

Charges de trafic actualisées pour les dalles de roulement en béton des ponts existants

Th. Meystre et D. Stucki, DIC SA, Aigle
Prof. Dr J.-P. Lebet, EPFL-ICOM

1 Introduction

Cet article présente les hypothèses et les principaux résultats de l'étude AGB2009/005 financée par l'Office fédéral des routes.

1.1 Contexte et objectifs

Les dalles de roulement en béton armé ou précontraint sont des éléments porteurs des ponts routiers très importants et très sollicités. Elles ont fait l'objet ces dernières années de diverses recherches visant à étudier leur comportement. Le mode de rupture des différents éléments de dalle sous l'action des charges concentrées des roues de véhicule est ainsi aujourd'hui mieux connu. Les recherches de M. Fernández Ruiz, R. Vaz Rodrigues et A. Muttoni [1] ont par exemple notamment montré l'importance de prendre en compte l'effet de l'effort tranchant dans le dimensionnement ou les vérifications.

Si le côté de la résistance des dalles de roulement a été passablement exploré, le côté des sollicitations reste encore mal connu. Les hypothèses d'essai ou de calcul relatives aux études effectuées prennent généralement en compte le double essieu du modèle de charge de trafic des normes suisses ou européennes en vigueur. Mais ce dernier est-il vraiment représentatif du chargement introduit en réalité par les véhicules sur les dalles de roulement ?

La législation suisse en matière de poids légal a passablement évolué ces dernières années, et depuis 2005 les véhicules de 40 tonnes circulent librement sur le réseau routier. Ces changements ont une influence sur le parc de véhicules et de nouveaux types de véhicules ont fait leur apparition. Notons par exemple l'arrivée des camions simples de 5 essieux d'un poids total autorisé en charge (PTAC) de 40 tonnes réparti sur quelques mètres de longueur. Quelle est l'évolution réelle des charges et l'impact qu'elle peut occasionner sur les dalles de roulement ?

Dans ce contexte d'évolution des charges de trafic, une part croissante des travaux sur les infrastructures routières concerne l'entretien, la maintenance et l'évaluation d'ouvrages existants.

L'Office fédéral des routes (OFROU) étant directement concerné par ces questions, il a déjà financé des projets de recherche afin d'améliorer les méthodes d'évaluation des ouvrages existants :

- Le projet de Th. Meystre et M. A. Hirt [2] a proposé un modèle de charge de trafic actualisé pour l'évaluation des ponts existants à deux voies. Cette étude s'est essentiellement concentrée sur la vérification de la sécurité structurale des poutres principales de différents types de ponts, et n'a pas spécifiquement étudié la question des sections transversales ou des éléments structuraux de faibles longueurs ou surfaces d'influence.
- Le projet de H. Ludescher et E. Brühwiler [3] traite de la question du facteur d'amplification dynamique et propose des valeurs actualisées à prendre en compte pour l'évaluation des ponts existants. Il donne également des indications sur différentes charges actualisées applicables aux dalles de roulement.

Ce nouveau projet avait ainsi pour objectif de compléter ces précédentes études en s'orientant spécifiquement vers la problématique des dalles de roulement en béton et en traitant le cas particulier des dalles des ponts caisson et bipoutres. Au final, l'objectif était de proposer un modèle de charge actualisé pour l'évaluation de la sécurité structurale de ces éléments de pont via l'application de coefficients α actualisés à appliquer au modèle de charge de trafic de la norme SIA 261 [4]. De plus, l'étude devait établir des connaissances actualisées sur les charges de trafic réelles et en particulier les sollicitations locales dues aux essieux de véhicules.

1.2 Démarche

La première phase du projet a consisté à rassembler des informations concernant les charges de trafic actuelles en Suisse, après la libéralisation des véhicules d'un poids total autorisé en charge (PTAC) de 40 tonnes. La recherche s'est orientée plus spécifiquement vers certains types de véhicules ou de groupes

d'essieux jugés prépondérants pour les dalles de roulement. Certaines analyses statistiques ciblées ont également été effectuées sur les données brutes des stations de pesage en marche les plus récentes.

La seconde phase du projet proposait l'étude de dalles de roulement en béton des ponts caisson et bipoutres et le développement d'un modèle de charge de trafic actualisé pour la vérification de leur sécurité structurale. Le principe général de l'analyse a consisté à comparer l'effet de modèles de charge de trafic réalistes à l'effet des modèles de charge de trafic des normes en vigueur.

Trois axes principaux de travail ont été suivis :

1. Déterminer les charges de trafic réalistes à prendre en compte

Sur la base des informations recueillies sur les charges de trafic actuelles, des modèles de charge de trafic déterministes réalistes ont été mis au point. Ces modèles prennent en compte des facteurs d'amplification dynamique basés sur les résultats des recherches existantes et notamment les résultats fournis par [3].

2. Modéliser un certain nombre de dalles de roulement en béton représentatives

Plusieurs dalles de roulement en béton ont été modélisées par éléments finis. Elles sont sollicitées, d'une part, par les charges de trafic réalistes mises au point et, d'autre part, par le modèle de charge de trafic de la norme SIA 261 [4].

3. Développer un modèle de charge de trafic actualisé

L'effet des chargements réalistes a été comparé avec l'effet des modèles de charge de trafic des normes en vigueur. Les sollicitations élastiques obtenues sont comparées afin d'en déduire les coefficients α actualisés applicables pour l'évaluation de la sécurité structurale des dalles de roulement existantes en béton des ponts caisson et bipoutres.

