

Comparaison de deux approches pour l'évaluation de la résistance à l'effort tranchant des poutres en béton précontraint (cas d'étude, tablier du pont Champlain)

Pierre Luabeya Mukendi (Stantec Experts-conseils ltée) ^{Mai 2015}

1. RÉSUMÉ :

Dans le cadre des travaux de réparations des poutres du pont Champlain, une étude comparative a été réalisée sur deux types d'approches de calcul de la résistance au cisaillement de poutres. La première approche de calcul est celle prescrite au CAN/CSA-S6-06 sous l'appellation: méthode générale. Et la deuxième approche est une alternative à la première, elle est prescrite au commentaire de la même norme. Les résultats de cette comparaison montrent qu'il est possible d'avoir un gain de résistance allant de 0 à 15% lorsque l'approche prescrite au commentaire est utilisée. Cependant, ce gain n'est pas systématique et dépend fortement de l'état de la poutre évaluée, et des efforts présents à la section vérifiée.

Cette étude inclut aussi une discussion sur l'influence de la prise en compte de la précontrainte du côté des charges ou de la résistance. Cet aspect n'est pas couvert explicitement dans la CAN/CSA-S6-06, et ne fait pas l'unanimité des experts dans ce domaine. La comparaison faite dans ce travail démontre que les deux approches sont équivalentes du point de vue conceptuel, tant que l'application des coefficients de pondération est consistante.

Et enfin, une discussion théorique sur le danger potentiel, dû à l'utilisation des efforts concomitants au lieu de valeurs efforts maximum dans la structure, est démontrée.

La démarche entreprise dans ce travail constitue un exemple pratique et rationnel susceptible de servir aux ingénieurs confrontés à ce genre de problématique

2. INTRODUCTION

L'évaluation structurale des ouvrages est un sujet d'actualité, il présente une problématique pour l'ingénieur praticien qui se trouve confronté au formalisme issu des codes de conception qui, parfois, montrent un conservatisme qui peut conduire à des décisions financière et économique non rationnelles pour le propriétaire de l'ouvrage. Il est donc primordial pour un ingénieur praticien de se doter des meilleures approches et outils de calcul capable d'évaluer de façon réaliste la capacité des ouvrages.

Plusieurs possibilités peuvent s'offrir à l'ingénieur afin d'évaluer le plus rationnellement possible la capacité de l'ouvrage; il peut agir sur trois considérations importantes :

- les charges sollicitant la structure;
- le modèle mathématique représentant la structure réelle;
- et sur la méthode de calcul de la résistance des éléments évalués.

Quel que soit le paramètre choisi, ou la combinaison de ces paramètres, l'idée est de rester rationnel et objectif au niveau du temps de calcul et du besoin de la mise en œuvre qui peut occasionner des coûts financiers importants pour des résultats comparables au modèle non raffiné. C'est pourquoi le jugement et l'expérience de l'ingénieur sont de mise dans ce contexte.

Dans cette optique, nous présentons une étude comparative faite sur les poutres et diaphragmes du pont Champlain. Nous avons étudié les trois aspects mentionnés qui influencent les résultats de l'évaluation des ouvrages. Le calcul de la résistance au cisaillement sera abordé en détail, la comparaison entre l'approche prescrite au CAN/CSA-S6-06 à celle prescrite au commentaire de la même norme sera présente sous forme de graphique. L'aspect des charges sera abordé dans les perspectives de l'utilisation de cas des charges donnant les efforts concomitants dans le but de réduire la sollicitation et ainsi augmenter la capacité de la structure.

3. RÈGLES RELATIVES AU CALCUL DE LA RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT

Le comportement en cisaillement des poutres en béton est relativement complexe du fait qu'il fait intervenir plusieurs phénomènes et paramètres tels que, propriétés du béton, le taux des armatures transversale et longitudinale, la géométrie des pièces, etc. C'est ainsi que plusieurs recherches et théories se sont succédées au fil des années pour tenter de quantifier la résistance mobilisée dans le phénomène de résistance au cisaillement. De ces théories nous pouvons citer le modèle du treillis à angle variable, la théorie du champ de compression et la théorie du champ de compression modifié.

