

**Titre:** Développement d'une méthode d'analyse simplifiée pour la  
Title: conception des ponts de type dalle en béton

**Auteur:** Patrick Théoret  
Author:

**Date:** 2010

**Type:** Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

**Référence:** Théoret, P. (2010). Développement d'une méthode d'analyse simplifiée pour la  
Citation: conception des ponts de type dalle en béton [Mémoire de maîtrise, École  
Polytechnique de Montréal]. PolyPublie. <https://publications.polymtl.ca/292/>

 **Document en libre accès dans PolyPublie**  
Open Access document in PolyPublie

**URL de PolyPublie:** <https://publications.polymtl.ca/292/>  
PolyPublie URL:

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

**Programme:** Génie civil  
Program:

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

DÉVELOPPEMENT D'UNE MÉTHODE D'ANALYSE SIMPLIFIÉE POUR LA  
CONCEPTION DES PONTS DE TYPE DALLE EN BÉTON

PATRICK THÉORET

DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION  
DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES

(GÉNIE CIVIL)

AVRIL 2010

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé:

DÉVELOPPEMENT D'UNE MÉTHODE D'ANALYSE SIMPLIFIÉE POUR LA  
CONCEPTION DES PONTS DE TYPE DALLE EN BÉTON

Présenté par : THÉORET Patrick

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

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

M. LÉGER Pierre, Ph.D., président

M. MASSICOTTE Bruno, Ph.D., membre et directeur de recherche

M. SAVARD Marc, Ph.D., membre

## DÉDICACE

*À mes parents*

*À ma copine*

## REMERCIEMENTS

Je voudrais tout d'abord remercier mon directeur de recherche, le professeur Bruno Massicotte, pour m'avoir confié ce projet de recherche intéressant et d'une grande pertinence. Je le remercie également pour son support, ses bons conseils et ses suggestions judicieuses pour orienter le développement du projet. Je dois aussi le remercier pour l'aide financière dont j'ai bénéficié et sans laquelle je n'aurai eu la chance de poursuivre mes études aux cycles supérieurs.

Je remercie également les professeurs Pierre Léger et Marc Savard d'avoir accepté de siéger sur le jury d'examen de ce mémoire de maîtrise.

Merci infiniment à mes parents pour m'avoir donné le goût de me surpasser, d'avoir insisté sur l'importance de mon éducation et de m'avoir encouragé toutes ces années.

Je remercie tout spécialement ma copine pour son soutien, sa patience ainsi que ses encouragements dans les moments difficiles.

Merci à David Conciatori pour sa contribution au projet de recherche, et également aux deux stagiaires Guillaume Petyt et Hélène Bourdier.

Ce projet de recherche a été réalisé grâce à une subvention RDC CRSNG/Cima+. La collaboration du Ministère des Transports du Québec et de la Ville de Montréal au montage de la base de données sur les géométries de ponts typiques est également à souligner.

## RÉSUMÉ

La version actuelle de la méthode d'analyse structurale simplifiée du Code canadien de calcul des ponts routiers CSA S6 est l'objet de critiques à propos de la complexité de la formulation et du nombre d'équations la composant. De plus, l'application de cette méthode simplifiée est limitée aux ponts réguliers, avec un biais restreint et une courbure horizontale très petite. Ce mémoire présente de nouvelles équations pour le calcul de facteurs de distribution de la charge vive pour les ponts droits de type dalle et introduit des facteurs de correction qui élargissent l'application de la méthode simplifiée aux ponts de géométrie biaisée.

Pour ce faire, une étude paramétrique a été menée sur des modèles de grillages de 390 ponts de type dalle de portée allant de 3 à 20m, supportant de 1 à 4 voies de circulation de différentes largeurs et de biais variant de 0 à 60 degrés. La modélisation par grillages a été choisie car les résultats de ce type d'analyse requièrent beaucoup moins de post-traitement que les analyses par éléments finis et qu'ils demandent beaucoup moins de puissance de calcul. Cette technique de modélisation est reconnue dans la littérature pour l'analyse de ponts droits, et la validité des modèles de grillages utilisés pour représenter des ponts ayant un fort biais a été jugée satisfaisante suite à la comparaison de modèles de grillages d'une vingtaine de ponts biaisés avec des modèles d'éléments finis de plaques et de solides 3D. La puissance des logiciels d'analyse structurale récents a également permis la programmation d'un outil de génération de modèles de grillage facilitant la modélisation et permettant de procéder à cette étude d'envergure. Suite au traitement des résultats de cette étude, il a été possible de réduire significativement le nombre d'équations de la méthode tout en gardant ou améliorant la justesse de la méthode simplifiée, et en étendant son application aux ponts de géométrie biaisée à l'aide de facteurs d'amplification du cisaillement au coin obtus et de réduction du moment de flexion en fonction de nouveaux paramètres caractérisant le biais du pont.

**Mots-clés:** Ponts; Biais; Cisaillement; Dalle de Béton; Modèle de grillage; Modèle d'éléments finis.

## ABSTRACT

The current version of the simplified method of analysis of the Canadian highway bridge design Code, CSA standard S6-06, is often criticized for the complexity of its formulation due mainly to the large number of equation tables. Moreover, the application of this simplified method is limited to regular bridge geometries, with limited skew angle and horizontal curvature. This paper presents new equations to compute live load distribution factors for straight solid slab bridges, and introduces correction factors that extend the application of the simplified method to skewed bridges.

A large parametric study was performed on grillage models representing 390 slab bridges of spans ranging from 3 to 20 meters, carrying 1 to 4 lanes of traffic of different widths and skew angle varying from 0 to 60 degrees. Grillage modeling was chosen for this parametric study because this type of analyses requires much less post-processing than finite elements analysis, requires less computational power and is faster to run. This modelling technique is recognized in literature for analysis of straight bridges, and the validity of grillage models used to represent bridges with a significant skew was compared satisfactorily to plate and 3D solid finite elements models for a sample of twenty skewed bridge geometries. The power of modern analysis software also allowed programming grillage generation software facilitating the process of modeling a straight or skewed slab bridge as a grillage and permitted undertaking this vast study. Following examination of the study's results, it has been possible to significantly reduce the number of equations while keeping or even improving the accuracy of the simplified method and extending it to consider skew bridges using an obtuse corner shear amplification factor and a bending moment reduction factor, both as function of new parameters characterising the skewed behaviour of slab bridges.

**Key words:** Bridges; Skew; Shear; Concrete slabs; Grillage model; Finite element method.

## TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE.....	III
REMERCIEMENTS .....	IV
RÉSUMÉ.....	V
ABSTRACT .....	VI
TABLE DES MATIÈRES .....	VII
LISTE DES TABLEAUX.....	XI
LISTE DES FIGURES.....	XII
LISTE DES SYMBOLES .....	XIV
LISTE DES ANNEXES .....	XVII
INTRODUCTION.....	1
Généralités.....	1
Problématique.....	1
Objectifs .....	2
Portée du projet de recherche .....	2
CHAPITRE 1  DÉMARCHE DU PROJET ET ORGANISATION DU MÉMOIRE.....	4
1.1  Démarche adoptée.....	4
1.1.1  Revue de littérature .....	4
1.1.2  Modélisation.....	4
1.1.3  Logiciels de pré- et post-traitement des modèles de grillages. ....	5
1.1.4  Étude paramétrique .....	6
1.2  Organisation du mémoire .....	6
CHAPITRE 2  REVUE DE LA LITTÉRATURE.....	8
2.1  Introduction.....	8

2.2	Revue des méthodes d'analyse des ponts.....	8
2.2.1	Méthodes simplifiées.....	10
2.2.2	Grillages .....	12
2.2.3	Méthode du milieu semi-continu.....	16
2.2.4	Éléments finis.....	17
2.3	La méthode simplifiée du Code CSA S6-06.....	18
2.3.1	Historique.....	18
2.3.2	Équations actuelles de la méthode simplifiée du Code CSA S6-06.....	19
2.4	Charges vives .....	22
2.4.1	Charges normalisées.....	22
2.4.2	Application des charges vives.....	25
2.5	Effet du biais .....	25
2.5.1	Méthodes simplifiées.....	26
2.5.2	Effet du biais sur le cisaillement.....	28
2.5.3	Effet du biais sur le moment de flexion .....	29
2.6	Présentation du chapitre 3 .....	31
<i>CHAPITRE 3 ARTICLE: "ANALYSIS AND DESIGN OF STRAIGHT AND SKEWED SOLID SLAB BRIDGES"</i> .....		32
3.1	Abstract .....	33
3.2	Introduction.....	34
3.3	Analysis for design.....	37
3.3.1	Selected refined models .....	37
3.3.2	Design bending moments.....	38
3.3.3	Design for shear .....	39
3.4	Flexural behaviour.....	40

3.4.1	Reference bridge geometry .....	40
3.4.2	Bending moments under uniform load .....	40
3.4.3	Bending moments under truck load .....	41
3.4.4	Non-orthogonal grillage validation .....	43
3.5	Shear forces .....	44
3.5.1	Plate behaviour .....	44
3.5.2	Shear along the support lines at the obtuse corners .....	46
3.5.3	Corner forces .....	48
3.6	Analysis of skewed slabs using the equivalent beam method .....	49
3.6.1	Current code specifications and limitations .....	49
3.6.2	Parametric study .....	50
3.6.3	Shear magnification .....	50
3.6.4	Moment reduction .....	53
3.6.5	Secondary bending moments .....	55
3.6.6	Corner forces .....	57
3.6.7	Free edge reinforcement .....	57
3.7	Summary and conclusions .....	58
3.8	Acknowledgements .....	59
3.9	References .....	60
CHAPITRE 4 MÉTHODE D'ANALYSE SIMPLIFIÉE PROPOSÉE ET RÉSULTATS COMPLÉMENTAIRES .....		62
4.1	Analyse paramétrique .....	62
4.2	Programmation de l'outil de génération automatique .....	63
4.2.1	Modèle de grillage .....	64
4.2.2	Options d'analyse .....	65

4.2.3	Charges.....	65
4.3	Traitement des résultats.....	66
4.4	Formulation de la méthode simplifiée proposée.....	67
4.4.1	Équations proposées pour les facteurs de distribution en flexion.....	67
4.4.2	Équations proposées pour les facteurs de distribution en cisaillement.....	71
4.4.3	Équations proposées pour le facteur de correction pour la largeur de voie.....	76
4.5	Exemples de calculs.....	77
CHAPITRE 5 DISCUSSION.....		81
5.1	Modèles de grillage.....	81
5.1.1	Efforts de flexion.....	81
5.1.2	Efforts de cisaillement.....	82
5.1.3	Efforts transversaux.....	83
5.2	Méthode d'analyse simplifiée.....	84
5.2.1	Comparaison des résultats.....	84
5.2.2	Efforts de flexion.....	87
5.2.3	Efforts de cisaillement.....	88
5.3	Générateur de modèles de grillage.....	88
5.3.1	Possibilités de recherches.....	89
5.3.2	Restrictions.....	89
CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS.....		91
Sommaire.....		91
Recommandations.....		92
BIBLIOGRAPHIE.....		95
ANNEXES.....		101

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2-1 – Facteurs $R_L$ pour les routes de classes A & B, du Code CSA S6-06 .....	21
Tableau 2-2 – Facteurs $R_L$ pour les routes de classes C &D, du Code CSA S6-06 .....	21
Tableau 2-3 – Nombre de voies de conception, du Code CSA S6-06 .....	24
Tableau 3-1 – Accuracy of non-orthogonal grillage models.....	43
Tableau 4-1 – Nombre de voies de conception, largeurs et facteurs de simultanéité considérés ..	63
Tableau 4-2 – Efforts maximaux sous charge vive pour un modèle de poutre équivalente.....	66
Tableau 4-3 – Ponts type pour les exemples de validation sur ponts droits.....	78
Tableau 4-4 – Ponts type pour les exemples de validation sur ponts biais .....	78
Tableau 4-5 – Validation de la formulation proposée pour ponts droits.....	79
Tableau 4-6 – Validation de la formulation proposée pour ponts biais .....	80

## LISTE DES FIGURES

Figure 1 – Modèle de la poutre équivalente .....	9
Figure 2 – Modèle de grillage .....	9
Figure 3 – Modèle E.F de plaques 2D.....	10
Figure 4 – Modèle E.F de solides 3D.....	10
Figure 5 – méthode du bras de levier .....	11
Figure 6 – Géométrie #1.....	16
Figure 7 – Géométrie #2.....	16
Figure 8 – Géométrie #3.....	16
Figure 9 – Définition de la charge de camion CL-625, du Code CSA S6-06.....	23
Figure 10 – Charge de voie telle que définie par le Code CSA S6-06.....	24
Figure 11 – Définitions .....	36
Figure 12 – Grillage and finite element models.....	38
Figure 13 – Dead load mid-span bending moment for L=10m.....	41
Figure 14 – Truck load configurations.....	42
Figure 15 – Truck load bending moment at mid-span for L=10m.....	42
Figure 16 – Plate element vertical reaction at support for a uniform load.....	45
Figure 17 – Vertical shear stress along the free edge.....	46
Figure 18 – Support vertical reaction for a 10 m long bridge.....	47
Figure 19 – Corner forces.....	49
Figure 20 – CSA-S6 skew parameter.....	51
Figure 21 – Influence surfaces for obtuse corner shear .....	52
Figure 22 – Skewed bridge shear magnification factor.....	53
Figure 23 – Skewed bridge moment reduction factor.....	55

Figure 24 – Secondary moments.....	56
Figure 25 – Suggested shear reinforcement along free edges.....	58
Figure 26 – Interface du générateur de modèles de grillage.....	64
Figure 27 – facteurs $D$ en moment fléchissant calculés pour ponts étroits de classes A&B.....	69
Figure 28 – facteurs $D$ en moment fléchissant calculés pour ponts étroits de classes C&D.....	70
Figure 29 – facteurs $D$ en moment fléchissant calculés pour ponts étroits en fatigue.....	70
Figure 30 – facteurs $D$ en cisaillement calculés pour ponts étroits de classes A&B.....	73
Figure 31 – Valeurs de $D_V$ pour ponts de 1, 2, 3 et 4 voies étroites de classe A&B.....	73
Figure 32 – facteurs $D$ en cisaillement calculés pour ponts étroits de classes C&D.....	74
Figure 33 – Valeurs de $D_V$ pour ponts de 1, 2 et 3 voies étroites de classe C&D.....	74
Figure 34 – facteurs $D$ en cisaillement calculés pour ponts étroits en fatigue.....	75
Figure 35 – Valeurs de $D_V$ pour ponts de 1, 2, 3 et 4 voies étroites en fatigue.....	75
Figure 36 – Valeurs calculées des facteurs $F_W$ .....	77
Figure 37 – Comparaison des modèles de grillage aux modèles de référence.....	86

## LISTE DES SYMBOLES

A	Aire de la section transversale
$A_s$	Aire en cisaillement
B	Largeur totale d'un pont
$B_e$	Largeur effective réduite de B
$C_f$	Facteur de correction modifiant la valeur de F en cisaillement et en flexion dans la méthode simplifiée du Code CSA S6-06
$D_m$	Facteur de distribution inverse en flexion proposé, défini comme étant la largeur sur laquelle la charge d'un camion standard est dispersée
$d_v$	Profondeur effective en cisaillement tel que défini par la norme CSA A23.3-04
$D_v$	Facteur de distribution inverse en cisaillement proposé, défini comme étant la largeur sur laquelle la charge d'un camion standard est dispersée
E	Module d'élasticité
$E_c$	Module d'élasticité du béton
$E_s$	Module d'élasticité de l'acier
F	Largeur caractérisant la dispersion des efforts de cisaillement ou de flexion dans un pont, tel que défini dans le Code CSA S6-06
$f_c$	Résistance en compression du béton
$F_m$	Facteur d'amplification du moment de flexion à appliquer au moment moyen, tel que défini dans le Code CSA S6-06; facteur de distribution du moment de flexion de la méthode simplifiée proposée.
$F_v$	Facteur d'amplification du cisaillement à appliquer au cisaillement moyen, tel que défini dans le Code CSA S6-6; facteur de distribution du cisaillement de la méthode simplifiée proposée.
$F_w$	Facteur de correction proposé pour tenir compte de la largeur de voie dans la distribution des efforts.
G	Module de cisaillement

$h$	Épaisseur de la dalle
$I_L$	Moment d'inertie flexionnelle des éléments longitudinaux du modèle de grillage
$I_T$	Moment d'inertie flexionnelle des éléments transversaux du modèle de grillage
$J_L$	Moment d'inertie torsionnelle des éléments longitudinaux du modèle de grillage
$J_T$	Moment d'inertie torsionnelle des éléments transversaux du modèle de grillage
$L$	Portée du pont
$m$	Moment fléchissant par mètre de largeur dans un pont de type dalle
$M$	Moment fléchissant par élément dans un modèle de grillage; moment fléchissant par poutre dans un pont de type dalle sur poutre
$m_{g \text{ avg}}$	Moment fléchissant moyen par mètre de largeur de dalle causé par la charge vive uniformément distribuée sur la largeur du pont
$M_T$	Flexion longitudinale maximum causée par un camion ou charge de voie sur une poutre simplifiée
$n$	Nombre de voies de conception
$N$	Nombre d'éléments longitudinaux d'un modèle de grillage, nombre de poutres si pont de type dalle sur poutres
$R_L$	Facteur de simultanéité des voies chargées
$S$	Espacement des éléments longitudinaux d'un modèle de grillage; espacement des poutres dans un pont de type dalle sur poutres
$v$	Cisaillement par mètre de largeur dans un pont de type dalle
$V$	Cisaillement par élément dans un modèle de grillage; cisaillement par poutre dans un pont de type dalle sur poutre
$v_{g \text{ avg}}$	Cisaillement moyen par mètre de largeur de dalle causé par la charge vive uniformément distribué sur la largeur du pont
$V_T$	Cisaillement vertical longitudinal maximum causé par un camion ou charge de voie sur une poutre simplifiée

$W_c$	Largeur carrossable
$W_e$	Largeur d'une voie de conception
$\beta$	Paramètre de biais proposé
$\varepsilon$	Paramètre de biais tel que défini dans le Code CSA S6-06
$\lambda$	Facteur de correction modifiant la valeur de D en cisaillement et en flexion dans la méthode simplifiée proposée
$\mu$	Facteur de modification tenant compte de la largeur des voies tel que défini dans le Code CSA S6-06
$\theta$	Angle du biais
$\nu$	Module de poisson
$\psi$	Angle du biais, selon la nomenclature du Code CSA S6-06

## **LISTE DES ANNEXES**

Annexe 1 – Cas de chargements considérés.....	101
---	-----

## INTRODUCTION

### Généralités

Les récentes avancées dans le domaine de l'analyse des structures à l'aide d'outils informatisés permettent maintenant de procéder à l'analyse des ponts routiers en utilisant la méthode des éléments finis. Cependant, la grande quantité d'information générée par ces analyses est souvent au delà de ce qui peut être aisément traité dans une conception courante. De plus, ces modèles complexes requièrent une plus grande attention au détail et sont plus sensibles aux erreurs de modélisation. Les analyses raffinées doivent donc être précédées d'analyses simplifiées qui serviront au moins de point de comparaison.

Une méthode simplifiée a pour but de déterminer les effets les plus critiques des charges sur la structure en tenant compte de la distribution transversale des charges à l'aide d'un facteur de distribution empirique. Avec cette méthode, la structure est idéalisée par une poutre équivalente simple et le partage des charges entre les éléments longitudinaux d'un pont (les poutres principales d'un pont de type dalle sur poutre ou des tranches unitaires de dalle pour un pont de type dalle) est déterminé à l'aide d'équations simples.

### Problématique

La méthode d'analyse simplifiée tel que présentée actuellement dans la norme CSA S6-06, le Code canadien de calcul des ponts routiers, a besoin d'être réévaluée car :

- Le format actuel des facteurs de distribution contient beaucoup trop d'équations et devrait être présenté dans un format beaucoup plus compact et plus intuitif;
- Le nombre d'analyses raffinées utilisées pour dériver et vérifier les équations du Code actuel est relativement petit compte tenu des limitations technologiques à effectuer de grandes quantités d'analyses raffinées dans les années 1990;
- La méthode simplifiée actuelle a été souvent l'objet de critiques à propos de son grand conservatisme, la précision de la méthode devrait donc être réévaluée;
- Il existe des contraintes sévères qui limitent l'application de cette méthode simplifiée aux ponts avec un très léger biais ou à une faible courbure.

## Objectifs

Le projet de recherche décrit dans ce mémoire poursuit les objectifs suivants :

1. Élaborer une méthodologie claire de modélisation de ponts de type dalle pleine en béton armé droits ou biais à l'aide d'un modèle de grillage et valider l'utilisation de ce type de modèle pour des ponts à dalle fortement biaisés.
2. Programmer un logiciel sous forme de feuille de calcul automatisée pour créer facilement et rapidement un modèle de grillage pour un pont à dalle pleine en béton armé avec tous les cas et combinaisons de charges requis pour procéder à l'analyse du pont dans un logiciel d'analyse des structures.
3. Procéder à une analyse paramétrique sur un large échantillon de géométries de ponts à dalle pleine de portées, largeurs et configurations de voies différentes afin de comparer les résultats aux valeurs des facteurs de distribution calculés à partir des équations du Code S6-06 et des données existantes disponibles ayant servi à valider la présente formulation du Code.
4. Proposer une réorganisation de la formulation des facteurs de distribution de la méthode simplifiée pour les ponts de type dalle pleine en béton armé en utilisant à la fois les résultats d'études passées et de la présente étude paramétrique pour reformuler la méthode simplifiée avec un nombre réduit d'équations sans compromettre, voire améliorer, le niveau d'exactitude de la méthode.
5. Étudier l'influence du biais sur la distribution des efforts dans les ponts de type dalle pleine en béton armé et proposer une méthode de correction des efforts de cisaillement et de flexion pour permettre d'élargir l'utilisation de la méthode simplifiée aux ponts biais.

## Portée du projet de recherche

La portée de ce projet de recherche est limitée aux ponts de type dalle pleine en béton armé. Des ponts à portée simple de 3 à 20 mètres de longueur sont analysés, avec de 1 à 4 voies de circulation. La largeur des ponts est déterminée en se basant sur les largeurs carrossables minimales et maximales pour un nombre de voie donné tel que présentées au tableau 3.4 du Code canadien de calcul des ponts routiers (CSA, 2006), en ajoutant 450mm de chaque côté pour les

chasse-roues. Dans un premier temps des ponts droits sont analysés, suivis d'une autre série d'analyses sur des ponts ayant un biais de 15, 30, 45 et 60 degrés. La formulation proposée pour les facteurs de distribution, par définition, s'applique aux charges vives uniquement, mais les équations de facteurs de correction des efforts pour tenir compte de l'effet du biais sont proposées pour les charges vives ainsi que pour la charge morte.

# CHAPITRE 1 DÉMARCHE DU PROJET ET ORGANISATION DU MÉMOIRE

## 1.1 Démarche adoptée

### 1.1.1 Revue de littérature

Tout d'abord une revue de la littérature a été réalisée sur les sujets suivants :

- 1) Méthodes d'analyses simplifiées et raffinées applicables aux ponts routiers.
- 2) Le Code canadien de calcul des ponts routiers et la littérature menant à l'élaboration de la méthode simplifiée actuelle du Code.
- 3) La capacité des différents logiciels commerciaux d'analyses des structures en ce qui a trait aux possibilités d'automatisation, compatibilité des fichiers, analyse des résultats et modalités de modélisations.
- 4) Méthodes d'analyses particulières aux ponts de géométrie biaise.
- 5) Études sur le comportement en distribution des efforts de cisaillement et de flexion des ponts biais.

### 1.1.2 Modélisation

Par la suite, en se basant sur les informations disponibles dans la littérature, la méthode adéquate de modéliser un pont de géométrie biaise à l'aide de modèles de grillage sera développée. Les différents paramètres qui doivent être déterminés pour la modélisation d'un pont de type dalle pleine par un modèle de grillage n'ayant pas été déterminés suite à cette revue de la documentation seront alors étudiés en comparant les modèles de grillage proposés à des modèles par éléments finis. Les deux principaux points problématiques appréhendés sont :

- l'orientation des membrures;
- l'application des charges vives.

Le premier paramètre, l'orientation des membrures dans un grillage représentant une dalle biaise, est des plus importants car c'est sur ce point que les plus grandes divergences entre les différentes

références sont rencontrées. Les différences entre les différents types de grillages pour ponts biais sont explorées afin de déterminer si une option se démarque des autres. L'application de charge vive de pont, qui peut s'avérer facilement problématique, sera ensuite étudiée. Suite à une revue des différentes méthodes disponibles pour simuler des charges de camion, un choix sera porté sur la méthode qui sera utilisée dans le cadre de ce mémoire pour appliquer les charges vives sur les modèles de ponts analysés. Les différents cas de charges vives à considérer pour faire l'analyse d'un pont seront aussi introduits.

### **1.1.3 Logiciels de pré- et post-traitement des modèles de grillages.**

Une fois les directives établies pour la modélisation d'un pont de type dalle pleine en béton armé à l'aide d'un modèle de grillage, ces dernières serviront de base pour développer un outil informatique de prétraitement des données, le générateur de grillages automatisé, sous Visual Basic pour application dans le logiciel Microsoft Excel. Cet outil servira à générer automatiquement la géométrie du maillage d'un modèle de grillage à partir des propriétés géométriques du pont. L'étude attentive de la structure de tables d'entrées du logiciel d'éléments finis SAP2000 et de son interface de programmation (API) (CSI, 2009) permet d'ajouter au générateur de grillages la possibilité d'exporter le maillage généré directement dans le logiciel d'analyse SAP2000 incluant toute l'information nécessaire à l'analyse, comme les propriétés des matériaux et des membrures. L'outil incorporera aussi la capacité de générer les cas de charges vives à partir des différentes configurations de voies chargées imposées par le Code CSA S6-06 pour la largeur carrossable du pont ainsi que les différentes combinaisons requises en utilisant la fonctionnalité de charges mobiles du logiciel d'analyse SAP2000. Cet outil générateur de grillages permettra de créer rapidement un grand nombre de modèle de grillages de ponts de type dalle pleine en béton armé des différentes géométries nécessaires pour l'étude paramétrique citée dans ce mémoire.

Un autre outil de post-traitement Visual Basic sera développé pour automatiser la tâche ardue de trier les résultats d'analyses des nombreux fichiers de sortie volumineux du logiciel d'élément finis. Cet outil permettra aussi d'éliminer l'erreur humaine dans l'étape de trouver les efforts critiques des différentes combinaisons de charges.

### **1.1.4 Étude paramétrique**

Une série de ponts de type dalle pleine en béton armé de géométries représentatives des structures présentes sur le réseau routier québécois sera sélectionnée pour procéder à une analyse paramétrique. Le logiciel de pré-traitement décrit ci-dessus sera utilisé pour générer des modèles de grillage pour le logiciel d'analyse SAP2000 et, subséquemment, lancer les analyses en lots.

Un total de 78 ponts droits sera modélisé pour cette première phase de l'analyse paramétrique. Les résultats d'analyse seront présentés sous forme de tableaux afin de permettre la comparaison directe avec les valeurs de facteurs de distribution obtenus des équations du Code canadien actuel et ainsi discuter de l'exactitude de ces équations. Le but de cette analyse paramétrique étant de proposer une nouvelle formulation pour les facteurs de distribution de la méthode simplifiée d'analyse, les résultats de cette analyse paramétrique ainsi que les résultats d'analyses ayant servi de base aux équations actuelles serviront à élaborer ces nouvelles équations. Il est visé que les équations proposées soient d'un format beaucoup plus simple et intuitif que les présentes, s'inspirant fortement du principe des facteurs d'essieux existant dans les versions précédentes au Code S6-00, où la méthode actuelle est apparue.

La version actuelle du Code canadien de calcul des ponts routiers ne contient aucune équation permettant de procéder à l'analyse de ponts à dalle biaise par la méthode simplifiée. Par conséquent, un facteur de correction doit être déterminé pour prendre en considération l'effet du biais dans la distribution des efforts de cisaillement et de flexion dans la dalle, pour appliquer sur le résultat de l'analyse simplifiée. Une seconde série de ponts à dalle biaises sera donc analysée. Les mêmes 78 géométries de ponts sera reprise, mais avec des biais de 15, 30, 45 et 60 degrés. Les effets du biais seront étudiés pour la charge morte ainsi que pour les combinaisons de charges vives associés aux différents nombres de voies sur les ponts. La différence dans la distribution des efforts entre un pont droit et son équivalent biais seront caractérisées et des équations pourront être dérivées pour tenir compte de ces différences et ainsi permettre l'utilisation d'une méthode simplifiée pour procéder à l'analyse des ponts à dalle pleine en béton armé biaises.

## **1.2 Organisation du mémoire**

Ce mémoire est constitué, suivant une introduction mettant le projet en contexte et résumant ses objectifs, de 5 chapitres suivis d'une brève conclusion et de recommandations. Ce premier

chapitre du mémoire explique la démarche adoptée dans ce projet de recherche et résume l'organisation du mémoire. Au second chapitre, se retrouve une revue critique de la littérature ou les références pertinentes au projet ainsi que l'état des connaissances actuelles sur le sujet sont détaillées. Le chapitre 3 constitue le corps principal de ce mémoire et est constitué de l'article soumis pour publication à la revue *ASCE journal of bridge engineering* et est intitulé « *Analysis and design of straight and skewed solid slab bridge* ». Le chapitre 4 présente les résultats complémentaires à l'article où est proposée une méthode simplifiée d'analyse applicable pour les ponts de type dalle. Au chapitre 5 sont discutés les résultats et la précision de la méthode proposée. Le tout est suivi d'une conclusion et de recommandations sur les orientations de recherche pour appliquer la méthode simplifiée d'analyse proposée aux autres types de ponts routiers.

L'annexe 1 présente la liste et détails des différents cas de charges retenus pour les modèles de grillages de l'étude paramétrique.

## CHAPITRE 2 REVUE DE LA LITTÉRATURE

### 2.1 Introduction

Comme indiqué précédemment, le but de ce mémoire est de déterminer les effets de la présence d'un biais sur un pont à dalle pleine en béton armé, et de déterminer si et comment il peut être possible d'analyser ce cas particulier de pont à l'aide de la méthode simplifiée du Code canadien. Ce chapitre du mémoire a pour objectif de présenter les différents éléments de la littérature qui ont servi lors de la réalisation des travaux reliés à ce mémoire.

Dans la première partie de cette revue de la littérature, les différentes méthodes d'analyses utilisées au fil des ans seront brièvement abordées. Les méthodes simplifiées d'analyse et la méthode du grillage seront discutées plus en détail, ainsi que la méthode du milieu semi-continu, utilisée à l'époque pour valider les équations présentes dans le Code canadien. La méthode des éléments finis, dont la popularité augmente sans cesse, sera également survolée.

Dans la seconde partie, il sera question de la méthode simplifiée d'analyse pour les ponts routiers. L'évolution de la méthode à travers les années, et le développement de la forme actuelle de la méthode sera explorée. Enfin, la méthode simplifiée telle qu'actuellement utilisée au Canada sera détaillée. La troisième partie de cette revue de la littérature portera sur les charges et combinaisons des charges utilisées pour faire l'analyse des ponts routiers.

La dernière partie de ce chapitre sera consacrée aux éléments pertinents de la littérature en lien avec les effets de l'angle du biais sur la distribution des efforts dans la dalle des ponts. Les différentes méthodes simplifiées proposées pour procéder à l'analyse des ponts biais sont tout d'abord étudiées. Ensuite, les effets observés analytiquement et par des essais expérimentaux du biais sur la distribution des efforts de cisaillement et de flexion sont discutés.

### 2.2 Revue des méthodes d'analyse des ponts

Plusieurs méthodes ont été développées au fil des ans pour procéder à l'analyse des ponts. A titre d'exemples, la théorie des plaques orthotropes, la méthode des différences finies et la méthode de rigidité peuvent toutes être utilisées pour analyser un pont (Cusens & Pama, 1975). La méthode matricielle de rigidité se retrouve présente en plusieurs variantes de complexité différentes, telle la méthode des plaques pliées, les cadres spatiaux (space frame), la méthode des bandes finies

(Cusens & Pama, 1975), la méthode du grillage (Jaeger & Bakht, 1982), et finalement, la méthode la plus complexe mais la plus puissante et polyvalente, la méthode des éléments finis (Cook et al, 2002, Bathe, 1996). Dans une étude comparative sur les différentes méthodes d'analyse des ponts, Massicotte et al. (2005) font une revue exhaustive des méthodes de grillage et par éléments finis utilisées pour modéliser et analyser des ponts routiers. L'ouvrage est malheureusement limité dans sa version actuelle à l'analyse des ponts de type dalle sur poutres, donc peu de recommandations faites dans cet ouvrage sont utilisables dans ce projet de recherche sur les ponts de type dalle.

Des méthodes d'analyse simples ont aussi été élaborées, comme la méthode de la poutre équivalente (CSA, 2006), ou la très simpliste méthode du bras de levier (Barker & Puckett, 2007), illustrée à la Figure 5. La méthode du milieu semi-continu (Jaeger & Bakht, 1985), dont la formulation se portait particulièrement bien à la programmation pour les ordinateurs de faible puissance des années 80, a aussi été utilisée durant une certaine période. Pour l'analyse des ponts courants, la méthode de la poutre équivalente (Figure 1) et les modèles de grillage (Figure 2) sont désormais les approches préconisées. On retrouve également à la page suivante une illustration des méthodes d'éléments finis de plaques (Figure 3) et de solides 3D (Figure 4)

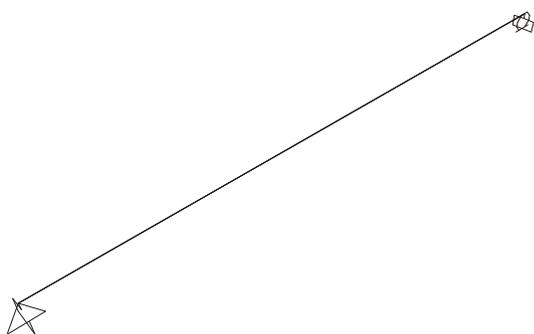


Figure 1 – Modèle de la poutre équivalente

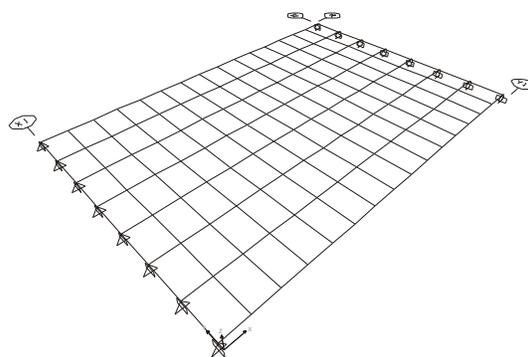


Figure 2 – Modèle de grillage

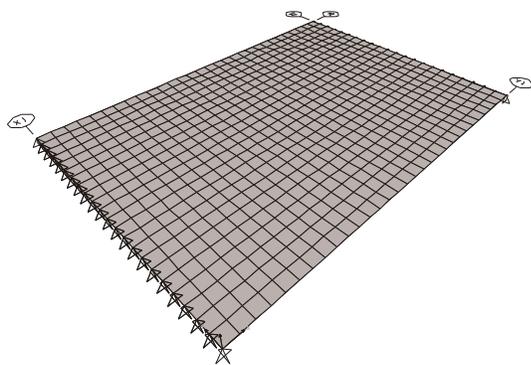


Figure 3 – Modèle E.F de plaques 2D

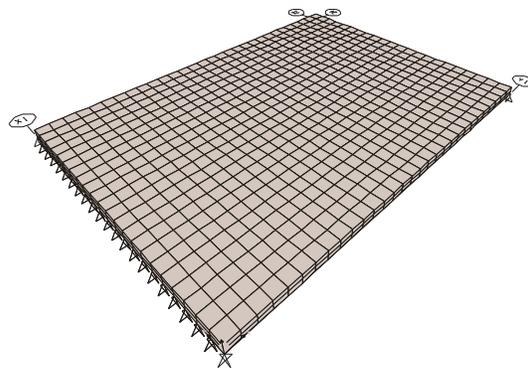


Figure 4 – Modèle E.F de solides 3D

### 2.2.1 Méthodes simplifiées

La méthode de la poutre équivalente est utilisée de manière satisfaisante depuis des décennies en Amérique du nord pour l'analyse de ponts multi poutres mais aussi pour les dalles pleines et évidées ainsi que pour les ponts caissons. Sa première apparition remonte à 1931 dans la norme Standard Specifications for Highway Bridges de l'American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) (Zokaie et al. 1991). Différentes variantes d'une méthode d'analyse simplifiée apparentée à la poutre équivalente, utilisant des facteurs de distribution transversale des charges vives sont présentes dans les différentes normes nord américaines. Le Ontario Highway Bridge Design Code (OHBD) contenait une telle méthode jusqu'à sa dernière édition en 1992, méthode qui a évolué pour se retrouver maintenant dans le Code canadien de calcul des ponts routiers (CSA, 2006). Cette méthode simplifiée vise à déterminer les effets les plus critiques des chargements en tenant compte de la distribution transversale des charges de roues par le biais de facteurs de distribution empiriques. Elle fournit un niveau de précision adéquat pour la majorité des cas retrouvés en pratique, et ses résultats sont généralement conservateurs. Avec cette méthode, les effets des chargements sont en premier lieu calculés en considérant la structure comme une poutre simple. La distribution des charges entre les membrures longitudinales de la structure est ensuite déterminée en utilisant des relations relativement simples qui constituent la spécificité de cette méthode.

