

INTERPRÉTATION DES MESURES DE TÉLÉSURVEILLANCE POUR LA MISE À JOUR DE L'INDICE DE FIABILITÉ DES PONTS ROUTIERS EN BÉTON ARMÉ

Marc Savard, Ph. D., ing.
Ministère des Transports du Québec

Josée Bastien, Ph. D., ing.
professeure agrégée, Université Laval

Marc Jolin, Ph. D., ing.
Attaché de recherche, Université Laval

RÉSUMÉ

Cet article présente une approche théorique permettant d'interpréter les données obtenues de la surveillance électronique du comportement en flexion de ponts routiers en béton armé. La connaissance de l'évolution de la courbure et de la position de l'axe neutre aux sections critiques du pont permet la mise à jour de l'indice de fiabilité d'un ouvrage manifestant un endommagement prenant la forme d'une réduction du module d'élasticité du béton ou de la corrosion des barres d'armature. En définissant une valeur cible de l'indice de fiabilité, on peut également calculer la réduction requise de l'intensité des charges permises sur la structure instrumentée.

INTRODUCTION

Sous l'influence des surcharges routières, du vent, des séismes et des éléments environnementaux, les ponts routiers se dégradent, ce qui se traduit par une réduction de la rigidité et de la résistance de leurs éléments structuraux. Plusieurs interventions peuvent être considérées par le gestionnaire d'une structure dont l'évaluation théorique démontre que la résistance est insuffisante (Savard, 2002). Une des alternatives possibles consiste à placer l'ouvrage sous surveillance électronique. Un des objectifs de cette surveillance est de suivre de façon assidue le comportement de l'ouvrage afin de connaître le rythme d'évolution du processus d'endommagement. Ce suivi peut être fait sur des paramètres tels que les déformations longitudinales, la rotation ou la flèche en différents endroits. Des plages de variations saisonnières de ces paramètres sont alors identifiées et des seuils d'alerte ou de pré-alerte caractérisant une situation dangereuse ou faisant craindre la possibilité d'une défaillance de l'ouvrage peuvent être définis.

Dans ce contexte, les tendances décelées, une fois corrigées de l'influence des phénomènes récurrents (tels que les effets thermiques) et des effets des surcharges routières, peuvent être considérées comme des indicateurs de la performance offerte par la structure pour supporter les charges permanentes qui lui sont imposées. Ces mesures sont donc représentatives d'états limites d'utilisation tels que les limitations de flèches, les vibrations, le contrôle de la fissuration et la fatigue.

Pour que ces données puissent être utiles pour la mise à jour de la résistance à l'ultime d'une membrure ou de toute la structure, une relation doit être établie entre les mesures effectuées et la résistance associée à chacun des modes de rupture prévus. Cette relation est difficile à établir puisqu'elle équivaut à une extrapolation du comportement manifesté par la structure soumise à des chargements d'intensité inférieure à celle correspondant à l'état limite ultime. De plus, les mesures obtenues par télésurveillance indiquent, s'il y a lieu, l'endommagement (et le taux de progression de celui-ci) encouru depuis le début de la campagne de surveillance, ce qui peut être très différent de l'endommagement total subi depuis la mise en service de l'ouvrage.

L'objectif des travaux de recherche présentés dans cet article consiste à développer une approche permettant d'interpréter les mesures de télésurveillance de manière à quantifier la réduction de la résistance à l'ultime d'un élément structural ayant subi une forme d'endommagement. Pour ce faire, on se limitera à l'étude des poutres en béton armé de travées de pont simplement appuyées. Seul le mode de rupture flexionnel sera considéré. La perte de résistance sera quantifiée par la diminution *relative* de l'indice de fiabilité de la structure, lequel aura été préalablement établi au moment de l'évaluation théorique de la capacité de la structure. Incidemment, la précision de cette mise à jour est fonction de la nature et du niveau de complexité de l'approche retenue pour l'évaluation.

PROCESSUS D'ENDOMMAGEMENT DANS LES POUTRES EN BÉTON ARMÉ

Les principaux paramètres ayant une incidence sur la résistance en flexion d'une poutre et pouvant être affectés par le processus d'endommagement sont la diminution de la section des barres d'armature tendues, la perte d'adhérence entre les barres d'armature et le béton, et la diminution de la résistance en compression du béton (Savard *et al.*, 2003).