2 Analyse du trafic

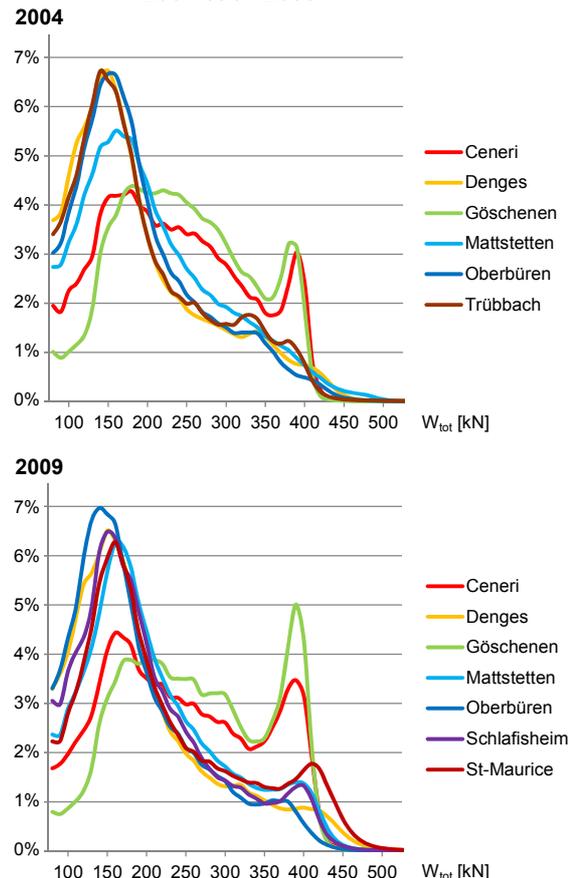
Ces dernières années, l'OFROU a installé des stations de pesage en marche (WIM) sur les routes nationales suisses. Ces stations fournissent des données en continu, comprenant notamment le poids total des véhicules, le poids de chaque essieu et la distance entre tous les essieux. Ces mesures sont analysées et font l'objet de rapports annuels [5]. Ces rapports, tout comme les données brutes des

stations de pesage, ont constitué la base de l'analyse.

2.1 Analyse des mesures WIM générales

La Figure 1 présente les distributions des poids totaux des véhicules, d'un poids d'au moins 8 tonnes, mesurés par différentes stations de pesage durant respectivement les années 2004 et 2009.

Figure 1 : Distributions des poids totaux des véhicules $\geq 8t$ selon les pesages (WIM) en 2004 et en 2009



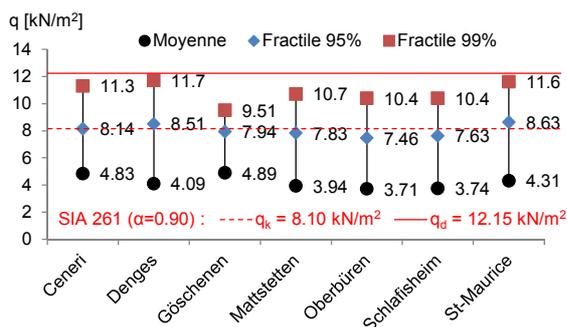
Ces graphiques mettent en évidence la différence entre le trafic plutôt « local et national » et le trafic dit « nord-sud », principalement international et de transit. Les distributions des trafics de Denges, Mattstetten, Oberbüren, Schafisheim, Trübbach et St-Maurice sont très similaires et comprennent une majorité de véhicules de poids faible à moyen. Elles se distinguent de la distribution du trafic de Göschenen (tunnel du St-Gothard) qui comprend une part beaucoup plus importante de véhicules lourds. Quant aux distributions du trafic de Ceneri, elles se situent entre les deux et contiennent une part de trafic « nord-sud » et une part de trafic « local et national ».

Ces graphiques montrent également que, par rapport aux trafics dits « nord-sud » comme Göschenen, les trafics plutôt « locaux et natio-

naux » comme Denges ou Mattstetten ont des pourcentages et des grandeurs de dépassement du poids total autorisé en charge (PTAC) de 40 tonnes plus importants. Cette tendance s'accroît même entre l'année 2004 et l'année 2009 avec, en 2009, d'importants dépassements pour le trafic de St-Maurice. Plus généralement, entre les années 2004 et 2009, la part des véhicules d'un poids total de 40 tonnes a tendance à augmenter pour les différents trafics. En 2009, chaque trafic comprend clairement une « bosse » située vers la valeur de 40 tonnes.

La Figure 2 présente les distributions des poids surfaciques des véhicules et la comparaison avec les charges réparties de la voie fictive 1 du modèle de charge de trafic de la norme SIA 261 [4]. Les poids surfaciques sont obtenus en considérant la longueur de chaque véhicule mesurée par l'installation de pesage, ainsi qu'une largeur fixe de 3.0 m (= largeur de la voie fictive).

Figure 2 : Distributions des poids surfaciques en kN/m^2 des véhicules $>3.5\text{t}$ selon les passages (WIM) de 2009



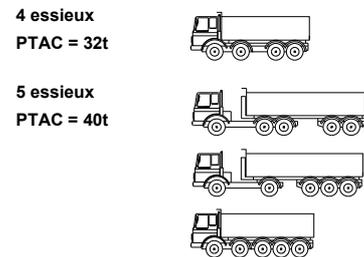
Ce graphique montre que les véhicules des trafics dits « nord-sud » comme Göschenen et Ceneri sont en moyenne mieux chargés que les véhicules des autres trafics. Le trafic de Göschenen présente également le fractile 99% le plus bas. Les véhicules doivent donc globalement être plus longs et, comme cela a été évoqué précédemment, moins souvent dépasser le poids total autorisé. Les trafics de Denges et St-Maurice ont les fractiles 99% les plus importants, mais ces valeurs restent toutefois inférieures aux valeurs de calcul q_d de la norme SIA 261.

2.2 Analyse spécifique des camions compacts

Les quatre types de camions les plus compacts notamment utilisés pour le transport de matériaux d'excavation en Suisse ont été analysés entre les années 2003 et 2009. Selon la Figure 3, le premier type concerne les camions simples à 4 essieux d'un poids total autorisé

en charge (PTAC) de 32 tonnes et les trois autres types concernent différents camions à 5 essieux d'un poids total autorisé en charge (PTAC) de 40 tonnes.

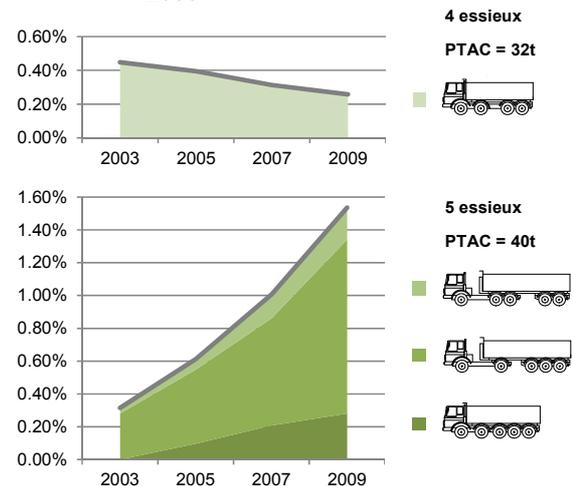
Figure 3 : Types de camions étudiés



Pourcentage

La Figure 4 présente, pour la station de pesage de Göschenen, l'évolution du pourcentage de chaque type de camion par rapport au nombre total des véhicules pesés ($>3.5\text{t}$).