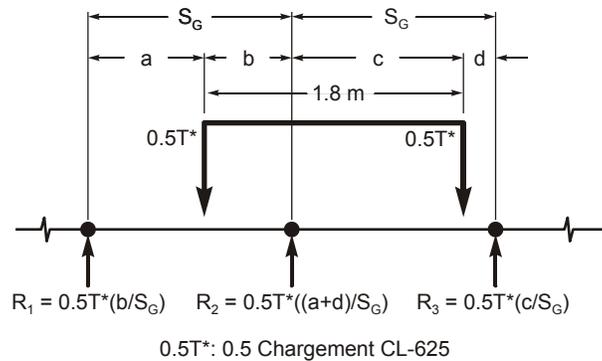


Figure 5 – méthode du bras de levier

La méthode de la poutre équivalente est basée sur l'hypothèse que le pont en entier se comporte comme une série de poutres parallèles et indépendantes pour déterminer le comportement longitudinal sous les charges mortes ainsi que sous les charges vives. Dans cette méthode les charges mortes sont considérées comme étant également réparties sur toute la largeur du pont, donc réparties également sur chaque élément longitudinal. L'analyse des charges vives se fait en appliquant une seule voie de circulation sur une poutre longitudinale afin de déterminer les moments fléchissant longitudinaux ainsi que les forces de cisaillement associés à cette voie de circulation unitaire. Les effets des chargements dans chaque membrure longitudinale du pont sont obtenus en appliquant sur les résultats de l'analyse sur la voie de circulation unitaire un facteur de distribution empirique tenant compte de la présence de multiples voies de circulation et de la distribution transversale des charges. Les facteurs de distribution spécifiés dans les codes canadien (CSA, 2006) et américain (AASHTO, 2007) de calcul des ponts routiers correspondent aux cas de charge le plus critique (Smith et al, 1998). Pour les ponts de type dalles, les effets des charges sont généralement calculés par largeur unitaire de dalle tandis que pour les ponts de type poutres, elles le sont pour une poutre typique intérieure ou extérieure.

Les méthodes simplifiées d'analyse ont souvent au cours de leur évolution été la cible de critiques, ce qui pousse à une évolution constante des normes. À titre d'exemple, Bakht & Moses (1988) ont démontré que pour certaines géométries de ponts de type dalle sur poutres, les équations de l'édition 1984 de la norme américaine (AASHTO standard specifications for highway bridges) pouvaient donner des résultats non-conservateurs. Ils proposent des équations basées sur celles présentes dans le Code ontarien (Bakht et al, 1979) qui permettent de prendre en considération plus de paramètres influant sur la distribution des efforts.

Lancé en 1985 pour mettre à jour la méthode simplifiée de la norme américaine qui n'avait été guère modifiée en plusieurs décennies, le projet 12-26 du National Cooperative Highway Research Program (NCHRP, 1990) a mené à une refonte des équations de la norme AASHTO (Zookai et al., 1991) et au passage de la philosophie LFD au LRFD (Zookai, 2000). Les équations présentées prennent aussi désormais en compte différents paramètres importants influant sur la distribution des charges vives. Ces nouvelles équations furent adoptées dans l'édition 1994 de la norme AASHTO-LRFD.

### **2.2.2 Grillages**

Lorsque les particularités géométriques d'un pont font que les méthodes simplifiées d'analyses ne peuvent s'appliquer (biais élevé, changement de géométrie longitudinale, larges porte-à-faux, etc.), un modèle de grillage peut très bien se substituer à une analyse par éléments finis (Jaeger & Bakht, 1982). Selon Hambly (1991), un modèle de grillage consiste à modéliser la structure d'un pont en un treillis bidimensionnel de poutres, auxquelles la rigidité flexionnelle longitudinale sera concentrée dans les éléments longitudinaux et la rigidité flexionnelle dans la direction transversale de la structure concentrée dans les éléments transversaux, afin de déterminer le comportement général de la structure. Toujours selon Hambly, les rigidités de ces éléments devront être telles que les flèches, moments fléchissants, cisaillements et couples de torsion des éléments du grillage soient égaux à ceux de la section de dalle ou de la poutre de pont qu'ils représentent, lorsque soumis à chargement égal. À l'origine, les modèles de grillage étaient, comme pour la méthode du milieu semi-continu ou les méthodes basées sur la rigidité, tels les cadres spatiaux et les plaques pliées, obtenus à l'aide d'algorithmes dans des programmes informatiques dédiés à une seule méthode, comme ceux cités par Cusens & Pama (1975) ainsi que ceux présentés par Jaeger & Bakht (1989). De nos jours, les logiciels commerciaux d'éléments finis tel SAP2000 (CSI, 2009), qui fut utilisé lors des travaux de ce mémoire, et beaucoup d'autres permettent de composer un modèle de grillage à l'aide des éléments de poutres. Malgré la modernisation des outils de calculs informatisés, la détermination des propriétés de sections de ces éléments de poutres longitudinales et transversales à assigner aux modèles de grillages, spécialement importantes en torsion et cisaillement, sont toujours déterminées par l'analyste et doivent donc être choisies avec soin.

Les propriétés des membrures requises dans le modèle de grillage sont les suivantes :

- L'aire de la section de poutre équivalente ( $A$ )
- L'aire en cisaillement ( $A_s$ )
- Moment d'inertie ( $I$ )
- Inertie torsionnelle ( $J$ )

Jaeger & Bakht (1982) proposèrent des lignes directrices et des équations pour calculer les propriétés des sections des éléments de poutres pour la modélisation de ponts de divers types par des grillages. Ils proposent notamment un modèle de grillage à 6 éléments (dont 2 diagonales) tenant compte de l'effet de Poisson dans un pont de type dalle en béton armé, incluant les équations des propriétés de section pour les membrures longitudinales, transversales et diagonales. Ils proposent également dans le même article une simplification de ce modèle de grillage, avec uniquement des éléments orthogonaux, qui néglige cet effet de Poisson, accompagné d'une méthode pour corriger les valeurs de moment fléchissant obtenu de ce dernier type de modèle. Dans un autre article, Jaeger & Bakht (1987) démontrent que les valeurs de moments fléchissant longitudinaux obtenus d'un modèle de grillage négligeant l'effet de Poisson ont un écart négligeable (moins de 2%) avec les valeurs d'un modèle considérant les effets de Poisson. Ils notent cependant que cette conclusion ne s'applique pas aux moments transversaux, et proposent une méthode empirique de correction des valeurs.

Le Code canadien de calcul sur les ponts routiers (CSA, 2006) propose également des sections de poutres équivalentes à utiliser dans les modèles de grillage, utilisant la section tributaire de pont (de dalle) qu'elles représentent. Les équations présentées dans le Code canadien S6-06 dans l'annexe A5.2 du chapitre 5 pour le calcul des propriétés de section des éléments longitudinaux et transversaux d'un modèle de grillage sont les suivantes.

$$A = Sh \quad (1)$$

$$A_s = \frac{5}{6}A \quad (2)$$

$$I_L, I_T = S \frac{h^3}{12(1 - \nu^2)} \quad (3)$$

$$J_L, J_T = S \frac{h^3}{6} \quad (4)$$

Ces propriétés de section telles que définies dans le Code seront utilisées au long de ce projet. Dans ces équations, le paramètre S représente respectivement l'espacement des membrures transversales pour la propriété se rapportant à un élément transversal et l'espacement des membrures longitudinales pour la propriété de section se rapportant à un élément longitudinal.

Le calcul du paramètre J, le module de torsion, diffère de ce qui est généralement utilisé pour le calcul de cette propriété pour une section de poutre rectangulaire. L'absence de correction pour l'élançement de la section s'explique par le fait que la rigidité en torsion est celle de la section de dalle sur toute sa largeur (section mince) distribuée sur les portions tributaires de chaque élément. La somme des rigidités de chaque élément sur la largeur est donc égale à la rigidité de la dalle. Le fait que dans l'équation (4) se retrouve la valeur de 6 au diviseur plutôt que la valeur 3 normalement présente dans l'équation du module de torsion s'explique par la supposition que pour approximer la rigidité en torsion d'une dalle par un treillis de poutres, l'inertie torsionnelle de la section est distribuée sur les deux directions du grillage, chaque part étant égale à la moitié de la rigidité de la poutre de section équivalente. Hambly (1991) porte une explication plus approfondie sur ce sujet.

La modélisation de la structure d'un pont à l'aide de ce treillis de poutres comporte de nombreux avantages, notamment celui de retourner directement les moments fléchissants ainsi que le cisaillement causés par les chargements pour une poutre ou bande unitaire de dalle sans calculs additionnels et ce, dans la direction voulue (tel l'orientation des armatures dans une dalle de béton armé, par exemple) si la géométrie du grillage a été définie correctement au départ. La convivialité de cette méthode d'analyse est la cause première de sa grande popularité. En plus d'être une analogie simple à comprendre cette méthode est plus simple à utiliser que la méthode des éléments finis pour l'analyse de la plupart des types de ponts en grande partie car les résultats requièrent beaucoup moins de post-traitement dans un modèle de grillage approprié. Un modèle par éléments finis permet de déterminer les contraintes à l'intérieur de la dalle alors que le modèle par grillage permet quand à lui de trouver directement les forces globales. Les autres

avantages de cette méthode sont que les modèles sont beaucoup moins lourds à traiter que ceux de la méthode par éléments finis, donc demandent une moins grande puissance informatique, pour retourner un niveau de précision avantageusement comparable lorsque le modèle est adéquat. La modélisation par grillage permet aussi d'obtenir des résultats de distribution des charges vives plus précis et possiblement beaucoup moins conservateurs que les facteurs de distributions empiriques de la méthode simplifiée. Ceci est dû au fait qu'il est possible avec un modèle de grillage de tenir compte des positions transversales réelles des charges vives à appliquer sur le pont, alors que les facteurs de distribution empiriques ont été dérivés dans le but d'obtenir la distribution transversale la plus critique des charges.

Le principal désavantage de la méthode du grillage est le manque de références récentes sur le sujet et de directives claires sur la modélisation. Depuis les articles de Jaeger & Bakht (1982, 1987), très peu de publications se sont penchées sur le sujet. Récemment, seul le livre de Hambly (1991) apporte des recommandations explicites à propos des différents paramètres de modélisation, telles les finesses du maillage des éléments, le traitement des résultats et l'orientation des membrures. Mais encore, certaines recommandations se contredisent. Hambly, tout comme Jaeger & Bakht (1982), recommande que les membrures d'un grillage soient perpendiculaires, même dans le cas de ponts biais, alors que Cusens & Pama (1975) indiquent que plusieurs géométries de maillage sont possibles, dont un maillage non orthogonal, pour les ponts biais. Le grillage avec membrures longitudinales perpendiculaires aux rives supportées et éléments orthogonaux est illustré à la Figure 6, le grillage orthogonal typique avec membrures longitudinales dans le sens de la circulation est illustré à la Figure 7, et le modèle de grillage à membrures non-orthogonales suivant les rives de dalle est illustré à la Figure 8. Massicotte & Yildiz (2008), dans une étude comparative sur les méthodes d'évaluation des ponts à dalle épaisse en béton armé, arrivent à la conclusion que les 3 types de géométries de grillages possibles pour un pont à dalle biaise donnent des résultats comparables pour la distribution des efforts de flexion et de cisaillement.

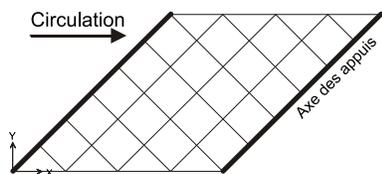


Figure 6 – Géométrie #1

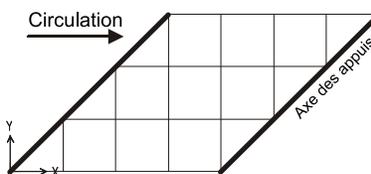


Figure 7 – Géométrie #2

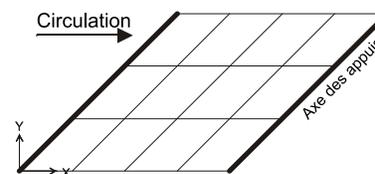


Figure 8 – Géométrie #3

### 2.2.3 Méthode du milieu semi-continu

La méthode du milieu semi-continu (Jaeger & Bakht, 1985) est une méthode d'analyse de la structure d'un pont où les rigidités dans la direction longitudinale sont discrétisés dans des membrures distinctes, mais où les rigidités dans le sens transversal du pont sont idéalisées dans un milieu continu similaire à la théorie des plaques, contrairement aux modèles de grillages, où les rigidités transversales sont représentées par des membrures distinctes. Ce type de modélisation se veut plus représentatif de la plupart des types de ponts, surtout de type dalle et dalle sur poutres, et devrait par conséquent donner des résultats reflétant très bien le comportement réel de ce type de structures. La méthode telle que présentée n'est cependant applicable qu'aux ponts droits et de portée simple. La méthode de grillage, par contre, peut facilement être adaptée pour analyser des ponts biais, courbes ou continus sur plusieurs travées.

Bakht et al. (1997) ont démontré que la méthode du milieu semi-continu telle que programmée dans le logiciel SECAN (Mufti et al. 1992) pour des ponts droits simplement supportés donne des résultats très comparables à la méthode de grillage, pour autant que le modèle de grillage respecte certains critères. La comparaison effectuée sur deux modèles de ponts de type dalle sur poutres illustre l'importance d'un nombre assez grand de membrures transversales ainsi que de bien représenter l'application des charges sur les modèles de grillages. Les auteurs de cette étude remarquent que les erreurs dans la méthode d'application de charges communes aux modèles de grillages peuvent être évitées avec un modèle semi-continu. La manière appropriée de modéliser les charges sur un modèle de grillage lorsque les charges ponctuelles sont excentrées par rapport aux membrures longitudinales est d'appliquer les effets de cette excentricité par un moment de torsion sur l'élément de grillage en plus de la répartition isostatique de la charge entre les membrures. On remarque cependant avec les résultats de leur comparaison que le fait de négliger la composante de torsion de ce chargement cause une différence très peu significative avec les

résultats du modèle de milieu semi-continu du même ouvrage. Il est possible de conclure à partir de ces comparaisons qu'un modèle de grillage possédant un nombre suffisant de membrures transversales peut être considéré comme une bonne estimation du comportement de la structure réelle.

#### **2.2.4 Éléments finis**

La méthode des éléments finis (Cook, 2002, Bathe, 1996) est maintenant largement utilisée dans le domaine du génie. Plusieurs logiciels basés sur ces théories mathématiques ont été conçus pour de multiples usages. Aux logiciels généraux d'éléments finis connus tels ANSYS (2005) et ABAQUS (2004) s'ajoutent des logiciels spécialisés où les formulations, l'interface et le post-traitement des résultats ont été optimisés et adaptés à l'analyse des structures. On peut noter entre autre les logiciels SAP2000 (CSI, 2009), SAFI (2009), et Advance Design America (Graitec, 2009). Ces logiciels spécialisés en analyse des structures permettent de modéliser aisément la structure d'un pont, quelque soit le type de structure, à l'aide de la méthode des éléments finis. Un pont de type dalle pleine en béton armé peut être modélisé, en plus du treillis d'éléments poutres d'un modèle de grillage, à partir d'éléments de plaque ou coque en 2D, ou bien à l'aide d'éléments solides 3D. Les codes de conception comme le Code canadien de calcul des ponts routiers (CSA, 2006) stipulent généralement que les propriétés des matériaux doivent être considérés linéaires et élastiques lors d'une analyse par éléments finis, sauf certaines exceptions. Il en est de même pour les méthodes plus simples présentées ci-haut. Des propriétés de matériaux non linéaires peuvent cependant être utilisées pour la conception de ponts à câbles tels les ponts haubanés et suspendus (CSA, 2006). Les propriétés non linéaires des matériaux peuvent aussi être considérées dans l'étude des modes de ruptures des structures, en particulier les dalles épaisses en béton armé (Massicotte et al, 2007, Massicotte & Yildiz, 2008).

La méthode plus complexe des éléments finis en analyse des structures permet, selon le type d'éléments utilisés dans le modèle, d'obtenir la distribution des efforts dans la structure ou des contraintes dans le matériau beaucoup plus précisément. Elle est cependant très sensible aux erreurs de modélisation. Les modèles par éléments finis doivent être construits de façon minutieuse pour éviter les erreurs de modélisation affectant la précision des résultats (Zookai et al, 1991). Quelques unes des vérifications possibles pour s'assurer de la justesse des résultats sont proposées par Massicotte et al. (2005).

La modélisation par éléments finis requiert cependant de plus grands efforts pour l'application des charges vives et surtout pour le traitement des données de sortie. L'application de charges vives simulant le passage de camions sur la structure est souvent difficile en l'absence d'outils pointus programmés à cette fin comme le *Bridge Modeler* optionnel à une licence du logiciel SAP2000 (CSI, 2009), qui permet de définir des voies de circulation et des combinaisons de charges ponctuelles mobiles à appliquer sur des éléments de poutres ainsi que sur des surfaces. Sans un outil semblable, le concepteur doit déterminer à l'aide de lignes ou de surfaces d'influence les emplacements critiques des charges vives à appliquer sur son modèle. Une grande attention est aussi requise dans le post-traitement des résultats d'analyse pour retrouver, à partir de la distribution des contraintes, les valeurs des efforts requis pour la conception ou l'évaluation de l'ouvrage. Ces difficultés supplémentaires ne sont que très rarement justifiées par les gains de précision obtenus par cette méthode lors de la conception des ouvrages courants. C'est pourquoi une méthode d'analyse simple comme la méthode de la poutre équivalente est si populaire.

Dans ce mémoire, la méthode des éléments finis a été utilisée pour valider les modèles de grillages utilisés dans le cadre de l'analyse paramétrique.

## **2.3 La méthode simplifiée du Code CSA S6-06**

### **2.3.1 Historique**

La méthode d'analyse simplifiée (ou de la poutre équivalente) telle que présentée dans l'actuelle version du Code canadien de calcul des ponts routiers est le résultat d'une évolution de méthodes utilisées dans les codes canadiens et américains depuis des décennies. Sa forme actuelle repose sur les travaux de l'équipe de David Smith lorsqu'il était président du chapitre 5 – méthode d'analyses – du Code S6. D'après les rapports de Smith (1998) obtenus des archives du Code S6, les équations actuelles sont basées sur la méthode de la dernière version du Code ontarien de conception des ponts routiers (Ontario Highway Bridge Design Code, ou OHBDC) de 1992.

Bakht et al. (1979) présentèrent une méthode pour calculer des facteurs de distribution développée pour le Code ontarien de calcul des ponts (OHBDC). Cette méthode est basée sur l'hypothèse que les ponts ayant des paramètres de rigidité équivalents auront une même répartition transversale des efforts induits par des charges vives. La méthode proposée est basée sur deux paramètres calculés à partir des rigidités longitudinales, transversales et torsionnelles,

ainsi que sur les dimensions du pont. L'analyse de ponts représentant des géométries courantes à l'aide de la méthode des plaques orthotropes et de la méthode de grillage a permis d'obtenir pour ces géométries courantes des abaques représentant le facteur de distribution  $D$  en fonction des deux paramètres de rigidité  $\alpha$  et  $\theta$ . Le facteur de distribution se calcule avec l'équation simple  $S/D$ . Ils introduisent aussi le concept de la correction du facteur de distribution pour la largeur des voies, à partir d'une largeur de voie standard de 3.3m, corrigeant le paramètre diviseur  $D$ .

Le facteur de distribution  $D$  obtenu par des abaques a évolué en un facteur d'amplification  $F$  obtenu avec des équations. Ces équations furent validées par une série d'analyses plus raffinées à l'aide de la méthode du milieu semi-continu et du logiciel SECAN (Mufti et al, 1992). Cette série d'analyse effectuée par Smith (1998), effectuée uniquement sur des ponts droits et réguliers, avait pour but de vérifier que ces équations donnaient des résultats exacts bien que conservateurs. Dans cette étude où plus de 50 ponts de type dalle ont été modélisés par la méthode du milieu semi-continu pour vérifier la distribution des efforts de flexion et de cisaillement, seulement un maximum de 7 cas de charge représentant une combinaison de nombre et de positions transversales de camion sur le pont ont été utilisés. La limite de cas de charge imposée par le logiciel d'analyse raffinée utilisé pour cette étude porte à se questionner sur la possibilité que des cas de charge causant une sollicitation plus critique que les résultats observés aient pu être omis.

D'après cette étude exhaustive, les équations du Code ontarien (MTO, 1992) furent démontrées conservatrices pour la grande majorité des cas et subséquemment adoptées pour le Code canadien après de légères modifications.

### **2.3.2 Équations actuelles de la méthode simplifiée du Code CSA S6-06**

La méthode simplifiée actuelle utilise le concept de facteurs d'amplification. On doit d'abord calculer le moment moyen (ou le cisaillement moyen) par poutre (ou par largeur unitaire pour les ponts de type dalle) sous charge vive en considérant que la largeur totale du pont reprend les efforts de manière égale. Cette valeur de moment ou de cisaillement moyen est alors multipliée par un facteur d'amplification empirique pour obtenir la valeur des efforts maximaux par poutre ou tranche unitaire pour la conception de l'ouvrage.

Le principe des facteurs d'amplification diffère de la méthode du facteur de distribution, méthode jugée par certains plus intuitive, qui indique quelle proportion de la charge d'un camion complet

ou d'une ligne de roue (demi-camion) est reprise par une poutre ou tranche unitaire. Le principe du facteur de distribution était présent derrière la méthode classique S/D telle que présente dans les versions antérieures à 2000 du Code canadien CSA S6.

Cette méthode simplifiée ne peut cependant qu'être utilisée sur des ponts dont la géométrie peut être qualifiée de régulière et respectant certaines conditions. Ces conditions d'applicabilité de la méthode se retrouvent aux sections 5.6.1.1 et 5.7.1.1 du Code S6-06. Tout pont ne respectant pas ces critères doit être analysé par une méthode raffinée, tel que le grillage ou les éléments finis.

Les équations de la méthode de la poutre équivalente du Code canadien sont résumées ci-dessous pour les ponts de type dalle:

$$m = F_m M_{g \text{ avg.}} \quad (5)$$

$$v = F_v V_{g \text{ avg.}} \quad (6)$$

Où:

$m, v$  = Moment fléchissant et cisaillement maximum par unité de largeur.

$F_m, F_v$  = Facteur d'amplification, ratio entre la valeur maximale et la valeur moyenne.

$M_{g \text{ avg.}}, V_{g \text{ avg.}}$  = Moment fléchissant et cisaillement moyens sur la largeur totale du pont.

$$M_{g \text{ avg.}} = \frac{n M_T R_L}{B_e} \quad (7)$$

$$V_{g \text{ avg.}} = \frac{n V_T R_L}{B_e} \quad (8)$$

$n$  = Nombre de voies de conception.

$M_T, V_T$  = Moment fléchissant et cisaillement maximal obtenu de l'analyse d'une poutre équivalente soumise à la charge d'un camion CL-625 et à la charge de voie.

$R_L$  = Facteur de modification pour voies chargées multiples, provenant du Tableau 2-1 et du Tableau 2-2, repris du Code CSA S6-06.

$B_e$  = largeur équivalente du pont.

Tableau 2-1 – Facteurs  $R_L$  pour les routes de classes A & B, du Code CSA S6-06

<b>Nombre de voies de calcul chargées</b>	<b>Facteur de modification</b>
1	1.00
2	0.90
3	0.80
4	0.70

Tableau 2-2 – Facteurs  $R_L$  pour les routes de classes C & D, du Code CSA S6-06

<b>Nombre de voies de calcul chargées</b>	<b>Facteur de modification</b>
1	1.00
2	0.85
3	0.70
4	--

$$F_m = \frac{B}{F \left( 1 + \frac{\mu C_f}{100} \right)} \quad (9)$$

$$F_v = \frac{B}{F} \quad (10)$$

$F$  = Valeur provenant des équations des tables du Code CSA S6-06 pour la distribution du moment fléchissant et du cisaillement en fonction de la portée et du type de pont.  $F$  a une valeur différente pour la flexion et le cisaillement.

$\left( 1 + \frac{\mu C_f}{100} \right)$   
= Facteur de correction pour la largeur des voies.

$$\mu = \frac{W_e - 3.3}{0.6} \quad (11)$$

$W_e$  = Largeur d'une voie de conception, en mètres.

$C_f$  = Facteur de correction de la distribution, en %, pour la correction de la distribution en fonction de la largeur des voies, obtenu des tables de chapitre 5 du Code S6-06.

## 2.4 Charges vives

### 2.4.1 Charges normalisées

Le Code CSA S6-06 spécifie une charge de camion standard connu sous le nom de CL-625. Le poids total de ce camion est de 625kN réparti sur 5 essieux. Ce véhicule est une représentation des différentes configurations d'espacement de roues et des charges des véhicules autorisés à circuler sur les routes canadiennes. Le Code définit aussi une charge de voie, la combinaison d'une charge uniformément répartie de 9 kN par mètre et de 80% d'un camion CL-625. Cette charge de voie représente la charge d'une combinaison de véhicules de poids moyen et de véhicules lourds. Cette charge de voie est plus critique pour les ponts de longue portée. La charge CL-625 ainsi que la charge de voie doivent toutes deux être appliquées sur la structure pour l'état limite ultime, mais seulement la charge CL-625 est requise pour la combinaison à l'état limite de fatigue. Le chargement standardisé CL625 est illustré à la Figure 9 et la charge de voie telle que définie dans le Code CSA S6-06 est illustrée à la Figure 10.

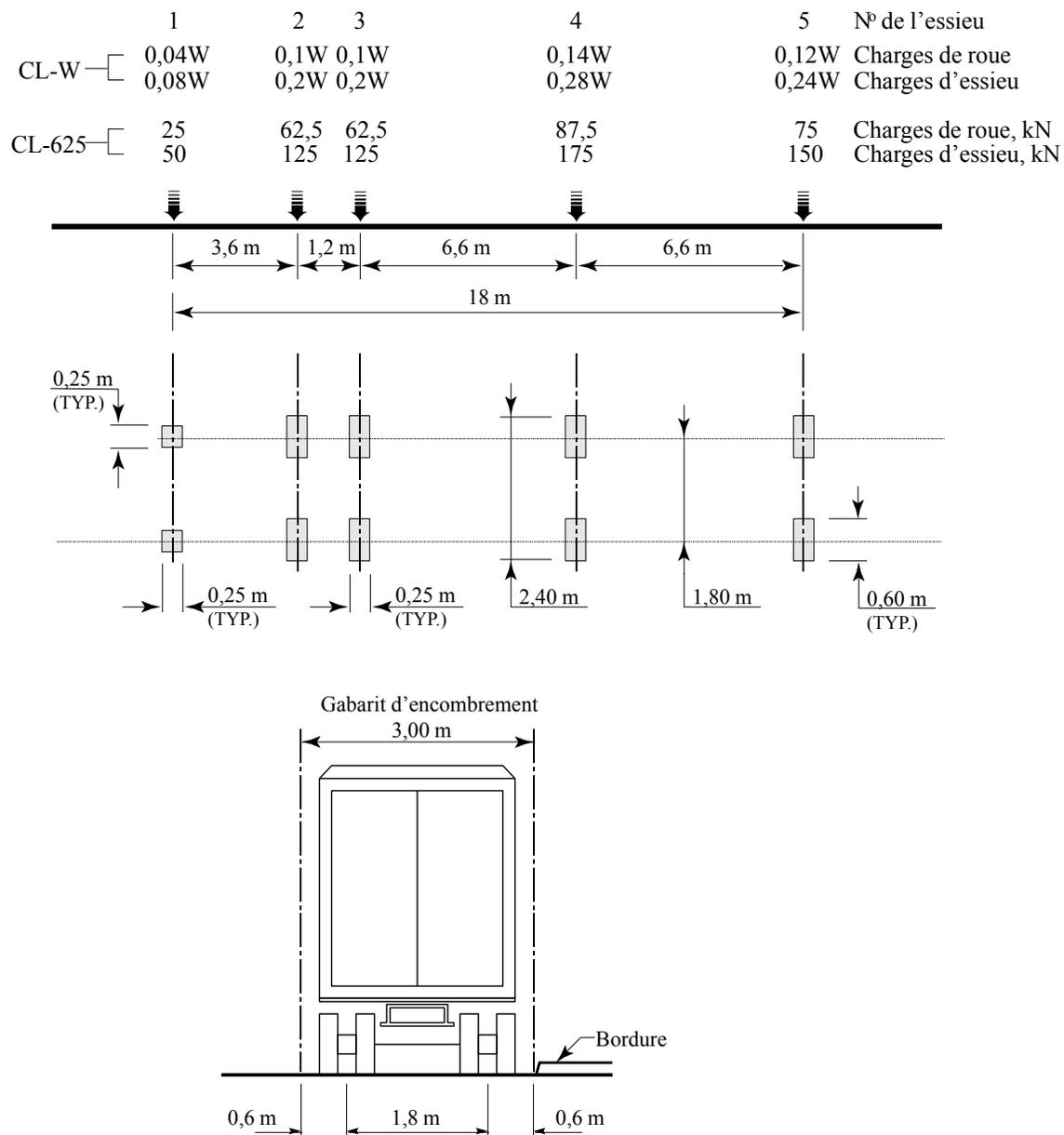


Figure 9 – Définition de la charge de camion CL-625, du Code CSA S6-06

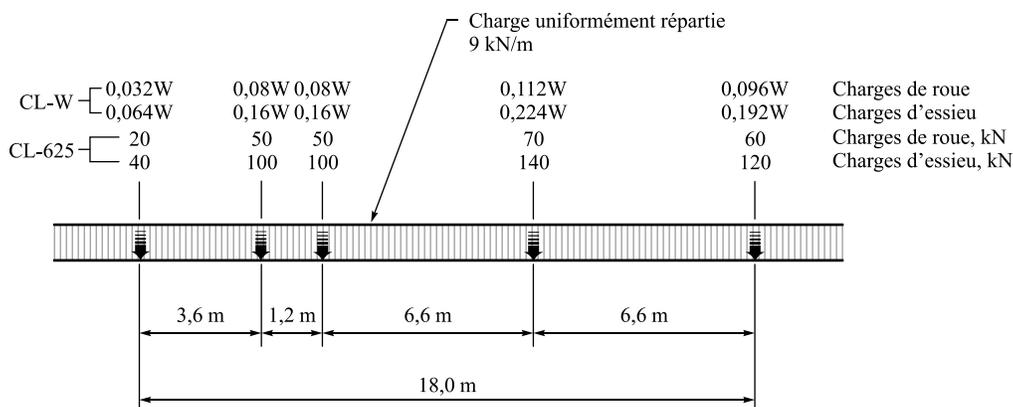


Figure 10 – Charge de voie telle que définie par le Code CSA S6-06

Le Code CSA spécifie aussi le nombre de voies de circulation à définir sur le pont, en fonction de la largeur carrossable, sur lesquelles appliquer les surcharges de voies et les charges mobiles de camions. Le nombre de voies à définir est indiqué au Tableau 2-3 en fonction de la largeur carrossable d'un pont. Pour un pont à  $n$  voies de circulation, chaque position transversale possible d'un camion à l'intérieur de chaque voie doit être vérifiée. Chaque combinaison possible de voies chargées doit aussi être considérée. En tenant compte de toutes les positions transversales possibles et des combinaisons de voies chargées, on remarque que pour les ponts à 3 voies et plus le nombre de cas de charge devient très grand. Comme les facteurs de distribution de la méthode simplifiée englobent tous ces cas de chargements en donnant le cas de distribution le plus critique, on remarque que la méthode de la poutre équivalente simplifie d'autant plus l'analyse d'un pont, ce qui est un très grand avantage.

Tableau 2-3 – Nombre de voies de conception, du Code CSA S6-06

Largeur de la voie carrossable	
$W_C$ (m)	$n$
Jusqu'à 6.0	1
De 6.0 à 10.0	2
De 10.0 à 13.5	2 ou 3*
De 13.5 à 17.0	4

\*les deux cas doivent être vérifiés

Dans le cadre des travaux qui sont résumés dans ce mémoire, pour simplifier un peu l'application des charges sur les modèles de grillage dans le cadre de l'étude paramétrique, pour le nombre de voies nécessaires sur un pont donné, les seules positions de camions considérées à l'intérieur d'une voie de conception sont le centre, l'extrême droite ainsi que l'extrême gauche de la voie. Malgré ces seules trois positions transversales considérées, le nombre de permutations de voies chargées sur un pont mène le total de cas de chargements à 42 pour un pont à 3 voies et à 174 pour un pont à 4 voies. Il est évident qu'un tel nombre de cas de charges demandera beaucoup de temps d'analyse et de puissance de calcul. Pour simplifier les modèles, les cas miroirs, les cas semblables et les cas jugés non critiques sont donc omis des analyses, ce qui permet de ramener le nombre de cas de charges à une quantité plus raisonnable. Quelques modèles ont été analysés avec le nombre total de combinaisons et le nombre réduit de cas de charges puis comparés pour s'assurer que les cas omis n'étaient pas critiques. Les cas de chargements retenus ainsi que les combinaisons sont disponibles en annexe à ce mémoire.

#### **2.4.2 Application des charges vives**

Pour tous ces cas de charges représentant les combinaisons en nombre et positions transversales dans les voies de circulation sur le pont, la position longitudinale la plus critique des camions dans ces voies sur le pont doivent être définies afin de déterminer les efforts sous charges vives. Les outils de calcul spécialisés en analyse des structures et des ponts permettent d'utiliser ce qui est appelé des charges mobiles, un artéfact de modélisation qui permet de ne définir que le véhicule servant de charge comme une série de charges de roues ponctuelles ainsi que les axes sur lesquelles ces charges se déplacent. Le logiciel se charge de procéder à l'analyse soit en utilisant le principe des lignes d'influence ou en analysant la structure systématiquement pour les positions longitudinales des charges ponctuelles sur la structure avec un incrément de la position déterminé par l'utilisateur. Cette fonctionnalité est présente dans de nombreux logiciels d'analyse des structures, tel que SAP2000 (CSI, 2009) qui est utilisé dans le cadre de ce projet de recherche, SAFI (SAFI, 2008) et Visual Design (Graitec, 2009).

### **2.5 Effet du biais**

Très peu de références ont pu être trouvées en ce qui concerne l'effet du biais sur les ponts routiers de type dalle. Mohammad et al. (1989) font la même remarque en ce qui a trait aux ponts

biais de type dalle sur poutres, et tout particulièrement pour la distribution du cisaillement près des appuis. Il est donc difficile de se baser sur la littérature afin de déterminer la manière appropriée d'utiliser une méthode simplifiée pour analyser un pont avec un fort biais. Le Code canadien de calcul des ponts routiers (CSA, 2006) se contente uniquement de permettre l'utilisation de la méthode de la poutre équivalente pour des ponts avec un très léger biais, en utilisant un critère géométrique

Il a été démontré (Bakht et Moses, 1988), pour des ponts de type dalle sur poutres, que d'utiliser une méthode simplifiée pour analyser un pont biais, qui revient à négliger l'effet du biais dans la distribution des efforts, donne une évaluation conservatrice des efforts en moment longitudinal dans la structure, mais qu'il n'en est pas ainsi pour les efforts de cisaillement. Dans leur article, Bakht et Moses proposent également une équation pour calculer un paramètre indiquant la sensibilité d'un tablier de pont aux effets du biais en fonction de l'angle du biais  $\psi$ . Cette équation (12) se retrouve dans le Code CSA S6-06 (CSA, 2006) et sert à déterminer, lorsque la valeur de ce paramètre atteint une certaine valeur, si le pont peut ou non être analysé à l'aide de la méthode simplifiée du Code.

$$\varepsilon = \frac{S}{L} \tan \Psi \quad (12)$$

On retrouve dans le Code (CSA, 2006) une variante de cette équation (13) à appliquer pour les ponts de type dalle.

$$\varepsilon = \frac{B}{L} \tan \Psi \quad (13)$$

Toujours selon le Code canadien (CSA, 2006), il n'est pas permis d'utiliser la méthode simplifiée, ou méthode de la poutre équivalente pour des ponts dont le paramètre de biais est supérieur à 1/6 pour les ponts de type dalle et à 1/18 pour des ponts de type dalle sur poutres.