La diminution de la section des barres par la corrosion est la forme d'endommagement la plus courante. Or, le moment interne résistant développé dans une poutre en béton armé est directement proportionnel à l'aire des barres d'armature tendues. Ainsi, la corrosion des barres d'armature conduit à un affaissement progressif de la poutre sollicitée par son propre poids. La courbure de celle-ci aura donc tendance à augmenter et l'axe neutre, définissant le lieu des contraintes et déformations longitudinales nulles, progressera vers le haut de la poutre. La corrosion des barres d'armature est donc un phénomène progressif accompagné de signes témoignant de cette progression. Cette apparente ductilité est cependant fonction du maintien d'un lien d'adhérence satisfaisant entre les barres et le béton environnant.

L'adhérence entre le béton et les barres d'armature est essentielle pour que celles-ci puissent développer les contraintes de traction requises pour créer le moment résistant interne. La rupture par perte d'adhérence survient lorsqu'une des conditions suivantes (ou une combinaison de celles-ci) est vérifiée : les contraintes radiales provoquent le fendage du béton, les contraintes tangentielles dépassent la contrainte maximale tolérée par les matériaux en cause, la longueur d'ancrage est insuffisante, la rupture du béton survient par compression autour d'un crochet, les nervures de la barre provoquent l'écrasement ou le cisaillement du béton. Il faut noter que l'historique du chargement ainsi que son intensité ont une grande influence sur le taux de détérioration de l'adhérence.

La résistance en compression du béton est un paramètre qui varie le long de la poutre et dépend de l'endommagement subi par fissuration ou altération des propriétés physico-chimiques du béton. De plus, la variation de la résistance en compression du béton a une incidence sur la position de l'axe neutre dans la section et, conséquemment, sur la valeur du moment résistant interne. La détermination de la résistance en compression d'une poutre en béton endommagé est essentielle pour le calcul de son moment résistant ultime résiduel.

Des résultats expérimentaux obtenus lors d'essais cycliques de chargement de compression sans inversion d'efforts démontrent que la courbe enveloppe formée des valeurs de la contrainte maximale atteinte à chaque cycle coïncide avec la courbe contrainte-déformation obtenue lors d'un essai de chargement monotone. Les résultats d'essais présentés par Lowes (1999) sont illustrés sur la figure 1 pour un type de béton donné. Ainsi, après plusieurs cycles de chargement significatifs, l'augmentation de la déformation permanente de compression s'accompagne d'une réduction à la fois de la contrainte maximale de compression admissible et du module d'élasticité du béton. On illustre sur la figure 2 la variation du module d'élasticité en fonction de la déformation permanente atteinte.

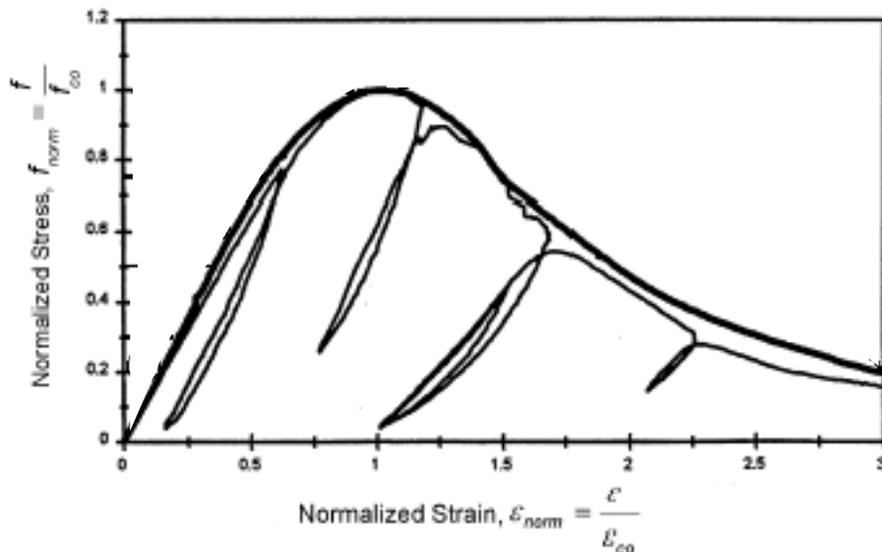
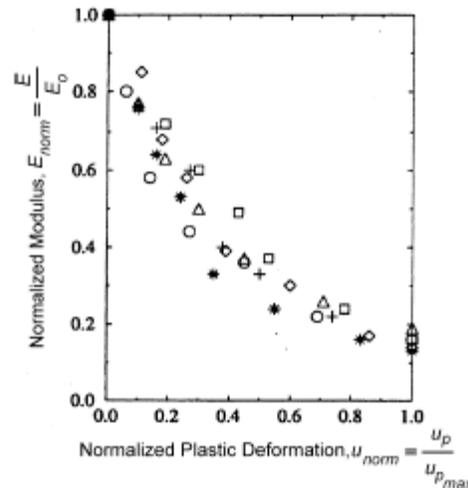