Le calcul de l'effort tranchant selon la méthode générale tel que présenté dans la norme CAN/CSA-S6-06 et à son commentaire, est basé sur la théorie du champ de compression modifié. Cette théorie introduite par Vecchio et Collins (1986) est basée sur le modèle du treillis à angle variable, tout en faisant appel au principe de compatibilité des déformations dans les axes orthogonaux X-Y (ϵ_x, ϵ_y) et les plans de direction principale 1-2 (ϵ_1, ϵ_2). Ce mécanisme est présenté à la figure 1 tirée des notes de cours du professeur Bruno Massicotte.

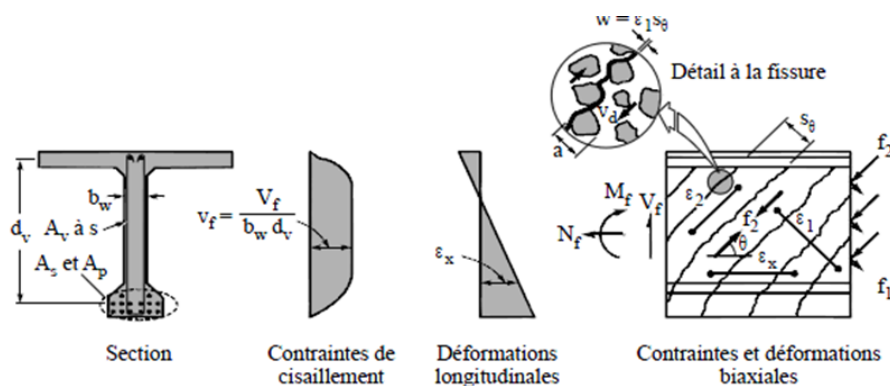


Figure 1 : Développement de la théorie du champ de compression modifié

(Tirée des notes du cours conception et évaluation des ponts de Bruno Massicotte, EPM)

Dans ce modèle, la résistance dans les diagonales inclinées est limitée à la résistance à la compression du béton f_2 , qui diminue en fonction des déformations principales en traction f_1 , qui est perpendiculaire à la fissuration. Ce mécanisme prend aussi en compte la contrainte mobilisée au travers de la fissure entre le plan des diagonales, qui est aussi fonction de l'ouverture des fissures dans la direction de contrainte principale de traction.

La résolution de ces équations est itérative et peut demander un certain niveau de connaissance pour sa mise en œuvre, c'est ainsi que les créateurs de cette théorie, sur base de certaines hypothèses conservatrices, ont mis sur pieds des formules simplistes que nous retrouvons au code.

D'où, pour les sections respectant l'hypothèse d'Euler-Bernoulli, la résistance au cisaillement est formulée comme étant contribution du béton, des armatures transversales et de la composante verticale de la précontrainte. Le code utilise les équations suivantes pour le calcul de la résistance au cisaillement :

[1]	Résistance pondérée au cisaillement : $V_r = V_c + V_s + \phi_p V_p$
[2]	Contribution du béton $V_c = 2.5\phi_c\beta f_{cr} b_v d_v$
[3]	Contribution de l'armature transversale : $V_s = \frac{\phi_s f_y A_v d_v \cot \theta}{s}$
[4]	Contribution de la composante verticale de la précontrainte : $\phi_p V_p$
[5]	Traduit la capacité du béton à transférer le cisaillement par engrenure de granulats $\beta = \left[\frac{0.4}{51 + 1500\varepsilon_x} \right] \left[\frac{1300}{1000 + S_{ze}} \right]$
[6]	Inclinaison des bielles de béton entre les fissures $\theta = \frac{29 + 7000\varepsilon_x}{0.88 + S_{ze}/2500}$

