne nécessite pas le perçage de trous dans les soudures;
8. Développer des courbes de résistance en fatigue (S-N) pour des joints soudés par friction malaxage soumis à de la flexion.

7.3 TRAVAUX FUTURS

Cette section aborde les travaux futurs qui sont pertinents pour poursuivre l'étude de l'utilisation des platelages en aluminium pour les ponts routiers au Canada.

Pour faciliter l'analyse des platelages en aluminium, il est recommandé de produire des tables de valeurs de la largeur effective pour permettre l'utilisation de méthodes simplifiées.

Un bris sur un platelage en aluminium est plus complexe à réparer qu'un bris dans un platelage de bois, de béton ou d'acier. La découpe et le remplacement de pièces de bois endommagées, l'enlèvement du béton au jet d'eau, la pose de nouvelles armatures et la découpe et le soudage d'une nouvelle section de platelage en acier sont choses courantes et des procédures existent au MTQ. Dans le cas de l'aluminium, il est raisonnable de croire que le remplacement d'une section de platelage devra être fait à l'aide de soudures TIG ou MIG. Ceci entraîne forcément une diminution de la capacité et de la durée de vie en fatigue lorsque des soudures par FSW sont utilisées. Le remplacement de sections par boulonnage est également une option envisageable. Cependant la durée de vie en fatigue de ce type de réparations devrait être investiguée. Il est requis de développer des méthodes de réparation efficaces avant l'utilisation de platelage en aluminium de façon courante.

LISTE DES RÉFÉRENCES

- [1] Gouvernement du Québec, *Bilan de l'état des structures*. Bibliothèque et Archives nationales du Québec: ministère des Transports, 2019.
- [2] S. Walbridge et A. de la Chevrotière, "Possibilités d'utilisation de l'aluminium dans la construction de ponts routiers et de viaducs," Préparé pour l'Association de l'aluminium du Canada, 2012.
- [3] D. Beaulieu, *Les caractéristiques de l'aluminium structural 2e édition*, 2: Les press de l'aluminium (PRAL), 2013.
- [4] D. Beaulieu, *Calcul des charpentes d'aluminium*. Chicoutimi: Presses de l'aluminium, 2003.
- [5] S. K. Das et J. G. Kaufman, "Aluminum alloys for bridges and bridge decks," *The Minerals, Metals & Materials Society*, pp. 61-72, 2007.
- [6] T. Siwowski, "Aluminium Bridges - Past, Present and Future," *Structural Engineering International*, vol. 16, pp. 286-293, 11/01 2006. doi: 10.2749/101686606778995137.
- [7] L. G. Vigh et I. Okura, "Fatigue behaviour of Friction Stir Welded aluminium bridge deck segment," *Materials & Design*, vol. 44, pp. 119-127, 2013/02/01/ 2013. doi: 10.1016/j.matdes.2012.08.007.
- [8] G. Torsten Hö 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, 2006.
- [9] Nippon Light Metal. "Bridge using aluminum road bridge plate decks constructed firstly in Japan". https://www.nikkeikin.com/news/whatsnew/post_23.html (Consulté le 7 avril 2020).
- [10] K. P. Thompson, "Lightweight Aluminum Bridge Decks - 40+ Year History, 72 Examples," 2010. [En ligne]. Disponible: <https://heavymovablestructures.org/wp-content/uploads/2017/12/ThompsonLightweight-Aluminum-Bridge-Decks-Final.pdf>
- [11] V. Desjardins. "Construction et observations du pont à platelage en aluminium de Saint Ambroise". <https://ceal-aluquebec.com/construction-et-observations-du-pont-a-platelage-en-aluminium-de-saint-ambroise/> (Consulté le 27 avril 2020).
- [12] Ministère des Transports du Québec, *Lexique, Normes – Ouvrages routiers*. Bibliothèque et Archives nationales du Québec: Ministère des Transports du Québec, 2019.
- [13] C. St-Gelais, "Comportement structural d'un platelage en aluminium sur poutre en acier : répartition transversale des charges," Mémoire, Université Laval, Québec, CAN, 2018. [En ligne]. Disponible: <http://hdl.handle.net/20.500.11794/33614>
- [14] W. Z. Misiolak et R. M. Kelly, "Extrusion of aluminum alloys," *ASTM Handbook* vol. Volume no. 14A, pp. 522-527, 2013. doi: 10.1361/asmhba0004015.
- [15] Centre québécois de recherche et de développement de l'aluminium, "L'extrusion de l'aluminium," *Feuillard technique*, p. 8, s.d. [En ligne]. Disponible: <https://www.cqrda.ca/nos-publications/feuillards-techniques/>