Figure 1 – Comportement d'une éprouvette de béton comprimée, sous chargement monotone et cyclique (Lowes, 1999)

En connaissant la valeur du module d'élasticité du béton endommagé, on peut estimer la déformation permanente qui lui est associée à l'aide de résultats similaires à ceux montrés sur la figure 2. La résistance en compression correspondant à la valeur de la déformation permanente atteinte peut être déterminée avec les résultats d'essai de compression (similaire à ceux présentés sur la figure 1) réalisés sur des éprouvettes prélevés sur la structure étudiée. La connaissance de l'évolution du module d'élasticité du béton permet donc d'estimer la résistance en compression



résiduelle post-endommagement. Cette démarche démontre que le module d'élasticité du béton peut servir d'indicateur de l'endommagement induit par les cycles de chargement passés, lesquels sont d'intensité inconnue.

Figure 2 – Variation du module d'élasticité du béton comprimé en fonction de la déformation permanente atteinte

INTERPRÉTATION DES DONNÉES DE TÉLÉSURVEILLANCE

Les mesures obtenues par la télésurveillance permet de connaître l'évolution de certains paramètres caractéristiques alors que la structure est sollicitée par les charges permanentes. Dans le cadre de cette étude, on se propose d'établir un lien entre la résistance résiduelle à l'ultime et deux paramètres faisant l'objet de la surveillance électronique, soit la courbure et la position de l'axe neutre. Ces paramètres, une fois corrigés de l'influence des effets récurrents et du trafic routier sont mis à jour au fur et à mesure que l'endommagement progresse.

Compte tenu que les données de télésurveillance sont obtenues alors que la poutre est sollicitée par des charges permanentes (états limites d'utilisation), on peut interpréter ces données en admettant la variation linéaire des déformations et des contraintes longitudinales illustrée sur la figure 3, valide lorsqu'un moment positif M_e sollicite la section. À noter qu'on admet ici que les sections planes restent planes en tout temps et que le module d'élasticité du béton est le même tant en traction qu'en compression.

En définissant E_c comme le module d'élasticité initial du béton, κ la courbure et M_e est le moment «élastique» nominal induit par les charges permanentes à la section considérée, l'équilibre des forces sur la section conduit à l'équation suivante :