### 2.5.1 Méthodes simplifiées

Dans le Code canadien de calcul des ponts routiers (CSA, 2006), aucune méthode n'est proposée pour procéder à une analyse simplifiée d'un pont de type dalle dont le paramètre de biais est supérieur à la limite permise. On retrouve cependant dans le commentaire de ce code (CSA,

2006) une méthode qui peut être utilisée pour procéder à l'analyse selon la méthode simplifiée de ponts de type dalle sur poutres. Cette méthode demande de connaître certains paramètres de rigidités longitudinale et transversale, ainsi que géométriques, qui permettent de retrouver dans un tableau un facteur  $C_V$  permettant de corriger les valeurs de cisaillement pour les poutres de rive au coin obtus.

Le Ministère des transports du Québec, dans le manuel d'évaluation de la capacité portante des structures (2005) propose une équation (14) pour quantifier l'accroissement du cisaillement aux coins obtus dans les ponts de type dalle ayant un biais supérieur à la limite géométrique imposée par le Code canadien CSA S6-06. Cette équation en fonction de l'angle de biais  $\psi$  permet de calculer un facteur  $C_V$ , représentant l'amplification des efforts de cisaillement et des réactions d'appuis au coin obtus. On doit alors multiplier les valeurs de cisaillement de la portion extérieure de la dalle du côté obtus par ce facteur.

$$C_V = 1 + (\Psi/60) \quad (14)$$

Cette équation, dont la source n'a pas été retrouvée, est tout de même considérée par plusieurs comme très conservatrice. Il est à noter que cette équation permettant d'utiliser la méthode de la poutre équivalente sur des ponts de type dalle avec un fort biais est permise uniquement dans le cadre de l'évaluation de la capacité portante des ouvrages existants.

L'« American Association for State Highways and Transportation Officials LRFD Bridge design specifications » (AASHTO, 2007) spécifie une équation (15) pour corriger la distribution des efforts de cisaillement aux coins obtus pour plusieurs types de ponts. Il n'y a aucune équation de proposée pour les ponts de type dalle, mais pour les ponts de type dalle sur poutres, l'équation suivante est spécifiée.

$$\text{correction factor} = 1 + 0.20 \left( \frac{Lt_s^3}{K_g} \right)^{0.3} \tan\theta \quad (15)$$

Où:

$L$  = Portée

$t_s$  = Épaisseur de la dalle

$K_g$  = Paramètre de rigidité longitudinale d'une bande longitudinale, défini dans la norme AASHTO.

Un désavantage de cette formulation à l'étape de la conception d'un pont est que les propriétés sectionnelles de la dalle et/ou des poutres doivent être connues pour pouvoir déterminer le paramètre de rigidité  $K_g$ .

La norme AASHTO spécifie cependant une formule simple pour tenir compte de la réduction du moment fléchissant causée par l'effet du biais. Ce paramètre, appelé  $R$ , est le suivant :

$$R = 1.05 - 0.25 \tan\theta \leq 1.0 \quad (16)$$

Bakht et Moses (1988) proposent, quand à eux, une manière simplifiée de procéder à l'analyse de ponts biais, qu'ils soient de type dalle ou dalle sur poutres, avec une méthode raffinée conçue pour analyser uniquement des ponts droits, comme par exemple la méthode du milieu semi-continu ou bien les premiers logiciels utilisant la méthode de grillages. Ils proposent d'utiliser une déformation conceptuelle de la géométrie et de transformer un pont biais avec un patron de charges ponctuelles orthogonal en une structure droite, mais avec un patron de charges ponctuelles selon un axe biais.

Ils démontrent que cette méthode donne des résultats conservateurs pour obtenir les efforts de flexion longitudinale, mais que cette conclusion n'est pas applicable pour les valeurs des efforts de cisaillement.

### **2.5.2 Effet du biais sur le cisaillement**

L'équipe d'experts mandatée par le ministère des Transports lors de l'enquête sur l'effondrement du pont de la Concorde, dans son rapport (Massicotte et al. 2007), a souligné les effets de l'angle de biais dans la distribution des réactions d'appuis (conséquemment, des efforts de cisaillement) d'une dalle simplement supportée. Selon les analyses effectuées, il a été démontré dans ce rapport que les réactions d'appuis aux coins obtus de la dalle évidée de la portée centrale du pont de la Concorde étaient significativement plus élevées que la réaction d'appui moyenne sur la largeur de la dalle. Cet accroissement des efforts au coin obtus a été chiffré de l'ordre du double de la valeur moyenne sous charge permanente, et d'un ordre de grandeur similaire sous charges vives. Ces

valeurs ont été obtenues par des analyses par éléments finis ainsi que par des modèles de grillage, dont les résultats étaient comparables.

Morison & Weich (1987) ont étudié la distribution des efforts de cisaillement près des appuis et la grandeur des réactions d'appuis sur un pont biais de type dalle pleine en béton armé, suite à la constatation de défauts de comportement en service d'un pont avec un fort biais de 50 degrés continu sur trois travées. Pour vérifier la validité des résultats de modèles par éléments finis montrant une importante concentration des charges à l'appareil d'appui le plus près du coin obtus de la dalle, deux modèles à échelle 1:4 d'une travée simplement supportée ont été construits et testés en essai de chargement croissant jusqu'à la rupture. Suite ces essais, ils ont découvert que la concentration des efforts à l'appareil d'appui le plus près des coins obtus tel qu'observé dans la modélisation par éléments finis se retrouvait également dans le modèle à l'échelle 1:4 testé en laboratoire, avec près de 80% de la charge de service reprise par les deux appareils d'appui des deux coins obtus. Ils ont observé cependant que la part de la charge totale reprise sur les appareils d'appui adjacents à celui du coin obtus croît au fur et à mesure que la charge totale sur la structure augmente, et que la fissuration de la dalle permet la redistribution des efforts. Ils ont noté qu'avec l'augmentation du chargement, la capacité finale à la rupture (ductile en flexion) de la dalle est comparable (en deçà de 5%) à la résistance calculée à l'aide de la méthode des lignes de rupture (yield lines) pour une ligne de rupture probable parallèle à la ligne d'appui, à une distance égale à l'épaisseur de la dalle de la ligne d'appuis. Ces observations leur permettent de conclure que la résistance ultime d'un pont de type dalle pleine en béton armé n'est pas handicapée par la présence d'un biais, même un biais élevé tel que celui de 50 degrés du pont étudié, et que le pont qui a été étudié dans la recherche résumée dans cet article ne contenait pas d'armature en cisaillement. Ils notent par contre la présence de fissuration oblique importante sur les rives du pont apparaissant tôt dans le chargement. Ce phénomène peut poser des problèmes de durabilité pour un pont dans des conditions réelles, exposé aux sels de déglacage et aux cycles de gel et dégel, comme les conditions hivernales québécoises font subir aux ouvrages du réseau.

### **2.5.3 Effet du biais sur le moment de flexion**

Menassa et al. (2007) mettent en évidence que sur des ponts de type dalle en béton armé, la présence d'un biais dans la structure réduit significativement les efforts de flexion longitudinale. En comparant les résultats d'une analyse paramétrique sur des modèles d'élément finis de plaque

représentant 96 géométries courante de ponts routiers aux résultats données par les méthodes « standard » et « LRFD » de l'AASHTO (2004), ils concluent que les 2 méthodes de l'AASHTO donnent des résultats (en flexion) extrêmement conservateurs. Selon les résultats de leurs analyses par éléments finis, la méthode « standard » de l'AASHTO mènerait à des valeurs de moment de flexion longitudinale surestimées de 20 à 50% pour les ponts avec un biais de 30 à 50 degrés et la méthode « LRFD » de l'AASHTO à des valeurs surestimées de 40 à 50% pour les ponts avec un biais variant de 30 à 50 degrés. Cependant, les résultats de leurs analyses par élément finis sur les ponts à dalle biaise ne tiennent pas compte (ou du moins ce point n'est pas explicité) de la contribution de la torsion, induite par la présence du biais, dans les efforts de flexion de conception. Cet aspect, tel que prescrit dans les codes de conception en béton armé pour les dalles bidirectionnelles (CSA, 2004, Nielsen, 1999), est abordé plus en détail dans l'article présenté au chapitre 3. De plus, la distribution des efforts de cisaillement près des appuis n'est pas étudiée. Leur analyse paramétrique a porté sur des ponts de type dalle pleine en béton armé, avec un biais variant de 0° (la référence étant un pont droit) à 50°, pour des largeurs équivalentes à 1 à 4 voies, et de portées de 7.2, 10.8, 13.8 et 16.6m. La charge utilisée fut le camion normalisé par l'AASHTO HS20.

Quelques références additionnelles étudiant l'effet du biais sur la distribution des efforts de flexion sont disponibles à propos de ponts de type dalle sur poutres. Ainsi, Khaloo & Mirzabozorg (2003) ont procédé à une étude paramétrique de modèles par éléments finis de ponts simplement supportés à dalle sur poutres en béton précontraint afin de comparer l'effet de l'angle du biais, de l'espacement des poutres, de la portée et de la présence des diaphragmes. Ils ont déterminé des facteurs de distribution de charges vives et proposent une formulation pour ces facteurs de distribution des efforts de flexion pour ce type de ponts, en fonction des paramètres géométriques et des rigidités longitudinales et transversales des ponts.

De même, Mohammad et al. (1989), ont étudié avec des modèles par éléments finis la distribution des moments de flexion longitudinale pour des ponts continus sur 2 travées et de type dalle sur poutres en béton précontraint. Ils proposent des équations afin de déterminer les efforts de flexion longitudinale négative et positive en fonction des rigidités relatives et des paramètres géométriques des ponts à travées continues à poutres en béton précontraint.

## **2.6 Présentation du chapitre 3**

Comme il a été possible de le constater dans ce chapitre, l'analyse des ponts de type dalle de géométrie biaise peut s'avérer problématique. La méthode appropriée à utiliser pour procéder à une analyse par modèle de grillage n'est pas clairement définie et aucune méthode simplifiée n'est applicable à l'analyse de ce type de ponts selon le Code canadien de calcul des ponts routiers. Dans le chapitre 3 de ce mémoire, une méthode adéquate de modélisation de ponts de type dalle biaise est présentée. On propose également dans cet article une formulation de facteurs de correction simples permettant d'obtenir les efforts de conception de ponts biais à partir de l'analyse d'un modèle de poutre simple du pont droit équivalent. Cette formulation est obtenue à la suite des résultats d'une étude paramétrique effectuée sur 390 modèles de grillages, construits selon la méthode présentée, de ponts de type dalle en béton armé de géométries droites et biaisées.

**CHAPITRE 3      ARTICLE: “ANALYSIS AND DESIGN OF STRAIGHT AND  
SKEWED SOLID SLAB BRIDGES”**

Article soumis à la revue *ASCE Journal of Bridge Engineering* le 25 Avril 2010.

Auteurs: **Patrick Théoret, Bruno Massicotte et David Conciatori**

### 3.1 Abstract

Results of an investigation aimed at determining bending moments and shear forces required to design skewed concrete slab bridges using the equivalent beam method are presented in this paper. Straight and skewed slab bridges were modelled using grillage and finite element models to characterise their behaviour under uniform and moving loads with the objective of determining the most appropriate modelling approach for design. A parametric study was carried out on 390 simply supported slabs with geometries covering one to four lane bridges of 3 to 20 m spans and with skew angles ranging from  $0^\circ$  to  $60^\circ$ . The analyses showed that non-orthogonal grillages satisfactorily predict the amplitude and the transverse distribution of longitudinal bending moments and shear forces and can be used for the analysis of skewed slab bridges. Results of the parametric study indicated that shear forces and secondary bending moments increase with increasing skew angle while longitudinal bending moments diminish. Equations are proposed to include, as part of the equivalent beam method for skew angles up to  $60^\circ$ , the increase of shear forces and the reduction of longitudinal bending moments. Equations are also given for computing secondary bending moments. A simplified approach aimed at determining the corner forces for straight and skewed bridges is proposed as an alternative to more refined analysis. Justifications for using shear reinforcement along slab edges are given.

Key words: Bridges; Skew; Shear; Concrete slabs; Grillage model; Finite element method.

## 3.2 Introduction

Solid slab bridges are common for short spans up to 25 m, whereas voided slabs or other structural systems are more economical for longer spans. Slab bridges are often encountered in rigid frame systems, and are used as wide beams on abutments and piers, in simply supported or continuous structural systems, and they are an efficient structural system for short skewed crossings. Slabs that are on continuous support lines act as wide beams, and are reputed to be ductile and redundant structures. However, several questions were raised on the safety of solid concrete slabs following the collapse of Concorde Bridge in September 2006 in Laval, North of Montreal, which was caused by the failure of a deep cantilever solid slab supporting a dropping skewed span (Massicotte et al., 2007). The rupture was attributed to concrete degradation, which was caused by saltwater penetration over several years along an internal inclined plane (CEVC, 2007), leaving an insufficient concrete area to carry the vertical forces. This eventually caused a shear failure, which could not be attributed, however, to insufficient shear strength if the concrete had been in good condition. Nevertheless, it resulted in a brittle shear failure with little warning, which in turn killed five people and injured six others. Therefore, the main concerns of the bridge authorities regarding solid concrete slabs can be summarized in the following questions: 1) What is the actual shear magnification at the obtuse corner for skewed bridges? 2) Can some load redistribution take place once local shear failure occurs and what are the conditions that can ensure load shearing? 3) Should solid slab bridges be reinforced for shear and, if so, up to what extent? The present paper mainly addresses the first question and provides some indications for the third one.

Very little attention has been paid to the analysis of skewed slab bridges, probably because they are generally perceived as one-way slabs in which the main longitudinal reinforcements carry the longitudinal moments while secondary transverse reinforcements are determined by empirical rules. For skewed slab bridges, AASHTO (2007) recommends a reduction factor for bending moments but no magnification factor for shear, as specified for other types of bridges, whereas CSA-S6 (2006) imposes a limit for the use of the equivalent beam method for skewed bridges without proposing any alternative beyond that limit. Finally, transverse and secondary moments can develop in skewed slab bridges and no guidance on their magnitude is given in bridge codes. Menassa et al. (2007) concluded on the flexural behaviour of skewed slabs that the decrease in

longitudinal moments with a higher skew angle is offset by the transverse moment increase. They recommend a three-dimensional finite element analysis for skew angles beyond 20°.

Various degrees of refinements are possible in bridge analysis. Computers and software are constantly increasing the capabilities and ease for carrying out refined analysis. This may suggest that simplified analysis methods will progressively disappear. Such a conclusion is probably incorrect, but it is certainly undesirable. When possible, a refined analysis should be accompanied by simpler models. In bridges, the equivalent beam method has been used since the 1930s (Zoakaie et al 1991) and is still used in North American bridge codes (AASHTO, 2007; CSA-S6, 2006). This method, which should be on the conservative side, provides a simple and quick way to determine the load effects on the main supporting elements. Improving the accuracy while retaining the simplicity of the equivalent beam method would contribute to maintaining its popularity and usefulness.

Grillage models would normally be the next step in analysis refinement. Common sense indicates that grillage models should remain simple for any type of bridges, and be limited to 2D grids, in turn avoiding the complexity of pseudo-tridimensional modelling. Besides for their simplicity, grillage models generate information that is still manageable at the human level, but they also offer the advantage of giving load effects in members that can directly be linked to strength calculations that are specified in the codes. Although orthogonal grids are presented in the specialised literature (Hambly 1991; Jaeger and Bakht, 1982), using non-orthogonal (or skewed) grids with members parallel to the slab sides greatly facilitates modelling. However, little information has been found in the literature on the appropriateness of this approach in the perspective of carrying out analysis for design. Ultimately, finite element analysis would be the preferred finest modelling level. However, the more refined the model is, the higher the chances are of introducing errors. This is particularly true in specifying boundary conditions or introducing hinges for some bridge types. Moreover, finite element models generate large amounts of data that can generally only be treated at the software level, which suggests greater attention. Stresses need to be integrated in order to obtain bending moments and shear forces, whereas in the case of concrete structures, the load effect components must be computed with respect to reinforcement orientation. For slab bridges, one should choose between plate elements or solid elements, the former being the natural choice. A gradual increase in analysis refinement is always a good practice. Because engineers would likely be more inclined to use the latest and

most efficient features that are offered by modern software, such an approach should be encouraged, and simplified methods must be maintained in the codes.

This paper's objective is threefold. Firstly, the paper is aimed at illustrating the behaviour of straight and skewed solid slab bridges under uniform traffic loads by using the appropriate refined models with the goal of determining the maximum shear forces and bending moments in the context of a design or strength appraisal. The second objective is to derive a series of equations for the equivalent beam method for considering the skew effects for longitudinal shear and bending moments, for both dead and live loads. The final objective is to develop a simple approach for determining the magnitude of secondary bending moments as a complement to the equivalent beam method. The proposed simplified approach is developed to be used with either AASHTO (2007) or CSA-S6 (2006) specifications.

In the first part of the present paper, the behaviour of straight and skewed slabs is examined in bending and shear, with the objective of determining the most efficient grillage model between orthogonal and non-orthogonal arrangements, based on a comparison against plate or solid finite element model results. The second part of the paper presents the results of a parametric study on 390 solid slab bridges that served to derive equations for considering the skew effects in slab bridges when using the equivalent beam method. Most bridges considered in this study were simply supported structures of one to four lanes, with spans  $L$  ranging from 3 to 20 m. The selected skew angles  $\theta$  varied from 0 to 60 degrees. Definitions are given in Figure 11.

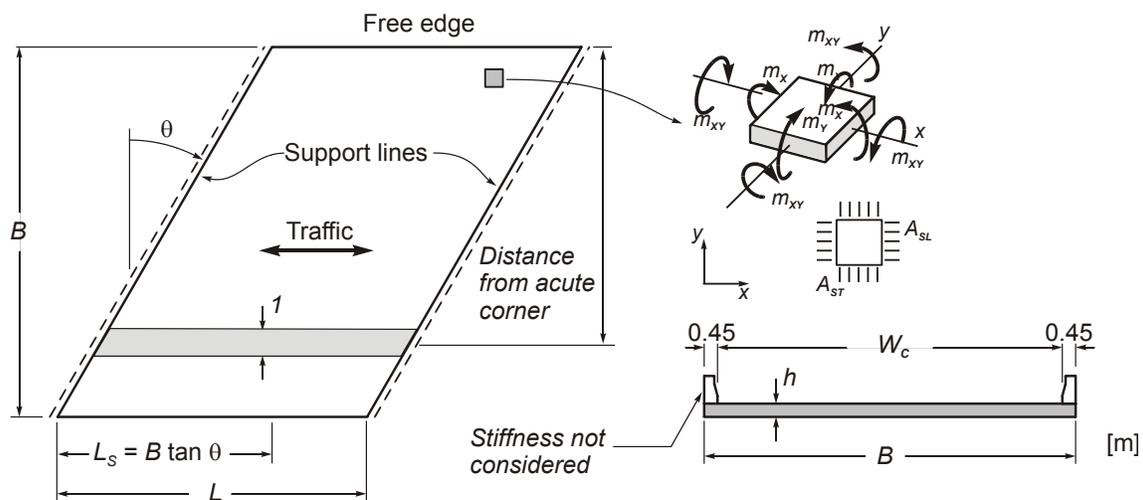


Figure 11 – Definitions

## **3.3 Analysis for design**

### **3.3.1 Selected refined models**

The behaviour of solid slabs was studied using four types of refined models: two grillage arrangements and two types of finite elements, as shown in Figure 12. These models were selected with the objectives of comparing the advantages and limitations for each, and to identify the most appropriate in the context of design for bending and shear. Orthogonal grillage models are recommended in various specialised publications (Hambly, 1991; Jaeger and Bakht, 1982). Although these models give load effects that can be handled more naturally for determining transverse moments, they bring limitations in setting the grid member spacing, which does not facilitate automating grid generation for skewed bridges. On the other hand, non-orthogonal grillages with members parallel to the slab edges enable the generation of models without limitations in member spacing in both directions. However, little information is available on the accuracy of these models or how transverse moments can be treated. Plate elements would naturally be the preferred choice for slab bridges. However, near discontinuities such as the corners along the support lines, especially for skewed slabs, some plate elements can be susceptible to stress concentration or present limitations in the mesh refinement considering the slab thickness if a refined model is required. Finally, solid elements can very accurately represent the actual structures. However, the refinement level that is needed is often disproportioned for practical applications.

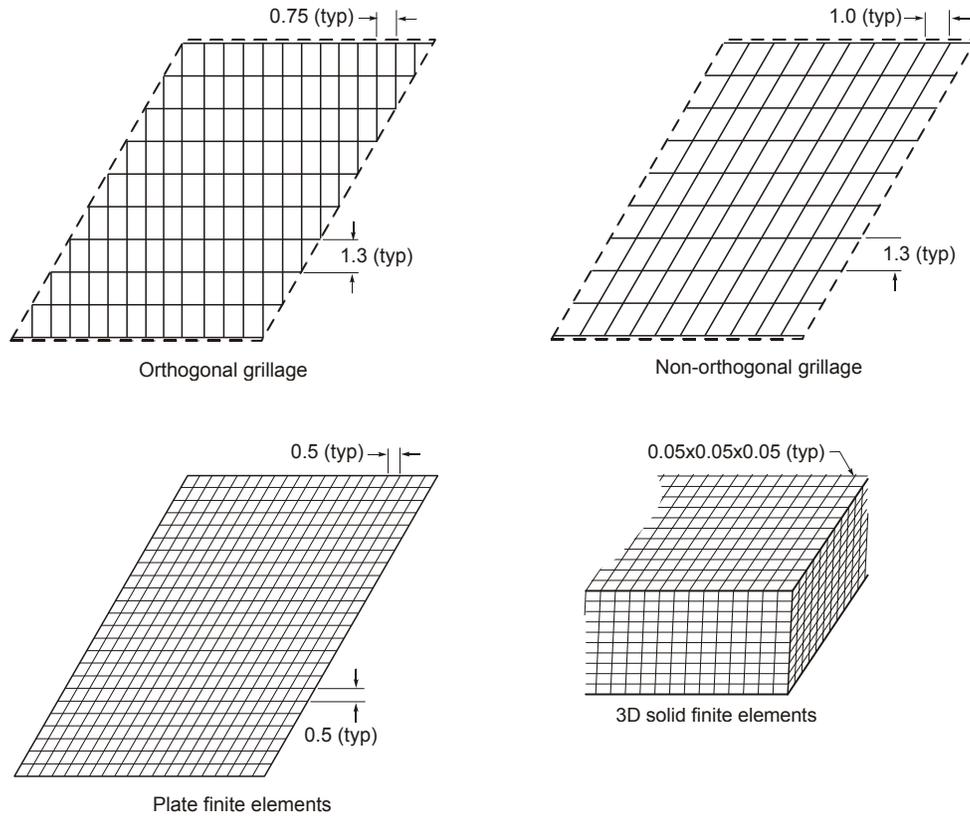


Figure 12 – Grillage and finite element models

### 3.3.2 Design bending moments

Reinforcement in concrete slabs must include the effect of torsion as indicated in the following equations, where algebraic values of the bending moments per unit are used:

$$m_L^+ = m_x + \gamma |m_{xy}| \geq 0 \quad (17)$$

$$m_T^+ = m_y + \frac{1}{\gamma} |m_{xy}| \geq 0 \quad (18)$$

$$m_L^- = m_x - \gamma |m_{xy}| \leq 0 \quad (19)$$

$$m_T^- = m_y - \frac{1}{\gamma} |m_{xy}| \leq 0 \quad (20)$$

As indicated in Figure 11,  $m_x$  and  $m_y$  in these equations are the longitudinal and transverse bending moments obtained in elastic analysis whereas  $m_{xy}$  is the associated torsional moment.  $m_L$  and  $m_T$  are the bending moments required to design concrete slab reinforcement oriented in the longitudinal and transverse directions respectively. Codes conservatively specify  $\gamma = 1$  (CSA, 2004) but other positive values can be chosen freely (Nielsen, 1999). Bending moments in traffic (or longitudinal) direction for straight slab bridges are dominant, whereas torsional and transverse moments are negligible. However, for skewed bridge geometries, torsional and secondary moments, as given in Eqs. 18 to 20, can become important and require special attention as recommended by Menassa et al. (2007). Moreover, for concrete skewed bridges, longitudinal bending moments that are given by the equivalent beam method must implicitly include the effect of torsion for designing reinforcement.

### 3.3.3 Design for shear

Shear strength has not been a concern for solid concrete slab bridges until recently with the collapse of Concorde Bridge. Although shear stresses are generally small in slab bridges supported on continuous supports, closer attention should be paid to shear forces, especially at the obtuse corners of skewed bridges, but also in the presence of sidewalks, heavy parapets, or when discrete supports are used. For voided slab bridges that are analysed as solid slabs, the design of webs for shear must correctly account for the effect of skew and the presence of a sidewalk.

Limited information is available on the one-way shear strength of skewed slabs. Morrison and Weich (1987) carried out two large-scale tests on skewed slabs in which they measured high support reactions at the obtuse corner, as predicted by analysis. The failure was governed, however, by bending when using the typical flexural reinforcement ratio. They also observed shear stress redistribution after shear cracking, which suggests that redistribution can take place in concrete slabs under certain conditions even without shear reinforcement. Sherwood et al (2006) studied the shear behaviour of wide beams and concluded that one-way shear strength is not affected by the beam width. Determining the critical shear sections would differ, depending on the load configuration or if continuous or discrete supports are used. In the present study, simply supported continuous support conditions and a Poisson's coefficient  $\nu=0.2$  were considered.

## 3.4 Flexural behaviour

### 3.4.1 Reference bridge geometry

The maximum longitudinal bending moments that are predicted by non-orthogonal grillage models are first compared to those obtained by using orthogonal grillage and finite element plate models for two typical 10 m long, 0.5 m thick, 12 m wide 3 lane slab bridges with  $\theta=0^\circ$  and  $\theta=30^\circ$ . The behaviour of these structures was found to be typical of other slab bridges with a different geometry and is used here to illustrate the characteristic responses of slab bridges. The results from a broader geometry spectrum are presented later.

Both the orthogonal and non-orthogonal bridge models (Figure 12) comprised 10 longitudinal members spaced at 1.3 m. For the non-orthogonal grillage the transverse elements were spaced at 1.0 m, but transverse spacing for the orthogonal model was adjusted at about 0.75 m to accommodate the spacing of the supports along the longitudinal direction. The models were defined according to the rules presented in Appendix A. For the plate finite element model (Figure 12), the orthogonal plate dimensions were specified at 0.5 m. For the grillage models, rotations about an axis perpendicular to the support line were restrained. All the rotations were left free for the plate model. Grillage and finite element analyses were performed using SAP2000 (CSI, 2009) software.

### 3.4.2 Bending moments under uniform load

Results for a uniform load of  $12 \text{ kN/m}^2$  corresponding to the slab self weight are shown in Figure 13. For all the models, the bending moment values per unit slab width that were measured perpendicular to traffic (Figure 11) are given along a line at mid-span parallel to the supports. Finite element longitudinal bending moments are given with and without consideration for the torsional moment ( $m_{xy}$ ) defined in Eq. 17.

As expected for the straight bridge in Figure 13, all three models gave virtually the same results due to the absence of torsional moment at mid-span. For the skewed bridge, the design bending moment that was predicted by the non-orthogonal grillage model compared very satisfactorily

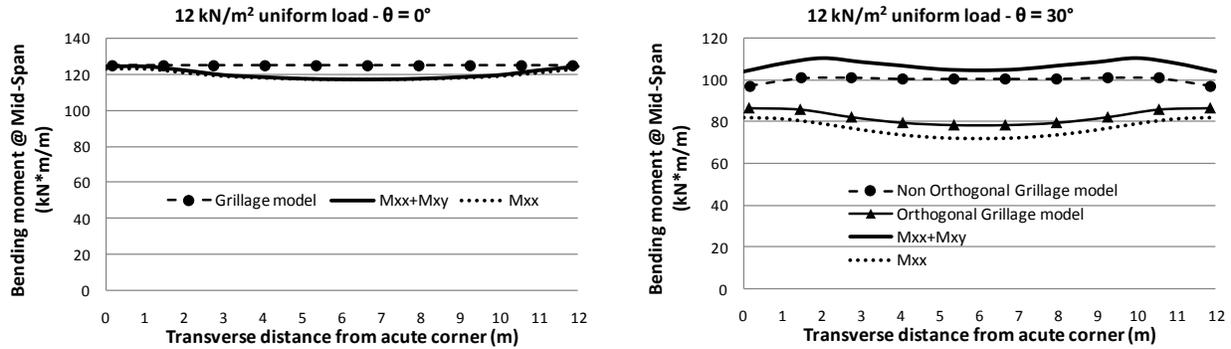


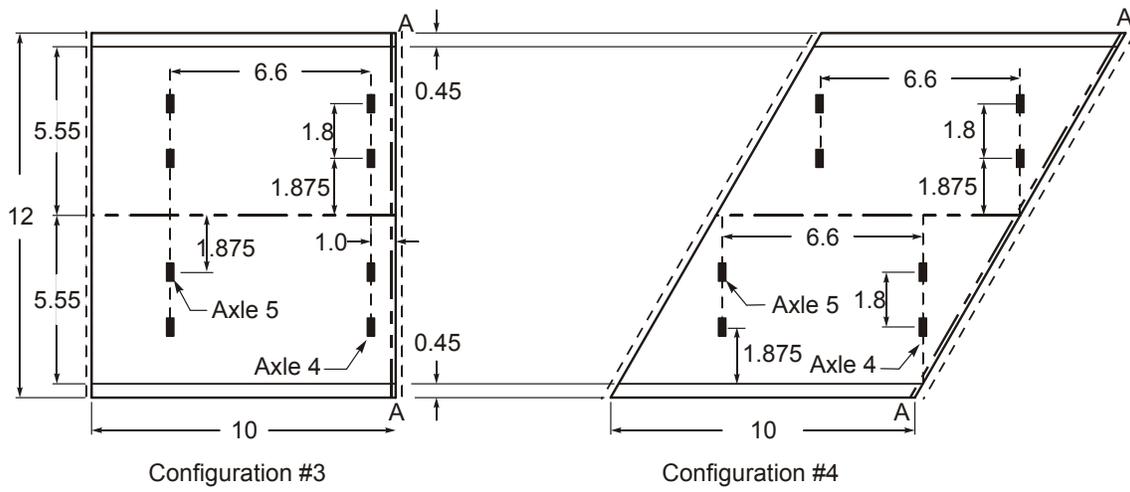
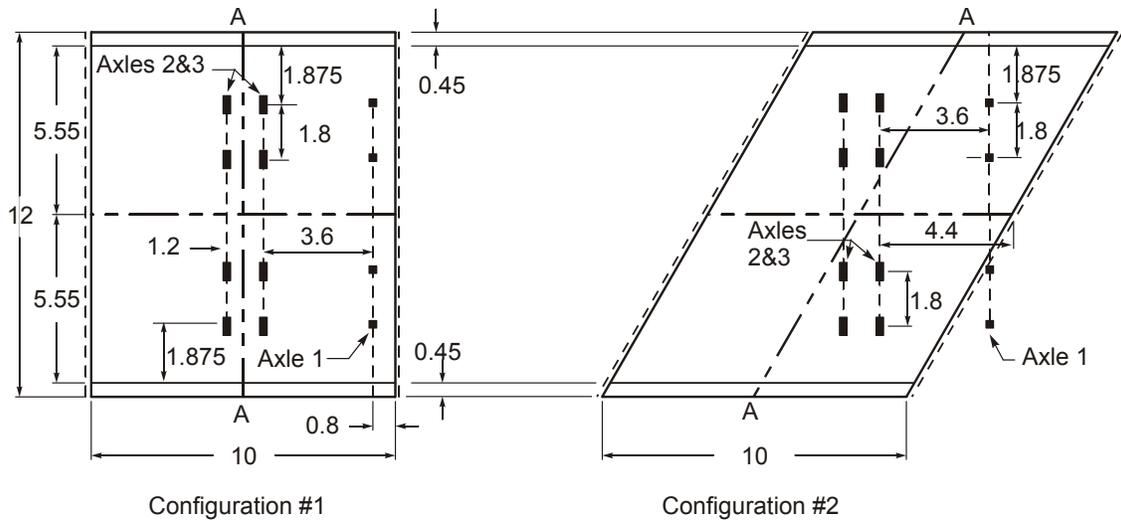
Figure 13 – Dead load mid-span bending moment for L=10m

with the finite element values for  $m_L$  in which torsional moments were considered. This illustrates the ability of non-orthogonal grillage models to compute directly the bending moments that are required for concrete slab design without requiring any post-processing. Conversely, results obtained with the orthogonal grillage model indicated that torsion effects are not well captured by this approach.

### 3.4.3 Bending moments under truck load

Figure 14 illustrates the truck load configurations used to compare refined model predictions. The live load corresponds to CSA-S6 (2006) 625 kN five axle truck loading defined in Figure 14. The tire print sizes specified in CSA-S6 were used to apply the corresponding pressure in the finite element model whereas point load on members were used for the grillage models. Load configurations #1 and #2 approximately correspond to the governing load cases for flexure whereas load configurations #3 and #4 were retained for shear.

As shown in Figure 15, the longitudinal bending moment distributions at mid-span (along line A-A) that were obtained by using the non-orthogonal grillage compare closely to the design moment distributions along the same line that were obtained with plate finite element models. Both shape and amplitudes are well captured by the non-orthogonal models. Conversely, the bending moment distribution obtained with the orthogonal model underestimates the amplitude of the design moment for skewed bridges because it does not include torsion effects.



Note: CSA-S6 truck load axles 1 to 5: 50-125-125-175-150kN @ 3.6-1.2-6.6-6.6 m  
 Tire foot print: 50kN axle: 0.25x0.25m; other axles: 0.25x0.6m

Figure 14 – Truck load configurations

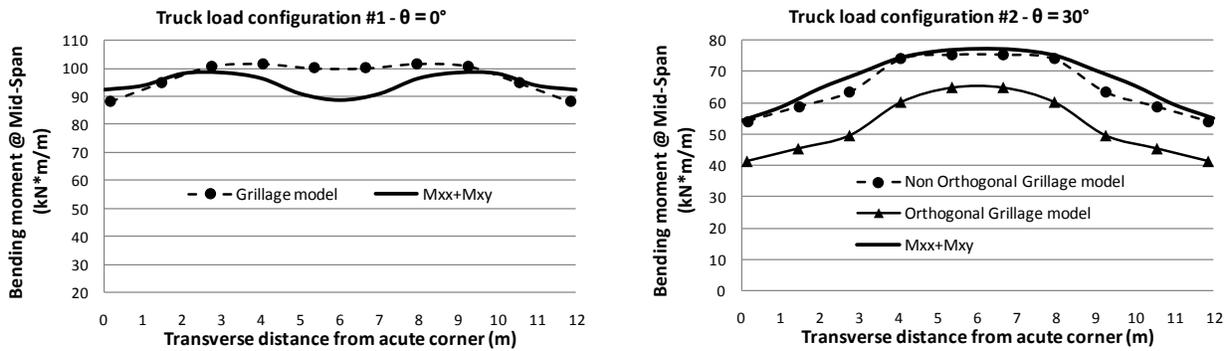


Figure 15 – Truck load bending moment at mid-span for L=10m

### 3.4.4 Non-orthogonal grillage validation

Analyses of a series of non-orthogonal grillage and plate finite elements models were carried out to evaluate the accuracy of non-orthogonal grillages for determining the design bending moments for skewed bridges. Twenty 12 m wide bridges with spans of 5, 10, 15, and 20 m were modeled as non-orthogonal grillages and plate finite elements for skew angles of 0, 15, 30, 45, and 60 degrees. A constant span to thickness ratio ( $L/h$ ) equal to 20 was used in all the models. The bridges were modeled with the same refinement as described previously. The maximum bending moments along a line at mid-span parallel to the supports are compared for the case of a uniform load. Table 3-1 shows a grillage and finite element model of the bending moment ratios ( $m_G/m_{FE}$ ) for three different conditions: 1) maximum bending moments ignoring torsional moments in the finite element analysis ( $m_{G\ max}/m_{x\ max}$ ), 2) maximum bending moments by using Eq. 17 for the finite element results ( $m_{G\ max}/m_{L\ max}$ ), and 3) comparison of the average bending moments for both models ( $m_{G\ avg}/m_{L\ avg}$ ).