Figure 4 : Évolution du pourcentage de camions compacts à Göschenen entre 2003 et 2009



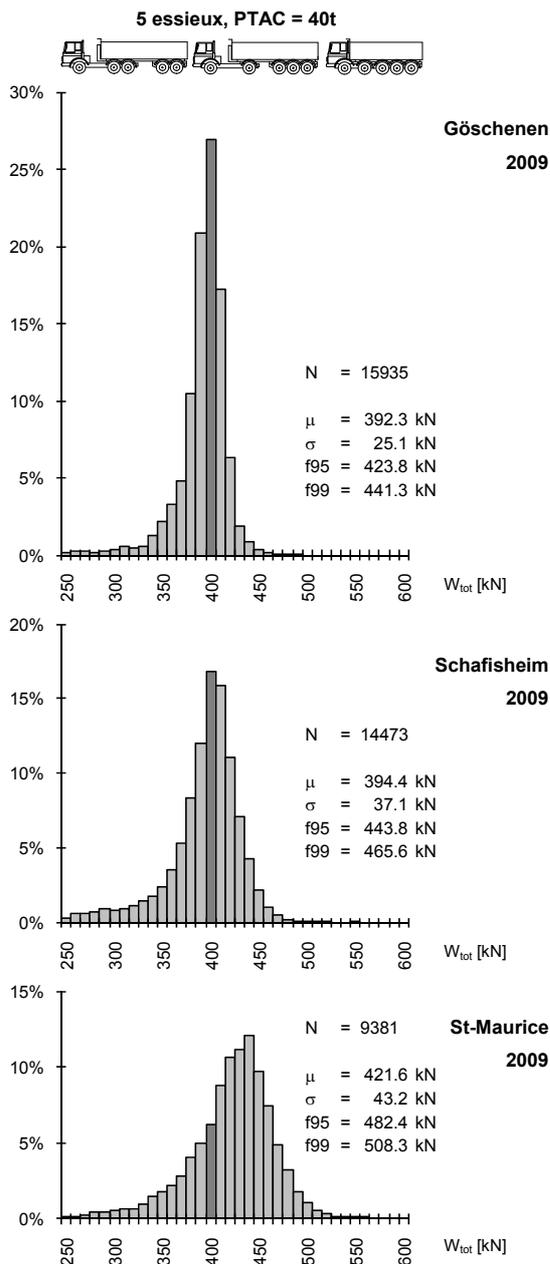
Force est de constater que la part des véhicules compacts d'un PTAC de 40 tonnes a fortement augmenté entre 2003 et 2009, puisqu'elle a été multipliée par un facteur quatre. La part de véhicules compacts d'un PTAC de 32 tonnes a quant à elle été réduite d'un facteur deux durant cette même période. Il est encore intéressant de remarquer que, concernant les véhicules d'un PTAC de 40 tonnes, les 2 modèles de types articulés circulaient déjà largement en 2003 alors que le modèle simple était tout simplement inexistant à cette époque.

Globalement les tendances observées pour la station de Göschenen se retrouvent pour les autres stations analysées. De façon plus ou moins prononcée, la part de camions d'un PTAC de 40 tonnes augmente alors que la part de camions d'un PTAC de 32 tonnes a tendance à diminuer.

Poids totaux

Dans l'analyse des poids totaux, seuls les camions « chargés », d'un poids supérieur à 25 tonnes, ont été considérés. La Figure 5 présente, pour les stations de Göschenen, Schafisheim et St-Maurice, le détail des distributions des poids totaux de l'année 2009 des camions étudiés d'un PTAC de 40 tonnes.

Figure 5 : Répartition des poids totaux des camions à 5 essieux étudiés chargés ($W_{tot} \geq 25t$) en 2009.

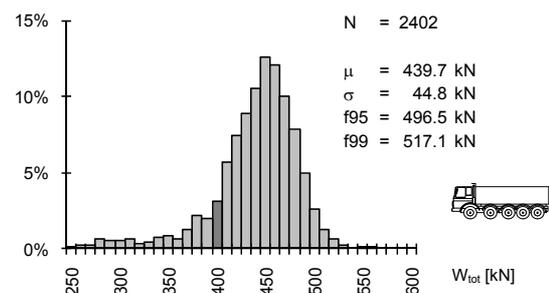


Les mesures de la station de Göschenen présentent des poids moyens μ légèrement en dessous de la limite légale et de faibles écarts types σ . Ceci démontre un chargement optimal des camions avec des dépassements de poids autorisés modérés en nombre et en grandeur.

Pour la station de Schafisheim, les valeurs moyennes se situent toujours légèrement en dessous de la limite légale, mais les écarts types sont plus importants et les fractiles 99% se trouvent plus de 15% au-dessus des valeurs légales. Pour la station de St-Maurice, les poids moyens sont cette fois supérieurs à la limite légale, les écarts types sont plus importants que ceux des autres stations et les fractiles 99% se situent à plus de 25% au-dessus des valeurs légales.

Les différents types de camions à 5 essieux ont été analysés dans le détail et les résultats ont montré que globalement c'était les camions simples (ou non articulés) de St-Maurice qui présentaient les dépassements les plus importants aussi bien en nombre qu'en grandeur. La Figure 6 présente la répartition des poids totaux des camions simples à 5 essieux chargés pour la station de St-Maurice en 2009.

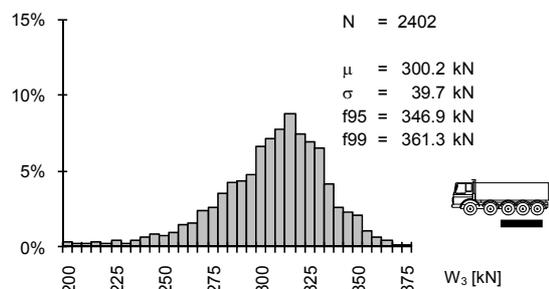
Figure 6 : Répartition des poids totaux des camions simples à 5 essieux chargés ($W_{tot} \geq 25t$) à St-Maurice en 2009.