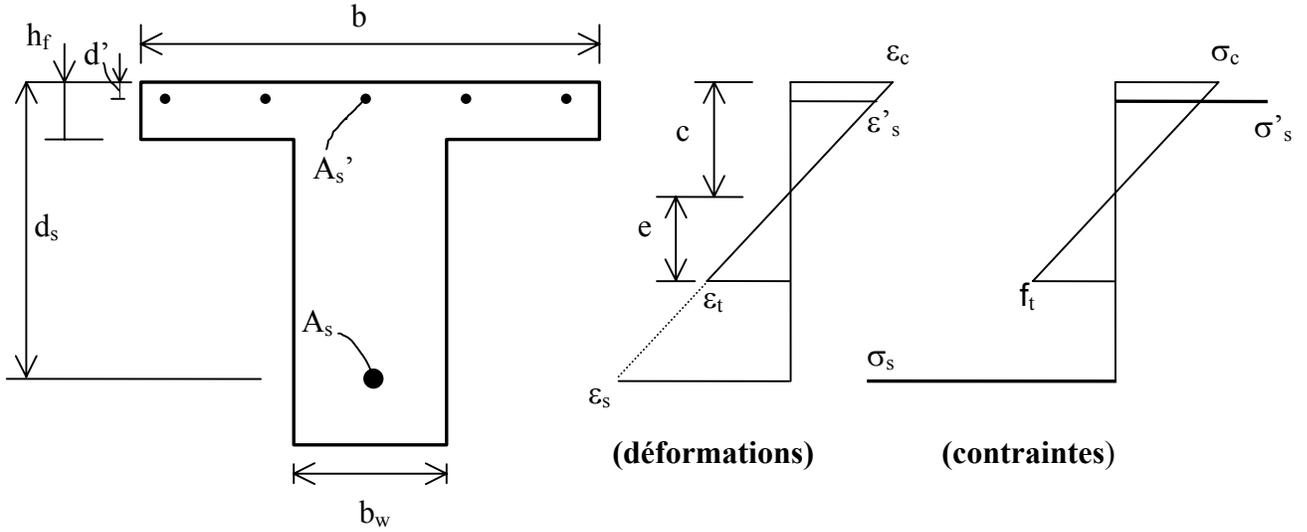


Figure 3 – Définition des variables et schémas de distribution des contraintes et des déformations

$$\begin{aligned}
 & A_s [E_s (d_s - c)] - A'_s [E_s (c - d')] - E_c \left[\frac{1}{2} c^2 b_w + (c - h_f) h_f (b - b_w) + \frac{1}{2} h_f^2 (b - b_w) \right] \\
 [1] \quad & = \frac{-f_t^2 b_w}{2 E_c \kappa^2}
 \end{aligned}$$

tandis que la somme des moments, calculé par rapport aux barres d'armature comprimées, est égale à :

$$\begin{aligned}
 & A_s [E_s (d_s - c) (d_s - d')] - E_c \left[\frac{1}{2} c^2 b_w \left(\frac{c}{3} - d' \right) + (c - h_f) h_f (b - b_w) \left(\frac{h_f}{2} - d' \right) \right. \\
 [2] \quad & \left. + \frac{1}{2} h_f^2 (b - b_w) \left(\frac{h_f}{3} - d' \right) \right] = -\frac{f_t^2 b_w}{2 E_c \kappa^2} \left(\frac{2 f_t}{3 E_c \kappa} + c - d' \right) + \frac{M_e}{\kappa}
 \end{aligned}$$

Dans le cas d'une poutre endommagée, les équations 1 et 2 comportent six inconnues, soit A_s , A_s' , E_c , c , κ et f_t . On peut éliminer une inconnue en définissant la variable $A_{s\ tot}$ comme la somme des aires d'acier A_s et de A_s' . De plus, en définissant les ratios $r_{As} = \frac{A_s}{A_{s\ tot}}$ et $r_{As'} = \frac{A_s'}{A_{s\ tot}}$

les équations 1 et 2 deviennent :

$$[3] \quad A_{s\ tot} \left[r_{As} E_s (d_s - c) - r_{As'} E_s (c - d') \right] - E_c \left[\frac{c^2 b_w}{2} + (c - h_f) h_f (b - b_w) + \frac{h_f^2}{2} (b - b_w) \right] = \frac{-f_t^2 b_w}{2 E_c \kappa^2}$$

$$[4] \quad A_{s\ tot} \left[r_{As} E_s (d_s - c) (d_s - d') \right] - E_c \left[\frac{1}{2} c^2 b_w \left(\frac{c}{3} - d' \right) + (c - h_f) h_f (b - b_w) \left(\frac{h_f}{2} - d' \right) + \frac{1}{2} h_f^2 (b - b_w) \left(\frac{h_f}{3} - d' \right) \right] = -\frac{f_t^2}{2 E_c \kappa^2} b_w \left(\frac{2 f_t}{3 E_c \kappa} + c - d' \right) + \frac{M_e}{\kappa}$$

En connaissant l'intensité du moment de flexion induit par les charges permanentes et en prenant les valeurs nominales des paramètres géométriques et mécaniques, on peut calculer la valeur théorique de la position de l'axe neutre c et de la courbure κ . Tous les termes entre crochets dans les équation 3 et 4 étant ainsi connus, celles-ci peuvent être réécrites sous la forme suivante :

$$[5] \quad A_{s\ tot} S_F - E_c C_F = A_{tF}$$

$$[6] \quad A_{s\ tot} S_M - E_c C_M = A_{tM} + \frac{M_e}{\kappa}$$

Deux autres équations, identiques aux équations 5 et 6, peuvent être écrites pour la poutre endommagée, manifestant, à travers les mesures de la surveillance électronique, une nouvelle courbure κ^* et une nouvelle coordonnée de son axe neutre, c^* . On a alors, pour la poutre endommagée (l'astérisque référant à l'état endommagé) :