Tableau 3-1 – Accuracy of non-orthogonal grillage models

<b>L (m)</b>	<b><math>m_G/m_{FE}</math></b>	<b><math>\theta = 0^\circ</math></b>	<b><math>\theta = 15^\circ</math></b>	<b><math>\theta = 30^\circ</math></b>	<b><math>\theta = 45^\circ</math></b>	<b><math>\theta = 60^\circ</math></b>	<b>Avg.</b>
5	$m_G/m_{X\ max}$	1.04	1.1	1.35	1.82	2.97	1.66
	$m_{G\ max}/m_{L\ max}$	1.04	0.94	0.96	1.07	1.59	1.12
	$m_{G\ avg}/m_{L\ avg}$	1.07	1.05	1.07	1.28	2.07	1.33
10	$m_G/m_{X\ max}$	1.02	1.05	1.21	1.48	2.04	1.36
	$m_{G\ max}/m_{L\ max}$	1.02	0.89	0.9	0.97	1.16	0.99
	$m_{G\ avg}/m_{L\ avg}$	1.04	0.95	0.94	1.07	1.92	1.18
15	$m_G/m_{X\ max}$	1.01	1.06	1.19	1.46	1.73	1.29
	$m_{G\ max}/m_{L\ max}$	1.01	0.89	0.87	0.94	1.04	0.95
	$m_{G\ avg}/m_{L\ avg}$	1.03	0.94	0.91	1.38	1.26	1.1
20	$m_G/m_{X\ max}$	1.02	1.06	1.18	1.42	1.66	1.27
	$m_{G\ max}/m_{L\ max}$	1.02	0.89	0.86	0.88	1	0.93
	$m_{G\ avg}/m_{L\ avg}$	1.03	0.93	0.89	0.95	1.11	0.98
Avg.	$m_G/m_{X\ max}$	1.02	1.07	1.23	1.54	2.1	1.39
	$m_{G\ max}/m_{L\ max}$	1.02	0.9	0.9	0.97	1.2	1
	$m_{G\ avg}/m_{L\ avg}$	1.04	0.97	0.95	1.17	1.59	1.15

Globally, the comparison is acceptable with a ratio  $m_{G\ max}/m_{L\ max} = 1.0$  when considering all the cases. All the bending moments obtained with the grillage model exceed the finite element values when ignoring the torsion effects ( $m_{G\ max} \geq m_{x\ max}$ ). For  $\theta=0^\circ$ , all the ratios are virtually equal to

1.0, whereas the grillage model values for  $\theta=60^\circ$  and  $L=5$  m are very conservative and, therefore, the results for these cases will not be included in the following comparison since they are limit cases. On average for the fifteen other cases, the maximum bending moment values ( $m_{G\ max}$ ) computed with the non-orthogonal grillage model exceeded by 9% with a standard deviation of 13% of the corresponding finite element values in which the torsional moment ( $m_{L\ max}$  with Eq. 17) was included. The flexural ductility of reinforced concrete slabs often justifies the consideration of the average moments over the slab width at ultimate limit state as for the yield line analysis. In that case, the grillage models overestimated by 6% the finite element values for all the cases considered in this comparison. It is noteworthy that the largest discrepancy occurs for  $\theta=30^\circ$ , which is the skew angle that was purposely selected previously for illustrating the behaviour of skewed slabs. The results of the  $\theta=30^\circ$  and  $L=10$  m case that are shown in Figure 13 for a uniform load and those in Figure 15 for the truck load, illustrate the adequacy of non-orthogonal grillage models to satisfactorily predict bending moment amplitudes and distribution across the slab.

Analysis of the non-orthogonal grillage model predictions for all the cases considered allows for the conclusion that it is the preferred approach for computing the longitudinal bending moments that are needed to design main flexural reinforcement. Its accuracy is comparable to the plate finite element models without the associated complexity of combining the concomitant quantities  $m_x$  and  $m_{xy}$  according to Eq. 17. In addition, based on these analyses, one concludes that orthogonal grillage models are not appropriate for obtaining the required bending moments for the reinforcement design unless combining the concomitant quantities  $m_x$  and  $m_{xy}$  as for finite element analysis, which makes its application less appealing. Finally, both grillage models do not correctly predict the transverse bending moments and, therefore, should not be used to evaluate these quantities, if these moments require an accurate evaluation.

## **3.5 Shear forces**

### **3.5.1 Plate behaviour**

Simply supported straight plates that are subjected to uniform loading present additional reaction forces at the corners that are caused by a transverse curvature, which is a well known phenomenon in plate theory (Timoshenko and Woinowsky-Krieger 1959). For straight slabs, as

illustrated in Figure 16 for a 10 m long and 12 m wide bridge subjected to a uniform load that was analysed by using finite element plate elements, it can be observed that corner reactions gain in importance with increasing slab slenderness while it significantly reduces for fixed ends and vanishes for a zero Poisson's ratio or for restrained torsional rotation. For skewed bridges, corner reactions are important at the obtuse corner as indicated in Figure 16, with a magnification factor above 10 for the reference slab and nearly 9 with zero Poisson's ratio. However, this factor considerably reduces for fixed ends. Orthogonal and non-orthogonal grillage models for the skewed slab in Figure 16 gave magnification factors of 2.52 and 1.36 respectively, far to the 10.1 value obtained with the plate finite element model.

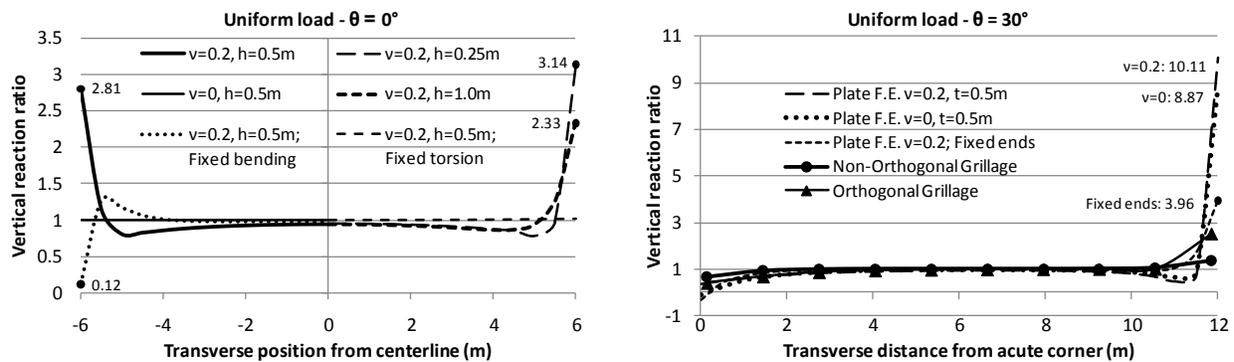


Figure 16 – Plate element vertical reaction at support for a uniform load

Questions were raised regarding the actual magnitude and extent of the reaction forces at the corners. Further analyses of the same slabs with refined solid finite elements carried out using ABAQUS (2009) with 10 50 mm elements over the slab depth (see Fig. 2), showed that stress concentrations at the supports are real with an order of magnitude less but close to those given by plate finite element analysis (2.8 and 2.6 for the plate and solid finite element models respectively). However, a detailed examination of the shear stress distribution in the case of a uniform load indicated a magnification factor that varied from 2.6 at the corner of a straight slab to nearly 1.0 at a distance equal to the slab thickness ( $h$ ) when travelling along the corner diagonal. Moreover, these analyses pointed out the presence of additional vertical shear stresses along the slab free edges that vanish within a distance transverse to the side equal to the slab thickness. Figure 17 shows the amplitude of the vertical shear stress measured in the slab longitudinal direction (from mid-span to the support) along lines located at various distances from the slab free edge ( $0, 0.1h, 0.5h$  and  $h$ ). This illustrates that the corner reaction force is not a

local effect but rather the accumulation of vertical shear forces that are induced by the transverse curvature. Except with very refined models, such as the one used in this study, these forces cannot be estimated. For solid slabs, the associated shear stresses are relatively small. However, when combined with a sidewalk or in the case of voided slabs, these shear forces need to be considered adequately. A closer look at these forces is presented afterwards.

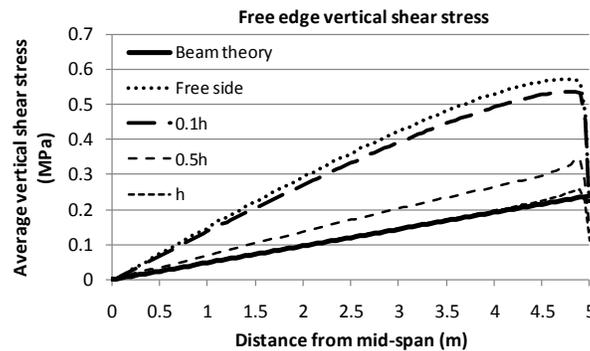


Figure 17 – Vertical shear stress along the free edge

### 3.5.2 Shear along the support lines at the obtuse corners

Figure 18 shows the shear forces computed along the support line for the 10 m long, 12 m wide reference bridge for a uniform load of  $12 \text{ kN/m}^2$  corresponding to the slab self weight. The results are given per unit slab width measured perpendicular to traffic. Shear forces were obtained using solid finite elements and the non-orthogonal grillage model for two skew conditions:  $\theta=0^\circ$  and  $\theta=30^\circ$ . Figure 18 also shows the shear forces computed along the support line for the four truck load configurations shown in Figure 14 for the same two skew angles. These results show important corner forces for a straight bridge under a uniform load but little effect in the case of truck load. On the other hand, in the case of skewed bridges, the corner reaction is significant for all the cases. However, the length along which support shear forces are affected is relatively small, and typically equal to about the slab thickness. A close examination of the results suggests separating the localised corner effects to the rest of the support shear forces.

Comparison of reaction forces in Figure 18 between configurations #1 and #2 or configurations #3 and #4 indicates that increasing the skew angle changed the shape and amplitude of the shear force distribution. In addition, the position of the shear force peaks moved towards the obtuse corner for the skewed bridges. The analyses showed that non-orthogonal grillages satisfactorily predict the amplitude and the transverse distribution shape of shear forces when compared with

refined solid finite element analysis and, therefore, can be used confidently for the analysis of shear in skewed slab bridges, with the exception of the corner reactions.

Corner reactions must be considered separately because it would be inappropriate to use these forces to design slabs for shear over their full width, whereas simplified approaches such as the equivalent beam method must predict the amplitude of the maximum shear forces for straight and skewed slabs across the entire slab width.

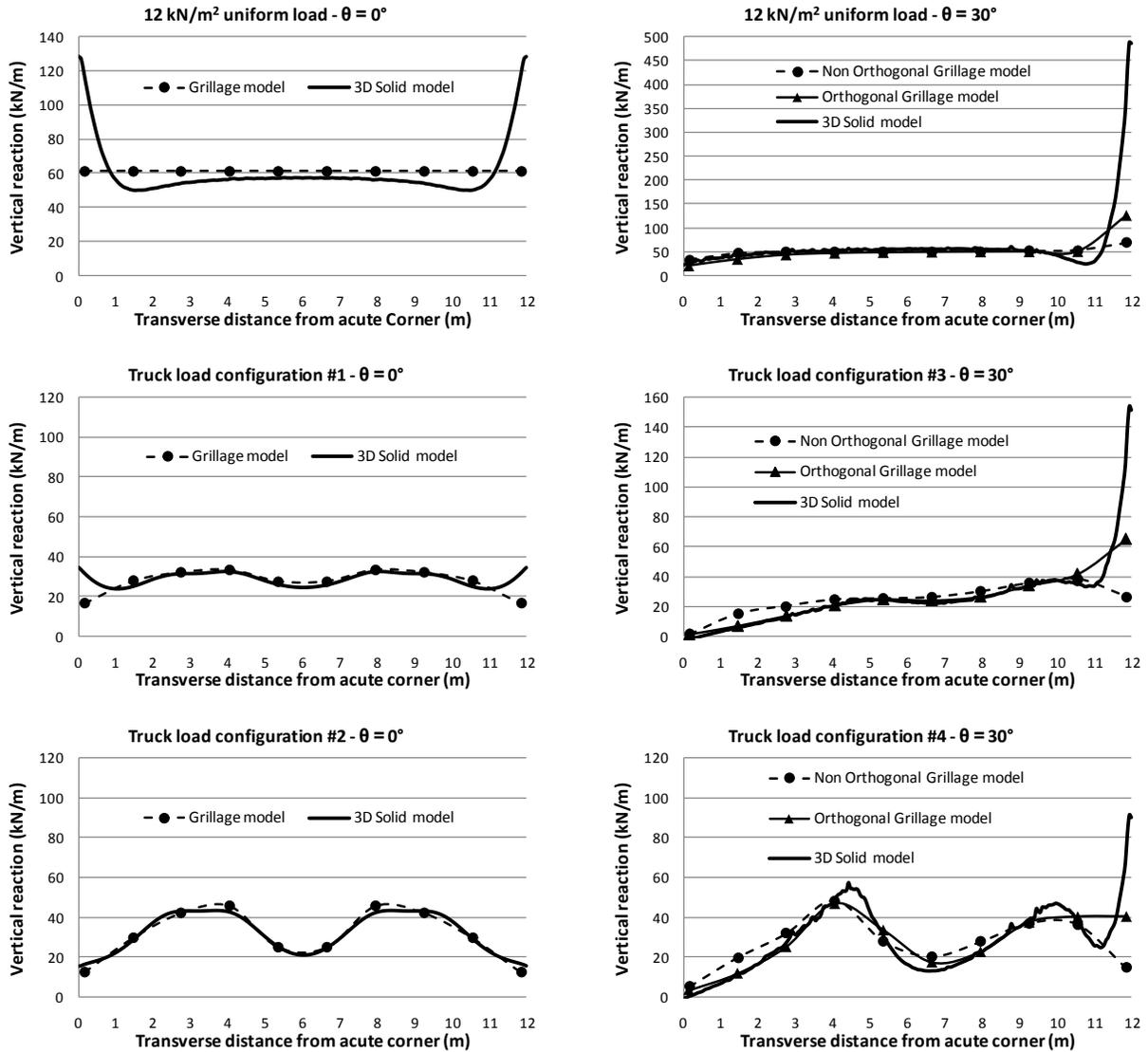


Figure 18 – Support vertical reaction for a 10 m long bridge

### 3.5.3 Corner forces

Several parameters affect the amplitude of corner forces. Factors such as continuity, slab geometry, support configuration (continuous or discrete), support stiffness, cracking, and load configurations, just to name a few should be considered. Although such an undertaking is beyond the scope of the study presented in the present paper, refined linear analyses contributed to illustrate the behaviour. Observation of Figure 16 to Figure 18 results suggests that the amplification of the shear force near the corners originates from two distinct phenomena: a first one attributed to bending and the associated transverse curvature, and a second one related to the skewed geometry. Figure 19 illustrates for straight slabs ( $\theta=0^\circ$ ) that shear forces increase almost linearly beyond the beam theory level (vertical shear ratio equal to 1.0) with increasing aspect ratio  $B/L$  up to  $B/L=0.5$ , and reach a maximum value of about 2.2 for  $B/L=1.2$ . This means that the corner forces attributed to bending are caused by loads applied on a strip of slabs along the edges. The results suggest that this strip is equal to half the slab width without exceeding the slab span  $L$ .

Results in Figure 19 for skewed bridges clearly show that corner forces become more significant with larger skew angle. Conveniently corner forces ( $R_C$ ) are defined as the summation of the shear forces beyond the beam shear force level at the corners, are equal to the contribution of the bending ( $R_B$ ) and the skewed geometry ( $R_S$ ) components. The magnitude of these forces is presented in the following as a function of  $R_\theta$ , the load applied to a quarter of the slab and defined as  $R_\theta=qBL/4$ . The examination of the analysis results of simply supported slabs with  $0.3 \leq B/L \leq 1.0$  under a uniform load indicates that  $R_B \approx 0.1R_\theta$  for a Poisson's coefficient of 0.2.

Solid finite element analyses of slabs with span ranging from 5 to 20m and for skew angle varying from  $0^\circ$  to  $60^\circ$  allowed capturing the value of effect of skew of the corner reactions. Figure 19 illustrates the variation of the obtuse corner forces as a function skew angle for three conditions: simply supported, fixed against rotation at the supports and simply supported with a Poisson's coefficient equal to zero. For the reference slab (simply supported and  $\nu=0.2$ ),  $R_C/R_\theta$  is equal to 0.1 for  $\theta=0^\circ$  and increases almost linearly up to  $30^\circ$ . The same trend was obtained for the fixed conditions but values are less than half those of the simple slab. The condition with  $\nu=0$  illustrates that important reaction forces can be obtained for large skew angles without any

coupling between longitudinal and transverse bending. Results for span between 5 à 20 m were identical to those obtained for the 10 m slab presented in Figure 19.

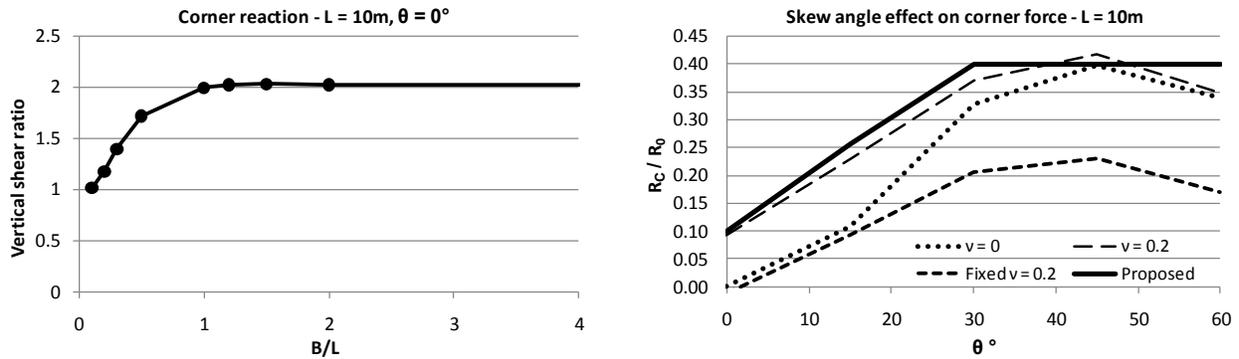


Figure 19 – Corner forces

Finally the analyses indicated that corner forces associated with skewed geometry become important for skew angle beyond  $20^\circ$  and that 40% of gravity loads are concentrated at corners for  $\theta \geq 30^\circ$  for simply supported slabs and half this value for fixed conditions.

### 3.6 Analysis of skewed slabs using the equivalent beam method

#### 3.6.1 Current code specifications and limitations

For skewed slab bridges, AASHTO (2007) recommends a reduction factor for bending moments expressed as follows:

$$r = 1.05 - 0.25 \tan \theta \leq 1 \quad (21)$$

but no indications are provided to consider shear magnification due to skew, as specified for other types of bridges. CSA-S6 (2006) does not specify any correction factors for shear or bending moment, but rather imposes a maximum limit of  $1/6$  to the parameter  $\varepsilon$  for using the equivalent beam method for skewed bridges where  $\varepsilon$  is the ratio of the slab width  $B$  projected in the longitudinal direction ( $L_S$ ) to the span length, (see Figure 11):

$$\varepsilon = B/L \tan \theta \quad (22)$$

No indications are given in any codes for specifying transverse and secondary reinforcements. For this reason, Menassa et al. (2007) recommended limiting the application of the equivalent beam method to 20 degree skewed bridges. Their study also indicated that the reduction factor  $r$  is appropriate for a short span (7.2 m) but it is overly conservative for longer spans (16.2 m). Codes would benefit, therefore, from clearer specifications on several aspects regarding skewed slab design that is associated with the equivalent beam method, particularly for shear, moment reduction, and secondary reinforcements, as considered in the following.

### **3.6.2 Parametric study**

An extensive parametric study was performed on straight and skewed slab bridges for determining the effects of the geometrical bridge characteristics on bending moments and shear forces caused by dead and live loads.

Slab bridges were selected to cover the most common geometries encountered in highways. Simply supported bridges with simple spans ranging from 3 to 20 m were selected. It was assumed that the skew effects would be less important for continuous bridges as indicated by the results presented above. The width was varied from 6.9 to 17.9 m, covering 1 to 4 lane bridges. The slab thickness  $h$  was taken equal to  $L/20$ . Three different lane widths were considered for each bridge type (narrow, normal, and wide) to account for lane width variation in determining the critical cases for live load distribution. For each skew angle, a total of 78 bridge geometries were determined, whereas 5 skew angles were studied, from 0 to 60 degrees by increments of 15 degrees, for a total of 390 grillage models. Non-orthogonal grillage models were used because they definitely appear to be the most optimal modelling approach to obtain the design bending moments and shear. CSA-S6 (2006) 625 kN five-axle truck model was applied using the software SAP2000 (CSI, 2007) for all the possible configurations of the lane number and transverse truck position.

### **3.6.3 Shear magnification**

For each of the 78 bridge configurations, the skew effects were obtained by comparing the values of the skewed bridges with those of the corresponding straight bridge. Such comparison is, therefore, independent of the type of truck load model. The ratios of the maximum bending

moment and shear in skewed bridges to the corresponding straight bridge values were computed for each of the 312 skewed bridges, expressed as follows:

$$C_V = V_{\theta>0}/V_{\theta=0} \quad (23)$$

$$C_M = M_{\theta>0}/M_{\theta=0} \quad (24)$$

A comparison of the parametric study values to the CSA-S6 parameter  $\varepsilon$  is shown in Figure 20 for dead and live loads. The results clearly indicate that there is no definite tendency as a function of this parameter, but also that the  $\varepsilon = 1/6$  limit validity seems inappropriate. A closer examination of the results indicated that several of the bridges that are found under that limit are of common geometry, with spans between 10 and 20 m and a skew angle as small as 15 degrees. This observation leads to the conclusion that the parameter  $\varepsilon$  is not adequate to characterize the shear magnification factor  $C_V$ .

The observation of the influenced surface for the obtuse corner reaction as illustrated in Figure 21 revealed that part of the shear amplification factor observed in the grillage models is related to the ratio of the triangular surface originating from the obtuse corner over the total surface of the bridge, expressed as:

$$\beta = (L/B) \sin \theta \cos \theta$$

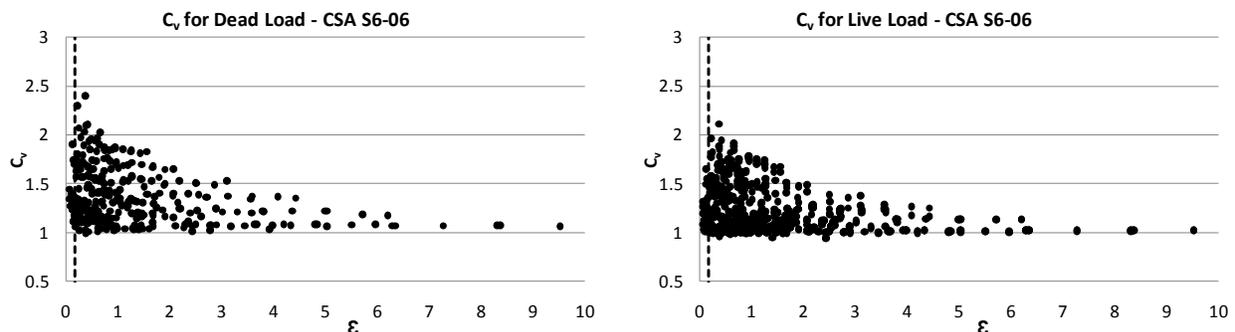


Figure 20 – CSA-S6 skew parameter

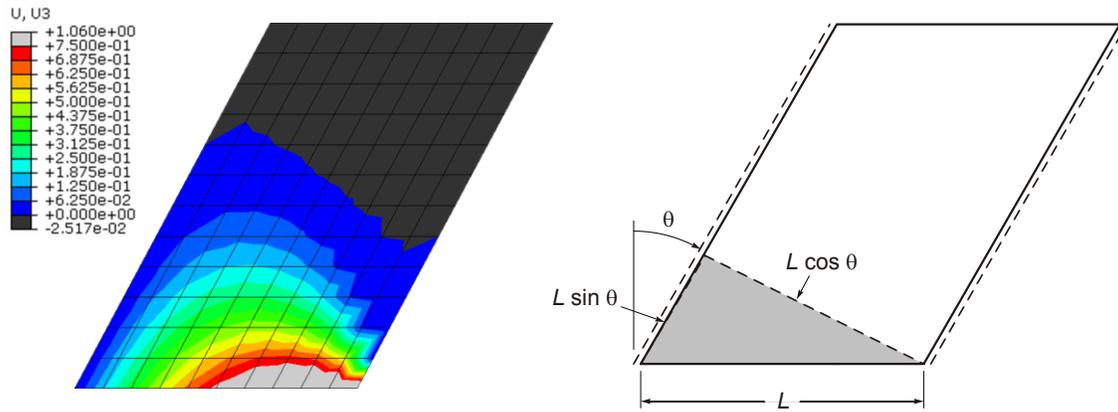


Figure 21 – Influence surfaces for obtuse corner shear

Figure 22 shows the variation of  $C_V$  as a function of  $\beta$  and the number of lanes for dead and live loads. It is shown that the magnification factor can be as high as 2.0 in some cases and is equal on average to 1.37 and 1.19 for dead and live loads, respectively. Two sets of equations are proposed to determine  $C_V$  for dead and live loads with the equivalent beam method. The first one gives the best fit for the analytical results, whereas the second one is on the conservative side for 95% of the results.

Best fit:

$$C_{VD} = 1 + (0.085B + 0.15) \beta \quad (25)$$

$$C_{VL} = 1 + (0.075B - 0.15) \beta \quad (26)$$

95% limit:

$$C_{VD95\%} = 1 + (0.095B + 0.25) \beta \quad (27)$$

$$C_{VL95\%} = 1 + (0.095B - 0.125) \beta \quad (28)$$

Figure 22 also shows the ratio of the proposed equations to the analysis for the 95% limit prediction. The average values are equal to 1.09 and 1.12 for dead and live loads, respectively, with corresponding standard deviations of 6.67% and 8.57%. The proposed equations provide satisfactory results.

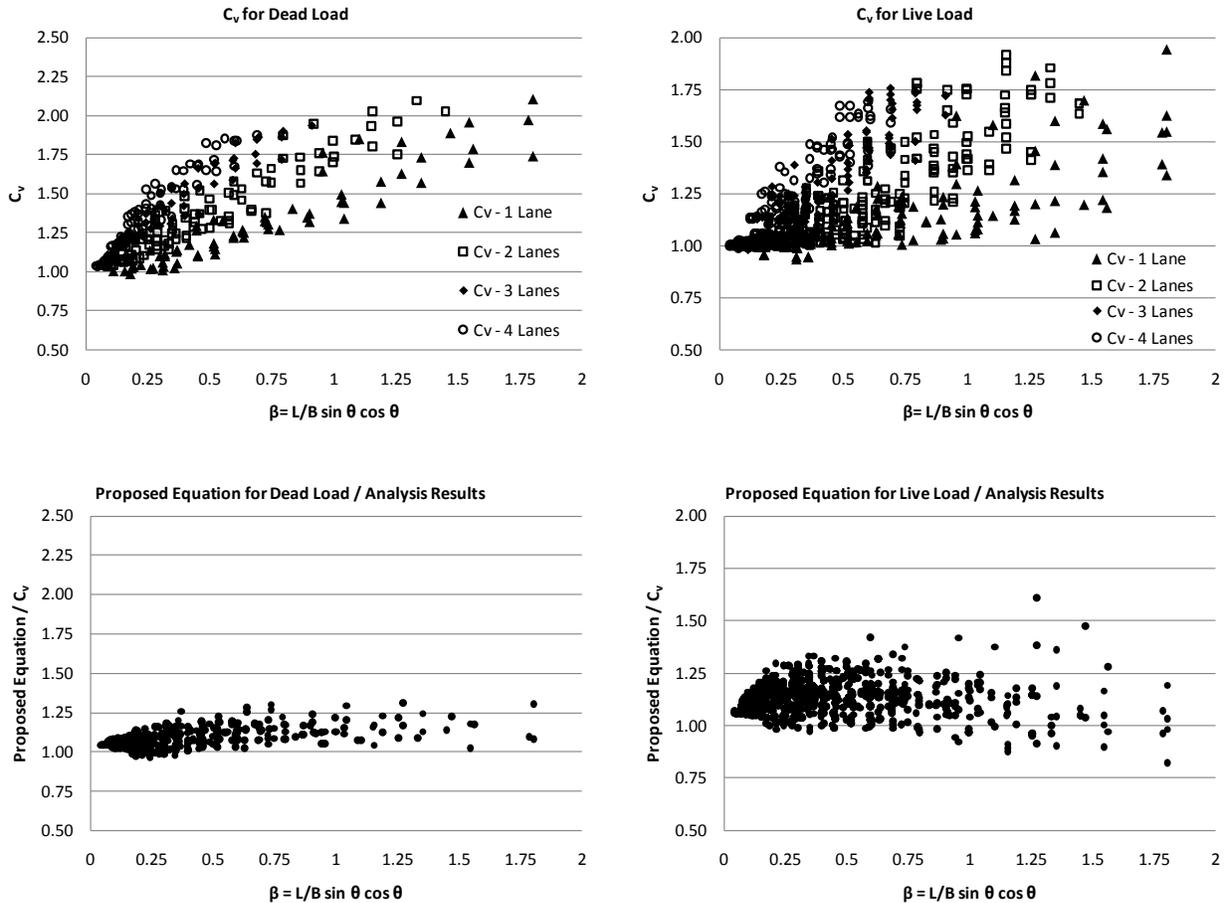


Figure 22 – Skewed bridge shear magnification factor

### 3.6.4 Moment reduction

Figure 23 presents the bending moment reduction factor  $C_M$  given in Eq. 24 (or  $r$  in AASHTO, Eq. 21) as a function of parameter  $\beta$  that is expressed in Eq. 25. The tendency for dead loads is clearly dependent on the skew angle and independent from parameter  $\beta$ . For a live loads,  $C_M$  varies with the skew angle and parameter  $\beta$ . Closer study of the analysis results leads to the conclusion that the amplitudes of the bending moments in a skewed slab are directly related to the ratio of the span perpendicular to support edges. Two sets of equations are proposed to determine  $C_M$  for dead and live loads with the equivalent beam method. The first one gives the best fit for the analytical results, whereas the second one is on the conservative side for 95% of the results. Eq. 31 corresponds to AASHTO (2007) recommendation.

Best fit:

$$C_{MD} = 1.05 - 0.28 \tan \theta \quad (29)$$

$$C_{ML} = 1.05 - 0.25 \tan \theta \quad (30)$$

95% safe:

$$C_{MD95\%} = 1.05 - 0.335 \tan \theta \quad (31)$$

$$C_{ML95\%} = 1.05 - 0.16 \tan \theta \quad (32)$$

Figure 23 shows the ratio of the proposed equations to the analysis for the 95% limit prediction. The average values are equal to 1.09 and 1.15 for dead and live loads respectively with corresponding standard deviations of 8.54% and 8.83%. From the results of the parametric study, the equation proposed by AASHTO for live load (Eq. 21) provides satisfactory results for a small skew angle and is increasingly conservative as the skew angle becomes larger.

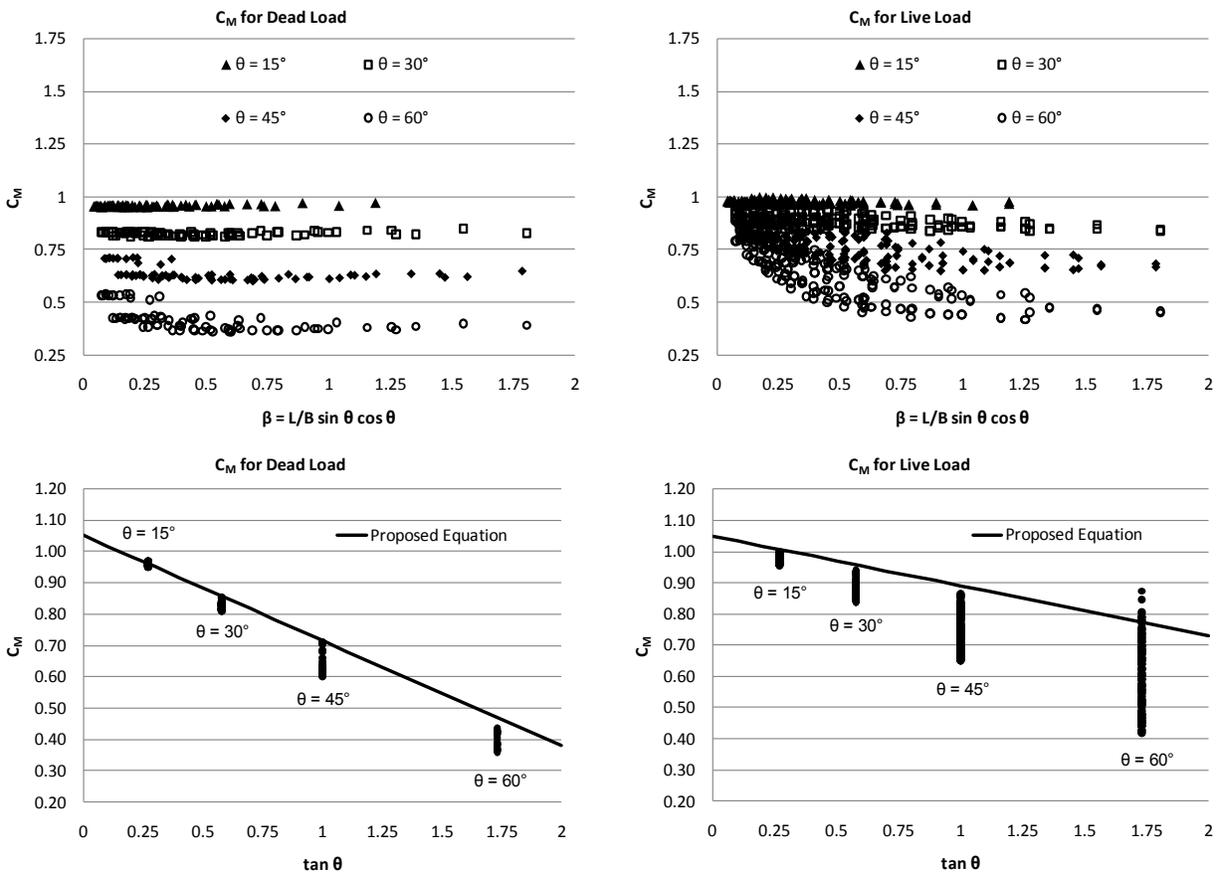


Figure 23 – Skewed bridge moment reduction factor

### 3.6.5 Secondary bending moments

The effects of torsion are negligible on straight slab bridges and transverse reinforcement design is governed by other requirements, such as minimum reinforcement limits. In the case of skewed slab bridges, torsion induces transverse and negative moments that cannot be neglected.