	ϵ_x selon CAN/CSA-S6-art.8.9.3.8	ϵ_x selon le commentaire de la CAN/CSA-S6-06
[7]	$\epsilon_x = \frac{\frac{M_f}{d_v} + (V_f - \phi_p V_p) + 0.5N_f - A_p f_{po}}{2(E_s A_s + E_p A_p + E_p A_p)}$	$\epsilon_c = \frac{-\frac{M_f}{d_v} + 0.5(V_f - \phi_p V_p) \cot \theta + 0.5N_f - A_p f_{po}}{(E_s A_s + E_p A_p + E_p A_p)}$ $\epsilon_t = \frac{\frac{M_f}{d_v} + 0.5(V_f - \phi_p V_p) \cot \theta + 0.5N_f - A_p f_{po}}{(E_s A_s + E_p A_p + E_p A_p)}$ $\epsilon_x = \frac{\epsilon_c + \epsilon_t}{2}$

Les détails de la démarche de calcul sont présentés par la CAN/CSA-S6-06-art.8.9.3 et au commentaire de cette norme.

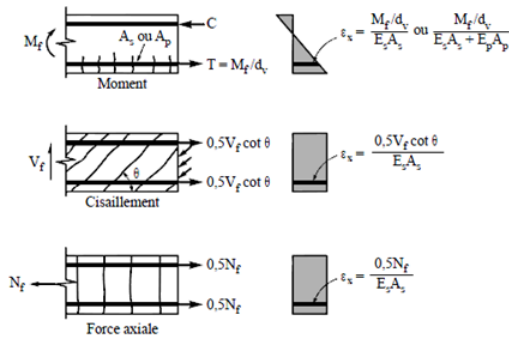


Figure 2 : Composantes de la déformation ϵ_x

(Tirée des notes du cours conception et évaluation des ponts de Bruno Massicotte, EPM)

En observant tous les paramètres des équations [1] à [7], on remarque que la déformation ϵ_x est la variable clé dans l'évaluation de la contribution du béton V_c et de l'armature transversale V_s . Cette dernière est fonction des efforts présents à une section donnée de la poutre. La déformation longitudinale ϵ_x représente donc le point pivot entre les deux approches de calcul de la résistance au cisaillement. La façon dont est calculé ϵ_x dans le CAN/CSA-S6-06 (qu'on appellera approche A) est une simplification des équations données au commentaire de la même norme (qu'on appellera approche B). La figure 2 illustre un modèle des composantes types qui peuvent être considérées dans l'évaluation ϵ_x . Les sections suivantes vont nous aider à apprécier quantitativement la différence entre les deux approches nommées dans ce travail, approche A et Approche B.

4. MODÈLE D'ANALYSE POUR LA COMPARAISON

Une travée typique du pont Champlain a 53,7 m de portée et une largeur de 24,08 m pouvant reprendre six voies de circulation. Il est composé de 7 poutres précontraintes par post-tension, d'une hauteur de 3,06 m et espacées de 3,72 m centre à centre. Deux entretoises intermédiaires post-contraintes sont localisées au tiers de la portée des poutres. Une dalle en béton de 216 mm d'épaisseur, précontrainte transversalement par post-tension joint les poutres solidairement.