$$[7] \quad A_{s\ tot}^* S_F^* - E_c^* C_F^* = A_{tF}^*$$

$$[8] \quad A_{s\ tot}^* S_M^* - E_c^* C_M^* = A_{tM}^* + \frac{M_e}{\kappa^*}$$

L'équation 5 moins l'équation 7 et l'équation 6 moins l'équation 8 conduit aux équations suivantes :

$$[9] \quad A_{stot} [S_F - k_S S_F^*] - E_c [C_F - k_E C_F^*] = \Delta A_{tF}$$

$$[10] \quad A_{stot} [S_M - k_S S_M^*] - E_c [C_M - k_E C_M^*] = \Delta A_{tM} + M_e \left(\frac{1}{\kappa} - \frac{1}{\kappa^*} \right)$$

$$\text{avec } k_S = \frac{A_{stot}^*}{A_{stot}}, k_E = \frac{E_c^*}{E_c}, \Delta A_{tF} = A_{tF} - A_{tF}^* \text{ et } \Delta A_{tM} = A_{tM} - A_{tM}^*.$$

Si on fixe une valeur à la résistance en traction du béton f_t (valeur maximale égale, en MPa, à $0,4\sqrt{f_c'}$) et si les valeurs de c^* et κ^* sont connues par télésurveillance, les équations 9 et 10 forment un système de deux équations comportant deux inconnues, soit k_S et k_E . Sous forme matricielle, on a :

$$[11] \quad \begin{bmatrix} -S_F^* A_{stot} & C_F^* E_c \\ -S_M^* A_{stot} & C_M^* E_c \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} k_S \\ k_E \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} E_c C_F - A_{stot} S_F + \Delta A_{tF} \\ E_c C_M - A_{stot} S_M + \Delta A_{tM} + M_e \left(\frac{1}{\kappa} - \frac{1}{\kappa^*} \right) \end{Bmatrix}$$

Pour simplifier les calculs, on peut admettre que les termes ΔA_{tF} et ΔA_{tM} dépendent de E_c et non de E_c^* (qui est inconnue via la variable k_E). Cette simplification a peu d'incidence puisque la contrainte f_t n'est pas connue précisément.

La résolution du système d'équations [11] permet la mise à jour des paramètres A_s et A_s' au prorata de l'aire de chacune des barres exposées ou au prorata du périmètre de celles-ci. De plus, la mise à jour du module d'élasticité du béton E_c^* se fait en considérant comme valeur «initiale» pour E_c la valeur admise dans les calculs d'évaluation théorique préalables à la campagne de surveillance.

Avec la nouvelle valeur E_c^* , on peut estimer à l'aide de la relation suivante, la déformation permanente de compression maximale ε_c^* subie par le béton. En phase pré-pic, ε_c^* est inférieure à ε_c et f_c^* égal f_c' (pas de réduction de la résistance en compression du béton). En phase post-pic, on estime la déformation de compression maximale à l'aide de l'équation suivante :

$$[12] \quad \varepsilon_c^* = a E_c^3 + b E_c^2 + c E_c + d$$

dont les coefficients peuvent être ajustés sur des résultats similaires à ceux montrés sur la figure 2. On met à jour la valeur de la contrainte maximale en compression du béton, soit f_c^* avec l'équation suivante proposée par Saenz (1964) et rapportée par Girard (2000) permettant de calculer la résistance en compression du béton :

$$[13] \quad f_c'^* = \frac{E_c^* \varepsilon_c^*}{1 + \left(\frac{E_c^*}{E_{\text{sec}}} - 2\right) R_\varepsilon + R_\varepsilon^2}$$

où $f_c'^*$ est exprimé en MPa, R_ε est égal au ratio de la déformation ε_c^* post-pic sur la déformation ε_c correspondant à la résistance maximale en compression f_c' , et E_{sec} est le module sécant égal au ratio de la contrainte maximale en compression sur la déformation correspondante. La figure 1 illustre un exemple d'une représentation graphique cette équation. La résistance maximale en compression, de même que la déformation ε_c correspondante, peuvent, si inconnues, être prises égales aux valeurs admises dans les calculs d'évaluation théorique via une relation telle que la suivante :

$$[14] \quad f_c' = \left[\frac{E_o}{\left(\frac{\gamma_c}{2300}\right)^{1,5}} - 6900 \right] / 3000 \Bigg]^2$$

avec E_o le module d'élasticité (exprimé en MPa) du béton non endommagé (valeur utilisée dans les calculs théoriques préalables) et γ_c représente la masse volumique du béton en kg/m^3 .