In the present study, the results of the finite plate element models on twenty bridges described previously were used to compare the secondary moments, obtained with Eqs. 18 to 20, to the maximum main longitudinal bending moments given by Eq. 17. Limited truck load cases were also considered. Although the scope of the study is limited, clear tendencies were observed as illustrated in Figure 24 where the maximum value of each secondary moment to the maximum longitudinal moment are compared. The proposed relationships were kept on the safe side due to the limited number of cases considered.

$$m_L^- = m_L^+ (-0.14 + \sin \theta) \geq 0 \quad (33)$$

$$m_T^+ = m_L^+ (0.2 + \sin \theta) \quad (34)$$

$$m_T^- = m_L^+ (0.1 + 0.4 \sin \theta) \quad (35)$$

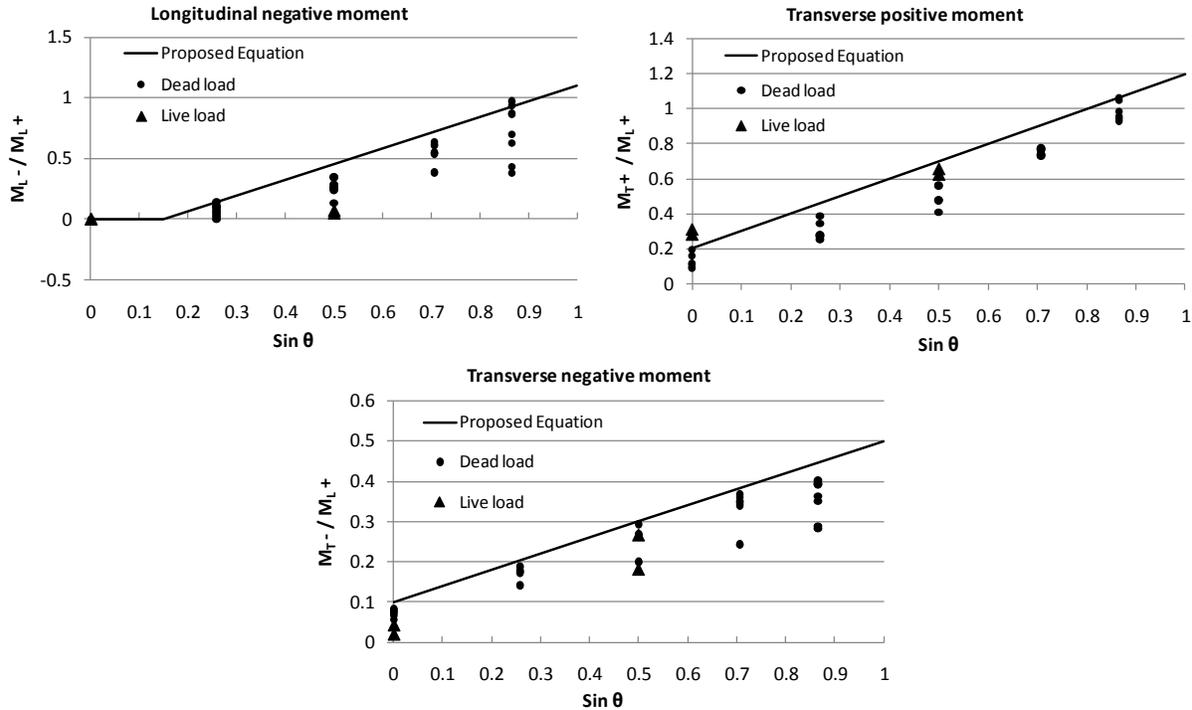


Figure 24 – Secondary moments

All of the secondary moments increase in amplitude with increasing skew angle. The longitudinal negative bending moments are negligible for a skew angle up to  $10^\circ$  and can become as important as the longitudinal moments due to the torsion effects for a  $60^\circ$  skew angle. Eq. 34, as plotted in Figure 24, is on the conservative side. Transverse positive bending moment ratios start at 0.2 for a straight bridge, which are compatible with the adopted Poisson's ratio and increase to 1.0 of a  $60^\circ$  skew angle, which complies with the Menassa et al. (2007) conclusions. Negative transverse bending moments are about half the positive moment values as shown in Figure 24 and expressed in Eqs. 35 and 36. The ratio for the truck load cases considered were less than the uniform load values and are below the values given by Eqs. 34 to 36.

The bending moments given by these equations, presented as positive quantities, are meant to be used with the equivalent beam method. Other code requirements such as minimum reinforcement must also be used in parallel.

### 3.6.6 Corner forces

The solid finite element analysis results allowed quantifying the two corner force components identified before as a function of geometrical parameters. These equations were derived for a uniform load for spans ranging from 5 to 20 m, with  $0.1 \leq B/L \leq 1.4$  and  $L/h = 20$ . At obtuse corners the total force is equal to  $R_B + R_S$  whereas at acute corners the reaction force is equal to  $R_B - R_S$ , where

$$R_B = 0.5 \nu \sqrt{L/B} R_0 \quad (36)$$

$$R_S = (0.1 + 0.6 \sin \theta) R_0 \leq 0.4 R_0 \quad (37)$$

In these equations B should not be taken greater L ( $L/B \leq 1.0$  and  $R_0 = qBL/4 \leq qL^2/4$ ). The values obtained with these equations may be reduced by half for fully fixed conditions.

### 3.6.7 Free edge reinforcement

The analyses reported in the present paper clearly indicate that important, but rather localised, shear forces develop along slab free edges, for straight and skewed geometries. As indicated previously, the shear forces in most of the slab area are not affected by these local effects. Figure 25 presents suggestions for providing reinforcement details along the edges with the objective of providing some shear ductility. Similar reinforcement details were suggested by Morrison and Weich (1987) for skewed slab bridges.

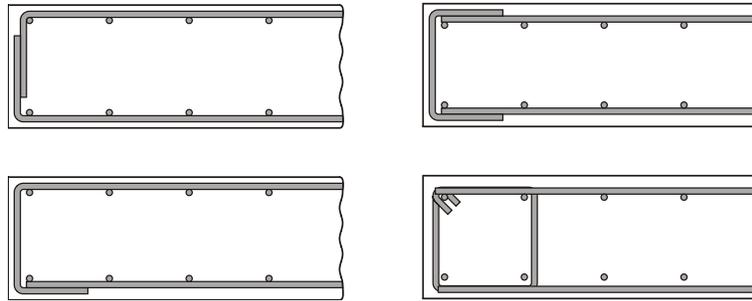


Figure 25 – Suggested shear reinforcement along free edges

### 3.7 Summary and conclusions

The paper presented the results of an investigation aimed at determining the bending moments and shear forces required to design skewed concrete slab bridges using the equivalent beam method. Straight and skewed slab bridges were modelled using grillage and finite element models to characterise their behaviour under uniform and moving loads with the objective of determining the most appropriate modelling approach for design. A parametric study was carried out on 390 simply supported slabs with geometries covering one to four lane bridges of 3 to 20 m spans and with skew angles ranging from  $0^\circ$  to  $60^\circ$ .

Comparison of finite element analyses with grillage models suggested that non-orthogonal grid arrangements are preferred over orthogonal grillages. Not only are non-orthogonal arrangements simpler to realise than orthogonal grid models for skewed geometries, but their accuracy was found comparable to finite element plate model values for determining the longitudinal bending moments in skewed slab bridges. In orthogonal grillage and in finite element analysis, concomitant flexural and torsional moments for moving loads must be combined for determining the bending moments required for designing reinforcements which was found unnecessary with skewed grillage models. Finally both grillage models do not correctly predict the transverse bending moments and, therefore, should not be used to evaluate these quantities, if these moments require an accurate evaluation.

Finite element analyses confirmed that important reaction forces develop at slab corners. These forces are caused by the combination of transverse curvature and skew effects. Refined solid finite element analyses indicated that the corner forces are related to additional vertical shear forces along the slab free edges that are present in a band equal to the slab thickness. It was

concluded that corner reactions must be considered separately to beam shear because it would be inappropriate to use these forces with the equivalent beam method to design for shear over the slab width. In that perspective, a simplified and conservative approach aimed at determining the corner forces for straight and skewed bridges was presented as an alternative to more refined analysis. Recommendations for shear reinforcement details along slab edges were also proposed to enhance the behaviour of slab bridges in shear.

At the exception of the corner reactions, the analyses showed that non-orthogonal grillages satisfactorily predict the amplitude and the transverse distribution of shear forces when compared with refined solid finite element analysis and can therefore be used confidently for the analysis of shear in skewed slab bridges. The shear forces obtained with orthogonal grillages also compared satisfactorily with the finite element values but were not better than the non-orthogonal grillage values to obtain the corner forces.

The results of a parametric study carried out on 390 slab bridges indicated that the shear forces and the secondary bending moments increase with increasing skew angle while longitudinal bending moments diminish. The study allowed proposing equations to consider the increase in shear forces attributed to skewed slab geometries to be used with the equivalent beam method. The study also showed that the moment reduction factor in AASHTO is accurate for skew angles of up to  $30^\circ$  but becomes very conservative for larger skew angles. Finally equations for computing the secondary bending moments as part of the equivalent beam method were proposed for slab bridges.

Equations and recommendations presented in this paper would allow to safely design slab bridges using the equivalent beam method for bending moments and shear for skew angle up to  $60^\circ$ . If more refined analyses are required, non-orthogonal grillage models would be the preferred refined method for computing live load longitudinal bending moments and shear forces. Plate finite element models are appropriate to determine corner forces and secondary bending moments. Finally the use of shear reinforcement is recommended along the slab free edges.

### **3.8 Acknowledgements**

The authors would like to acknowledge the financial support obtained from the Canadian Granting Agency (NSERC), the Quebec Ministry of Transportation and consulting firm Cima+.

### 3.9 References

- AASHTO (2007). "LRFD design specifications, 4th Ed, Washington, D.C. USA.
- ABAQUS, 2008. Analysis User's Manual Version 6.8-3, Hibbitt, Karlsson & Sorensen, Inc, USA.
- CEVC, 2007. "Report of the Commission of inquiry into the collapse of a portion of the de la Concorde overpass", Library and Archives Canada, 198p.
- Computers and Structures (CSI) 2009. SAP2000-Integrated Software for Structural Analysis and Design., Berkeley, CA, USA.
- CSA 2004. CAN/CSA-A23.3 Concrete structures. Canadian Standards Association, Toronto, Canada.
- CSA 2006. CAN/CSA-S6-06 Canadian Highway Bridge Design Code. Canadian Standards Association, Toronto, Canada.
- Hambly, E.C. 1991. Bridge deck behaviour. E & FN Spon, 313p.
- Jaeger, L.G. and Bakht, B. (1982). The grillage analogy in bridge analysis. Canadian Journal of Civil Engineering, Vol 9. No. 2, pp. 224-235.
- Massicotte, B., Tremblay, R., Ghali, A., Grenier, J. and Blouin, B. (2007). "Study on the causes of Concorde Boulevard Bridge Collapse " (in French). Report CDT-ST07-11, Department of Civil, Geological and Mining Engineering, Ecole Polytechnique of Montreal, Montreal, Canada, 105p.
- Menassa. C., Mabsout, M. Tarhini, K. and Frederick, G. (2007). "Influence of Skew Angle on Reinforced Concrete Slab Bridges". ASCE Journal of Bridge Engineering, Vol. 12, No. 2, pp. 205-214.
- Morrison and Weich (1987). "Free-Edge and Obtuse-Corner Shear in R/C Skew Bridge Decks", ACI Structural Journal, Vol 84, No. 1, pp. 3-9.
- Nielsen, M.P. Limit analysis and concrete plasticity. CRC Press, N.Y. 1999.
- Sherwood, E.G., Lubell, A.S., Bentz, E.C. and Collins, M.P. 2006. "One-Way Shear Strength of Thick Slabs and Wide Beams", ACI Structural Journal, Vol. 103, No. 6, pp. 794-802.

Timoshenko, S., and Woinowsky-Krieger, S. (1959). Theory of Plates and Shells, McGraw Hill Book Company, 580p.

Zokaie, T., Imbsen, R.A., and Osterkamp, T.A. (1991). Distribution of Wheel Loads on Highway Bridges, Transportation Research Record 1290, Transportation Research Board, Washington, D.C. USA.

## CHAPITRE 4 MÉTHODE D'ANALYSE SIMPLIFIÉE PROPOSÉE ET RÉSULTATS COMPLÉMENTAIRES

En plus de caractériser l'effet du biais sur la distribution du cisaillement et du moment de flexion, ce projet de recherche a pour but de proposer, suite aux résultats d'une large analyse paramétrique, de nouvelles équations pour la méthode simplifiée d'analyse du Code CSA S6.

Ce chapitre est dédié à la présentation de l'analyse paramétrique et de la formulation proposée.

### 4.1 Analyse paramétrique

Pour les ponts de type dalles pleines en béton armé, le choix des géométries à retenir pour l'analyse paramétrique a été fait pour que l'échantillon soit représentatif des largeurs et portées des ponts de type dalle présents sur les routes et qui sont couverts par le Code CSA S6 (2006). Les ponts simplement supportés sélectionnés sont d'une portée ( $L$ ) variant de 3 à 20 m et l'angle du biais variant de 0 degrés pour les ponts droits à 60 degrés pour le pont avec le biais le plus prononcé, par incréments de 15 degrés. L'épaisseur de la dalle ( $h$ ) est choisie égale à  $L/20$ . Un module élastique de 27000MPa (représentant un béton de 35MPa) et un coefficient de Poisson de 0.2 ont été retenus pour calculer les propriétés des membrures de grillage.

À partir de la largeur de voie  $W_e$  déterminée selon le nombre de voies spécifiées, pour une largeur carrossable donnée, dans le Code CSA-S6 (2006) (Tableau 4-1), les différentes largeurs de pont ont été choisies pour couvrir les ponts étroits avec des voies de circulations d'une largeur  $W_e$  de 3.3m, qui est la largeur de voie minimale normalisée, et les ponts plus larges avec des voies de 3.9m de largeur. Des dimensions additionnelles sont ajoutées pour s'assurer de couvrir toutes les possibilités de largeur de voies suivant les directives du Code CSA S6 pour les voies de conception. La voie de 3.3m de largeur est prise comme référence pour dériver les tendances de distribution de charge. L'analyse de ponts avec des voies plus larges (ou moins larges pour les ponts de deux voies uniquement) est incluse pour étudier l'influence des largeurs de voie sur la distribution et, le cas échéant, proposer une équation pour corriger la distribution des efforts en fonction de la différence de largeur de voies. Les largeurs des ponts sélectionnés tiennent également compte de la largeur de chasse-roues de 450mm de largeur de chaque côté du pont. Pour chaque géométrie de pont sélectionnée, le nombre de voies  $n$  est choisi égal au nombre maximal de voies tel que spécifié par le Code. Cependant, toutes les combinaisons de voies

chargées ont été considérées, de 1 à n voies, associées au facteur de simultanéité  $R_L$  correspondant. Au total, 78 géométries de ponts droits et 312 ponts biais ont été modélisées et analysées dans cette étude paramétrique. Le résumé des géométries des ponts analysés dans l'étude se trouve au Tableau 4-1.

Tableau 4-1 – Nombre de voies de conception, largeurs et facteurs de simultanéité considérés

Largeur carrossable $W_c$ (m)	$n$	$R_L$	$B_{min}$ (m)	$B_{étroit}$ (m)	$B_{Large}$ (m)	$B_{max}$ (m)
Jusqu'à 6.0	1	1	-	4.2	4.8	6.8
De 6.0 à 10.0	2	0.9	6.9	7.5	8.7	10.9
De 10.0 à 13.5	2 ou 3*	0.9 ou 0.8	-	11	12.6	14.4
De 13.5 à 17.0	4	0.7	-	14.4	16.5	17.9

\*les deux cas doivent être vérifiés

## 4.2 Programmation de l'outil de génération automatique

Le choix du logiciel SAP2000 (CSI, 2009) comme logiciel d'analyse dans ce projet a été fait premièrement pour sa capacité d'importer et d'exporter des données sous format tabulaire tels Microsoft Excel ou Access. Les plus récentes versions de SAP2000 offrent également la possibilité de contrôler de multiples fonctionnalités du moteur d'analyse du logiciel par son interface de programmation (API). Ceci permet entre autre de contrôler le logiciel par des commandes Visual Basic et des macros, ce qui étend les possibilités d'automatisation du logiciel. L'interface d'utilisateur du logiciel est montrée à la Figure 26.

Plusieurs des choix qui ont été faits à propos des modèles de grillages à analyser ont été influencés par la possibilité d'automatiser le processus de modélisation. Comme toutes les données à l'intérieur du logiciel SAP2000 sont formatées et gardées en mémoire sous forme de tableaux à l'intérieur de chaque fichiers, la compréhension de ce format de données pour créer de toute pièce les données relatives à un modèle d'analyse a mené à la possibilité de contourner l'interface graphique du logiciel pour générer des modèles de grillage de ponts. Créer des modèles d'analyse en important des tables de données dans le logiciel d'analyse a rendu possible l'idée d'écrire un logiciel sous Visual Basic pour applications dans Microsoft Excel qui génère automatiquement toutes les données nécessaires pour modéliser un pont de type dalle sous forme de grillage avec les cas de charges requis dans SAP2000. Ce logiciel génère une série de tables dans le format .xls qui peuvent être directement importées dans SAP2000 et permet de



## 4.2.2 Options d'analyse

Des groupes d'éléments sont créés pour les éléments transversaux et longitudinaux du grillage. Ces groupes peuvent s'avérer fort utiles pour filtrer et trier les résultats. Le logiciel définit également les options d'analyse, tel que désactiver le maillage automatique de SAP2000 (car le maillage est défini par le logiciel de prétraitement), et la localisation des points de sortie des résultats sur les éléments. Les points de sortie sont définis à tous les 0.1m pour obtenir avec plus de précision les résultats critiques et également pouvoir obtenir les valeurs des efforts de cisaillement près des appuis sans avoir à interpoler les valeurs entre les nœuds sur la longueur des membrures.

## 4.2.3 Charges

Le nombre de voies de circulations sur le pont modélisé est déterminé par la feuille de calcul Excel en fonction de la largeur carrossable, de par les critères du Code S6 (CSA, 2006). La feuille de calcul génère automatiquement les nombreuses combinaisons de charges vives associées au nombre de voies déterminé.

Le camion standard CL-625 est généré, alors que les multiples combinaisons d'essieux relevés sont créées comme des véhicules distincts auxquels le coefficient de majoration dynamique approprié est appliqué. Un véhicule supplémentaire représentant la charge de voie CL-625 est généré, avec 80% de la charge des 5 essieux et une charge uniforme de 9kN/m appliquée sur toute la longueur de la voie. Le facteur d'impact associé à ce dernier véhicule généré est de 1, comme prescrit par le Code. Les véhicules sont regroupés dans ce qui est appelé une classe de véhicule dans le logiciel SAP2000, ce qui permet d'obtenir l'enveloppe des efforts associés au passage de toutes ces combinaisons d'essieux sur le pont.

À chaque élément longitudinal du grillage est associée une voie de circulation dans le modèle SAP2000. Pour chaque cas de charge représentant une combinaison de voies chargées et d'emplacement transversal de camions, la macro calcule la proportion de camion reprise par chaque poutre longitudinale du grillage de manière isostatique et assigne la proportion ainsi calculée à la voie associée à cet élément. Les différentes combinaisons de charges sont ainsi déterminées automatiquement, avec les coefficients et nombre de voies chargées déterminées pour les états limites ultimes et de fatigue, pour un chargement de classe A&B ainsi que C&D.

La liste des cas de charge retenus et les combinaisons pour l'analyse des différentes largeurs de ponts est disponible à l'annexe 1, incluant les facteurs de simultanéité et la position transversale des charges de roues pour chaque cas de charge.

### 4.3 Traitement des résultats

Le facteur de distribution  $D$  tel que défini dans le cadre de ce projet est le ratio entre la valeur de l'effort maximal retrouvé sur le pont sous toutes les combinaisons de charges tenant compte du facteur de simultanéité  $R_L$ , valeur obtenue de l'analyse raffinée, et la valeur de l'effort maximal sous le passage d'une seule voie chargée d'un modèle constitué d'une poutre équivalente unitaire.

Pour calculer ce facteur de distribution il faut, en plus des résultats de l'étude paramétrique effectuée sur les modèles de grillages représentant les géométries choisies de ponts de type dalle, modéliser les différentes portées choisies en modèle simplifié de poutre équivalente. Des ponts de type dalle pleine en béton de portées de 3, 5, 7, 10,15 et 20 mètres sont alors modélisés manuellement sur SAP2000 comme une poutre simplement supportée représentant une tranche de 1m de largeur de dalle de béton. Les moments et efforts de cisaillement maximaux sont obtenus sous un chargement représentant 100% d'un camion CL-625 et de la charge de voie. Les valeurs des efforts maximaux obtenus sont dénotés  $M_T$  et  $V_T$  (pour « Truck »), et résumés au Tableau 4-2.

Tableau 4-2 – Efforts maximaux sous charge vive pour un modèle de poutre équivalente

	$V_T$ CL-625 (kN)	$M_T$ CL-625 (kN*m)
L = 3 m	<b>191.67</b>	<b>131.25</b>
L = 5 m	<b>222.00</b>	<b>240.00</b>
L = 7 m	<b>244.29</b>	<b>364.29</b>
L = 10 m	<b>273.50</b>	<b>585.00</b>
L = 15 m	<b>331.50</b>	<b>1073.07</b>
L = 20 m	<b>403.00</b>	<b>1739.10</b>

Comme les facteurs de distribution sont calculés pour une bande de largeur unitaire de dalle, et que la finesse du maillage des modèles de grillage ne correspond généralement pas à des largeurs de tranches de dalle de 1m de largeur, les valeurs des efforts obtenus des modèles de grillage doivent être normalisées.

Les valeurs des facteurs de distribution  $D_M$  pour la distribution de moment fléchissant et  $D_V$  pour la distribution des efforts de cisaillement peuvent maintenant être calculées à partir des équations suivantes :

$$D_M = \frac{M_T}{m_F \text{ Grillage}} \quad (38)$$

$$D_V = \frac{V_T}{v_F \text{ Grillage}} \quad (39)$$

À titre de comparaison des valeurs calculées des résultats de l'étude paramétrique avec les valeurs données par les équations existantes du Code, ces dernières doivent être ajustées afin d'inclure la pondération en fonction du nombre de voies, incluse dans la formulation proposée mais qui a été extraite des équations actuelle.

$$D_{S6-06} = \frac{F_{S6-06}}{nR_L} \quad (40)$$

(Note : les facteurs  $D$  proposés et  $F$  du Code CSA actuel sont des facteurs diviseurs)

## 4.4 Formulation de la méthode simplifiée proposée

Cette section introduit la formulation proposée pour la méthode simplifiée d'analyse de ponts de type dalle, différente de la méthode actuelle du Code CSA-S6. Cette formulation proposée s'inspire des méthodes simplifiées des Codes CSA-S6 de 1988 et 2000-2006.

### 4.4.1 Équations proposées pour les facteurs de distribution en flexion

La formulation proposée pour le calcul des facteurs de distribution en flexion est la suivante :

$$m = F_m M_T \quad (41)$$

$$F_M = \frac{1}{D_M F_w} \geq 1.05 \frac{nR_L}{B_e} \quad (42)$$

Où  $m$  est le moment de conception par mètre de largeur de dalle,  $M_T$  est la valeur maximale de moment fléchissant produite par le chargement CL-625 ou charge de voie sur une poutre

équivalente,  $F_M$  est le facteur de distribution des efforts de flexion (équivalent au facteur d'essieu),  $D_M$  est la largeur (en mètres) sur laquelle le chargement d'une voie est distribuée, et  $F_W$  est un facteur de correction prenant en considération la variation de la largeur des voies de circulation. Le terme de droite de l'équation 42 définit une limite inférieure pour  $F_M$ . La valeur minimale de  $F_M$  est identique à ce qui est retrouvé dans le Code CSA actuel alors que cette limite est fixée à une valeur de 5% supérieure à l'effort moyen réparti sur toute la largeur du pont.

À partir des résultats de l'analyse paramétrique, les équations suivantes sont proposées pour les ponts de type dalle. Ces équations sont basées sur des voies de circulation étroites de largeur  $W_e$  de 3.30m ( $F_W = 1$ ), où  $n = 2$  doit être utilisé pour des ponts à une seule voie.

À l'ÉLUL et ÉLUT-2, pour des routes de classe A et B :

$$D_M = 3.4 + n \left( 0.5 - \frac{2}{L} \right) \quad (43)$$

À l'ÉLUL et ÉLUT-2, pour des routes de classe C et D :

$$D_M = 2.6 + n \left( 1 - \frac{2.6}{L} \right) \quad (44)$$

À l'ÉLF et ÉLUT-1, pour toutes classes de routes :

$$D_M = 3.5 + 0.25(\ln(n) + 0.2)(L - 3) \quad (45)$$

Les figures suivantes présentent la comparaison des valeurs de  $D_M$  calculées à l'aide des équations présentées et des valeurs critiques obtenues pour des analyses de grillages pour des ponts à 1, 2, 3 et 4 voies. À la Figure 27 les résultats sont présentés pour les états limites ultimes et d'utilisation 2 pour des ponts sur des routes de classes A & B. La Figure 28 s'applique aux ponts sur des routes de classes C & D et finalement à la Figure 29 les résultats sont présentés pour les états limites de fatigue et d'utilisation 1. Les valeurs correspondantes obtenues à l'aide des équations du Code CSA-S6 (2006) sont également présentées sur ces figures. Ces résultats illustrent que les équations proposées collent de manière satisfaisante aux résultats analytiques, légèrement mieux que les équations actuelles du Code qui se retrouvent quelquefois, selon les résultats obtenus, du côté non conservateur. Cette comparaison démontre également qu'il n'est pas nécessaire de différencier les portions intérieures et extérieures de dalle comme retrouvé dans les équations actuelles du Code, ce qui permet de simplifier la formulation.

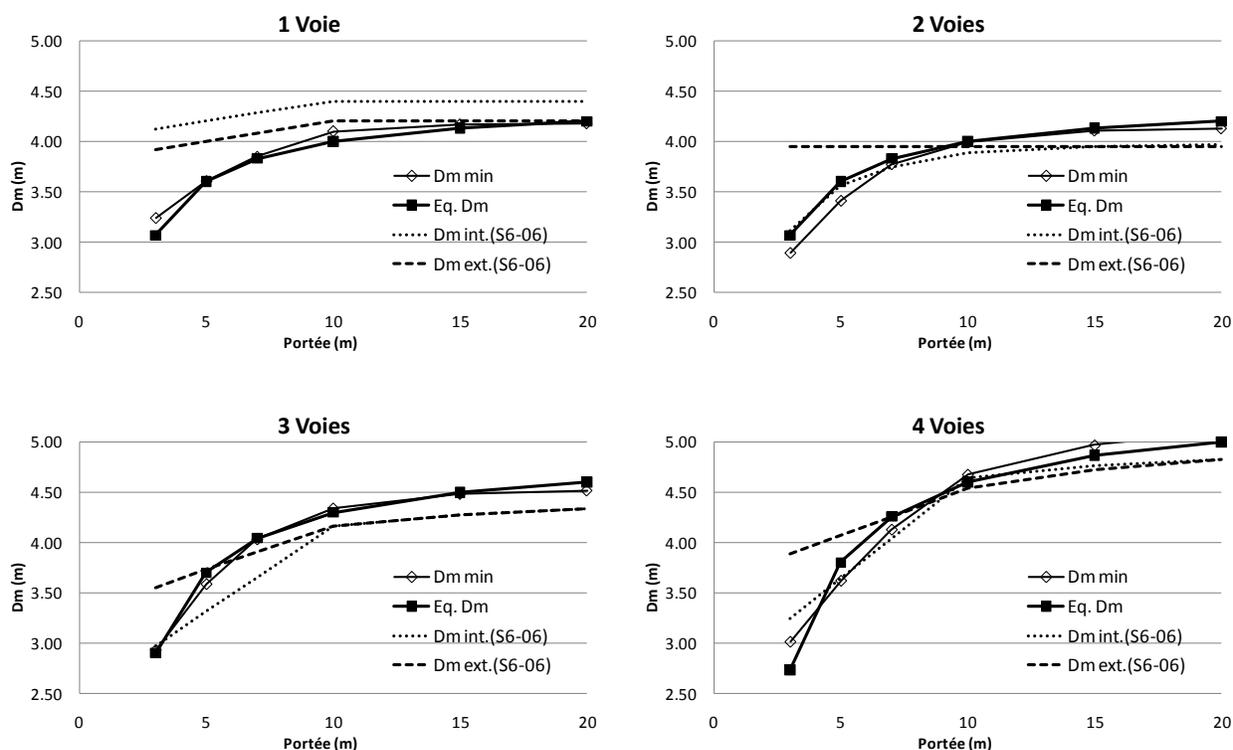


Figure 27 – facteurs  $D$  en moment fléchissant calculés pour ponts étroits de classes A&B

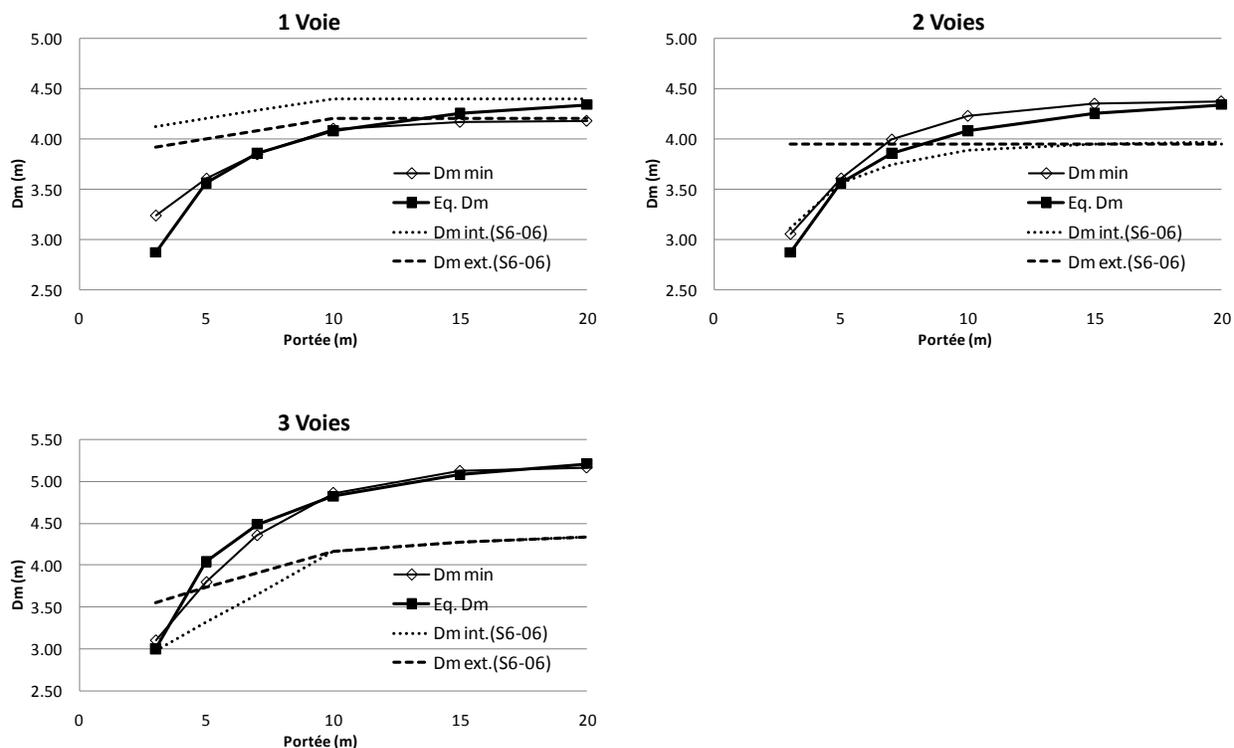


Figure 28 – facteurs  $D$  en moment fléchissant calculés pour ponts étroits de classes C&D

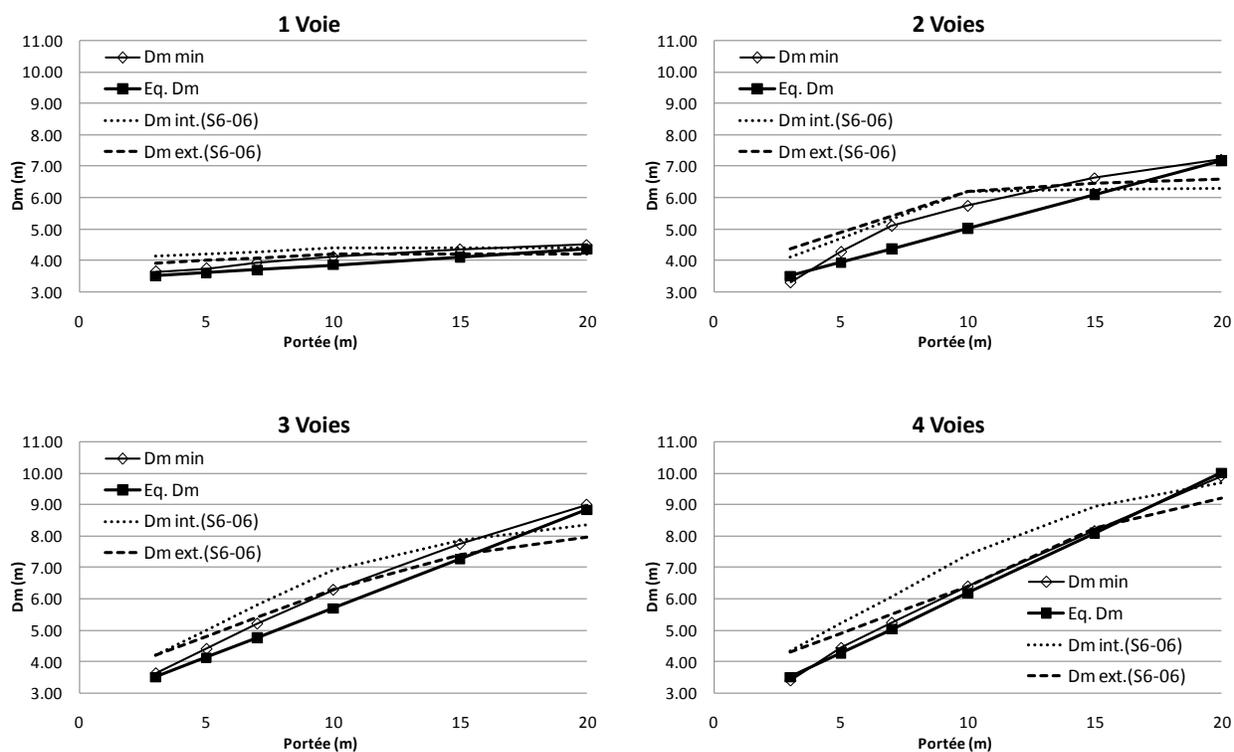


Figure 29 – facteurs  $D$  en moment fléchissant calculés pour ponts étroits en fatigue

#### 4.4.2 Équations proposées pour les facteurs de distribution en cisaillement

La nouvelle équation générale proposée pour le calcul des facteurs de distribution en cisaillement est la suivante :

$$v = F_V V_T \quad (46)$$

$$F_V = \frac{1}{D_V} \geq 1.05 \frac{nR_L}{B_e} \quad (47)$$

où  $v$  est le cisaillement de conception par mètre de largeur de dalle,  $V_T$  est la valeur maximale de cisaillement produite par le chargement CL-625 ou charge de voie sur une poutre équivalente,  $F_V$  est le facteur de distribution des efforts de cisaillement (équivalent au facteur d'essieu) et  $D_V$  est la largeur (en mètres) sur laquelle le chargement d'une voie est distribuée. Le terme de droite de l'équation 47 définit une limite inférieure pour  $F_V$  de la même manière que pour la valeur minimale de  $F_M$ .

À partir des résultats de l'analyse paramétrique, les équations suivantes sont proposées

À l'ÉLUL et ÉLUT-2, pour des routes de classe A et B :

$$D_V = 4 - \frac{7}{L} \quad (48)$$

À l'ÉLUL et ÉLUT-2, pour des routes de classe C et D :

$$D_V = 4.4 - \frac{9}{L} \quad (49)$$

À l'ÉLF et ÉLUT-1, pour toutes classes de routes :

$$D_V = 4.6 - \frac{9}{L} \quad (50)$$

Les figures suivantes présentent la comparaison des valeurs de  $D_V$  calculées à l'aide des équations présentées et des valeurs critiques obtenues pour des analyses de grillages pour des ponts à 1, 2, 3 et 4 voies. À la Figure 30 les résultats sont présentés pour les états limites ultimes et d'utilisation 2 pour des ponts sur des routes de classes A & B. La Figure 32 s'applique aux ponts sur des routes de classes C & D et finalement à la Figure 34 les résultats sont présentés pour les états limites de fatigue et d'utilisation 1. La Figure 31, la Figure 33 et la Figure 35 présentent les mêmes données mais où les valeurs pour les ponts de 1,2,3 et 4 voies sont superposés sur le même graphique, ce qui montre que la distribution des efforts de cisaillement n'est pas influencée par le nombre de voies, ce qui permet de proposer une équation dans laquelle le nombre de voies n'est pas un paramètre, contrairement à la distribution des efforts de flexion.