Poids des essieux

Les poids par essieu ou groupes d'essieux ont été également étudiés dans le détail. La Figure 7 présente par exemple la répartition de la somme des poids des 3 derniers essieux des camions simples pesés à St-Maurice en 2009.

Figure 7 : Répartition de la somme des poids des 3 derniers essieux des camions simples à 5 essieux chargés ($W_{tot} \geq 25t$) à St-Maurice en 2009.



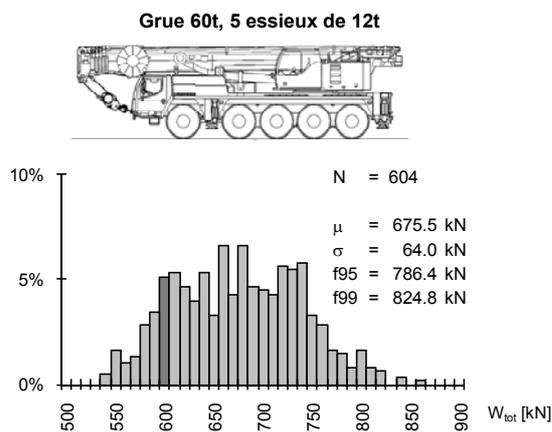
Ces résultats, mis en relation avec ceux de la Figure 6, montrent que plus des 2/3 du poids total se trouvent sur ces 3 derniers essieux. Ceux-ci ayant un empattement généralement

compris entre 1.30 et 1.40 m, la charge linéaire est ainsi importante pour ce type de camion.

2.3 Véhicules spéciaux

Des véhicules spéciaux d'un poids légal supérieur à 40 tonnes peuvent circuler s'ils sont au bénéfice d'une autorisation écrite délivrée par les autorités. Parmi ces véhicules, se trouve par exemple le cas des grues mobiles. La géométrie des grues mobiles étant relativement bien définie, les mesures WIM correspondantes ont pu être extraites via plusieurs critères appliqués sur la distance entre les différents essieux. La Figure 8 présente les statistiques des pesages de l'année 2009 des grues mobiles de 60 tonnes pour différentes stations.

Figure 8 : Répartition des poids totaux des grues mobiles de 60 tonnes mesurées sur les stations de Ceneri, Denges, Göschenen, Oberbüren, Schafisheim et St-Maurice en 2009.



Ces statistiques montrent que les dépassements de poids sont plutôt importants pour ce type de véhicule. Des analyses des charges linéaires ont même montré que celles-ci pouvaient aller jusqu'à 85 kN/m, soit plus que les camions simples à 5 essieux présentés précédemment qui pouvaient déjà atteindre 70 kN/m. Ces résultats montrent l'importance des véhicules spéciaux pour le chargement local des structures.

2.4 Charges de roue

La forme et les dimensions des surfaces de contact entre le pneu et la chaussée, ainsi que la répartition des contraintes, dépendent de trois paramètres principaux : le type de pneu, la charge appliquée et la pression de gonflage. Divers travaux de recherche traitant notamment de la question de la durabilité des revêtements de chaussée ou de la fatigue des dalles métalliques orthotropes existent sur le

sujet, notamment [6], [7], [8] et [9]. Cela étant, aucune étude n'a été trouvée concernant les charges extrêmes agissant sur un pneu, lorsque par exemple un effet dynamique ponctuel s'ajoute à une charge statique déjà importante. Des interrogations subsistent sur le sujet, mais il semblerait toutefois que la surface d'application des charges de roue de 0.40x0.40 m selon le modèle de la norme SIA 261 soit dans certains cas trop optimiste.

3 Bases et hypothèses de calcul

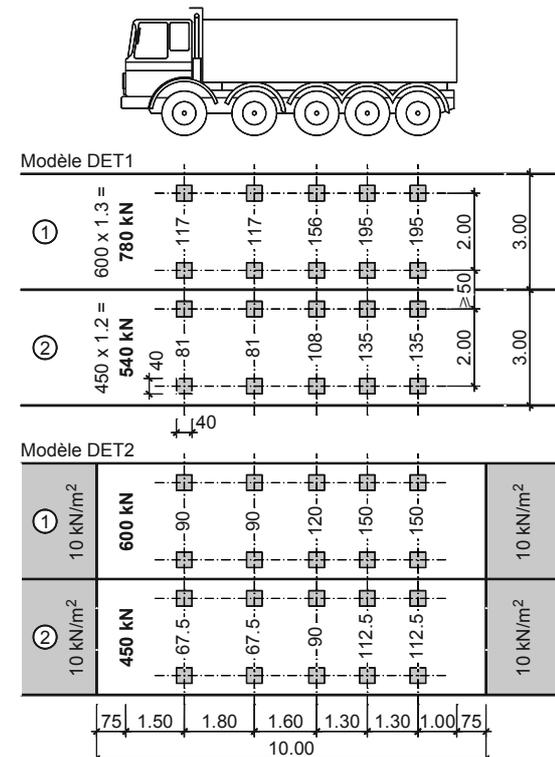
3.1 Modèles déterministes

Sur la base des analyses de trafic effectuées, des modèles de charge de trafic déterministes réalistes ont été mis au point.

Camion type et modèle DET

La Figure 9 présente le modèle déterministe principal pris en compte. Il est composé de camions types à 5 essieux. Deux situations de risque sont distinguées pour le modèle : d'une part, le cas du trafic en mouvement normal (DET1) et, d'autre part, le cas du trafic arrêté ou quasi arrêté (DET2). Le premier cas comprend des facteurs d'amplification dynamique et pas le deuxième. La surface d'application des charges de roue est admise identique à celle du modèle de la norme SIA 261, soit de 0.40x0.40 m.

Figure 9 : Modèles de charge déterministes DET1 et DET2

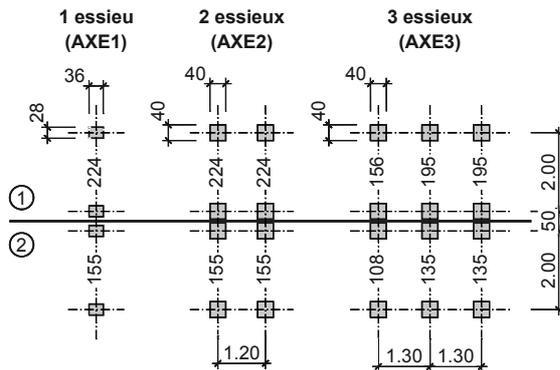


Notons qu'un modèle déterministe GRUE composé d'une grue mobile type à 5 essieux a également été pris en compte, mais n'est pas décrit en détail dans le présent article.