- [16] M. Duval et CeAl, "Soudage de l'aluminium par friction malaxage (FSW)," 2018. [En ligne]. Disponible: <https://ceal-aluquebec.com/friction-malaxage-fsw/>
- [17] 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, 2001.
- [18] Bayards Group. "Bridge deck replacements". <https://www.bayardsbuild.com/projects/bridge-deck-replacements> (Consulté le 8 avril 2020).
- [19] D. Beaulieu et J. Internoscia, "Chantier infrastructures et ouvrages d'art: Mission technique sur les ponts en aluminium," *AluQuébec, Association de l'Aluminium du Canada*, 2015.
- [20] 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, 2001. doi: 10.1139/101-065.
- [21] Ching Chiaw Choo, Abheetha Peiris, et Issam E. Harik, "Development and Deployment of Aluminum Bridge Decks," Kentucky Transportation Center, College of Engineering, University of Kentucky, Lexington, Kentucky, 2012.
- [22] T. Yamao et H. Inoue, "Possibility of aluminum slab bridge for weight reduction," *Journal of Japan Society of Civil Engineers A2 (Applied Mechanics)*, vol. 71, no. 2, pp. I_449-I_462, 2015. doi: 10.2208/jscejam.71.I_449.
- [23] I. Okura, N. Hagsiwa, M. Naruo, et H. Toda, "Fatigue behavior of aluminium deck fabricated by friction stir welding," *Structural engineering / Earthquake engineering*, vol. 20, no. 1, pp. 55s-67s, 2003. doi: 10.2208/jsceseee.20.55s.
- [24] W. Mader et A. Pieper, "Schwansbell bridge celebrating 50th birthday," *Structural engineering international*, vol. 16, no. 4, pp. 356-359, 2006.
- [25] J.-B. Burgelin, M. Fafard, et M. Guillot, "Nouveau concept modulaire de tablier de pont tout aluminium à portée simple et assemblable en chantier," Université Laval, 2017.
- [26] J. Bureau, M. Duval, et Cnetre d'expertise sur l'aluminium (CeAL). "Recyclage de l'aluminium". <https://ceal-aluquebec.com/recyclage-aluminium/> (Consulté le 10 avril 2020).
- [27] A. Javaid et E. Essadiqi, *Rapport Final sur la Gestion de la Ferraille, Le Tri et la Classification de l'acier*, 2006.
- [28] 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, Québec, Canada, 2019. [En ligne]. Disponible: <http://www.bv.transports.gouv.qc.ca/mono/1240295.pdf>
- [29] P. Misch Jr, F. Barton, J. Gomez, P. Massarelli, et W. McKeel Jr, "Experimental and analytical evaluation of an aluminum deck bridge," 1999.
- [30] *Code canadien sur le calcul des ponts routiers*, Association canadienne de normalisation, Mississauga, Ontario, 2006.
- [31] C. M. Sonsino, "Multiaxial fatigue assessment of welded joints – Recommendations for design codes," *International Journal of Fatigue*, vol. 31, no. 1, pp. 173-187, 2009/01/01/2009. doi: 10.1016/j.ijfatigue.2008.06.001.
- [32] S. Amira, M. C. Gagnon, et D. Gallant, *Guide de solutions pratiques permettant de contrer*

la corrosion galvanique entre l'aluminium et l'acier dans le domaine du transport terrestre: Conseil national de recherches Canada (CNRC), 2010.