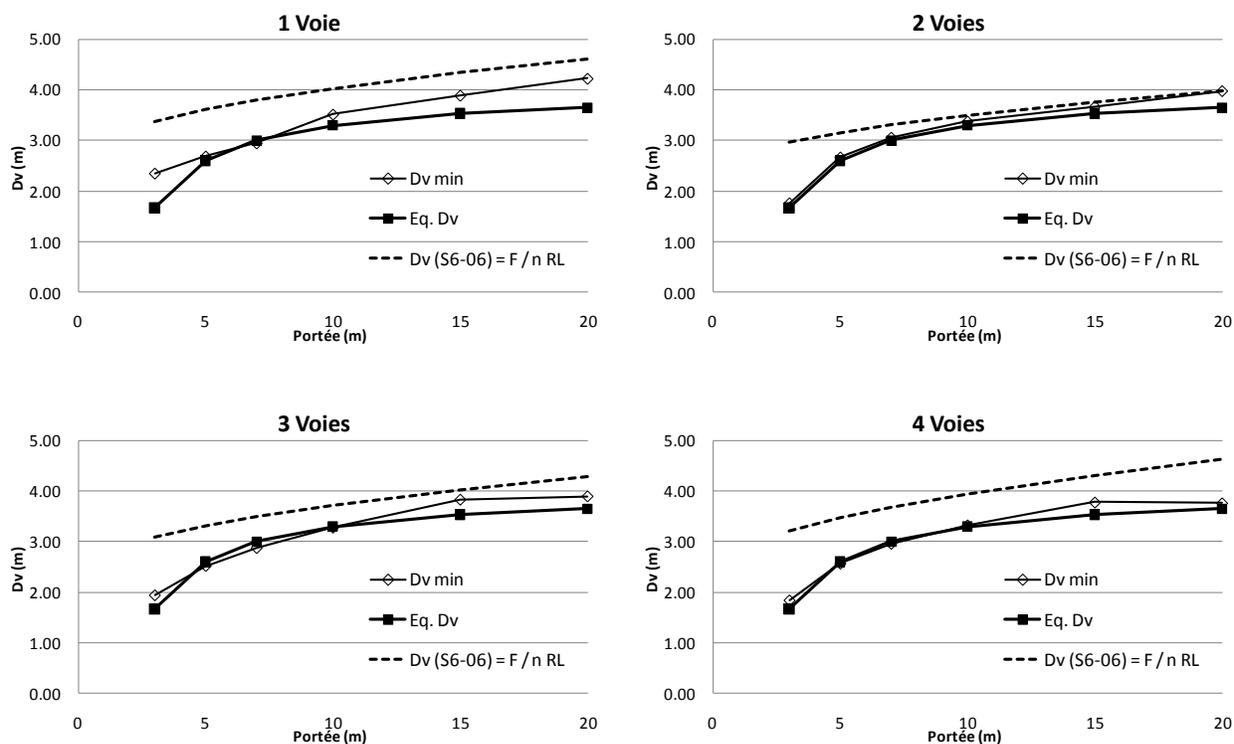


Figure 30 – facteurs  $D$  en cisaillement calculés pour ponts étroits de classes A&B

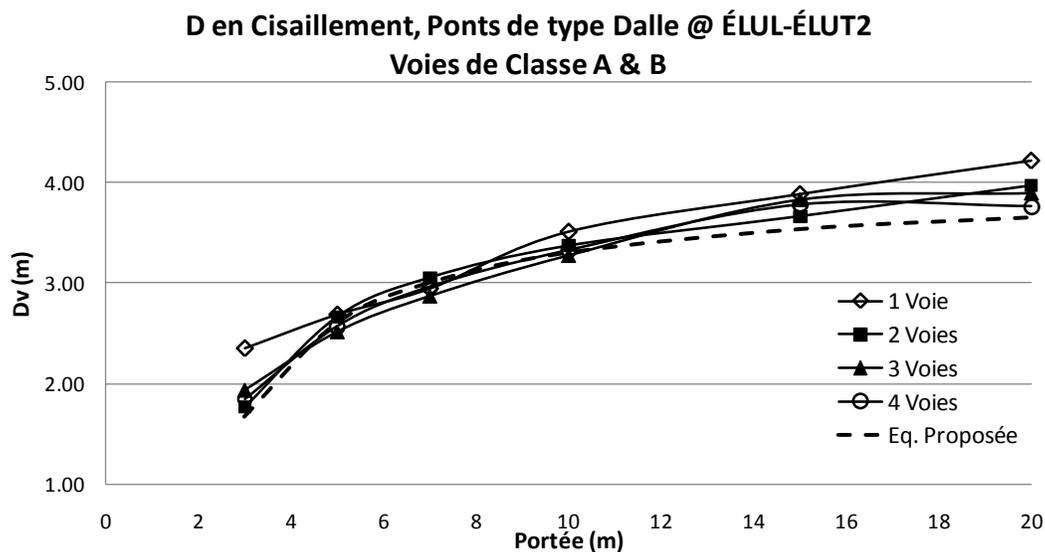


Figure 31 – Valeurs de  $D_v$  pour ponts de 1, 2, 3 et 4 voies étroites de classe A&B

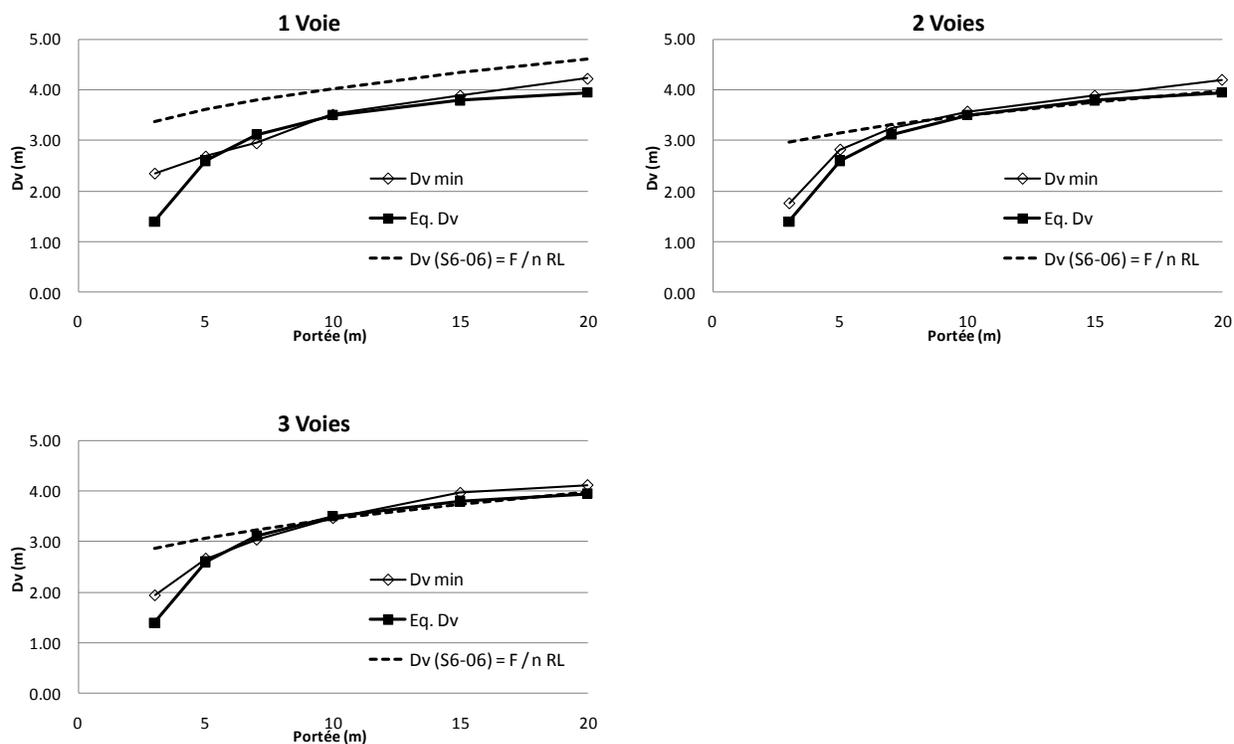


Figure 32 – facteurs  $D$  en cisaillement calculés pour ponts étroits de classes C&D

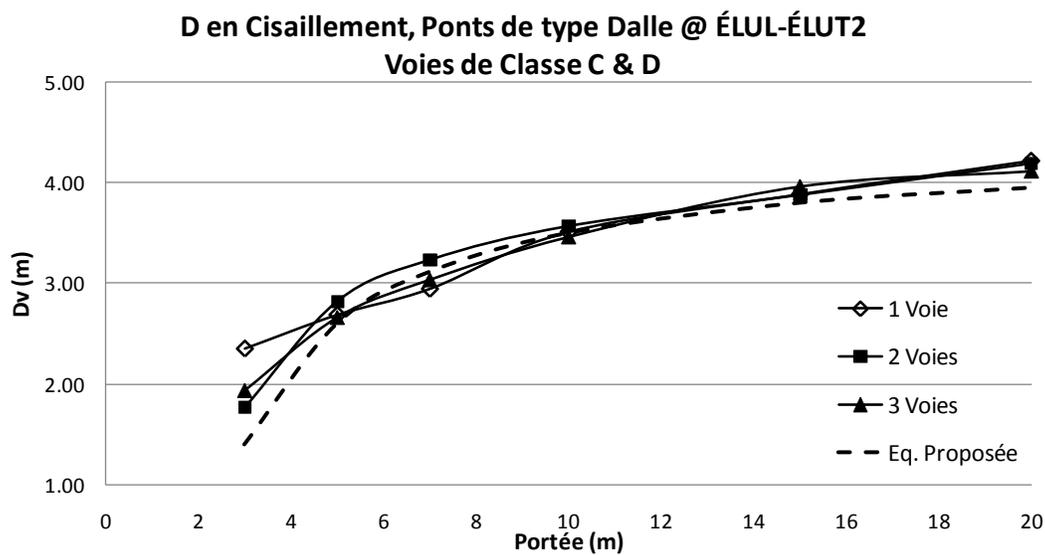


Figure 33 – Valeurs de  $D_v$  pour ponts de 1, 2 et 3 voies étroites de classe C&D

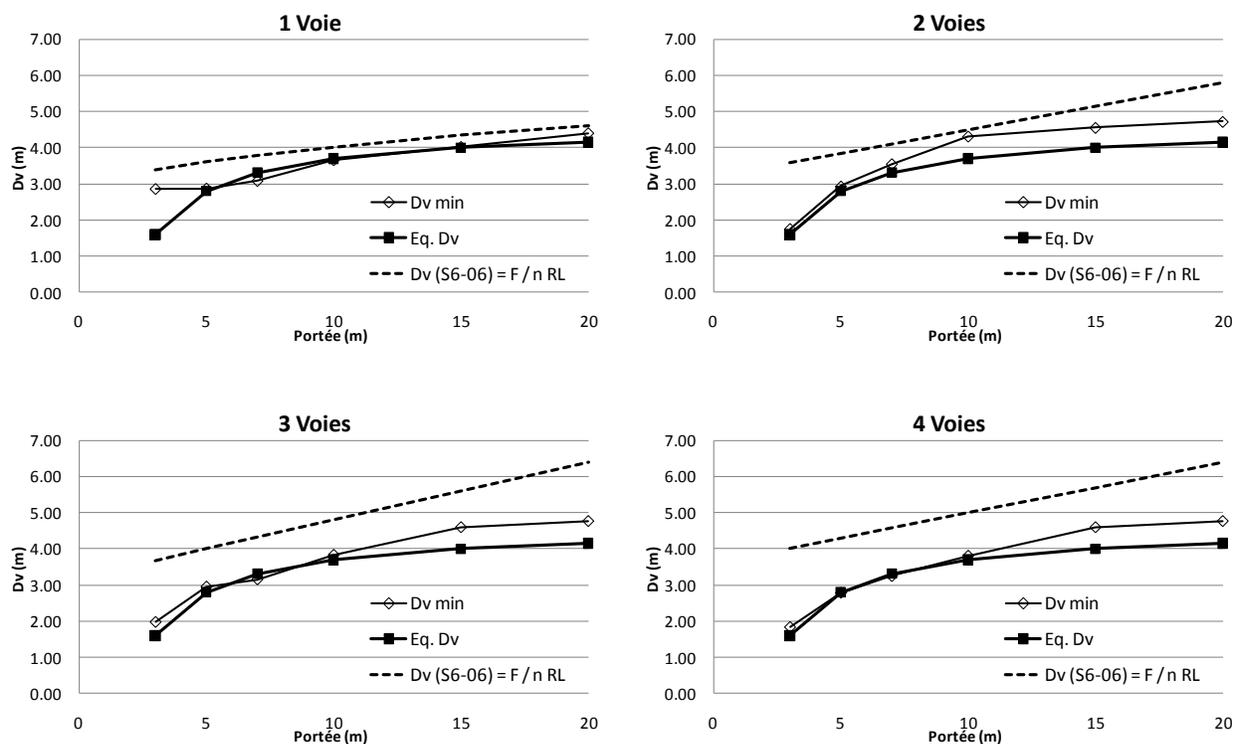


Figure 34 – facteurs  $D$  en cisaillement calculés pour ponts étroits en fatigue

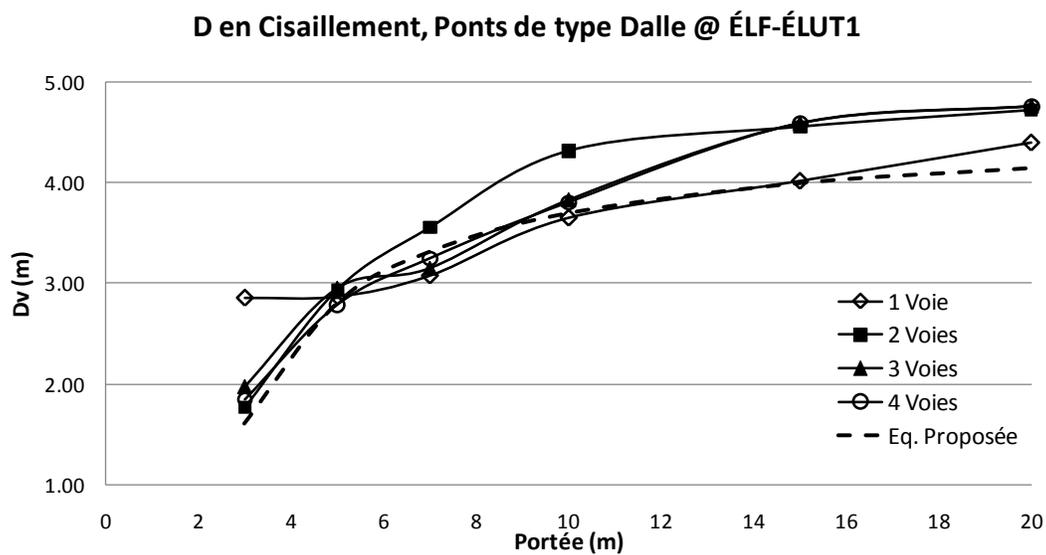


Figure 35 – Valeurs de  $D_v$  pour ponts de 1, 2, 3 et 4 voies étroites en fatigue

### 4.4.3 Équations proposées pour le facteur de correction pour la largeur de voie

Les géométries de ponts dont les voies sont de largeur différente à 3.30m analysés dans cette étude sont utilisées pour définir un facteur de correction tenant compte de la largeur des voies. Ce facteur  $F_W$  est défini comme étant le ratio entre le facteur  $D_M$  du pont avec des voies de largeur différente à 3.3m, et le facteur  $D_M$  du pont équivalent avec une largeur de voie de 3.30m.

L'équation utilisée pour le calcul des facteurs à partir des résultats d'analyse est la suivante :

$$F_W = \frac{D_m}{D_m \text{ avec voies de 3.3m}} \quad (51)$$

Pour l'équation proposée, le format est gardé similaire à ce qui se retrouve dans la version présente du Code S6, et est la suivante :

$$F_W = 1 + \mu\lambda \quad (52)$$

où:

$$\mu = \frac{W_c}{3.3n} - 1 \leq 1.0 \quad (53)$$

$$\lambda = 0.5 - \frac{1.6}{L} \quad (54)$$

La Figure 36 compare les valeurs de  $F_W$  obtenues de l'équation proposée aux valeurs calculées à partir de résultats des analyses de grillage pour 3 largeurs de voies. L'équation proposée de  $F_W$  a été sélectionnée du côté conservateur des résultats. Cependant, l'équation proposée prédit des valeurs près des résultats analytiques pour les largeurs de voie usuelles (autour de 3.9m).

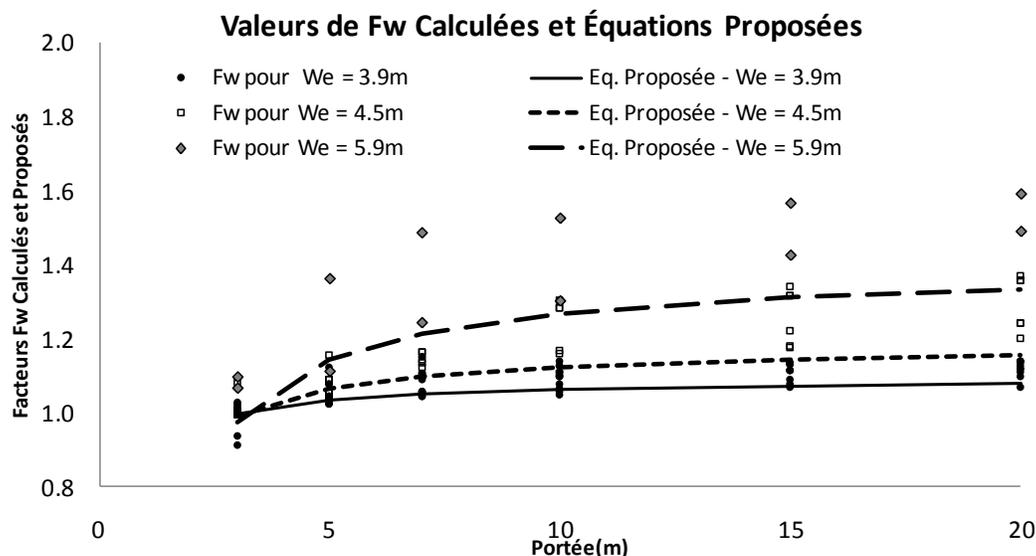


Figure 36 – Valeurs calculées des facteurs  $F_w$

## 4.5 Exemples de calculs

Dans cette section sont comparés, à titre d'exemple de calcul et de démonstration de la justesse de la formulation proposée, les facteurs de distributions calculés des équations proposées dans ce mémoire aux valeurs obtenues des modèles de grillage et des équations de la méthode simplifiée actuelle du Code S6 (CSA, 2006). Pour cette comparaison, les valeurs maximales obtenues des modèles d'analyse de grillage sont divisées par la valeur maximale correspondante ( $M_T$  ou  $V_T$ ) d'une seule voie de chargement sur un modèle de poutre simplement supportée pour obtenir les facteurs de distribution  $F_M$  et  $F_V$  auxquels sont comparés les facteurs de distribution calculés à partir des équations proposées et de la méthode simplifiée actuelle.

Les propriétés géométriques des quatre ponts typiques sélectionnés pour cette vérification sont résumées dans le Tableau 4-3 pour les ponts droits et dans le Tableau 4-4 pour les géométries biaisées.

Tableau 4-3 – Ponts type pour les exemples de validation sur ponts droits

	<b>L</b>	<b>B</b>	<b><math>\theta</math></b>	<b>Wc</b>	<b>n</b>	<b>We</b>	<b><math>\epsilon_{S6-06}</math></b>
	(m)	(m)	(°)	(m)	-	(m)	-
1 Voie	20.00	4.20	0	3.30	1	3.3	0.00
2 Voies	15.00	6.90	0	6.00	2	3	0.00
3 Voies	20.00	11.00	0	10.10	3	3.37	0.00
4 Voies	20.00	16.50	0	15.60	4	3.9	0.00

Tableau 4-4 – Ponts type pour les exemples de validation sur ponts biais

	<b>L</b>	<b>B</b>	<b><math>\theta</math></b>	<b>Wc</b>	<b>n</b>	<b>We</b>	<b><math>\epsilon_{S6-06}</math></b>
	(m)	(m)	(°)	(m)	-	(m)	-
1 Voie	20.00	4.20	45	3.30	1	3.3	0.21*
2 Voies	15.00	6.90	15	6.00	2	3	0.12
3 Voies	20.00	11.00	45	10.10	3	3.37	0.55*
4 Voies	20.00	16.50	30	15.60	4	3.9	0.48*

\* Excède limites du Code S6-06.

Les facteurs de distribution  $F_M$  pour la flexion et  $F_V$  pour le cisaillement calculés à partir des équations proposées dans ce mémoire pour les quatre ponts types sont présentés au Tableau 4-5 pour les ponts droits. Ces exemples montrent que les équations proposées pour calculer les facteurs de distribution des efforts de cisaillement et de flexion pour les ponts droits ainsi que le facteur de correction pour la largeur des voies donne des valeurs justes comparées aux résultats du modèle de grillage. Les valeurs obtenues de ces équations sont, à peu d'exceptions près, toujours conservatrices par une mince différence. Il est aussi démontré suite à ces exemples que les équations de la méthode simplifiée du Code CSA-S6 (2006), pour les ponts de type dalle, donne une estimation précise des efforts de flexion, mais que pour les efforts de cisaillement ces équations ne fournissent pas des valeurs conservatrices comparées aux équations proposées et aux résultats des analyses raffinées en ce qui concerne ce petit échantillon d'exemples de validation.

Tableau 4-5 – Validation de la formulation proposée pour ponts droits

		Résultats modèle grillage		Methode simplifiée CSA S6-06		Methode simplifiée proposée	
		Valeur Max	$F_M, F_V$	$F_M, F_V$	CSA / Grillage	$F_M, F_V$	Proposée / Grillage
		( $kN\cdot m/m$ , $kN/m$ )	( $m^{-1}$ )	( $m^{-1}$ )		( $m^{-1}$ )	
1 Voie	ULS M	416.23	0.24	0.25	1.04	0.25	1.04
	ULS V	95.75	0.24	0.25	1.05	0.27	1.15
	FLS M	386.89	0.22	0.25	1.12	0.25	1.12
	FLS V	91.48	0.23	0.25	1.10	0.25	1.10
2 Voies	ULS M	282.82	0.26	0.28	1.05	0.27	1.04
	ULS V	99.84	0.30	0.27	0.91	0.28	0.94
	FLS M	173.02	0.16	0.17	1.06	0.17	1.06
	FLS V	81.76	0.25	0.19	0.79	0.25	1.01
3 Voies	ULS M	384.48	0.22	0.23	1.04	0.23	1.04
	ULS V	103.55	0.26	0.23	0.91	0.27	1.07
	FLS M	193.58	0.11	0.12	1.11	0.11	1.01
	FLS V	84.58	0.21	0.16	0.74	0.24	1.15
4 Voies	ULS M	313.8	0.18	0.18	1.00	0.18	0.99
	ULS V	105.77	0.26	0.22	0.82	0.27	1.04
	FLS M	163.88	0.09	0.10	1.06	0.09	0.99
	FLS V	74.58	0.19	0.16	0.84	0.24	1.30
		<b>Moyenne Flexion :</b>		<b>1.0624</b>		<b>1.0350</b>	
		<b>Moyenne Cisaillement :</b>		<b>0.8963</b>		<b>1.0960</b>	

Les facteurs de distribution  $F_M$  pour la flexion et  $F_V$  pour le cisaillement calculés à partir des équations proposées dans ce mémoire, incluant les facteurs de correction des efforts de flexion et d'amplification du cisaillement, sont présentés au Tableau 4-6 pour les ponts de géométries biaises. Cette comparaison des facteurs de distribution met en évidence que les facteurs obtenus des équations du Code canadien actuel prédisent des efforts erronés pour des ponts biais, même pour le pont à deux voies dont le paramètre de biais respecte le critère du Code. Les efforts de flexion sont en moyenne surestimés de 33 pourcent et les efforts de cisaillement sous-estimés de près de 40 pourcents par les équations actuelles non corrigées, pour le petit échantillon de cet exemple. Les facteurs de corrections proposés dans ce mémoire couplés aux nouvelles équations de facteurs de distributions prédisent des valeurs avec une marge conservatrice de 15.6 à 18.5 pourcent, toujours pour cet échantillon, ce qui est un gain de précision notable.

Tableau 4-6 – Validation de la formulation proposée pour ponts biais

		Résultats modèle grillage		Methode simplifiée CSA S6-06		Methode simplifiée proposée	
		Valeur Max ( $kN\cdot m/m$ , $kN/m$ )	$F_M, F_V$ ( $m^{-1}$ )	$F_M, F_V$ ( $m^{-1}$ )	CSA / Grillage	$F_M, F_V$ ( $m^{-1}$ )	Proposée / Grillage
1 Voie	ULS M	285.87	0.16	0.25	1.52	0.17	1.06
	ULS V	188.03	0.47	0.25	0.54	0.52	1.12
	FLS M	262.44	0.15	0.25	1.66	0.17	1.16
	FLS V	162.06	0.40	0.25	0.62	0.48	1.19
2 Voies	ULS M	271.24	0.25	0.28	1.10	0.27	1.08
	ULS V	101.15	0.31	0.27	0.90	0.40	1.30
	FLS M	170.5	0.16	0.17	1.08	0.17	1.07
	FLS V	96.41	0.29	0.19	0.67	0.35	1.21
3 Voies	ULS M	250.38	0.14	0.23	1.59	0.21	1.49
	ULS V	178.35	0.44	0.23	0.53	0.47	1.06
	FLS M	151.49	0.09	0.12	1.42	0.10	1.20
	FLS V	137.73	0.34	0.16	0.46	0.41	1.21
4 Voies	ULS M	273.58	0.16	0.18	1.15	0.18	1.13
	ULS V	152.24	0.38	0.22	0.57	0.40	1.05
	FLS M	153.33	0.09	0.10	1.14	0.09	1.05
	FLS V	104.57	0.26	0.16	0.60	0.35	1.35
<b>Moyenne Flexion :</b>					<b>1.3317</b>	<b>1.1566</b>	
<b>Moyenne Cisaillement :</b>					<b>0.6102</b>	<b>1.1857</b>	

## CHAPITRE 5 DISCUSSION

Les principaux objectifs de ce projet de recherche étaient de procéder à une analyse paramétrique sur des modèles de grillage de ponts de type dalle, afin d'en utiliser les résultats pour vérifier la justesse des équations de la présente méthode d'analyse simplifiée du Code canadien de calcul des ponts routiers pour ce type de ponts. L'objectif consistait également à proposer une formulation épurée pour la méthode d'analyse simplifiée ainsi que, aspect très important, d'élargir la méthode simplifiée à l'analyse des ponts ayant un fort biais.

Ce faisant, le projet avait aussi pour but secondaire de clarifier les lignes directrices permettant de modéliser un pont de type dalle par la méthode de grillage, et d'utiliser des analyses par éléments finis pour s'assurer de l'exactitude des modèles de grillages sélectionnés.

### 5.1 Modèles de grillage

Les modèles de grillage sont reconnus depuis longtemps pour être une solution, tout en étant plutôt simple d'application, donnant des résultats très près de la réalité pour procéder à une analyse raffinée d'un pont (Jaeger & Bakht, 1982 & 1987, Bakht et al. 1997). Les lignes directrices pour créer des modèles réguliers sont également connues depuis plusieurs années (Hambly, 1991). Les propriétés de sections adéquates à utiliser dans un modèle de grillage pour différents types de ponts ont aussi trouvé leur place dans le Code canadien (CSA, 2006). Cependant, les différentes références ne concordent pas sur le point de la géométrie biaise et la modélisation de ponts biais à l'aide de modèles de grillage ne fait toujours pas l'unanimité.

Comme les modèles de grillages ont été sélectionnés pour cette étude paramétrique sur le comportement des ponts de type dalle avec un biais grâce à leurs nombreux avantages pratiques sur les modèles d'éléments finis, il était important de déterminer la manière adéquate de construire un modèle de grillage représentant de manière satisfaisante le comportement d'une dalle biaise sous les différentes charges et que les efforts de flexion et de cisaillement obtenus à l'aide d'un tel modèle pouvaient être retenus avec confiance.

#### 5.1.1 Efforts de flexion

Il a été démontré suite à une étude comparant deux géométries de maillages possibles (éléments orthogonaux et éléments non-orthogonaux suivant les directions des rives de la dalle) à des

modèles d'éléments finis de plaques que les différentes géométries de grillages pour un pont de type dalle avec un biais se comportaient de manière différente pour évaluer les efforts de flexion. Cette comparaison sur 20 géométries de ponts droits et biais a démontré que les moments fléchissant obtenus d'un modèle de grillage à membrures non orthogonales se rapprochent le plus des valeurs requises pour la conception en flexion longitudinale, incluant les effets de la torsion, sans avoir à combiner les valeurs concomitantes  $m_x$  et  $m_{xy}$  comme requis pour une analyse par éléments finis. Également, d'après les résultats de cette étude, les moments fléchissant obtenus sur les éléments longitudinaux d'un modèle de grillage orthogonal sont plus près des valeurs des moments  $m_x$  obtenus des modèles d'éléments finis et que l'inclusion des valeurs des moments de torsion est nécessaire pour obtenir les efforts de conception. Cette constatation rend les modèles de grillage orthogonaux beaucoup moins attrayant pour l'analyse de ponts biais, et a dirigé le choix de modèles de grillages non-orthogonaux pour procéder à l'étude paramétrique sur les 390 ponts analysés dans le cadre de ce projet de recherche.

Une observation faite lors de la comparaison entre les modèles de grillages et d'éléments finis est que le comportement de certaines géométries de pont semble être moins bien représenté. C'est le cas de ponts très courts (5m de portée) avec un très fort biais de 60 degrés où les efforts de flexion sont de beaucoup surestimés par un modèle de grillage. Suite à une vérification sur un modèle de grillage avec un degré de raffinement supérieur (le nombre de membrures transversale a été doublé), il a été constaté que les valeurs de moment fléchissant n'ont que très peu changé suite à ce raffinement supplémentaire du modèle de grillage. Le degré de raffinement des modèles, tel que défini dans le cadre de ce projet, semble donc adéquat et n'explique pas les difficultés du modèle de grillage à bien représenter un pont très court à fort biais. La conclusion est donc que les modèles de grillage donnent des bons résultats de moment fléchissant pour la majorité des géométries mais qu'au delà d'une certaine limite, établie ici à des ponts de moins de 5m et de biais plus élevé que 45 degrés, les modèles de grillages donnent des résultats très conservateurs.

### **5.1.2 Efforts de cisaillement**

Pour ce qui est des efforts de cisaillement, il a été noté que les valeurs de réaction d'appuis et de cisaillement près des coins étaient significativement différentes entre les modèles de grillage et les modèles par éléments finis. La concentration d'efforts de cisaillement aux coins obtus d'une

dalle biaise observée dans les modèles d'éléments finis ne se retrouve pas ou très peu dans les modèles par grillages. Il a été découvert que ce phénomène peut être expliqué en partie par l'effet de double courbure, ou courbure anticlastique, causé par les effets de Poisson, bien connu dans la théorie des plaques. Pour preuve, le même effet est observé dans des modèles de plaques de ponts droits, et l'étude de l'influence des cas de charges vives sur cet effet a montré que les cas de charges les plus critiques en flexion sont responsable des plus grandes concentrations d'efforts aux coins, autant pour les ponts droits que biais. Cet effet est très mal représenté par la méthode de grillages, mais comme son effet est très localisé sur les rives de la dalle, ces valeurs de cisaillement ne devraient pas être utilisées pour concevoir l'armature de la dalle sur toute sa largeur.

Les autres causes de cet effet de concentration des charges aux coins obtus d'un pont biais sont l'accroissement de la surface d'influence avec l'augmentation de l'angle de biais ainsi que la présence de combinaisons de positions d'essieux plus critiques en cisaillement pour les charges vives sur un pont biais, cas critiques amplifiés par l'accroissement de la surface d'influence du coin obtus. Ces effets sont observés sur les modèles de grillages, qui peuvent donc être utilisés pour quantifier ces effets sur les ponts biais.

### **5.1.3 Efforts transversaux**

Une limitation découverte dans le cadre de ce projet de recherche sur l'utilisation du modèle de grillage est que les efforts dans les membrures transversales peuvent difficilement être utilisés pour déterminer les efforts transversaux dans un pont de type dalle. Les valeurs de cisaillement et de moment de flexion retrouvées dans les membrures transversales, des modèles de ponts droits tout comme de ponts biais, sont très loin des valeurs des efforts obtenus dans un modèle d'élément finis du même ouvrage. C'est pourquoi dans l'étude des tendances des efforts transversaux dans la dalle, les valeurs des efforts de flexion ont été obtenues d'analyses par éléments finis.

L'hypothèse avancée pour expliquer cette disparité est que le fait qu'un arrangement d'éléments poutres en deux dimensions ne représente pas le couplage des efforts de torsion longitudinaux et transversaux présent dans une dalle. En effet, les efforts de torsion dans les membrures transversales et longitudinales des modèles de grillage ne sont pas égaux, ni même d'un ordre de grandeur comparable, alors que dans un modèle d'éléments finis de plaques les efforts  $m_{xy}$  et  $m_{yx}$

sont égaux par définition. La flexion transversale induite par ce couplage des efforts n'est donc pas présent. Les déformations et efforts causés par l'effet de Poisson, tel la courbure anticlastique, ne sont également pas reproduits dans un modèle de grillage.

Une autre hypothèse qui expliquerait une part de la différence entre les valeurs de moment transversal obtenu d'un modèle de grillage et celles obtenues d'un modèle d'éléments finis de plaque est que la totalité des charges soient appliquées directement sur les membrures longitudinales du grillage. Cette méthode d'application des charges a pour effet que seule la portion d'effort transférée d'un élément longitudinal à l'autre se retrouve dans les membrures transversales. Cette proportion d'efforts transférés entre les éléments est minime car les charges (vives en particulier) sont assignées aux éléments longitudinaux en admettant déjà une distribution entre ces derniers.

Pour des modèles de ponts biais, les valeurs des efforts dans les éléments transversaux de grillages construits selon une géométrie de membrures orthogonale et non-orthogonale ont été comparées. Les résultats de ces analyses n'ont pas permis de conclure qu'une géométrie particulière de grillages permettait d'obtenir des résultats d'efforts transversaux comparables à ceux de modèles d'éléments finis. L'orientation des membrures du grillage n'est donc pas un facteur important pouvant expliquer que les valeurs des efforts dans les membrures transversales ne soient pas valides.

## **5.2 Méthode d'analyse simplifiée**

Une des raisons justifiant la reformulation de la méthode simplifiée du Code canadien est qu'elle est jugée par plusieurs comme trop conservatrice pour le calcul des ponts droits. Dans le cadre de ce projet de recherche où les résultats de l'étude paramétrique sur 78 géométries de ponts droits de type dalle ont été comparées, sous forme de facteurs de distribution, aux valeurs prédites par les équations de la méthode actuelle du Code, il a été démontré que les équations actuelles ne sont pas excessivement conservatrices.

### **5.2.1 Comparaison des résultats**

Une des hypothèses avancées a priori pour expliquer une différence anticipée entre les valeurs prédites par les équations du Code et les résultats d'analyse, est que les analyses raffinés

conduites à l'époque ne considéraient pas autant de cas de charges que considérés maintenant, le nombre de cas de charge pouvant être appliqués aux modèles étant plus limité avec les outils de calcul de l'époque.

Afin de vérifier l'importance de la différence entre les modèles utilisés lors de la validation de la méthode actuelle (Smith, 1998) et les modèles de grillage utilisés à l'intérieur de ce projet de recherche, huit modèles représentant les géométries identiques aux ponts de trois voies retrouvés dans le rapport de Smith et al ont été analysés. Seulement les ponts à 3 voies étroites et trois voies larges ont été comparés car les résultats complets d'analyse pour les ponts de type dalle de 1, 2 et 4 voies ne sont pas disponible dans le rapport de Smith.