Modèle AXE pour charges locales

Pour la prise en compte des phénomènes locaux tels que le poinçonnement des dalles, des modèles comprenant des charges d'essieux ont également été considérés. La Figure 10 présente les différents modèles d'essieux et groupes d'essieux.

Figure 10 : Modèles de charges d'essieux AXE1, AXE2 et AXE3



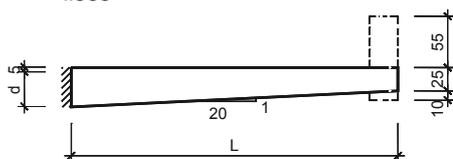
3.2 Dalles de roulement en béton

L'étude s'est intéressée aux cas des dalles des ponts caisson et bipoutres en béton ou en construction mixte acier-béton. Ces dalles comprennent deux parties : d'une part, le porte-à-faux et, d'autre part, la zone de dalle entre poutres. Elles ont été modélisées par éléments finis.

Porte-à-faux

Le Figure 11 présente les paramètres géométriques pris en compte pour les différents porte-à-faux modélisés. Des portées L comprises entre environ 1 et 7 m ont été considérées. Les calculs ont été réalisés avec différentes hypothèses concernant la rigidité à la flexion de l'appui (parfaitement encastré ou partiellement encastré) et la présence ou non d'un parapet type New Jersey à l'extrémité du porte-à-faux.

Figure 11 : Géométrie type des porte-à-faux modélisés

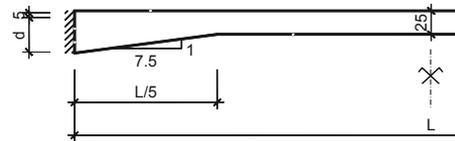


Dalle entre poutres

Le Figure 12 présente les paramètres géométriques pris en compte pour les

différentes dalles entre poutres modélisées. Des portées L comprises entre 3 et 12 m ont été considérées. Les calculs ont été réalisés avec différentes hypothèses concernant la rigidité à la flexion des appuis (parfaitement encastrés, partiellement encastrés ou simplement appuyés).

Figure 12 : Géométrie type des dalles entre poutres modélisées

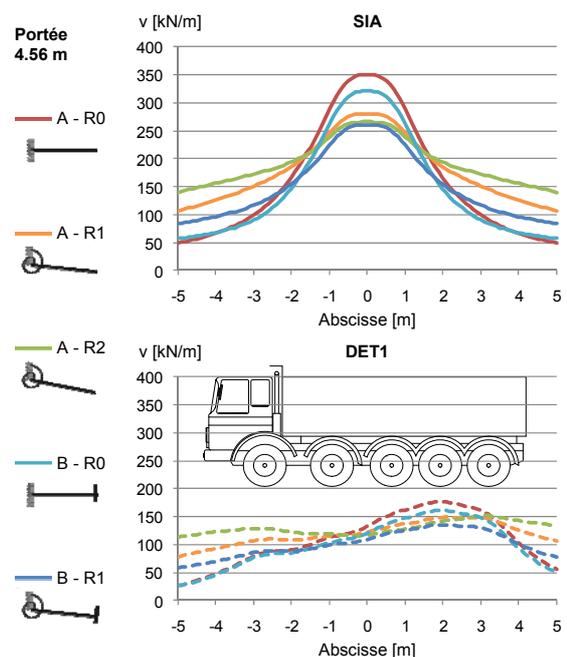


4 Comparaisons entre modèles déterministes et norme

Pour les différentes dalles modélisées, les efforts intérieurs obtenus avec le modèle de charge de la norme SIA 261 [4] et ceux obtenus avec les modèles de charge déterministes sont comparés. Les efforts sont déterminés sur la base d'un modèle élastique et les valeurs maximales de chaque calcul sont comparées.

La Figure 13 présente par exemple l'effort tranchant le long d'une coupe de 10 m de longueur située à $d/2$ de l'encastrement d'un porte-à-faux de 4.56 m de portée avec, d'une part, le modèle SIA (en haut) et, d'autre part, le modèle déterministe DET1 (en bas). Les différentes courbes représentent les différents cas de porte-à-faux modélisés.

Figure 13 : Effort tranchant le long d'une coupe à $d/2$ de l'appui d'un porte-à-faux de 4.56 m de portée avec modèle SIA et modèle DET1



Précisons que les efforts calculés avec le modèle de charge de la norme sont des efforts de calcul considérant des coefficients α_{Qi} , α_{qi} et α_{qr} de 0.90 et un facteur de charge de $\gamma_Q = 1.5$.

La Figure 14 présente, à gauche, l'effort tranchant maximal à $d/2$ de l'encastrement des différents porte-à-faux modélisés avec le modèle SIA (traits continus) et le modèle déterministe DET1 (traits discontinus). À droite, elle présente les rapports entre les efforts maximaux du modèle DET1 et du modèle SIA. Globalement les rapports se situent entre 0.45 et 0.60 pour l'effort tranchant des porte-à-faux.

Les comparaisons ont également et notamment été effectuées pour le moment de flexion concomitant à l'effort tranchant à $d/2$ de l'appui, pour le moment de flexion transversal sur appui et, pour le cas de la dalle entre poutres, pour le moment transversal en travée. L'ensemble des résultats obtenus, aussi bien pour le porte-à-faux que pour la dalle entre poutres est représenté sur les graphiques de la Figure 15. Il en ressort que globalement, l'application des modèles déterministes définis dans le cadre de cette recherche implique des efforts entre 35% et 65% plus petits que

l'application de la norme. Le modèle de la norme est donc plutôt conservateur par rapport au trafic actuel.

Notons encore que les modèles d'essieux AXE proposés au paragraphe 3.1 (Figure 10) ont été comparés au modèle de la norme SIA 261 à deux niveaux d'échelle : d'une part, au niveau des roues avec le modèle AXE1 et, d'autre part, au niveau des essieux avec les modèles AXE2 et AXE3. Ces comparaisons, qui concernent le phénomène du poinçonnement, ont donné des résultats similaires à ceux de la Figure 15.