- [33] J. Maljaars, F. Soetens, et I. van Straalen, "Fatigue of Aluminium Bridge Decks," *Structural Engineering International*, vol. 16, no. 4, pp. 305-311, 2006/11/01 2006. doi: 10.2749/101686606778995119.
- [34] R. Gitter, "Aluminium Materials for Structural Engineering – Essential Properties and Selection of Materials," *Structural Engineering International*, vol. 16, no. 4, pp. 294-300, 2006/11/01 2006. doi: 10.2749/101686606778995083.
- [35] K. J. Miller, "The three thresholds for fatigue crack propagation," dans *Fatigue and fracture mechanics: 27th volume: ASTM International*, 1997
- [36] A. Ribeiro, J. Correia, A. Silva, et A. De Jesus, "Evolution of fatigue history," présenté à Congresso Brasileiro de Engenharia Mecânica COBEM 2011, Natal, Brasil, 24-28 de Outubro de 2011 2011.
- [37] A. J. McEvily, *Metal failures : mechanisms, analysis, prevention*, 2nd edition. Hoboken, New Jersey: John Wiley & Sons, Inc., 2013. [En ligne]. Disponible: <http://www.books24x7.com/marc.asp?bookid=52804>
- [38] C. Desodt, H. Horsin Molinaro, et H. Rattez, "Fatigue de la charpente métallique d'un pont mixte," école normale supérieur de Paris-Saclay, 2018.
- [39] *Code canadien sur le calcul des ponts routiers*, Association canadienne de normalisation, Mississauga, Ontario, 2019.
- [40] J. Schijve, *Fatigue of Structures and Materials*, 2. Dordrecht London: Springer 2009.
- [41] P. P. Milella, "Fatigue in Welds," dans *Fatigue and Corrosion in Metals*, P. P. Milella, éd., Milano: Springer Milan, 2013, pp. 625-650. doi: 10.1007/978-88-470-2336-9_12.
- [42] D. P. DeLuca, "Understanding Fatigue," United Technologies Pratt & Whitney. [En ligne]. Disponible: <https://files.asme.org/IGTI/Knowledge/Articles/13048.pdf>
- [43] E. Charkaluk, L. Bodelot, et R. Seghir, *Shakedown, dissipation and fatigue of metals*, 2015.
- [44] S. J. Maddox, "Fatigue design rules for welded structures," dans *Fracture and Fatigue of Welded Joints and Structures*: Woodhead Publishing, 2011, pp. 168-207.
- [45] C. Dang Ngoc Chan. "Test de fatigue : différents types de sollicitations. Définition du rapport de contrainte R". Creative Commons https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/f/f0/Sollicitation_fatigue_differeents_type_s.svg (Consulté le 20 sep. 2021).
- [46] A. Hobbacher, Commissions XIII and XV, et International Institute of Welding, "Recommendations for fatigue design of welded joints and components ", International Institute of Welding, Paris, France, 2008.
- [47] M. Lacoste et J.-F. Laflamme, "Rapport – Instrumentation du pont P-17948," Ministère des transport, mobilité durable et électrification des transport Québec 2018. Consulté le 2020-05-13.
- [48] A. Fleury, R. Ranjan, L. Shah, L. St-Georges, A. Rahem, et S. Walbridge, "Fatigue design of friction stir welded joints in aluminium bridge decks," 2019.