La résistance en flexion de la poutre peut être mise à jour en introduisant les paramètres A_s , A_s' et f_c' actualisés dans les équations proposées dans la norme S6-00.

MISE À JOUR DE L'INDICE DE FIABILITÉ

Le niveau de sécurité offert par une structure doit être évalué en tenant compte de la variabilité de la résistance et des sollicitations. Une structure est jugée acceptable tant et aussi longtemps que sa résistance à l'ultime (M_u) est égale ou supérieure aux effets correspondants des charges (M_S). On définit la marge de sécurité existante comme la différence entre le moment résistant et l'effet des sollicitations ($M_u - M_S$). L'indice de fiabilité β représente le ratio de la moyenne sur l'écart type de la marge de sécurité. Il faut noter qu'il existe un indice spécifique pour chacun des modes de rupture de la structure ou d'un de ses éléments, selon le cas.

L'endommagement occasionne une réduction de la résistance et, conséquemment, une diminution de l'indice de fiabilité de la structure endommagée. Cet indice est également tributaire de l'évolution de l'intensité des effets des charges. Cependant, dans le cadre de cette étude, on admettra que l'intensité des charges vives constituant le trafic routier à un site donné demeure inchangée.

Le suivi de la progression de la courbure et de la position de l'axe neutre permet la mise à jour du moment résistant ultime de la poutre et, conséquemment, de son indice de fiabilité. L'expression suivante permet le calcul de l'indice de fiabilité de la poutre endommagée β^* (l'astérisque indiquant que l'endommagement a eu lieu) en admettant qu'il n'y a pas de variation de l'intensité des charges permises après l'endommagement :

$$[15] \quad \beta^* = \frac{\ln(\overline{M}_u^* / \overline{M}_S)}{\sqrt{V_R^{*2} + V_S^2}}$$

où \overline{M}_u^* est le moment résistant ultime moyen de la poutre endommagée, \overline{M}_S représente le moment de flexion moyen induit par toutes les charges sollicitant simultanément la poutre, V_R^* est le coefficient de variation de la résistance de la poutre endommagée, V_S est le coefficient de variation des charges et \ln est le logarithme népérien. Faute d'information sur les propriétés statistiques de la résistance de cette poutre ou de ses sollicitations, on peut utiliser les propriétés suggérées dans la littérature et ayant servi à l'établissement de la norme CAN/CSA-S6-88 (Buckland, 1988).

Il faut noter que la démarche de télésurveillance débute, dans la plupart des cas, alors que la poutre est déjà endommagée. L'endommagement observé en cours de surveillance conduit à une variation de l'indice de fiabilité donnée par l'expression suivante :

$$[16] \quad \Delta\beta = \frac{\ln(m)}{\sqrt{V_R^{*2} + V_S^2}}$$

où m est le ratio du moment résistant ultime moyen de la poutre endommagée, \overline{M}_u^* , sur le moment résistant ultime moyen de la poutre au début de la surveillance, \overline{M}_u .

Une poutre fictive a été analysée suivant la démarche proposée ci-dessus pour estimer la réduction du moment résistant et la variation de l'indice de fiabilité pour divers scénarios d'endommagement. On présente à la figure 4 la variation de l'indice de fiabilité, $\Delta\beta$, d'une poutre fictive de 22 mètres de longueur en fonction de la variation de la courbure causée par les charges permanentes. En plus d'admettre que la résistance à la traction du béton est négligeable dans les calculs, on a considéré, comme premier scénario d'endommagement, que l'axe neutre demeure immobile et que les valeurs actualisées de l'aire des barres d'armature et du module d'élasticité du béton sont calculées en tenant compte de la courbure qui est imposée. Comme second scénario, on a supposé que l'acier ne corrode pas et que l'endommagement prend la forme d'une réduction du module d'élasticité et de la résistance en compression du béton. Comme prévu, au fur et à mesure de la progression de l'endommagement, l'indice de fiabilité diminue si l'intensité des sollicitations n'est pas réduite. En d'autres mots, la progression de l'endommagement conduit à une augmentation de la probabilité de rupture si aucune limitation des charges n'est imposée. Par ailleurs, on note que l'immobilité de l'axe neutre constitue un comportement avantageux lorsqu'une poutre s'endommage puisque le taux de diminution de l'indice de fiabilité est moindre pour une augmentation donnée de la courbure.