5 Modèles de charge actualisés

Les résultats présentés ci-dessus ont montré que l'application du modèle de charge de la norme SIA 261 [4] aux dalles de roulement donne systématiquement des efforts supérieurs à ceux obtenus en appliquant les modèles de charge déterministes définis dans le cadre de la présente recherche. Un modèle actualisé basé sur des coefficients α inférieurs aux valeurs de 0.90 de la norme doit ainsi pouvoir être proposé.

Figure 14 :

Effort tranchant maximal dans le porte-à-faux à $d/2$ avec modèle SIA et modèle DET1, et rapport des efforts DET1/SIA, en fonction de la portée

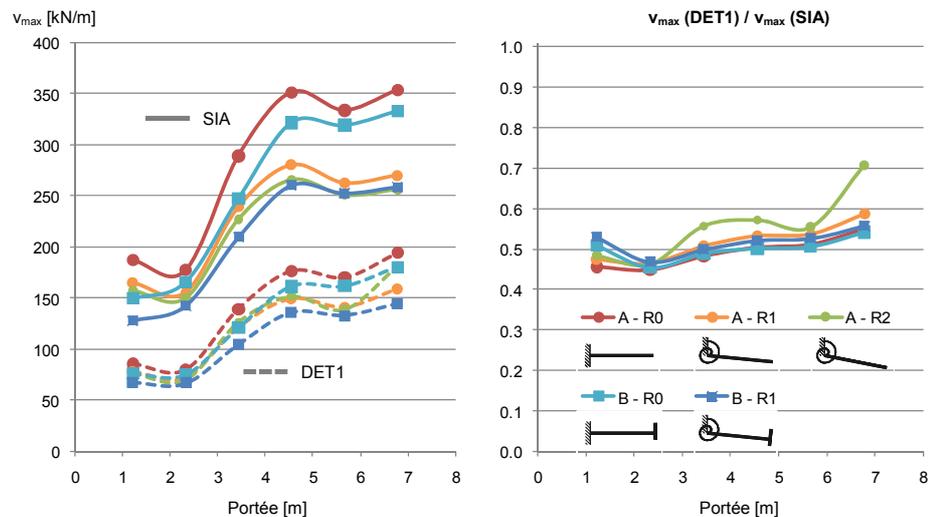
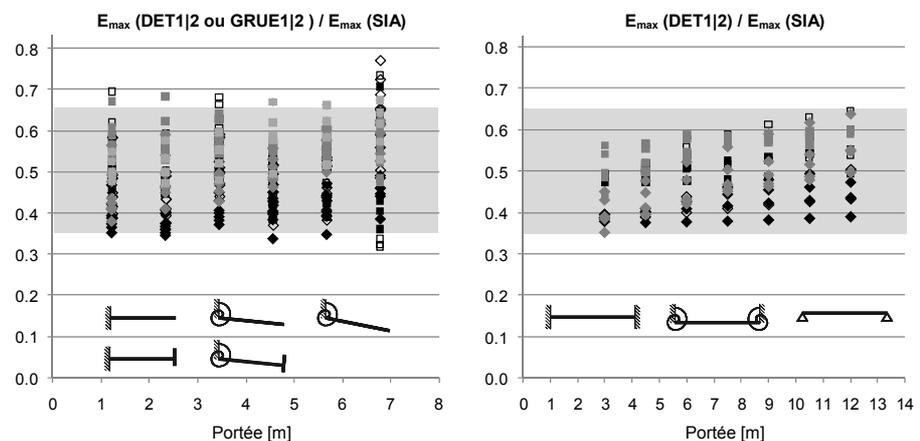


Figure 15 :

Résumé des rapports des efforts maximaux DET / SIA, ainsi que GRUE / SIA, en fonction de la portée pour les porte-à-faux et les dalles entre poutres



5.1 Bases

Coefficient α

L'étude [2] proposait des coefficients α actualisés pour l'évaluation des ponts existants à deux voies de circulation. Les coefficients ainsi applicables sont : $\alpha_{Q1,act} = 0.70$, $\alpha_{Q2,act} = 0.50$ et $\alpha_{qi,act} = \alpha_{qr,act} = 0.40$ ou 0.50 selon le type de pont. Ces valeurs ont été ensuite reprises dans l'actuelle norme SIA 269/1 [10] concernant l'évaluation des ouvrages existants.

Facteur de modèle

Comme cela avait été fait dans l'étude [2], un facteur de modèle $\gamma_M = 1.10$ est appliqué dans la présente étude. Les efforts calculés avec les modèles de charge déterministes seront ainsi majorés par le facteur de modèle γ_M . Notons que, dans la suite de l'article, un indice « ' » sera ajouté aux valeurs comprenant le facteur γ_M . Par exemple, le résultat du modèle DET1 x γ_M sera noté DET1'.

5.2 Modèle actualisé selon modèle OFROU

L'appellation 'modèle OFROU' désigne le modèle de charge actualisé proposé dans l'étude [2] et repris ensuite dans norme SIA 269/1 [10]. Dans un premier temps, il s'agissait d'évaluer l'applicabilité du modèle OFROU aux dalles de roulement des ponts existants.

La Figure 16 présente un résumé de l'ensemble des rapports entre les efforts maximaux des modèles déterministes (DET et GRUE) et les efforts maximaux du modèle OFROU avec $\alpha_{Q1,act} = 0.70$, $\alpha_{Q2,act} = 0.50$ et $\alpha_{qi,act} = 0.40$. Ces rapports restent globalement inférieurs à 1.00. Trois exceptions sont néanmoins observées pour :

1. les moments de flexion dans les porte-à-faux entre 1 et 4 m pour le modèle GRUE,

2. divers efforts dans les porte-à-faux d'une portée supérieure à 6 m, et

3. le moment de flexion en travée des dalles entre poutres simplement appuyées avec des portées supérieures à 10 m.

La première exception (1.) montre assez logiquement que le cas des grues mobiles d'un poids légal supérieur à 40 tonnes peut s'avérer déterminant. Le dépassement est toutefois faible et reste inférieur à la valeur du facteur de modèle $\gamma_M = 1.10$. Quant aux deux autres exceptions (2. et 3.), elles concernent les porte-à-faux ou les dalles entre poutres de grandes portées qui ne sont pas très fréquents en Suisse.

Compte tenu de ces résultats, le modèle OFROU avec $\alpha_{Q1,act} = 0.70$, $\alpha_{Q2,act} = 0.50$ et $\alpha_{qi,act} = 0.40$ est donc applicable aux dalles de roulement les plus courantes.