- [49] S. Guo, L. Shah, R. Ranjan, S. Walbridge, et A. Gerlich, "Effect of quality control parameter variations on the fatigue performance of aluminum friction stir welded joints," *International Journal of Fatigue*, vol. 118, pp. 150-161, 2019/01/01/ 2019. doi: 10.1016/j.ijfatigue.2018.09.004.
- [50] M. A. Meggiolaro, J. T. Pinho de Castro, S. E. Ferreira, et H. Wu, "On the applicability of Miner's rule for multiaxial fatigue life calculations under non-proportional load histories," *Frattura ed Integrità Strutturale*, vol. 11, no. 41, pp. Pages 98-105, 06/28 2017. doi: 10.3221/IGF-ESIS.41.14.
- [51] C. C. Menzemer, "Fatigue behavior and design of aluminum structures," *Progress in Structural Engineering and Materials*, vol. 2, no. 1, pp. 120-127, 2000.
- [52] M. A. Hirt, R. Bez, et A. Nussbaumer, *Construction Métallique — Notions fondamentales et méthodes de dimensionnement*, vol. 10. Lausanne: Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, 2006.
- [53] R. Coughlin et S. Walbridge, "Fatigue correction factors for welded aluminum highway structures," *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 38, no. 10, pp. 1082-1091, 2011. doi: 10.1139/111-070.
- [54] A. C. d. O. Miranda, A. Gerlich, et S. Walbridge, "Aluminum friction stir welds: Review of fatigue parameter data and probabilistic fracture mechanics analysis," *Engineering Fracture Mechanics*, vol. 147, pp. 243-260, 2015/10/01/ 2015. doi: 10.1016/j.engfracmech.2015.09.007.
- [55] Florida Departement of transportation et M. H. Ansley Structures Research Center, "Aluminium lighweight orthotropic deck evaluation project," 2017.
- [56] *MSZ EN 1999-1-3 (2007) : Eurocode 9. Design of aluminium structures – Part 1– 3: structures susceptible to fatigue*, E. C. f. Standardization, Brussels, 2007.
- [57] I. The Aluminum Association, *Aluminum Design Manual*, 9 ed. Arlington, 2010.
- [58] *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (8th Edition)*, A. A. o. S. H. a. T. O. (AASHTO), Washington, DC, 2017.
- [59] J. Maljaars, F. Soetens, et D. Kluijver, "Structural Design of Aluminium Bridge Decks for Existing Traffic Bridges," *IABSE Congress Report*, vol. 17, 01/01 2008. doi: 10.2749/222137908796293893.
- [60] T. W. Siwowski, "Structural behaviour of aluminium bridge deck panels," *Engineering Structures*, vol. 31, no. 7, pp. 1349-1353, 2009/07/01/ 2009. doi: 10.1016/j.engstruct.2009.02.002.
- [61] M. Lacoste et J.-F. Laflamme, "Rapport annuel – Instrumentation du pont P-17948 : essai de chargement," Ministère des transport, Mobilité durable et électrification des transports du Québec Québec, 2018.
- [62] 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, 2012/11/01/ 2012. doi: 10.1016/j.tws.2012.06.014.
- [63] T. Siwowski, "FEM modelling and analysis of a certain aluminium bridge deck panel," vol. 55, pp. 347-365, 01/01 2009.

- [64] T. Keller et M. Schollmayer, "Plate bending behavior of a pultruded GFRP bridge deck system," *Composite Structures*, vol. 64, no. 3, pp. 285-295, 2004/06/01/ 2004. doi: 10.1016/j.compstruct.2003.08.011.
- [65] Ministère des Transports et de la Mobilité durable du Québec. "Inventaire et inspection des structures". <https://www.transports.gouv.qc.ca/fr/projets-infrastructures/structures/Pages/inventaires-structures.aspx> (Consulté le 31 Jan. 2024).
- [66] M. Albrecht, "Analysis of Concrete Slabs Subject to Concentrated Loads," *Zede Journal*, vol. 11, pp. 13-18, 1994.

**ANNEXE 1 : POSITION CRITIQUE DE LA CHARGE POUR
ESSAI DE CHARGE DU MTQ**

Pour déterminer le moment maximal, il est possible d'utiliser la théorie des lignes d'influence. Pour une série de charges ponctuelles, les charges sont disposées de telle sorte que la charge la plus près de la résultante soit équidistante du centre de la poutre. Le moment maximal produit par la série de charges est alors vis-à-vis de la charge la plus près de la résultante. La figure A-1 présente la résultante et la configuration du camion d'essai utilisée par le MTQ.

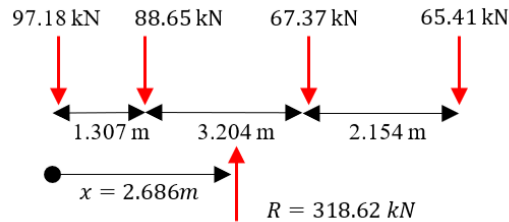


Figure A1-1 : Configuration des charges pour le camion A de l'étude.
© Côte Cloutier

$$\sum f = 0 : R = 97,18 + 88,65 + 67,37 + 65,41 = 318,62 \text{ kN} \quad \text{Équation A1-1}$$

$$\sum M_0 = 0 : x = \frac{97,18 * 0 + 88,65 * 1,307 + 67,37 * 4,511 + 65,41 * 6,665}{318,62} = 2,686 \text{ m} \quad \text{Équation A1-2}$$

La charge est donc positionnée entre les essieux 2 et 3, soit à une distance de 1,38 m de l'essieu 2 et de 1.83 m de l'essieu 3. Il est possible de trouver la distance « d » qui permet d'obtenir une position équidistante entre l'essieu 2 et la résultante.