On peut également calculer la réduction requise de l'intensité des charges pour que soit maintenu à une certaine valeur ciblée l'indice de fiabilité de la poutre endommagée. La variation du facteur de surcharge, ΔF , causée par une réduction de la résistance et exprimée en termes du facteur F original, est donnée par l'expression suivante :

$$[17] \quad \frac{\Delta F}{F} = \frac{\phi U (M_u^* - M_u)}{\phi U M_u - \alpha_D D}$$

où D est le moment induit par les charges permanentes, ϕ et α_D sont les coefficients de pondération, respectivement de la résistance et des charges permanentes, tels qu'ils sont proposés dans la norme S6-00 pour un indice de fiabilité β donné, et U est le coefficient d'uniformisation. La figure 5 illustre un exemple de calcul. Les observations ressortant de la figure 4 sont confirmées par la figure 5. De plus, pour conserver un indice de fiabilité de 2,5, l'augmentation de la courbure de la poutre étudiée de l'ordre de $3 \times 10^{-08} \text{ mm}^{-1}$ doit être accompagnée d'une réduction d'environ 30 % de l'intensité maximale des charges permises.

CONCLUSION

La démarche proposée dans cet article peut s'avérer très intéressante pour maintenir en service une structure jugée théoriquement déficiente. Les mesures acquises par télésurveillance permettent la mise à jour de l'indice de fiabilité préalablement calculé à l'étape de l'évaluation. On peut également calculer la limitation requise de l'intensité des surcharges routières pour qu'un indice de fiabilité ciblé soit garanti.

Cependant, cette approche nécessite l'utilisation d'un système d'acquisition de données de grande qualité, combiné à des capteurs alliant une excellente résolution et une stabilité à toute épreuve. À titre d'exemple, la poutre étudiée subit une diminution d'environ 30 % de sa capacité lorsqu'une déformation permanente de traction de l'ordre de $25 \mu\epsilon$ (correspondant à une variation de la courbure de $3 \times 10^{-08} \text{ mm}^{-1}$) apparaît dans les barres d'armature inférieures. La déformation permanente correspondant à une perte de capacité équivalente serait évidemment plus importante dans une travée de plus grande envergure.

RECOMMANDATIONS POUR LA POURSUITE DES TRAVAUX

Pour la poursuite des travaux, les prévisions du modèle proposé seront comparées avec les résultats obtenus avec des poutres préalablement endommagées en laboratoire (application répétée de surcharges, gel-dégel, bruite saline, réaction alcalis-granulats, etc.). Ces travaux seront effectués dans le cadre d'un projet de recherche confié à Josée Bastien et Marc Jolin de l'Université Laval. L'analyse des résultats permettra également de juger de la pertinence de la démarche proposée pour établir des seuils de tolérance à l'endommagement diagnostiqué par la télésurveillance.

De plus, on tentera d'étendre le champ d'application de la démarche proposée aux poutres ayant des conditions de retenue différentes des conditions d'appuis simples admises ici. En particulier, on devra développer une procédure permettant d'éliminer l'influence des effets thermiques sur la courbure et la position de l'axe neutre dans ces poutres hyperstatiques.

Également, on devra étudier l'incidence d'une variation des conditions d'appui comme manifestation d'une forme d'endommagement. Des paramètres supplémentaires (rotations aux extrémités, déformations longitudinales mesurées près des extrémités, mesure de la variation de la longueur totale de la poutre, etc.) devront être établis et interprétés pour estimer le changement des conditions de retenue de la poutre et extraire cette influence des mesures servant à la mise à jour de la résistance résiduelle de l'élément.

BIBLIOGRAPHIE

BUCKLAND, P.G. (1988). «Improvements to Clause 12 of S6», Contract 8909, Buckland and Taylor Ltd., mars.

CHEN, W.H. (1998). «Cracking Damage Assessment of Reinforced Concrete Members», Proceeding of the National Science Council ROC(A), vol. 22, no. 6, p. 765 – 774.

GAILLET, O., et B.MASSICOTTE (1997). « Détermination des longueurs de développement des barres lisses pour l'évaluation des ponts existants », quatrième colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art, Ministère des Transports du Québec, Université Laval, École Polytechnique de Montréal, avril.

GIRARD, C. (2000). Modélisation de colonnes de pont en béton armé sous sollicitations cycliques, thèse de doctorat, Université Laval, Québec.