Les résultats des analyses effectuées à l'aide de la méthode du milieu semi-continu représentent le moment de flexion maximal de l'enveloppe de 7 cas de charges jugées critiques. Ces 7 cas de charges, représentant différentes combinaisons de 2 et 3 voies chargées, ont été reproduits sur les modèles de grillage. Les propriétés des modèles de grillage ont été déterminées pour reproduire le même maillage que pour les modèles de milieu semi-continu de Smith (1998). À ces 7 cas de charge ont été ajoutés sur les modèles de grillage tous les cas de charges qui ont été déterminés comme possible selon les recommandations du Code canadien (CSA, 2006), tels que défini précédemment. Les résultats de ces trois séries d'analyses sont présentés à la Figure 37 pour les tranches intérieures et extérieures de dalle pour les voies étroites de 3.3m et larges de 3.9m. Les résultats sont présentés sous la forme du facteur F en flexion, tel que retrouvé dans les équations du tableau 5.3 dans le Code de 2006. Il est à noter que ce facteur F est diviseur, donc si la courbe de l'équation du code se retrouve sous les valeurs obtenues, ces dernières sont conservatrices.

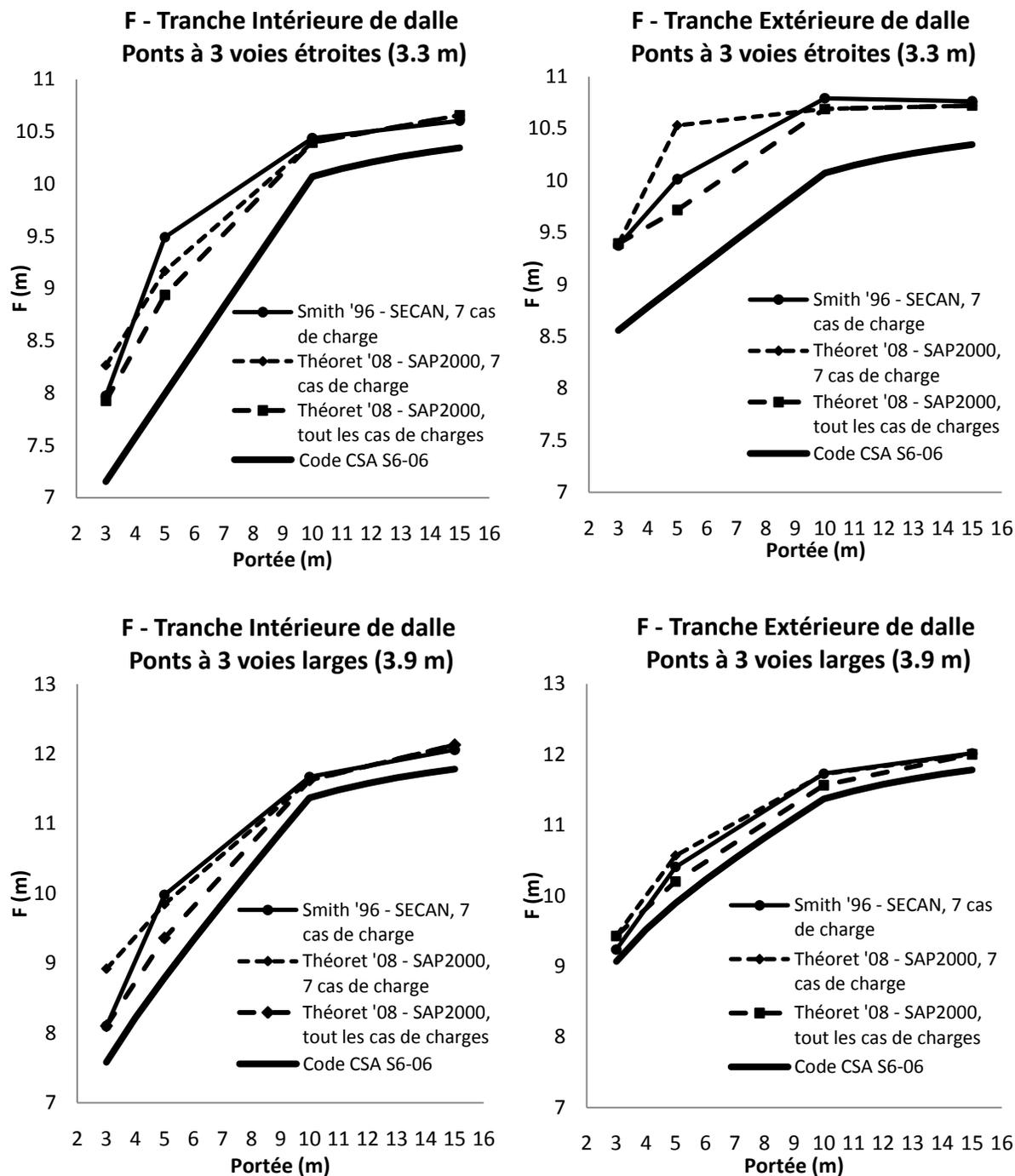


Figure 37 – Comparaison des modèles de grillage aux modèles de référence.

Comme il était possible de s’y attendre, les facteurs  $F$  calculés avec l’enveloppe des résultats de l’analyse de grillage avec tous les cas de chargement possibles sont plus critiques que ceux calculés des mêmes modèles avec seulement les 7 cas de charges jugés critiques par Smith. Cependant cette différence est peu significative pour la majorité des géométries et on peut voir

que les valeurs prédites par le Code sont toujours plus conservatrices que les plus critiques obtenues des analyses.

Certaines différences peuvent également être observées entre les résultats des modèles de milieu semi-continu et les modèles de grillage sous les 7 mêmes cas de chargement. Les différences ne sont généralement pas très grandes et la tendance de distribution est sensiblement la même. La majorité des différences entre les valeurs est attribuable au fait que, comme souligné par Bakht et al. (1997), un modèle de milieu semi-continu prend en considération l'excentricité des charges appliquées aux membrures longitudinales alors que ce n'est pas le cas d'un modèle de grillage auquel les charges sont appliquées en utilisant la répartition isostatique.

Une seule valeur du modèle de grillage diffère significativement des résultats du modèle obtenu de la littérature pour une tranche extérieure d'un pont à voies étroites, où les résultats du modèle de grillage donnent une valeur moins critique que les résultats d'archives. Il est possible que pour ce cas de géométrie et de charge particuliers l'effet de l'excentricité soit plus marqué. Malgré que la différence apparaisse considérable sur l'illustration, elle n'est que d'environ 5%.

Suite à cette comparaison on peut affirmer que les résultats des analyses raffinées utilisées pour valider les équations du Code semblent justes pour les ponts à trois voies. On doit cependant noter que comme les résultats des analyses pour les ponts de 1, 2 et 4 voies ne sont pas disponibles dans le rapport de Smith, ils n'ont pu être comparés directement aux résultats des analyses de grillages. La question subsiste alors à savoir si tous les cas de charges critiques pour ces ponts de 1,2 et 4 voies ont été considérés, ce qui pourrait expliquer les différences entre les valeurs prédites par les équations de la version actuelle du Code et les valeurs obtenues dans la présente étude paramétrique.

### **5.2.2 Efforts de flexion**

Pour les valeurs de facteurs de distribution des efforts de flexion, comme il peut être constaté sur les graphiques présentées au chapitre précédent, les valeurs prédites par les équations actuelles du Code sont généralement très près des résultats d'analyses. Les valeurs prédites s'avèrent même à être du côté non conservateur des résultats pour les ponts de très courtes portées (c.-à-d. 3 et 5m). Ceci peut s'expliquer par l'hypothèse que les ponts courts ont une moins bonne capacité à redistribuer les efforts, ce qui rend l'analyse paramétrique plus critique au choix des cas de

charge sélectionnées. On remarque que les tendances des résultats obtenus par l'étude paramétrique sur les modèles de grillage sont similaires pour les ponts de 1 à 4 voies alors que les valeurs prédites par les équations du Code ont des tendances différentes pour les ponts de 1, 2, 3 ou 4 voies, ce qui porte à croire que, pour certaines géométries à tout le moins, certains des cas de charges critiques étaient absentes des modèles analysés précédemment et utilisés pour valider les équations actuelles.

### **5.2.3 Efforts de cisaillement**

Pour les valeurs des efforts de cisaillement, il peut également être constaté sur les figures du chapitre précédent montrant les résultats de l'étude paramétrique que les valeurs prédites par les équations actuelles du Code ne sont pas si conservatrices. En effet, à plusieurs occasions les valeurs de facteurs de distribution du cisaillement obtenues des résultats d'analyses de grillage sont plus critiques que celles retrouvées dans le Code CSA (2006). Les valeurs critiques de cisaillement des analyses de milieu semi-continu de Smith (1998) n'étant pas disponible dans le rapport, il est impossible de comparer directement les résultats de ces analyses aux résultats des analyses de grillage. Comme les efforts de cisaillement sont le plus critiques près des appuis et c'est à cet endroit que la dispersion des efforts est la plus faible (la charge a peu de distance à parcourir pour aboutir aux supports), l'hypothèse de cas de charges critiques manquants des analyses raffinées précédentes peut aussi expliquer cette différence entre les valeurs obtenues des analyses de grillage de l'étude paramétrique en cours et les valeurs prédites par les équations du Code actuel.

En somme, les analyses effectuées dans le cadre de ce projet n'ont pas permis de conclure que la méthode simplifiée actuelle du Code CSA S6 (2006) est trop conservatrice.

## **5.3 Générateur de modèles de grillage**

Le logiciel de génération de modèles de grillage conçu dans le cadre de ce projet de recherche s'avère un outil extrêmement utile afin de modéliser rapidement un pont par modèle de grillage. Le logiciel détermine automatiquement, à partir des dimensions du pont (largeur, portée, angle du biais, épaisseur de la dalle) entrées dans l'interface, le maillage et les propriétés des sections de membrures du modèle. La facette la plus utile de ce logiciel est sa capacité à créer automatiquement tous les différents cas de chargements nécessaires à l'analyse du pont (les

véhicules, les voies de circulation, les positions latérales des camions à l'intérieur des voies, propriétés de l'analyse de charges mobiles, etc.), incluant les combinaisons et enveloppes d'efforts à partir uniquement de la largeur du pont.

Vu tous les avantages d'utiliser un tel outil pour générer des modèles d'analyses de ponts, il est intéressant d'explorer les débouchés possibles de ce logiciel.

### **5.3.1 Possibilités de recherches**

Comme le logiciel offre déjà la possibilité de créer facilement et rapidement un grand nombre de modèles de grillage, il offre la possibilité d'effectuer certaines autres études paramétriques sur de grandes quantités de modèles de grillage de différents types de ponts. Des outils additionnels permettant d'automatiser la génération d'une liste de modèles et permettant également d'automatiser la cueillette des résultats ont aussi été créés, dans le but de rendre plus aisés les études paramétriques avec un nombre important de fichiers d'analyse.

L'algorithme de création et de numérotation des nœuds et membrures pourrait aisément être adapté pour générer un modèle de grillage pour différents types de ponts, notamment les ponts de type dalle sur poutre, dalle avec évidements, les caissons simples et multiples, les ponts acier-bois et probablement de multiples autres types de ponts moins courants. Le calcul des propriétés des sections devrait être adapté mais cette modification se ferait très aisément. La possibilité est déjà incluse dans la programmation pour créer des ponts continus jusqu'à six travées d'une longueur totale de 1000m (la numérotation des nœuds et membrures devrait être repensée pour permettre de générer des ponts plus longs).

### **5.3.2 Restrictions**

Pour générer des ponts avec une courbure horizontale, dévers, pentes et inerties variables cependant, l'algorithme devrait être largement modifié, sinon repensé entièrement. Le logiciel est donc restreint à la création de modèles de grillages pour des ponts de géométrie régulière.

Dans sa forme actuelle, le logiciel s'avère cependant moins pratique pour procéder à la modélisation de ponts réels que de ponts idéaux tels qu'étudiés dans le cadre de ce projet de recherche. En effet, quand vient le temps de modéliser un pont avec, par exemple, un chasse-roue

central limitant les positions transversales des voies et des camions, le logiciel est incapable de créer les cas de charges de voies non adjacentes.

Les appuis intermédiaires de ponts à travées continues sont modélisés comme appuis simples à chaque membrure longitudinale sur toute la largeur de la dalle. Cette modélisation n'est pas adéquate pour représenter les appuis réels de ponts dans le but d'obtenir les efforts dans les éléments de supports des travées, tels des chevêtres sur des piles non centrées sur les éléments longitudinaux du modèle. Une modélisation des éléments de supports par le logiciel de génération de grillages pourrait être implémentée dans la programmation, mais la très grande variété d'éléments de supports (chevêtres, colonnes, futs de différentes géométries, béquilles droites ou inclinées) rendrait difficile d'uniformiser les règles de modélisation et de numérotation des nœuds et éléments.

Une restriction importante de cet outil de calcul est sa compatibilité avec un seul logiciel d'analyse des structures, et que son code doit être adapté pour la version précise du logiciel utilisée. En effet, c'est la particularité du logiciel SAP2000 de pouvoir importer des données externes et d'être contrôlé par une interface de programmation qui a permis la création de cet outil. Les autres logiciels de calcul n'offrent pas tous la possibilité d'importer des données de façon aussi conviviale, ce qui rend difficilement transférable cet outil à un autre logiciel d'analyse. La programmation a également dû évoluer au cours du projet de recherche pour que la structure des tableaux d'entrée demeure compatible avec les versions toujours mises à jour du logiciel d'analyse, ce qui fait que l'utilisation de cet outil demeure un travail en constante évolution.

## CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

### Sommaire

Ce mémoire a présenté une nouvelle formulation de méthode d'analyse simplifiée s'appliquant aux ponts de type dalle. Un aspect très important de la méthode proposée, comparativement à la méthode simplifiée telle que présentée actuellement dans le Code canadien (CSA, 2006), est la présence de facteurs de correction permettant d'étendre l'utilisation de la méthode simplifiée aux ponts de géométrie biaisée.

Pour obtenir le bassin de données utilisé pour formuler la méthode proposée, une première phase d'étude paramétrique a été effectuée sur une série de 78 modèles de grillages de ponts droits de type dalle représentant des ponts de 1 à 4 voies de circulation, de portées variant de 3 à 20m. Les résultats de cette première phase ont été utilisés afin de vérifier la justesse des valeurs des facteurs de distribution prédites par les équations de la méthode simplifiées du Code canadien actuel (CSA, 2006) et de proposer une nouvelle formulation plus intuitive de calcul de facteurs de distribution pour les ponts droits inspirée de la méthode classique S/D.

De plus, afin d'étendre l'étude paramétrique à un éventail de ponts biaisés, une méthode de modélisation de ponts de type dalle biaisée par la méthode de grillage a été présentée. Il est démontré, en comparant les résultats de modèles de grillage à ceux des modèles par éléments finis de plaques, que le modèle de grillage avec éléments transversaux non-orthogonaux, préconisé dans ce projet à cause de sa facilité de modélisation, est le type de grillage qui donne la meilleure estimation des efforts de flexion à utiliser en conception. L'utilisation de modèle de grillage à membrures orthogonales, tout comme un modèle d'éléments finis, requiert de prendre en compte la contribution de la torsion, ce qui rend l'usage de tels modèles moins attrayant.

Il a également été déterminé suite à ces comparaisons que les modèles de grillages capturent mal la concentration de cisaillement aux coins obtus attribués, entre autres, aux effets de Poisson. Comme cet effet est important et très localisé, donc ne devrait pas gouverner le détail de la dalle sur toute sa largeur, et que les autres effets du biais sur l'amplification de cisaillement sont adéquatement représentés par le modèle de grillage à éléments non-orthogonaux, les efforts de cisaillement obtenus de ce type de modèle peuvent très bien être utilisés pour la conception d'une dalle sur toute sa largeur.

Une deuxième phase d'étude paramétrique effectuée sur 312 modèles de grillages supplémentaires représentant les mêmes géométries de ponts de type dalle que dans la première phase mais avec un biais de 15, 30, 45 et 60 degrés a permis de caractériser le comportement des ponts biais et de déterminer les tendances d'augmentation des efforts de cisaillement aux coins obtus et de réduction des efforts de flexion avec l'augmentation du biais. Des équations ont été proposées pour permettre de calculer des facteurs de correction du cisaillement et du moment fléchissant pour tenir compte du biais du pont.

Une étude complémentaire sur la flexion transversale des dalles biaisées effectuée à l'aide de modèles par éléments finis a également été réalisée. Cette étude a permis de formuler une équation permettant d'obtenir les efforts de flexion transversale dans une dalle biaisée à partir de la valeur de moment de flexion longitudinal. La méthode proposée peut s'avérer fort utile, combinée à la méthode d'analyse simplifiée des ponts de type dalle biaisées proposée dans ce mémoire, pour obtenir les efforts nécessaires à la conception de ponts de type dalle avec un fort biais à partir uniquement d'un modèle de poutre équivalente.

## **Recommandations**

Afin de compléter la reformulation de la méthode simplifiée du Code CSA S6, plusieurs aspects restent à compléter, à vérifier ou à étudier. Voici plusieurs suggestions et recommandations pour élargir la méthode de calcul simplifiée proposée dans ce mémoire à l'ensemble des types de ponts routiers.

- i. Comme l'étude paramétrique de ce projet de recherche a porté sur les ponts de type dalles pleines avec et sans biais, il serait pertinent de procéder à une analyse paramétrique semblable sur des ponts de type dalle avec évidements (circulaires ou rectangulaires, respectant les limitations de taille de la clause 5.5.2 du Code CSA S6-06), car ces évidements affectent le comportement global de la dalle. En effet, une dalle évidée possède des rigidités transversales différentes de ses rigidités longitudinales. Comme les modèles de ponts analysés dans le cadre de ce projet supposaient des rigidités longitudinales et transversales égales, les équations obtenues de cette étude ne peuvent pas être directement appliquées à ce type de ponts sans des vérifications approfondies.

- ii. Afin d'étendre la formulation proposée, inspirée de la formulation classique S/D, aux autres types de ponts, notamment les ponts à dalle sur poutres, les ponts acier-bois et les caissons en plus de la vérification pour les dalles évidées, des études paramétriques semblables à celle exécutée dans le cadre de ce projet de recherche pourraient être faites. L'outil de modélisation par grillage peut aisément être adapté à différents types de ponts seulement en changeant les règles de création du maillage et les propriétés des sections à attribuer aux éléments.
- iii. Comme les équations de la méthode simplifiée actuelle et de la méthode simplifiée proposée dans ce mémoire sont obtenues à partir de résultats d'analyses sur des ponts à travée simple, il serait intéressant de réévaluer le concept de la longueur équivalente en moment positif et négatif pour les travées continues tel que présenté actuellement dans le Code canadien. L'outil de modélisation créé pour ce projet de recherche est déjà conçu pour modéliser des structures continues jusqu'à six travées et pourrait donc permettre d'élaborer une étude paramétrique sur les longueurs équivalentes à utiliser avec les équations de la méthode proposée ici.
- iv. Un autre aspect à étudier sur les ponts continus est l'effet du biais sur une structure continue. Il était déjà connu et a été démontré encore une fois dans ce mémoire que les efforts de cisaillement dans une dalle biaise sont accentués aux coins obtus. Mais dans un pont biais continu sur plusieurs travées, le coin obtus d'une travée est aussi le coin aigu de la travée suivante, et la redistribution des efforts entre les portées pourrait être un facteur atténuant important. La validité des équations proposées dans ce mémoire sur l'effet du biais sur la concentration des efforts de cisaillement aux coins obtus devra être vérifiée pour les ponts biais continus. Il serait également pertinent d'évaluer l'effet des ratios des longueurs des portées continues adjacentes sur l'effet du biais.
- v. Les ponts courbes sont, tout comme les ponts biais, exclus de la méthode d'analyse simplifiée du Code S6-06. Il serait intéressant de voir si les méthodes de calcul simplifiées ne pourraient pas être applicables pour le calcul de ponts de type dalle, dalle évidée ou caissons courbes.
- vi. Il a été mentionné dans ce mémoire que les efforts obtenus des membrures transversales d'un modèle de grillage, de pont droit ou biais, de géométrie orthogonale ou non, ne se

comparent pas du tout aux valeurs de modèles d'éléments finis, et ne peuvent donc être considérés valides. Il serait intéressant de vérifier s'il y a une manière adéquate de construire un modèle de grillage qui prédit adéquatement les moments transversaux. Il serait possible de vérifier premièrement si appliquer les charges uniquement aux membrures transversales (plutôt que sur les membrures longitudinales, comme il a été fait ici) ou les répartir également sur toutes les membrures permet d'obtenir des efforts dans les membrures transversales qui se compareraient aux valeurs obtenues de modèles d'éléments finis. Une autre voie à explorer serait de considérer d'autres formulations des propriétés de section, particulièrement pour la constante de torsion  $J$ , que celles proposées dans le chapitre 5 du Code CSA pour assigner les propriétés aux éléments de poutres longitudinales et transversales. Il est cependant plausible que ce soit simplement impossible d'obtenir des efforts transversaux valides car un modèle de grillage ne peut considérer le couplage en torsion tel que le permet l'analyse par éléments finis.

## BIBLIOGRAPHIE

AASHTO (2007). *AASHTO - LRFD bridge design specifications, SI Units*. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C.

ABAQUS (2004). *ABAQUS Users Manual, Volume 1 à 6*. ABAQUS, Inc., USA.

ANSYS (2005). *ANSYS Structural Analysis Guide, ANSYS Release 10.0*. ANSYS, Inc., Canonsburg, Pensilvania, USA.

Barker, R. M. & Puckett, J. A. (2007). *Design of highway bridges: an LRFD approach*. John Wiley & Sons, 1009p.

Bakht, B. (1988). *Analysis of some skewed bridges as right bridges*. ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 114, No. 10, pp. 2307-2322.

Bakht, B., Aly, A., and Smith, D.S. (1997). *Semi-continuum versus grillage methods of analysis*. Canadian Journal of civil engineering, Vol. 24, No.1, pp. 157-160.

Bakht, B., Cheung, M.S. and Aziz, T.S. (1979). *Application of a simplified method of calculating longitudinal moments to the Ontario highway bridge design Code*. Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 6, No.1, pp. 36-50.

Bakht, B & Jaeger, L.G. (1985). *Bridge analysis simplified*. McGraw Hill Book Company, 294p.

Bakht, B & Moses, F. (1988). *Lateral distribution factors for highway bridges*. ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 114, No. 8, pp. 1785-1801.

Bathe, K-J. (1996). *Finite Elements Procedures*, Prentice-Hall, 1037p.

Bouaanani, B. (2008). *CIV6502 – Analyse Avancée des Structures par Éléments Finis, notes de cours*. Département des génies civil, géologique et des mines, École Polytechnique de Montréal.

Cook, R.D., Malkus, D.S., Plesha, M.E., Witt, R.J. (2002). *Concepts and Applications of Finite Element Analysis*, John Wiley & Sons, 630p.

CAC-ACC. (2006). *Concrete Design Handbook*. Cement Association of Canada, Ottawa, Canada.

CSA (1988). *CAN/CSA-S6-88 Design of Highway Bridges*. Canadian Standards Association, Toronto, Canada.

CSA (2006). *CAN/CSA-S6-06 Canadian Highway Bridge Design Code*. Canadian Standards Association, Toronto, Canada.

CSA (2006). *CAN/CSA-S6.1-06, Commentary on Canadian Highway Bridge Design Code*. Canadian Standards Association, Toronto, Canada.

CSA (2004). *CAN/CSA-A23.3-04, Design of Concrete Structures*. Canadian Standards Association, Toronto, Canada.

CSI (2009). *SAP2000<sup>®</sup> Basic Analysis Reference Manual*. Computer and Structures inc, Berkeley, California, USA.

CSI (2009). *CSI Analysis Reference Manual for SAP2000<sup>®</sup>, Etabs<sup>®</sup> and SAFE<sup>®</sup>*. Computer and Structures inc, Berkeley, California, USA.

CSI (2009). *SAP2000<sup>®</sup> Database Documentation*. Computer and Structures inc, Berkeley, California, USA.

Cusens, A.R. and Pama, R.P. (1975). *Bridge Deck Analysis*. John Willey & Sons, 278p.

Graitec (2009). *Advance Design America – Fascicule 14 - Analyse des Charges mobiles 2D et 3D*. Graitec Inc., Longueuil (Qc) Canada.

Hambly, E.C. (1991). *Bridge deck behaviour*. E & FN Spon, 313p.

Jaeger, L.G. and Bakht, B. (1982). *The grillage analogy in bridge analysis*. Canadian Journal of civil engineering, Vol. 9, No. 2, pp. 224-235.

Jaeger, L.G. and Bakht, B. (1985). *Bridge analysis by the semi-continuum method*. Canadian Journal of civil engineering, Vol. 12, No. 3, pp. 573-582.

Jaeger, L.G. and Bakht, B. (1988). *Effect of Poisson's ratio and beam spacing on grillage analysis of slab bridges*. Canadian Journal of civil engineering, Vol. 15, No. 5, pp. 821-827.

Jaeger, L.G. and Bakht, B. (1989). *Bridge analysis by microcomputer*. McGraw Hill Book Company, 330p.

Khaloo, Ali R. and Mirzabozorg, H. (2003). *Load distribution factors in simply supported skew bridges*. ASCE Journal of Bridge Engineering Vol. 8, No.4, pp. 241-244.

Massicotte, B. (2008). *CIV6511 – Conception et évaluation des ponts, notes de cours*. Département des génies civil, géologique et des mines, École Polytechnique de Montréal.

Massicotte, B., Kombila, J-C. & Moffat, K. (2005). *Étude comparative des méthodes d'analyse des ponts V1.0*. Département des génies civil, géologique et des mines, École Polytechnique de Montréal.

Massicotte, B., Tremblay, R., Ghali, A., Grenier, J., Blouin, M. (2007). *Rapport Principal – Étude des Causes de l'Effondrement du Pont du Boulevard de la Concorde*. Document préparé par l'École Polytechnique de Montréal, à la demande du Ministère des Transports du Québec.

Massicotte, B & Yildiz, E. (2008). *SR08-01 - Étude comparative des méthodes d'évaluation traditionnelles et non linéaires pour les ponts à dalle épaisse*. Département des génies civil, géologique et des mines, École Polytechnique de Montréal.

Menassa, C., Masbout, M., Tarhini, K., and Frederick, G. (2007). *Influence of skew angle on reinforced concrete slab bridges*. ASCE Journal of Bridge Engineering Vol. 12, No.2, pp. 205-213.

Mohammad, A., Khaleel, R., and Itani, R.Y. (1990). *Live-Load moments for continuous skew bridges*. ASCE Journal of Structural Engineering Vol. 116, No.9, pp. 2361-2373.

Morisson, D.G. and Weich, G.R. (1987). *Influence of skew angle on reinforced concrete slab bridges*. ACI Structural Journal Vol. 84, No.1, pp. 3-9.

MTO (1992). *Ontario Highway Bridge Design Code and Commentary*, 3rd Edition. Ministry of Transportation and Communication, Ontario, Canada.

MTQ (2005). *Manuel d'Évaluation de la Capacité Portante des Structures*, Ministère des Transports du Québec, Québec, Canada.

MTQ (2009). *Évaluation de la Capacité Portante des Structures, notes de cours*. Ministère des Transports du Québec, Québec, Canada.

Mufti, A.A., Bakht, B., Mahesparan, K., and Jaeger, L.G. (1992). *User Manual for Computer Program SECAN*. Structures Research Report, Ministry of Transportation, Ontario, Canada.

NHCRP (1990). *Distribution of Wheel Loads on Highway Bridges*. Report, Project 12-26/1, National Cooperative Highway Research Program, Washington, D.C. USA.

SAFI (2009). *Guide d'utilisation SAFI 6.5 pour Windows*, Société informatique SAFI Inc., Québec, Canada.

Smith, D.S. (1998). *Force effects in slab and voided slab bridges types at ultimate and serviceability limit states and recommendations for live load distribution factors for the Canadian Highway Bridge Design Code*. Report to CSA-S6 Subcommittee on Methods of Analysis.

Timoshenko, S., and Woinowsky-Krieger, S. (1959). *Theory of Plates and Shells*, McGraw Hill Book Company, 580p.

Zokaie, T. (2000). *AASHTO-LRFD Live Load Distribution Specifications*. ASCE Journal of Bridge Engineering Vol. 5, No.2, pp. 119-126.

Zokaie, T., Imbsen, R.A., and Osterkamp, T.A. (1991). *Distribution of Wheel Loads on Highway Bridges*, Transportation Research Record 1290, Transportation Research Board, Washington, D.C. USA.

## **ANNEXE 1 – Cas de chargements considérés**

*Dans cette annexe sont résumés les différents cas de charges vives considérés dans les enveloppes représentant un chargement pour l'ÉLUL de classe A&B et de classe C&D, en plus du chargement de fatigue.*

Voici, à la Figure A1, une illustration représentant la nomenclature des cas de charges tels que définis dans les pages suivantes.

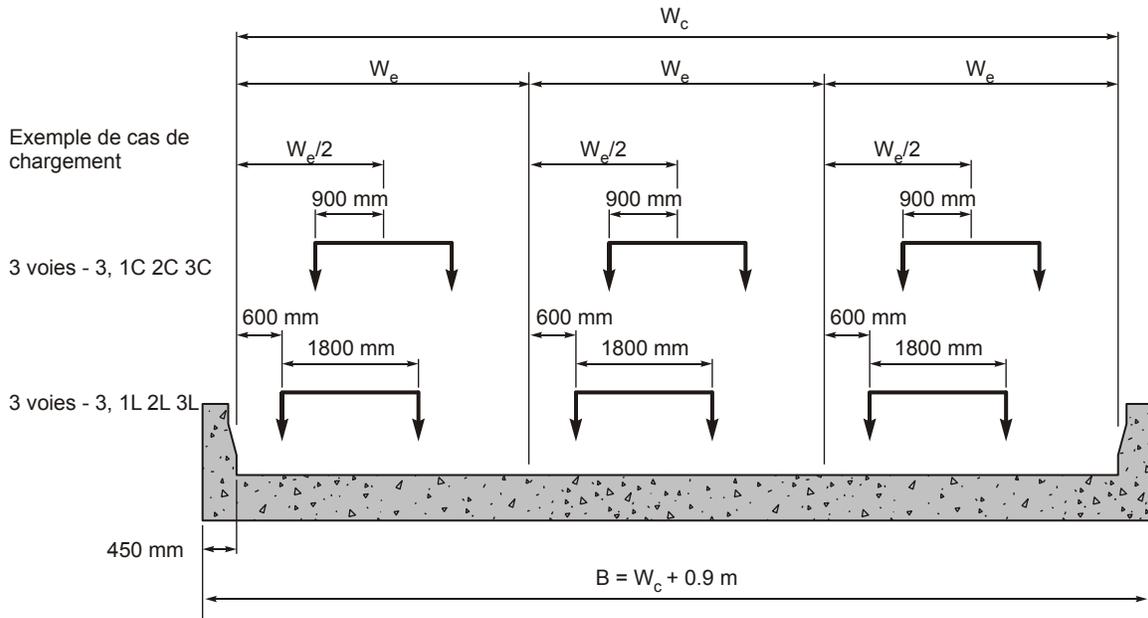


Figure A1 – Exemples de cas de charge pour un pont à 3 voies

Dans les pages suivantes sont présentées sous forme de tableaux les positions transversales des charges ponctuelles représentant les roues des camions.