$$d = \frac{2,686 - (3,204 + 1,307)}{2} = 0,913 \text{ m} \quad \text{Équation A1-3}$$

Le pont à l'étude a une portée de 8,5 m, l'essieu 4 sera positionné à l'extérieur du pont. La figure A1-2 illustre la configuration finale. Le moment maximal théorique produit par le camion d'essai est obtenu à l'aide de la théorie des poutres de Euler-Bernoulli pour une poutre en flexion sur appuis simples. Le moment produit par le groupe d'essieu est de 366 kNm. En comparaison, si on positionne l'essieu 3 à une distance équidistante du centre du pont avec la résultante, les 4 essieux sont sur le pont, mais le moment maximal est réduit à 276 kNm.

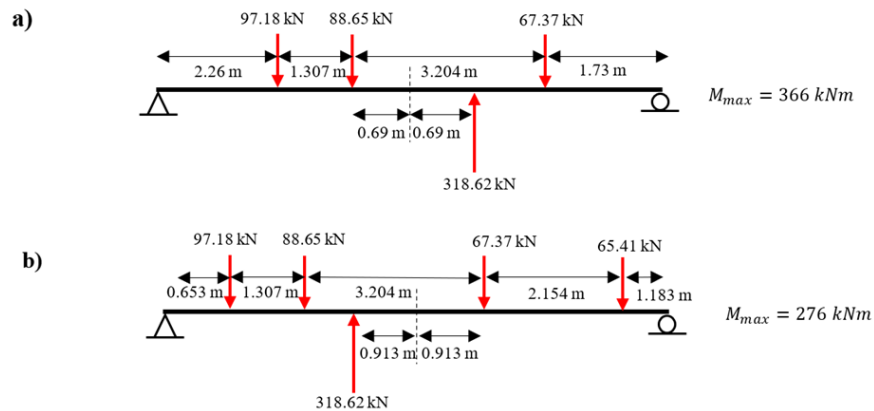


Figure A1-2 : Position critique du camion et b) position critique pour que les 4 essieux soient positionnés sur le pont.

© Côte Cloutier

**ANNEXE 2 : CALCUL DE L'ÉCART DES CONTRAINTES
EN FATIGUE PERMIS SELON LA NORME CAN/CSA S6-19**

Les paramètres de calculs et les valeurs de résistance à l'écart des contraintes de fatigue d'une membrure ou d'un détail sont calculés conformément à la norme CAN/CSA S6-19, article 17.20.2.4.

Le tableau A2-1 présente les paramètres généraux pour le calcul de résistance à l'écart des contraintes de fatigue d'une membrure ou d'un détail basé sur la géométrie du pont et des critères de conception.

Tableau A2-1 : Paramètres de calculs pour la résistance à l'écart des contraintes de fatigue

Variables	Symbole	Valeur	Référence norme CAN/CSA S6-19
Facteur nombre de voie	p	1	17.20.2.4, 1 voie pour les camions
Nombre de cycles de contraintes de calcul correspondant à chaque passage du camion	N _d	2	Tableau 17.7, poutre simple portée < 12 m
Nombre d'années prévue de l'ouvrage	y	75	

Le tableau A2-2 présente les paramètres de cycle de contrainte selon la classe de route.

Tableau A2-2 : Calcul du cycle de contrainte selon la classe de route

Variable	Symbole	Classe de route				Référence norme CAN/CSA S6-19 / équation
		A	B	C	D	
Débit journalier moyen de camion	ADTT	4000	1000	250	50	Tableau 17.8
Débit journalier moyen de camions par voie	ADTT _f	4000	1000	250	50	Art. 17.20.2.4 p(ADTT)
Nombre spécifié de cycles de calcul	N _c	2,19E+08	5,48E+07	1,37E+07	2,74E+06	Art. 17.20.2.4 356 y N _d (ADTT _f)

Le tableau A2-3 présente les résultats du calcul des différents termes de l'équation résistance à l'écart des contraintes de fatigue d'une membrure ou d'un détail présenté à l'article 17.20.2.4 de la norme CAN/CSA S6-19.