5.3 Modèle actualisé avec un coefficient α_{act} unique

L'application d'un coefficient α_{act} unique présenterait l'avantage d'être plus facilement applicable par l'ingénieur que le modèle OFROU. En effet, une règle de trois par rapport aux calculs selon le modèle de la norme SIA 261 suffirait. Après avoir évalué le modèle OFROU, il s'agissait donc dans un deuxième temps d'analyser l'applicabilité d'un tel modèle aux dalles de roulement des ponts existants.

Un coefficient unique $\alpha_{act} = 0.65$ a été appliqué et les résultats ont été comparés comme précédemment aux modèles déterministes proposés. Avec ce coefficient, les résultats obtenus sont plutôt proches de ceux obtenus avec le modèle OFROU. La Figure 17 présente un extrait du résumé des rapports des efforts maximaux.

Figure 16 :

Résumé des rapports des efforts maximaux DET' / OFROU et GRUE' / OFROU en fonction de la portée pour les porte-à-faux et les dalles entre poutres

- Effort tranchant à d/2
- ◆ Effort tranchant à d/2
- Moment de flexion concomitant à l'effort tranchant à d/2
- ◇ Moment de flexion transversal sur appui, en travée (dalle entre poutres uniquement) et moment de flexion longitudinal

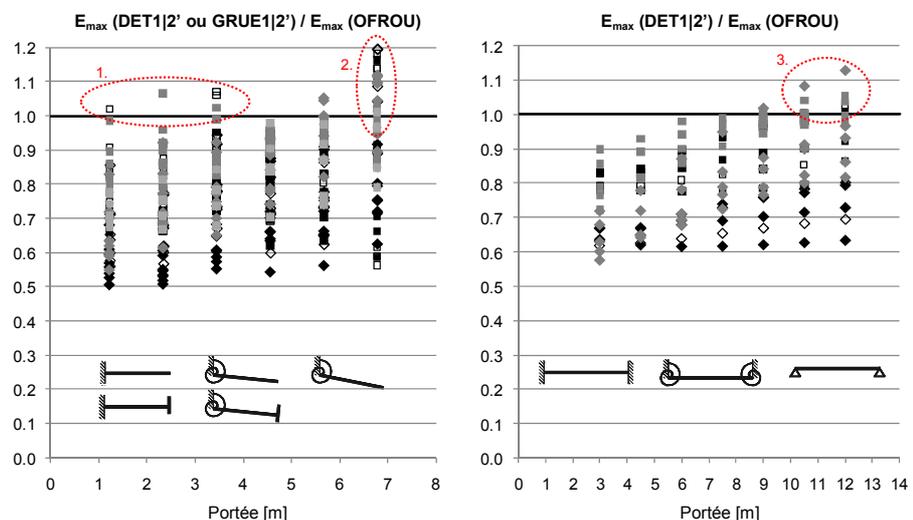
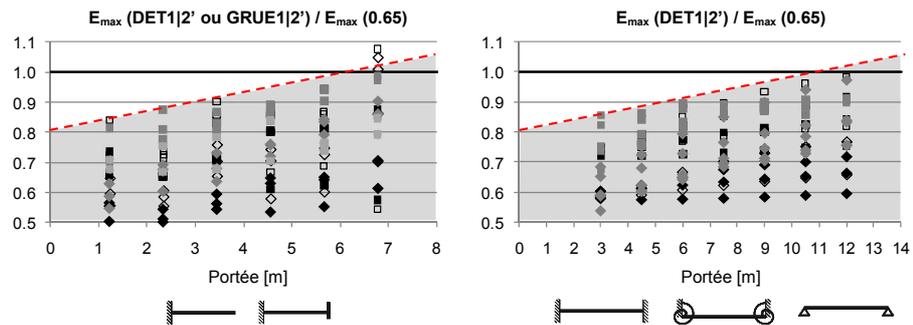


Figure 17 :

Extrait* du résumé des rapports des efforts maximaux DET' / 0.65 et GRUE' / 0.65

* Seul le système parfaitement encastré est considéré pour le cas du porte-à-faux



Cet extrait fait ressortir la similitude entre les résultats obtenus pour les porte-à-faux et ceux obtenus pour les dalles entre poutres. Il montre également que, pour autant que l'on considère un porte-à-faux parfaitement encastré, un modèle actualisé avec un coefficient α unique de 0.65 fournit une marge plus importante pour les éléments de petites portées que les éléments de plus grandes portées. Cette constatation est intéressante du point de vue de la fiabilité globale des éléments. En effet, les efforts permanents des éléments de grandes portées représentent une part non négligeable de l'effort total pris en compte pour le dimensionnement, ce qui réduit l'importance des charges de trafic par rapport à l'ensemble. A l'opposé, pour les éléments de petites portées, les efforts dus aux charges de trafic correspondent quasiment à l'effort total, ce qui les rend déterminantes pour la sécurité. Une marge plus importante sur les éléments de petites portées est donc justifiable, voire même recommandée.

Les résultats sont également concluants en ce qui concerne les modèles d'essieux AXE et le phénomène du poinçonnement. Ainsi, compte tenu de l'ensemble des comparaisons effectuées, le modèle actualisé avec un coefficient α_{act} unique de 0.65 paraît être un modèle applicable pour l'évaluation des dalles de roulement existantes les plus courantes. Globalement, il présente même quelques réserves par rapport aux modèles déterministes admis comme base de l'étude.

L'idée de proposer un coefficient α_{act} inférieur à 0.65 pour certains cas a été étudiée, mais divers arguments ont conduit à un choix prudent. Il s'agit notamment des points suivants :

- mesures WIM : précision et interprétation des mesures, pas de station sur les routes cantonales,
- véhicules spéciaux : charges locales importantes,
- évolution future du trafic : pas prise en compte explicitement,
- effet dynamique : phénomène complexe,

- comparaisons : effectuées uniquement pour des efforts élastiques,
- fiabilité globale : impossibilité de quantifier la fiabilité réelle,
- complexité du modèle : préférence à un modèle simple et généralisé.

5 Conclusions

L'étude a tout d'abord établi de nouvelles connaissances sur les charges de trafic et en particulier sur les sollicitations locales dues aux essieux. L'entrée en vigueur en 2005 de la libre circulation des véhicules d'un poids total autorisé (PTAC) de 40 tonnes a conduit à un renouvellement du parc de véhicules en général et notamment à une augmentation du nombre de camions compacts à 5 essieux. Les camions simples à 5 essieux se sont avérés les plus chargés parmi les véhicules d'un PTAC de 40 tonnes, tant pour ce qui concerne le poids linéaire des véhicules que le poids des essieux. De plus, il a été constaté que les limites légales sont souvent dépassées pour ce type de véhicule.