Modèle du pont

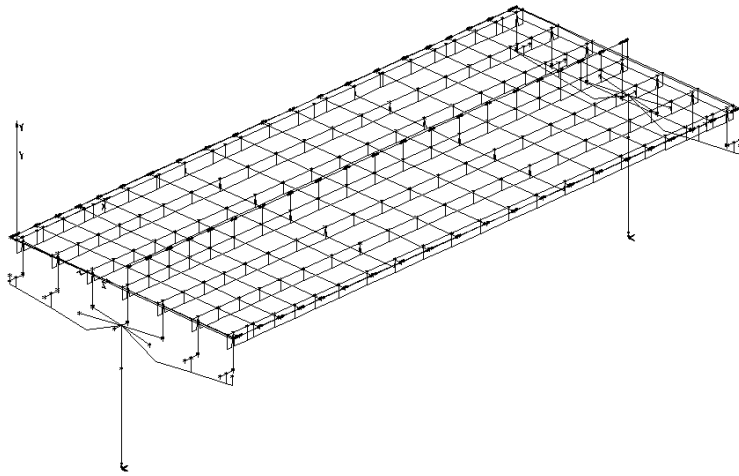


Figure 3 : Modèle 3D d'un tablier réalisé avec le logiciel ADA

À l'origine, les poutres sont précontraintes par 24 câbles paraboliques tendus à 0.72fpu. Chaque câble de post-tension est constitué de 12 fils de 7 mm de diamètre insérés dans des gaines de 41,3 mm de diamètre. La précontrainte extérieure (PTE) a été ajoutée aux poutres extérieures au fil du temps pour renforcer. Les étriers dans les poutres sont des barres numéros 4 et 5, alternées selon un espacement de 800 mm.

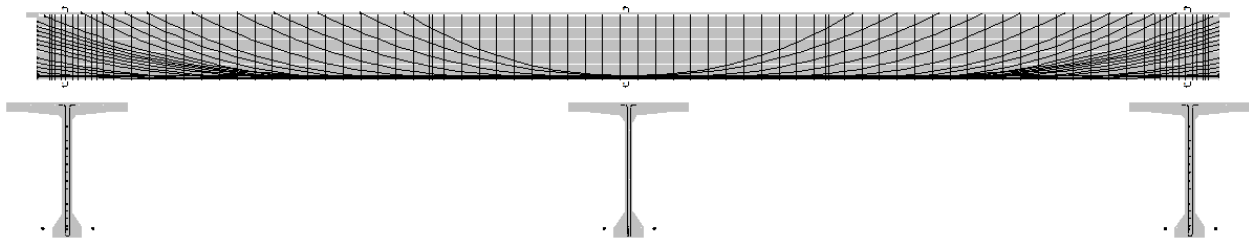


Figure 4 : Poutre type modélisée avec toute l'armature passive ainsi que les câbles de précontrainte interne et externe

5. RÉSULTATS DE LA COMPARAISON

Dans un premier temps, nous présentons les résultats de la variation des ε_x , β et θ , et par la suite ceux de la variation de V_r . La première série de graphiques représente le cas d'une poutre endommagée sans aucun renforcement. La deuxième série, une poutre non endommagée sans aucun renforcement. Et finalement, la troisième série est une poutre endommagée et renforcée avec de la post-tension extérieure (PTE) prise du côté de la résistance. Pour chaque série de résultats, le paramètre qui varie est le taux de la précontrainte longitudinale.

4.1 Résultats graphiques de la variation des paramètres ε_x , β et θ le long de la poutre

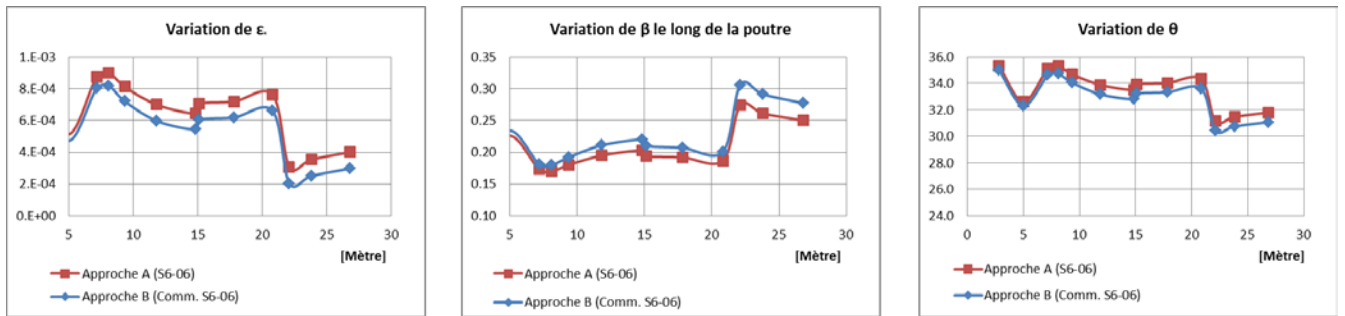


Figure 5 : Serie1 « Variations ε_x , β et θ pour une poutre non renforcée avec pertes des câbles des précontraintes »