Tableau A2-3 : Calcul des différents termes de l'équation de résistance à l'écart des contraintes de fatigue d'une membrure ou d'un détail

Variable	Limite supérieure	Limite inférieure	Valeur calculée selon nombre de cycle de contrainte			
Équation	$(\gamma/10^5)^{1/m}$	F _{sr}/2}	$(\gamma/N_c)^{1/m}$			
Classe de route (→)			A	B	C	D
Catégorie de détails (↓)	[MPa]	[MPa]	[MPa]			
A	123,9	35,0	40,3	49,3	60,4	76,4
B	83,4	18,6	17,0	22,7	30,2	42,1
C	81,2	13,9	9,8	14,4	21,0	32,7
D	49,3	8,7	6,3	9,1	13,2	20,3
E	39,1	6,3	4,2	6,3	9,4	15,0

Le tableau A2-4 présente les résultats du calcul des différents termes de l'équation résistance à l'écart des contraintes de fatigue d'une membrure ou d'un détail selon la classe de route.

Tableau A2-4 : Résistance à l'écart des contraintes de fatigue d'une membrure ou d'un détail selon la classe de route en MPa

Catégorie de détails	Classe de route				Équation
	A	B	C	D	
A	40,3	49,3	60,4	76,4	$(\gamma/10^5)^{1/m} < (\gamma/Nc)^{1/m} < F_{srt}/2$
B	18,6	22,7	30,2	42,1	
C	13,9	14,4	21,0	32,7	
D	8,7	9,1	13,2	20,3	
E	6,3	6,3	9,4	15,0	

ANNEXE 3 : CALCUL DES FACTEURS D'ESSIEU

Le tableau A3-1 présente le calcul des facteurs d'essieu pour le pont de St-Ambroise selon la norme CAN/CSA S6-19, Code canadien sur le calcul des ponts routiers.

Tableau A3-1 : Calcul des facteurs d'essieux

Paramètres généraux du pont	<i>unité</i>		<i>Formule</i>		<i>Références CAN/CSA S6-19</i>
Portée	L _e	m	8,5		Art. 5.6.4.6 a)
Largeur d'une voie de calcul	W _e	m	3,353		
Espacement entre axe des poutres	S	m	1,45		
Longueur du porte-à-faux	S _c	m	0,85		Figure 5.2
Distance du véhicule à la rive pour les ponts à dalle sur poutres	D _{VE}	m	0,985		Figure 5.2
Nombre de poutres	N		5		
Nombre de voie de calcul	n		2		Art. 3.8.2
Coefficient de modification de la largeur de voie	μ		0,088		(W _e -3.3)/0.6 ≤ 1 Art. 5.6.4.5
A et B			<i>Poutre intérieure</i>	<i>Poutre extérieure</i>	
Largeur de réparation de la charge de camion	D _T	m	2,4		Tableau 5.9
Coefficient de modification de charge pour les ponts à dalle sur poutre - Poutre intérieure	γ _c		1	0,96	1.25-0.5*S _c ≤ 1 pour poutre extérieure Intérieur : Tableau 5.4 / Extérieur Tableau 5.5
Paramètre de largeur de voie	λ		0		Art. 5.6.7.3
Coefficient de modification de charge pour la poutre extérieure	γ _e		0	0,00	0.28(D _{VE} -1)(1+0.4(D _{VE} -1) ²) pour L _e ≤ 20 Intérieur : Tableau 5.3 / Extérieur Tableau 5.7
Facteur d'essieu	F _T		0,60	0,3	S/(D _T γ _c (1+μλ+γ _e) ≥ 1.05/N Art. 5.6.4.3
C et D			<i>Poutre intérieure</i>	<i>Poutre extérieure</i>	
Largeur de répartition de la charge de camion	D _T	m	2,4		Tableau A5.3.5
Coefficient de modification de charge pour les ponts à dalle sur poutre - Poutre intérieure	γ _c		0	0,96	1.25-0.5*S _c ≤ 1 pour poutre extérieure Intérieur : Tableau 5.4 / Extérieur Tableau 5.5
Paramètre de largeur de voie	λ		0		Art. A5.3.4.3
Coefficient de modification de charge pour la poutre extérieure	γ _e		0	0,00	Intérieur : Tableau A5.3.3 / Extérieur Tableau 5.7
Facteur d'essieu	F _T		0,60	0,63	S/(D _T γ _c (1+μλ+γ _e) ≥ 1.05/N Art. 5.6.4.3