**4.2 m wide 1 Lane Bridge decks Load Cases**

Load Cases	Truck 1		Truck 2		Truck 3		Truck 4	
	Left Wheel (m)	Right Wheel (m)						
1 Lane - 1, 1L	1.0500	2.8500						
1 Lane - 1, 1C	1.2000	3.0000						

**4.8 m wide 1 Lane Bridge decks Load Cases**

Load Cases	Truck 1		Truck 2		Truck 3		Truck 4	
	Left Wheel (m)	Right Wheel (m)						
1 Lane - 1, 1L	1.0500	2.8500						
1 Lane - 1, 1C	1.5000	3.3000						

**6.8 m wide 1 Lane Bridge decks Load Cases**

Load Cases	Truck 1		Truck 2		Truck 3		Truck 4	
	Left Wheel (m)	Right Wheel (m)						
1 Lane - 1, 1L	1.0500	2.8500						
1 Lane - 1, 1C	2.5000	4.3000						

## 6.9 m wide 2 Lanes Bridge decks Load Cases

Load Cases	Truck 1		Truck 2		Truck 3		Truck 4	
	Left Wheel	Right Wheel						
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
1 Lane - 1, 1L	1.0500	2.8500						
1 Lane - 1, 1C	2.5500	4.3500						
2 Lanes - 1, 1C	1.0500	2.8500						
2 Lanes - 1, 1R	1.0500	2.8500						
2 Lanes - 2, 1L2L	1.0500	2.8500	4.0500	5.8500				
2 Lanes - 2, 1L2R	1.0500	2.8500	4.0500	5.8500				
2 Lanes - 2, 1C2C	1.0500	2.8500	4.0500	5.8500				
2 Lanes - 2, 1R2L	1.0500	2.8500	4.0500	5.8500				

## 7.5 m wide 2 Lanes Bridge decks Load Cases

Load Cases	Truck 1		Truck 2		Truck 3		Truck 4	
	Left Wheel	Right Wheel						
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
1 Lane - 1, 1L	1.0500	2.8500						
1 Lane - 1, 1C	2.8500	4.6500						
2 Lanes - 1, 1C	1.2000	3.0000						
2 Lanes - 1, 1R	1.3500	3.1500						
2 Lanes - 2, 1L2L	1.0500	2.8500	4.3500	6.1500				
2 Lanes - 2, 1L2R	1.0500	2.8500	4.6500	6.4500				
2 Lanes - 2, 1C2C	1.2000	3.0000	4.5000	6.3000				
2 Lanes - 2, 1R2L	1.3500	3.1500	4.3500	6.1500				

## 8.7 m wide 2 Lanes Bridge decks Load Cases

Load Cases	Truck 1		Truck 2		Truck 3		Truck 4	
	Left Wheel	Right Wheel						
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
1 Lane - 1, 1L	1.0500	2.8500						
1 Lane - 1, 1C	3.4500	5.2500						
2 Lanes - 1, 1C	1.5000	3.3000						
2 Lanes - 1, 1R	1.9500	3.7500						
2 Lanes - 2, 1L2L	1.0500	2.8500	4.9500	6.7500				
2 Lanes - 2, 1L2R	1.0500	2.8500	5.8500	7.6500				
2 Lanes - 2, 1C2C	1.5000	3.3000	5.4000	7.2000				
2 Lanes - 2, 1R2L	1.9500	3.7500	4.9500	6.7500				

## 10.9 m wide 2 Lanes Bridge decks Load Cases

Load Cases	Truck 1		Truck 2		Truck 3		Truck 4	
	Left Wheel	Right Wheel						
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
1 Lane - 1, 1L	1.0500	2.8500						
1 Lane - 1, 1C	4.5500	6.3500						
2 Lanes - 1, 1C	2.0500	3.8500						
2 Lanes - 1, 1R	3.0500	4.8500						
2 Lanes - 2, 1L2L	1.0500	2.8500	6.0500	7.8500				
2 Lanes - 2, 1L2R	1.0500	2.8500	8.0500	9.8500				
2 Lanes - 2, 1C2C	2.0500	3.8500	7.0500	8.8500				
2 Lanes - 2, 1R2L	3.0500	4.8500	6.0500	7.8500				

**11 m wide 3 Lanes Bridge decks Load Cases**

Load Cases	Truck 1		Truck 2		Truck 3		Truck 4	
	Left Wheel (m)	Right Wheel (m)						
1 Lane - 1, 1L	1.0500	2.8500						
1 Lane - 1, 1C	4.6000	6.4000						
2 Lanes - 1, 1C	2.0750	3.8750						
2 Lanes - 1, 1R	3.1000	4.9000						
2 Lanes - 2, 1L2L	1.0500	2.8500	6.1000	7.9000				
2 Lanes - 2, 1L2R	1.0500	2.8500	8.1500	9.9500				
2 Lanes - 2, 1C2C	2.0750	3.8750	7.1250	8.9250				
2 Lanes - 2, 1R2L	3.1000	4.9000	6.1000	7.9000				
3 Lanes - 1, 1C	1.2333	3.0333						
3 Lanes - 1, 1R	1.4167	3.2167						
3 Lanes - 1, 2L	4.4167	6.2167						
3 Lanes - 2, 1L2L	1.0500	2.8500	4.4167	6.2167				
3 Lanes - 2, 1L2C	1.0500	2.8500	4.6000	6.4000				
3 Lanes - 2, 1C2C	1.2333	3.0333	4.6000	6.4000				
3 Lanes - 2, 1C3C	1.2333	3.0333	7.9667	9.7667				
3 Lanes - 2, 1R2L	1.4167	3.2167	4.4167	6.2167				
3 Lanes - 2, 1R3L	1.4167	3.2167	7.7833	9.5833				
3 Lanes - 3, 1L2L3L	1.0500	2.8500	4.4167	6.2167	7.7833	9.5833		
3 Lanes - 3, 1L2L3R	1.0500	2.8500	4.4167	6.2167	8.1500	9.9500		
3 Lanes - 3, 1L2C3R	1.0500	2.8500	4.6000	6.4000	8.1500	9.9500		
3 Lanes - 3, 1C2C3C	1.2333	3.0333	4.6000	6.4000	7.9667	9.7667		
3 Lanes - 3, 1C2R3L	1.2333	3.0333	4.7833	6.5833	7.7833	9.5833		
3 Lanes - 3, 1R2L3L	1.4167	3.2167	4.4167	6.2167	7.7833	9.5833		
3 Lanes - 3, 1R2C3L	1.4167	3.2167	4.6000	6.4000	7.7833	9.5833		

**12.9 m wide 3 Lanes Bridge decks Load Cases**

Load Cases	Truck 1		Truck 2		Truck 3		Truck 4	
	Left Wheel (m)	Right Wheel (m)						
1 Lane - 1, 1L	1.0500	2.8500						
1 Lane - 1, 1C	5.5500	7.3500						
2 Lanes - 1, 1C	2.5500	4.3500						
2 Lanes - 1, 1R	4.0500	5.8500						
2 Lanes - 2, 1L2L	1.0500	2.8500	7.0500	8.8500				
2 Lanes - 2, 1L2R	1.0500	2.8500	10.0500	11.8500				
2 Lanes - 2, 1C2C	2.5500	4.3500	8.5500	10.3500				
2 Lanes - 2, 1R2L	4.0500	5.8500	7.0500	8.8500				
3 Lanes - 1, 1C	1.5500	3.3500						
3 Lanes - 1, 1R	2.0500	3.8500						
3 Lanes - 1, 2L	5.0500	6.8500						
3 Lanes - 2, 1L2L	1.0500	2.8500	5.0500	6.8500				
3 Lanes - 2, 1L2C	1.0500	2.8500	5.5500	7.3500				
3 Lanes - 2, 1C2C	1.5500	3.3500	5.5500	7.3500				
3 Lanes - 2, 1C3C	1.5500	3.3500	9.5500	11.3500				
3 Lanes - 2, 1R2L	2.0500	3.8500	5.0500	6.8500				
3 Lanes - 2, 1R3L	2.0500	3.8500	9.0500	10.8500				
3 Lanes - 3, 1L2L3L	1.0500	2.8500	5.0500	6.8500	9.0500	10.8500		
3 Lanes - 3, 1L2L3R	1.0500	2.8500	5.0500	6.8500	10.0500	11.8500		
3 Lanes - 3, 1L2C3R	1.0500	2.8500	5.5500	7.3500	10.0500	11.8500		
3 Lanes - 3, 1C2C3C	1.5500	3.3500	5.5500	7.3500	9.5500	11.3500		
3 Lanes - 3, 1C2R3L	1.5500	3.3500	6.0500	7.8500	9.0500	10.8500		
3 Lanes - 3, 1R2L3L	2.0500	3.8500	5.0500	6.8500	9.0500	10.8500		
3 Lanes - 3, 1R2C3L	2.0500	3.8500	5.5500	7.3500	9.0500	10.8500		

## 14.4 m wide 3 Lanes Bridge decks Load Cases

Load Cases	Truck 1		Truck 2		Truck 3		Truck 4	
	Left Wheel	Right Wheel						
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
1 Lane - 1, 1L	1.0500	2.8500						
1 Lane - 1, 1C	6.3000	8.1000						
2 Lanes - 1, 1C	2.9250	4.7250						
2 Lanes - 1, 1R	4.8000	6.6000						
2 Lanes - 2, 1L2L	1.0500	2.8500	7.8000	9.6000				
2 Lanes - 2, 1L2R	1.0500	2.8500	11.5500	13.3500				
2 Lanes - 2, 1C2C	2.9250	4.7250	9.6750	11.4750				
2 Lanes - 2, 1R2L	4.8000	6.6000	7.8000	9.6000				
3 Lanes - 1, 1C	1.8000	3.6000						
3 Lanes - 1, 1R	2.5500	4.3500						
3 Lanes - 1, 2L	5.5500	7.3500						
3 Lanes - 2, 1L2L	1.0500	2.8500	5.5500	7.3500				
3 Lanes - 2, 1L2C	1.0500	2.8500	6.3000	8.1000				
3 Lanes - 2, 1C2C	1.8000	3.6000	6.3000	8.1000				
3 Lanes - 2, 1C3C	1.8000	3.6000	10.8000	12.6000				
3 Lanes - 2, 1R2L	2.5500	4.3500	5.5500	7.3500				
3 Lanes - 2, 1R3L	2.5500	4.3500	10.0500	11.8500				
3 Lanes - 3, 1L2L3L	1.0500	2.8500	5.5500	7.3500	10.0500	11.8500		
3 Lanes - 3, 1L2L3R	1.0500	2.8500	5.5500	7.3500	11.5500	13.3500		
3 Lanes - 3, 1L2C3R	1.0500	2.8500	6.3000	8.1000	11.5500	13.3500		
3 Lanes - 3, 1C2C3C	1.8000	3.6000	6.3000	8.1000	10.8000	12.6000		
3 Lanes - 3, 1C2R3L	1.8000	3.6000	7.0500	8.8500	10.0500	11.8500		
3 Lanes - 3, 1R2L3L	2.5500	4.3500	5.5500	7.3500	10.0500	11.8500		
3 Lanes - 3, 1R2C3L	2.5500	4.3500	6.3000	8.1000	10.0500	11.8500		

## 14.5 m wide 4 Lanes Bridge decks Load Cases

Load Cases	Truck 1		Truck 2		Truck 3		Truck 4	
	Left Wheel	Right Wheel						
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
1 Lane - 1, 1L	1.0500	2.8500						
1 Lane - 1, 1C	6.3500	8.1500						
2 Lanes - 1, 1C	2.9500	4.7500						
2 Lanes - 1, 1R	4.8500	6.6500						
2 Lanes - 2, 1L2L	1.0500	2.8500	7.8500	9.6500				
2 Lanes - 2, 1L2R	1.0500	2.8500	11.6500	13.4500				
2 Lanes - 2, 1C2C	2.9500	4.7500	9.7500	11.5500				
2 Lanes - 2, 1R2L	4.8500	6.6500	7.8500	9.6500				
3 Lanes - 1, 1C	1.8167	3.6167						
3 Lanes - 1, 1R	2.5833	4.3833						
3 Lanes - 1, 2L	5.5833	7.3833						
3 Lanes - 2, 1L2L	1.0500	2.8500	5.5833	7.3833				
3 Lanes - 2, 1L2C	1.0500	2.8500	6.3500	8.1500				
3 Lanes - 2, 1C2C	1.8167	3.6167	6.3500	8.1500				
3 Lanes - 2, 1C3C	1.8167	3.6167	10.8833	12.6833				
3 Lanes - 2, 1R2L	2.5833	4.3833	5.5833	7.3833				
3 Lanes - 2, 1R3L	2.5833	4.3833	10.1167	11.9167				
3 Lanes - 3, 1L2L3L	1.0500	2.8500	5.5833	7.3833	10.1167	11.9167		
3 Lanes - 3, 1L2L3R	1.0500	2.8500	5.5833	7.3833	11.6500	13.4500		
3 Lanes - 3, 1L2C3R	1.0500	2.8500	6.3500	8.1500	11.6500	13.4500		
3 Lanes - 3, 1C2C3C	1.8167	3.6167	6.3500	8.1500	10.8833	12.6833		
3 Lanes - 3, 1C2R3L	1.8167	3.6167	7.1167	8.9167	10.1167	11.9167		
3 Lanes - 3, 1R2L3L	2.5833	4.3833	5.5833	7.3833	10.1167	11.9167		
3 Lanes - 3, 1R2C3L	2.5833	4.3833	6.3500	8.1500	10.1167	11.9167		
4 Lanes - 1, 1C	1.2500	3.0500						
4 Lanes - 1, 1R	1.4500	3.2500						
4 Lanes - 1, 2L	4.4500	6.2500						
4 Lanes - 1, 2C	4.6500	6.4500						
4 Lanes - 2, 1L2L	1.0500	2.8500	4.4500	6.2500				
4 Lanes - 2, 1L2C	1.0500	2.8500	4.6500	6.4500				
4 Lanes - 2, 1C2C	1.2500	3.0500	4.6500	6.4500				
4 Lanes - 2, 1C3C	1.2500	3.0500	8.0500	9.8500				
4 Lanes - 2, 1C4C	1.2500	3.0500	11.4500	13.2500				
4 Lanes - 2, 1R2L	1.4500	3.2500	4.4500	6.2500				
4 Lanes - 2, 1R3L	1.4500	3.2500	7.8500	9.6500				
4 Lanes - 2, 1R4L	1.4500	3.2500	11.2500	13.0500				
4 Lanes - 2, 2L3L	4.4500	6.2500	7.8500	9.6500				
4 Lanes - 2, 2L3R	4.4500	6.2500	8.2500	10.0500				
4 Lanes - 2, 2C3C	4.6500	6.4500	8.0500	9.8500				
4 Lanes - 3, 1L2L3L	1.0500	2.8500	4.4500	6.2500	7.8500	9.6500		
4 Lanes - 3, 1L2D3L	1.0500	2.8500	4.8500	6.6500	7.8500	9.6500		
4 Lanes - 3, 1C2C3C	1.2500	3.0500	4.6500	6.4500	8.0500	9.8500		
4 Lanes - 3, 1R2L3C	1.4500	3.2500	4.4500	6.2500	8.0500	9.8500		
4 Lanes - 3, 1R2C3L	1.4500	3.2500	4.6500	6.4500	7.8500	9.6500		
4 Lanes - 3, 1C2C4C	1.2500	3.0500	4.6500	6.4500	11.4500	13.2500		
4 Lanes - 3, 1R2L4C	1.4500	3.2500	4.4500	6.2500	11.4500	13.2500		
4 Lanes - 3, 1R2L4R	1.4500	3.2500	4.4500	6.2500	11.6500	13.4500		
4 Lanes - 4, 1L2L3L4L	1.0500	2.8500	4.4500	6.2500	7.8500	9.6500	11.2500	13.0500
4 Lanes - 4, 1L2L3L4R	1.0500	2.8500	4.4500	6.2500	7.8500	9.6500	11.6500	13.4500
4 Lanes - 4, 1L2L3C4C	1.0500	2.8500	4.4500	6.2500	8.0500	9.8500	11.4500	13.2500
4 Lanes - 4, 1L2L3R4R	1.0500	2.8500	4.4500	6.2500	8.2500	10.0500	11.6500	13.4500
4 Lanes - 4, 1L2C3C4C	1.0500	2.8500	4.6500	6.4500	8.0500	9.8500	11.4500	13.2500
4 Lanes - 4, 1L2R3L4R	1.0500	2.8500	4.8500	6.6500	7.8500	9.6500	11.6500	13.4500
4 Lanes - 4, 1C2L3L4L	1.2500	3.0500	4.4500	6.2500	7.8500	9.6500	11.2500	13.0500
4 Lanes - 4, 1C2C3L4L	1.2500	3.0500	4.6500	6.4500	7.8500	9.6500	11.2500	13.0500
4 Lanes - 4, 1C2C3C4L	1.2500	3.0500	4.6500	6.4500	8.0500	9.8500	11.2500	13.0500
4 Lanes - 4, 1C2C3C4C	1.2500	3.0500	4.6500	6.4500	8.0500	9.8500	11.4500	13.2500
4 Lanes - 4, 1R2C3C4L	1.4500	3.2500	4.6500	6.4500	8.0500	9.8500	11.2500	13.0500
4 Lanes - 4, 1R2R3L4L	1.4500	3.2500	4.8500	6.6500	7.8500	9.6500	11.2500	13.0500

16.5 m wide 4 Lanes Bridge decks Load Cases

Load Cases	Truck 1		Truck 2		Truck 3		Truck 4	
	Left Wheel	Right Wheel						
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
1 Lane - 1, 1L	1.0500	2.8500						
1 Lane - 1, 1C	7.3500	9.1500						
2 Lanes - 1, 1C	3.4500	5.2500						
2 Lanes - 1, 1R	5.8500	7.6500						
2 Lanes - 2, 1L2L	1.0500	2.8500	8.8500	10.6500				
2 Lanes - 2, 1L2R	1.0500	2.8500	13.6500	15.4500				
2 Lanes - 2, 1C2C	3.4500	5.2500	11.2500	13.0500				
2 Lanes - 2, 1R2L	5.8500	7.6500	8.8500	10.6500				
3 Lanes - 1, 1C	2.1500	3.9500						
3 Lanes - 1, 1R	3.2500	5.0500						
3 Lanes - 1, 2L	6.2500	8.0500						
3 Lanes - 2, 1L2L	1.0500	2.8500	6.2500	8.0500				
3 Lanes - 2, 1L2C	1.0500	2.8500	7.3500	9.1500				
3 Lanes - 2, 1C2C	2.1500	3.9500	7.3500	9.1500				
3 Lanes - 2, 1C3C	2.1500	3.9500	12.5500	14.3500				
3 Lanes - 2, 1R2L	3.2500	5.0500	6.2500	8.0500				
3 Lanes - 2, 1R3L	3.2500	5.0500	11.4500	13.2500				
3 Lanes - 3, 1L2L3L	1.0500	2.8500	6.2500	8.0500	11.4500	13.2500		
3 Lanes - 3, 1L2L3R	1.0500	2.8500	6.2500	8.0500	13.6500	15.4500		
3 Lanes - 3, 1L2C3R	1.0500	2.8500	7.3500	9.1500	13.6500	15.4500		
3 Lanes - 3, 1C2C3C	2.1500	3.9500	7.3500	9.1500	12.5500	14.3500		
3 Lanes - 3, 1C2R3L	2.1500	3.9500	8.4500	10.2500	11.4500	13.2500		
3 Lanes - 3, 1R2L3L	3.2500	5.0500	6.2500	8.0500	11.4500	13.2500		
3 Lanes - 3, 1R2C3L	3.2500	5.0500	7.3500	9.1500	11.4500	13.2500		
4 Lanes - 1, 1C	1.5000	3.3000						
4 Lanes - 1, 1R	1.9500	3.7500						
4 Lanes - 1, 2L	4.9500	6.7500						
4 Lanes - 1, 2C	5.4000	7.2000						
4 Lanes - 2, 1L2L	1.0500	2.8500	4.9500	6.7500				
4 Lanes - 2, 1L2C	1.0500	2.8500	5.4000	7.2000				
4 Lanes - 2, 1C2C	1.5000	3.3000	5.4000	7.2000				
4 Lanes - 2, 1C3C	1.5000	3.3000	9.3000	11.1000				
4 Lanes - 2, 1C4C	1.5000	3.3000	13.2000	15.0000				
4 Lanes - 2, 1R2L	1.9500	3.7500	4.9500	6.7500				
4 Lanes - 2, 1R3L	1.9500	3.7500	8.8500	10.6500				
4 Lanes - 2, 1R4L	1.9500	3.7500	12.7500	14.5500				
4 Lanes - 2, 2L3L	4.9500	6.7500	8.8500	10.6500				
4 Lanes - 2, 2L3R	4.9500	6.7500	9.7500	11.5500				
4 Lanes - 2, 2C3C	5.4000	7.2000	9.3000	11.1000				
4 Lanes - 3, 1L2L3L	1.0500	2.8500	4.9500	6.7500	8.8500	10.6500		
4 Lanes - 3, 1L2D3L	1.0500	2.8500	5.8500	7.6500	8.8500	10.6500		
4 Lanes - 3, 1C2C3C	1.5000	3.3000	5.4000	7.2000	9.3000	11.1000		
4 Lanes - 3, 1R2L3C	1.9500	3.7500	4.9500	6.7500	9.3000	11.1000		
4 Lanes - 3, 1R2C3L	1.9500	3.7500	5.4000	7.2000	8.8500	10.6500		
4 Lanes - 3, 1C2C4C	1.5000	3.3000	5.4000	7.2000	13.2000	15.0000		
4 Lanes - 3, 1R2L4C	1.9500	3.7500	4.9500	6.7500	13.2000	15.0000		
4 Lanes - 3, 1R2L4R	1.9500	3.7500	4.9500	6.7500	13.6500	15.4500		
4 Lanes - 4, 1L2L3L4L	1.0500	2.8500	4.9500	6.7500	8.8500	10.6500	12.7500	14.5500
4 Lanes - 4, 1L2L3L4R	1.0500	2.8500	4.9500	6.7500	8.8500	10.6500	13.6500	15.4500
4 Lanes - 4, 1L2L3C4C	1.0500	2.8500	4.9500	6.7500	9.3000	11.1000	13.2000	15.0000
4 Lanes - 4, 1L2L3R4R	1.0500	2.8500	4.9500	6.7500	9.7500	11.5500	13.6500	15.4500
4 Lanes - 4, 1L2C3C4C	1.0500	2.8500	5.4000	7.2000	9.3000	11.1000	13.2000	15.0000
4 Lanes - 4, 1L2R3L4R	1.0500	2.8500	5.8500	7.6500	8.8500	10.6500	13.6500	15.4500
4 Lanes - 4, 1C2L3L4L	1.5000	3.3000	4.9500	6.7500	8.8500	10.6500	12.7500	14.5500
4 Lanes - 4, 1C2C3L4L	1.5000	3.3000	5.4000	7.2000	8.8500	10.6500	12.7500	14.5500
4 Lanes - 4, 1C2C3C4L	1.5000	3.3000	5.4000	7.2000	9.3000	11.1000	12.7500	14.5500
4 Lanes - 4, 1C2C3C4C	1.5000	3.3000	5.4000	7.2000	9.3000	11.1000	13.2000	15.0000
4 Lanes - 4, 1R2C3C4L	1.9500	3.7500	5.4000	7.2000	9.3000	11.1000	12.7500	14.5500
4 Lanes - 4, 1R2R3L4L	1.9500	3.7500	5.8500	7.6500	8.8500	10.6500	12.7500	14.5500

## 17.9 m wide 4 Lanes Bridge decks Load Cases

Load Cases	Truck 1		Truck 2		Truck 3		Truck 4	
	Left Wheel	Right Wheel						
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
1 Lane - 1, 1L	1.0500	2.8500						
1 Lane - 1, 1C	8.0500	9.8500						
2 Lanes - 1, 1C	3.8000	5.6000						
2 Lanes - 1, 1R	6.5500	8.3500						
2 Lanes - 2, 1L2L	1.0500	2.8500	9.5500	11.3500				
2 Lanes - 2, 1L2R	1.0500	2.8500	15.0500	16.8500				
2 Lanes - 2, 1C2C	3.8000	5.6000	12.3000	14.1000				
2 Lanes - 2, 1R2L	6.5500	8.3500	9.5500	11.3500				
3 Lanes - 1, 1C	2.3833	4.1833						
3 Lanes - 1, 1R	3.7167	5.5167						
3 Lanes - 1, 2L	6.7167	8.5167						
3 Lanes - 2, 1L2L	1.0500	2.8500	6.7167	8.5167				
3 Lanes - 2, 1L2C	1.0500	2.8500	8.0500	9.8500				
3 Lanes - 2, 1C2C	2.3833	4.1833	8.0500	9.8500				
3 Lanes - 2, 1C3C	2.3833	4.1833	13.7167	15.5167				
3 Lanes - 2, 1R2L	3.7167	5.5167	6.7167	8.5167				
3 Lanes - 2, 1R3L	3.7167	5.5167	12.3833	14.1833				
3 Lanes - 3, 1L2L3L	1.0500	2.8500	6.7167	8.5167	12.3833	14.1833		
3 Lanes - 3, 1L2L3R	1.0500	2.8500	6.7167	8.5167	15.0500	16.8500		
3 Lanes - 3, 1L2C3R	1.0500	2.8500	8.0500	9.8500	15.0500	16.8500		
3 Lanes - 3, 1C2C3C	2.3833	4.1833	8.0500	9.8500	13.7167	15.5167		
3 Lanes - 3, 1C2R3L	2.3833	4.1833	9.3833	11.1833	12.3833	14.1833		
3 Lanes - 3, 1R2L3L	3.7167	5.5167	6.7167	8.5167	12.3833	14.1833		
3 Lanes - 3, 1R2C3L	3.7167	5.5167	8.0500	9.8500	12.3833	14.1833		
4 Lanes - 1, 1C	1.6750	3.4750						
4 Lanes - 1, 1R	2.3000	4.1000						
4 Lanes - 1, 2L	5.3000	7.1000						
4 Lanes - 1, 2C	5.9250	7.7250						
4 Lanes - 2, 1L2L	1.0500	2.8500	5.3000	7.1000				
4 Lanes - 2, 1L2C	1.0500	2.8500	5.9250	7.7250				
4 Lanes - 2, 1C2C	1.6750	3.4750	5.9250	7.7250				
4 Lanes - 2, 1C3C	1.6750	3.4750	10.1750	11.9750				
4 Lanes - 2, 1C4C	1.6750	3.4750	14.4250	16.2250				
4 Lanes - 2, 1R2L	2.3000	4.1000	5.3000	7.1000				
4 Lanes - 2, 1R3L	2.3000	4.1000	9.5500	11.3500				
4 Lanes - 2, 1R4L	2.3000	4.1000	13.8000	15.6000				
4 Lanes - 2, 2L3L	5.3000	7.1000	9.5500	11.3500				
4 Lanes - 2, 2L3R	5.3000	7.1000	10.8000	12.6000				
4 Lanes - 2, 2C3C	5.9250	7.7250	10.1750	11.9750				
4 Lanes - 3, 1L2L3L	1.0500	2.8500	5.3000	7.1000	9.5500	11.3500		
4 Lanes - 3, 1L2D3L	1.0500	2.8500	6.5500	8.3500	9.5500	11.3500		
4 Lanes - 3, 1C2C3C	1.6750	3.4750	5.9250	7.7250	10.1750	11.9750		
4 Lanes - 3, 1R2L3C	2.3000	4.1000	5.3000	7.1000	10.1750	11.9750		
4 Lanes - 3, 1R2C3L	2.3000	4.1000	5.9250	7.7250	9.5500	11.3500		
4 Lanes - 3, 1C2C4C	1.6750	3.4750	5.9250	7.7250	14.4250	16.2250		
4 Lanes - 3, 1R2L4C	2.3000	4.1000	5.3000	7.1000	14.4250	16.2250		
4 Lanes - 3, 1R2L4R	2.3000	4.1000	5.3000	7.1000	15.0500	16.8500		
4 Lanes - 4, 1L2L3L4L	1.0500	2.8500	5.3000	7.1000	9.5500	11.3500	13.8000	15.6000
4 Lanes - 4, 1L2L3L4R	1.0500	2.8500	5.3000	7.1000	9.5500	11.3500	15.0500	16.8500
4 Lanes - 4, 1L2L3C4C	1.0500	2.8500	5.3000	7.1000	10.1750	11.9750	14.4250	16.2250
4 Lanes - 4, 1L2L3R4R	1.0500	2.8500	5.3000	7.1000	10.8000	12.6000	15.0500	16.8500
4 Lanes - 4, 1L2C3C4C	1.0500	2.8500	5.9250	7.7250	10.1750	11.9750	14.4250	16.2250
4 Lanes - 4, 1L2R3L4R	1.0500	2.8500	6.5500	8.3500	9.5500	11.3500	15.0500	16.8500
4 Lanes - 4, 1C2L3L4L	1.6750	3.4750	5.3000	7.1000	9.5500	11.3500	13.8000	15.6000
4 Lanes - 4, 1C2C3L4L	1.6750	3.4750	5.9250	7.7250	9.5500	11.3500	13.8000	15.6000
4 Lanes - 4, 1C2C3C4L	1.6750	3.4750	5.9250	7.7250	10.1750	11.9750	13.8000	15.6000
4 Lanes - 4, 1C2C3C4C	1.6750	3.4750	5.9250	7.7250	10.1750	11.9750	14.4250	16.2250
4 Lanes - 4, 1R2C3C4L	2.3000	4.1000	5.9250	7.7250	10.1750	11.9750	13.8000	15.6000
4 Lanes - 4, 1R2R3L4L	2.3000	4.1000	6.5500	8.3500	9.5500	11.3500	13.8000	15.6000

Les tableaux suivants montrent les facteurs de simultanéité  $R_L$  utilisés avec chaque cas de charge à l'intérieur des combinaisons.

### 1 Lane Bridge Decks Load Combinations

Load Combination	Included load cases	$R_L$
ULS-SLS CL-A&B ALL Lanes	1 Lane - 1, 1L	1.0
	1 Lane - 1, 1C	1.0
FLS ALL Lanes	1 Lane - 1, 1C	1.0

Load Combination	Included load cases	$R_L$
ULS-SLS CL-C&D ALL Lanes	1 Lane - 1, 1L	1.0
	1 Lane - 1, 1C	1.0

### 2 Lanes Bridge Decks Load Combinations

Load Combination	Included load cases	$R_L$
ULS-SLS CL-A&B ALL Lanes	1 Lane - 1, 1L	1.0
	1 Lane - 1, 1C	1.0
	2 Lanes - 1, 1C	1.0
	2 Lanes - 1, 1R	1.0
	2 Lanes - 2, 1L2L	0.9
	2 Lanes - 2, 1L2R	0.9
	2 Lanes - 2, 1C2C	0.9
	2 Lanes - 2, 1R2L	0.9
FLS ALL Lanes	1 Lane - 1, 1C	1.0
	2 Lanes - 1, 1C	1.0

Load Combination	Included load cases	$R_L$
ULS-SLS CL-C&D ALL Lanes	1 Lane - 1, 1L	1.0
	1 Lane - 1, 1C	1.0
	2 Lanes - 1, 1C	1.0
	2 Lanes - 1, 1R	1.0
	2 Lanes - 2, 1L2L	0.85
	2 Lanes - 2, 1L2R	0.85
	2 Lanes - 2, 1C2C	0.85
	2 Lanes - 2, 1R2L	0.85

### 3 Lanes Bridge Decks Load Combinations

Load Combination	Included load cases	R <sub>L</sub>
ULS-SLS CL-A&B ALL Lanes	1 Lane - 1, 1L	1.0
	1 Lane - 1, 1C	1.0
	2 Lanes - 1, 1C	1.0
	2 Lanes - 1, 1R	1.0
	2 Lanes - 2, 1L2L	0.9
	2 Lanes - 2, 1L2R	0.9
	2 Lanes - 2, 1C2C	0.9
	2 Lanes - 2, 1R2L	0.9
	3 Lanes - 1, 1C	1.0
	3 Lanes - 1, 1R	1.0
	3 Lanes - 1, 2L	1.0
	3 Lanes - 2, 1L2L	0.9
	3 Lanes - 2, 1L2C	0.9
	3 Lanes - 2, 1C2C	0.9
	3 Lanes - 2, 1C3C	0.9
	3 Lanes - 2, 1R2L	0.9
	3 Lanes - 2, 1R3L	0.9
	3 Lanes - 3, 1L2L3L	0.8
	3 Lanes - 3, 1L2L3R	0.8
	3 Lanes - 3, 1L2C3R	0.8
	3 Lanes - 3, 1C2C3C	0.8
	3 Lanes - 3, 1C2R3L	0.8
	3 Lanes - 3, 1R2L3L	0.8
3 Lanes - 3, 1R2C3L	0.8	
FLS ALL Lanes	1 Lane - 1, 1C	1.0
	2 Lanes - 1, 1C	1.0
	3 Lanes - 1, 1C	1.0

Load Combination	Included load cases	R <sub>L</sub>
ULS-SLS CL-C&D ALL Lanes	1 Lane - 1, 1L	1.0
	1 Lane - 1, 1C	1.0
	2 Lanes - 1, 1C	1.0
	2 Lanes - 1, 1R	1.0
	2 Lanes - 2, 1L2L	0.85
	2 Lanes - 2, 1L2R	0.85
	2 Lanes - 2, 1C2C	0.85
	2 Lanes - 2, 1R2L	0.85
	3 Lanes - 1, 1C	1.0
	3 Lanes - 1, 1R	1.0
	3 Lanes - 1, 2L	1.0
	3 Lanes - 2, 1L2L	0.85
	3 Lanes - 2, 1L2C	0.85
	3 Lanes - 2, 1C2C	0.85
	3 Lanes - 2, 1C3C	0.85
	3 Lanes - 2, 1R2L	0.85
	3 Lanes - 2, 1R3L	0.85
	3 Lanes - 3, 1L2L3L	0.7
	3 Lanes - 3, 1L2L3R	0.7
	3 Lanes - 3, 1L2C3R	0.7
	3 Lanes - 3, 1C2C3C	0.7
	3 Lanes - 3, 1C2R3L	0.7
	3 Lanes - 3, 1R2L3L	0.7
3 Lanes - 3, 1R2C3L	0.7	

#### 4 Lanes Bridge Decks Load Combinations

Load Combination	Included load cases	R <sub>L</sub>
ULS-SLS CL-A&B ALL Lanes	1 Lane - 1, 1L	1.0
	1 Lane - 1, 1C	1.0
	2 Lanes - 1, 1C	1.0
	2 Lanes - 1, 1R	1.0
	2 Lanes - 2, 1L2L	0.9
	2 Lanes - 2, 1L2R	0.9
	2 Lanes - 2, 1C2C	0.9
	2 Lanes - 2, 1R2L	0.9
	3 Lanes - 1, 1C	1.0
	3 Lanes - 1, 1R	1.0
	3 Lanes - 1, 2L	1.0
	3 Lanes - 2, 1L2L	0.9
	3 Lanes - 2, 1L2C	0.9
	3 Lanes - 2, 1C2C	0.9
	3 Lanes - 2, 1C3C	0.9
	3 Lanes - 2, 1R2L	0.9
	3 Lanes - 2, 1R3L	0.9
	3 Lanes - 3, 1L2L3L	0.8
	3 Lanes - 3, 1L2L3R	0.8
	3 Lanes - 3, 1L2C3R	0.8
	3 Lanes - 3, 1C2C3C	0.8
	3 Lanes - 3, 1C2R3L	0.8
	3 Lanes - 3, 1R2L3L	0.8
	3 Lanes - 3, 1R2C3L	0.8
	4 Lanes - 1, 1C	1.0
	4 Lanes - 1, 1R	1.0
	4 Lanes - 1, 2L	1.0
	4 Lanes - 1, 2C	1.0
	4 Lanes - 2, 1L2L	0.9
	4 Lanes - 2, 1L2C	0.9
	4 Lanes - 2, 1C2C	0.9
	4 Lanes - 2, 1C3C	0.9
	4 Lanes - 2, 1C4C	0.9
	4 Lanes - 2, 1R2L	0.9
	4 Lanes - 2, 1R3L	0.9
	4 Lanes - 2, 1R4L	0.9
	4 Lanes - 2, 2L3L	0.9
	4 Lanes - 2, 2L3R	0.9
	4 Lanes - 2, 2C3C	0.9

Load Combination	Included load cases	R <sub>L</sub>
ULS-SLS CL-C&D ALL Lanes	1 Lane - 1, 1L	1.0
	1 Lane - 1, 1C	1.0
	2 Lanes - 1, 1C	1.0
	2 Lanes - 1, 1R	1.0
	2 Lanes - 2, 1L2L	0.85
	2 Lanes - 2, 1L2R	0.85
	2 Lanes - 2, 1C2C	0.85
	2 Lanes - 2, 1R2L	0.85
	3 Lanes - 1, 1C	1.0
	3 Lanes - 1, 1R	1.0
	3 Lanes - 1, 2L	1.0
	3 Lanes - 2, 1L2L	0.85
	3 Lanes - 2, 1L2C	0.85
	3 Lanes - 2, 1C2C	0.85
	3 Lanes - 2, 1C3C	0.85
	3 Lanes - 2, 1R2L	0.85
	3 Lanes - 2, 1R3L	0.85
	3 Lanes - 3, 1L2L3L	0.7
	3 Lanes - 3, 1L2L3R	0.7
	3 Lanes - 3, 1L2C3R	0.7
	3 Lanes - 3, 1C2C3C	0.7
	3 Lanes - 3, 1C2R3L	0.7
	3 Lanes - 3, 1R2L3L	0.7
	3 Lanes - 3, 1R2C3L	0.7
	4 Lanes - 1, 1C	1.0
	4 Lanes - 1, 1R	1.0
	4 Lanes - 1, 2L	1.0
	4 Lanes - 1, 2C	1.0
	4 Lanes - 2, 1L2L	0.85
	4 Lanes - 2, 1L2C	0.85
	4 Lanes - 2, 1C2C	0.85
	4 Lanes - 2, 1C3C	0.85
	4 Lanes - 2, 1C4C	0.85
	4 Lanes - 2, 1R2L	0.85
	4 Lanes - 2, 1R3L	0.85
	4 Lanes - 2, 1R4L	0.85
	4 Lanes - 2, 2L3L	0.85
	4 Lanes - 2, 2L3R	0.85
	4 Lanes - 2, 2C3C	0.85

## 4 Lanes Bridge Decks Load Combinations, continued

Load Combination	Included load cases	R <sub>L</sub>
ULS-SLS CL-A&B ALL Lanes (Continued)	4 Lanes - 3, 1L2L3L	0.8
	4 Lanes - 3, 1L2D3L	0.8
	4 Lanes - 3, 1C2C3C	0.8
	4 Lanes - 3, 1R2L3C	0.8
	4 Lanes - 3, 1R2C3L	0.8
	4 Lanes - 3, 1C2C4C	0.8
	4 Lanes - 3, 1R2L4C	0.8
	4 Lanes - 3, 1R2L4R	0.8
	4 Lanes - 4, 1L2L3L4L	0.8
	4 Lanes - 4, 1L2L3L4R	0.8
	4 Lanes - 4, 1L2L3C4C	0.8
	4 Lanes - 4, 1L2L3R4R	0.8
	4 Lanes - 4, 1L2C3C4C	0.8
	4 Lanes - 4, 1L2R3L4R	0.8
	4 Lanes - 4, 1C2L3L4L	0.8
	4 Lanes - 4, 1C2C3L4L	0.8
	4 Lanes - 4, 1C2C3C4L	0.8
	4 Lanes - 4, 1C2C3C4C	0.8
	4 Lanes - 4, 1R2C3C4L	0.8
	4 Lanes - 4, 1R2R3L4L	0.8
FLS ALL Lanes	1 Lane - 1, 1C	1.0
	2 Lanes - 1, 1C	1.0
	3 Lanes - 1, 1C	1.0
	4 Lanes - 1, 1C	1.0
	4 Lanes - 1, 2C	1.0

Load Combination	Included load cases	R <sub>L</sub>
ULS-SLS CL-C&D ALL Lanes (Continued)	4 Lanes - 3, 1L2L3L	0.7
	4 Lanes - 3, 1L2D3L	0.7
	4 Lanes - 3, 1C2C3C	0.7
	4 Lanes - 3, 1R2L3C	0.7
	4 Lanes - 3, 1R2C3L	0.7
	4 Lanes - 3, 1C2C4C	0.7
	4 Lanes - 3, 1R2L4C	0.7
	4 Lanes - 3, 1R2L4R	0.7
	4 Lanes - 4, 1L2L3L4L	0.7
	4 Lanes - 4, 1L2L3L4R	0.7
	4 Lanes - 4, 1L2L3C4C	0.7
	4 Lanes - 4, 1L2L3R4R	0.7
	4 Lanes - 4, 1L2C3C4C	0.7
	4 Lanes - 4, 1L2R3L4R	0.7
	4 Lanes - 4, 1C2L3L4L	0.7
	4 Lanes - 4, 1C2C3L4L	0.7
	4 Lanes - 4, 1C2C3C4L	0.7
	4 Lanes - 4, 1C2C3C4C	0.7
	4 Lanes - 4, 1R2C3C4L	0.7
	4 Lanes - 4, 1R2R3L4L	0.7