Sur la base de ces connaissances du trafic, des modèles de charge déterministes ont ensuite été proposés, puis appliqués sur différentes dalles de pont. En finalité, il a été montré que le modèle OFROU [2], tout comme un modèle avec un coefficient α_{act} unique de 0.65, étaient généralement applicables pour l'évaluation des dalles de roulement en béton des ponts existants. Basée sur le modèle simple de coefficient α_{act} unique, la démarche par étapes suivante est recommandée :

1. Vérification selon la norme SIA 262 [11] et selon les principes du rapport [1], avec le modèle de charge de trafic de la norme SIA 261 [4] comprenant $\alpha = 0.90$.
2. Si la vérification de l'étape 1 n'est pas satisfaisante, vérification avec le modèle de charge de trafic actualisé, identique à celui de la norme SIA 261, mais avec un coefficient $\alpha_{act} = 0.65$ (revient à appliquer un facteur $0.722 = 0.65/0.90$ à l'étape 1).

3. Si la vérification de l'étape 2 n'est pas satisfaisante, vérification avec les modèles de charge déterministes proposés (DET, GRUE et AXE) en considérant un facteur de modèle $\gamma_M = 1.10$.

Les étapes 2 et 3 de cette démarche n'étant à ce stade pas régies par les normes, toutes ces hypothèses devront être clairement discutées avec le maître d'ouvrage et approuvées. Concernant l'étape 3, il est important de toujours avoir un esprit critique sur les charges et leur position pour les calculs en fonction du cas particulier de chaque ouvrage. Notons que si l'ouvrage se situe sur un axe où le trafic exceptionnel est admis, la vérification avec le modèle de charge 3 de la norme SIA 261 est dans tous les cas requis.

Précisons encore qu'il s'agit d'être prudent avec les modélisations statiques qui impliquent une grande diffusion des efforts des doubles essieux de la norme. L'étude a en effet montré que, dans le cas du porte-à-faux admis non parfaitement encastré, le modèle actualisé proposé peut dans certains cas s'avérer non conservateur par rapport aux modèles de charge déterministes. En cas de doute, d'une part, il faut être bien certain que le modèle statique n'est pas trop optimiste par rapport à la réalité et, d'autre part, il est recommandé de faire des comparaisons en utilisant les modèles déterministes de l'étape 3.

Pour les ponts présentant des courbures importantes, la force centrifuge induite par la courbe peut conduire à un déséquilibre conséquent de la charge entre les deux roues d'un même essieu, ce qui n'est pas considéré dans les modèles déterministes proposés dans l'étude. Les modèles actualisés proposés ne sont ainsi pas valables pour les ponts à courbures importantes et, par extension, aux dalles comprenant des voies à courbures importantes (bifurcation, giratoire, ...).

Notons que la démarche proposée devrait pouvoir être appliquée de façon plus générale à toutes les dalles en béton, et pas seulement aux dalles de roulement des ponts caisson et bipoutres étudiées dans le cadre de cette étude. Si l'étape 3 devrait être uniquement destinée à la vérification des éléments structuraux de faibles longueurs ou surfaces d'influence, l'étape 2 pourrait même quant à elle être plus généralement appliquée à tous les ouvrages et éléments d'ouvrage. En effet, il s'avère que pour les ponts à deux voies, le modèle avec le coefficient $\alpha_{act} = 0.65$ donne des sollicitations un peu plus importantes que le modèle actualisé de l'étude [2]. Une application généralisée à tous les ouvrages et éléments

d'ouvrage du coefficient $\alpha_{act} = 0.65$ doit toutefois encore faire l'objet d'une validation via des études complémentaires futures.

Références

- [1] FERNÁNDEZ RUIZ, M., VAZ RODRIGUES, R., MUTTONI, A., Dimensionnement et vérification des dalles de roulement des ponts routiers, Office fédéral des routes, AGB 2002/028, Publication VSS 636, Berne, Septembre 2009.
- [2] MEYSTRE, Th., HIRT, M. A., Évaluation de ponts routiers existants avec un modèle de charge de trafic actualisé, Office fédéral des routes, AGB 2002/005, Publication VSS 594, Berne, Mars 2006.
- [3] LUDESCHER, H., BRÜHWILER, E., Vergrößerungsfaktoren für die Wirkung von Strassenverkehr auf bestehende Brücken, Office fédéral des routes, AGB 1998/104, Publication VSS 571, Berne, Mars 2004.
- [4] SIA 261, Actions sur les structures porteuses, Société suisse des ingénieurs et architectes, Zurich, 2003.
- [5] BÄCHTOLD & MOOR, Auswertung der WIM-Messdaten des Jahres 200X, Berne, 2004 (Mai 2008), 2005 (Décembre 2009), 2006 (Juni 2010), 2007 (Septembre 2010), 2008 (Novembre 2011) et 2009 (Décembre 2010).
- [6] DE BEER M., GROENENDIJK J., FISHER C., Three dimensional contact stresses under the LINTRACK wide base single tyres, measured with the Vehicule-Road Surface Pressure Transducer Array (VRSPTA) system in South Africa, Division of Roads and Transport Technology, CSIR, CR-96/056, Pretoria, Novembre 1996.
- [7] DE JONG P., Renovation technique for fatigue cracked orthotropic steel bridge decks, Publication et distribution par F.B.P. de Jong, Pays-bas, 2006.
- [8] PERRET J., DUMONT A.-G., Modélisation des charges d'essieu, Office fédéral des routes, OFROU, Mandat de recherche ASTRA 2000/421-1, Publication VSS 1142, Berne, Septembre 2004.
- [9] POULIKAKOS, L.D., et al., Contribution Swiss à Eureka Project Logchain Footprint E!2486, Office fédéral des routes, ASTRA 2004/008, Publication VSS 1193, Berne, Juillet 2007.
- [10] SIA 269/1, Maintenance des structures porteuses – Actions, Société suisse des ingénieurs et architectes, Zurich, 2011.
- [11] SIA 262, Construction en béton, Société suisse des ingénieurs et architectes, Zurich, 2013.