LOWES, L.N. (1999). Finite Element Modeling of Reinforced Concrete Beam-Column Bridge Connection, Ph. D. thesis, University of California, Berkeley.

MINOR, J., et K.R.WHITE (1988). «Condition surveys of Concrete Bridge Components.User's Manual », NCHRP report 312, Transportation Research Board, décembre.

SAVARD, M., J. BASTIEN, M. JOLIN (2003).«Mise à jour de l'indice de fiabilité de ponts en béton armé par télésurveillance», Innovation Transport, ministère des Transports du Québec, no. 16, avril.

SAVARD, M. (2002).«Surveillance électronique du comportement en service d'un pont routier en béton armé», Innovation Transport, ministère des Transports du Québec, no. 13, septembre.

FIGURE 4 : Variation de l'indice de fiabilité en fonction de la courbure

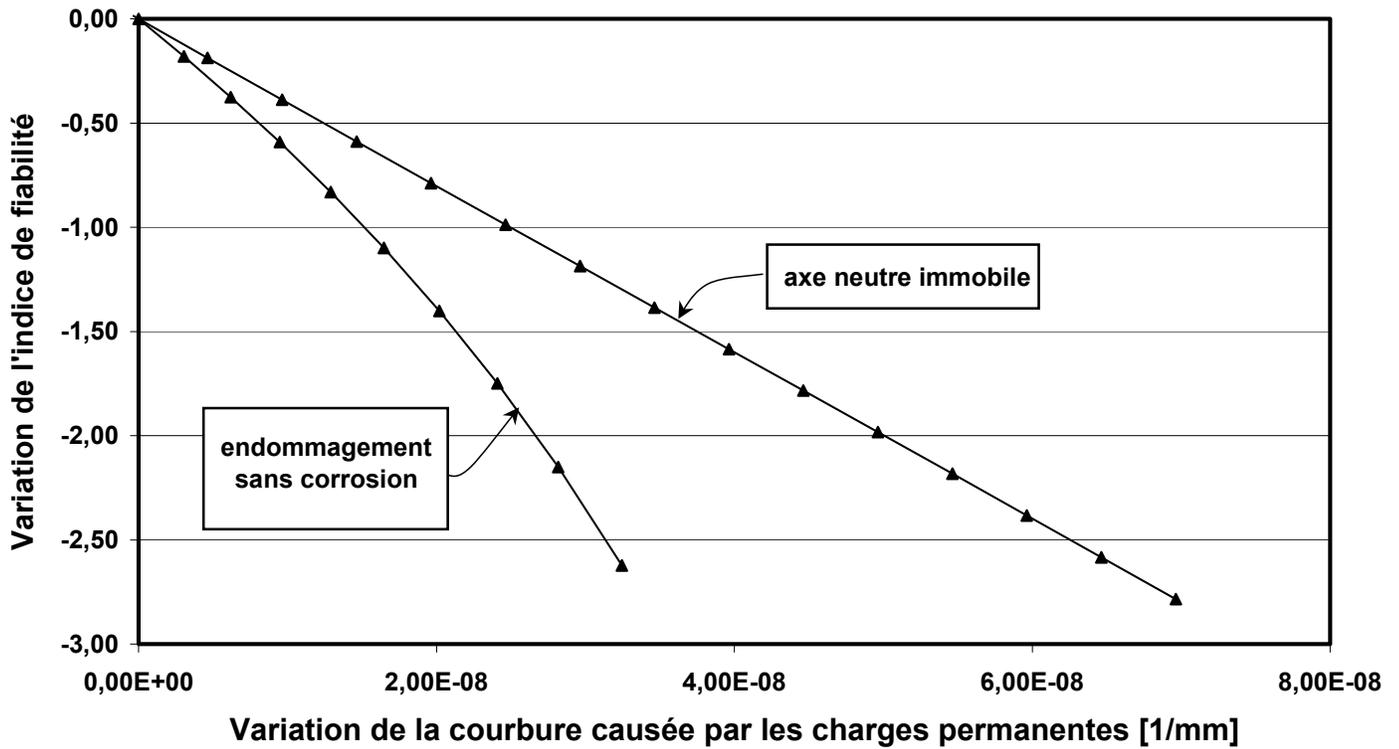


FIGURE 5 : Variation de l'indice de fiabilité et du facteur de surcharge en fonction de la courbure

Calcul de $\Delta\beta$: sollicitation maintenue; calcul de F : β ciblé égal à 2,5