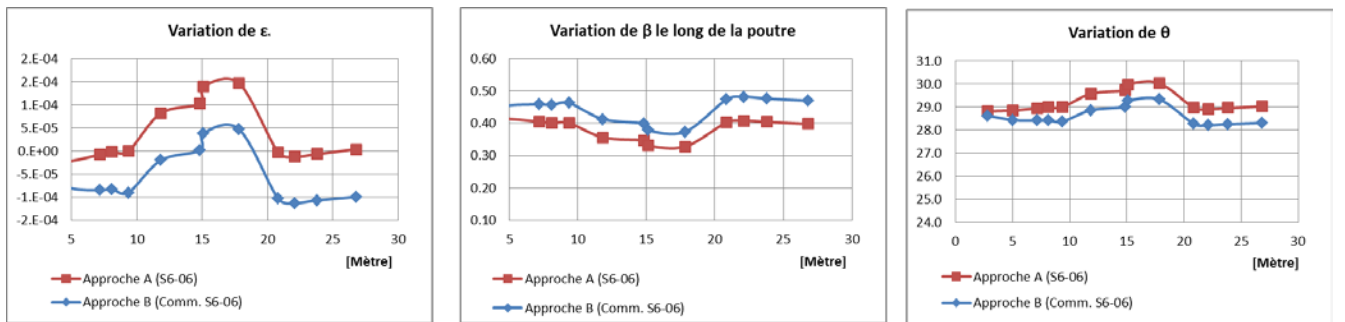


Figure 6 : Serie2 « Variations ε_x , β et θ pour une poutre non renforcée sans perte des câbles des précontraintes »

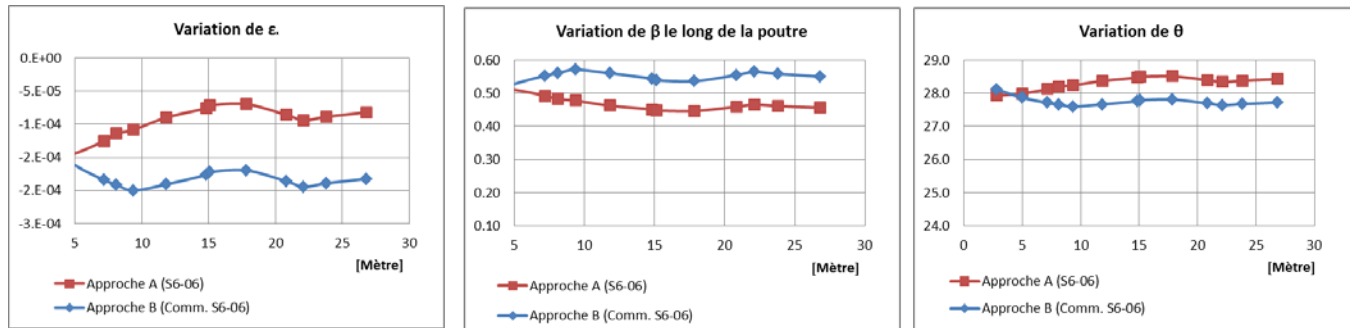


Figure 7 : Serie 3 « Variations ϵ_x , β et θ d'une poutre renforcée avec la post-tension extérieure du côté de la résistance »

4.3 Résultats graphiques de la variation de la résistance V_r le long de la poutre

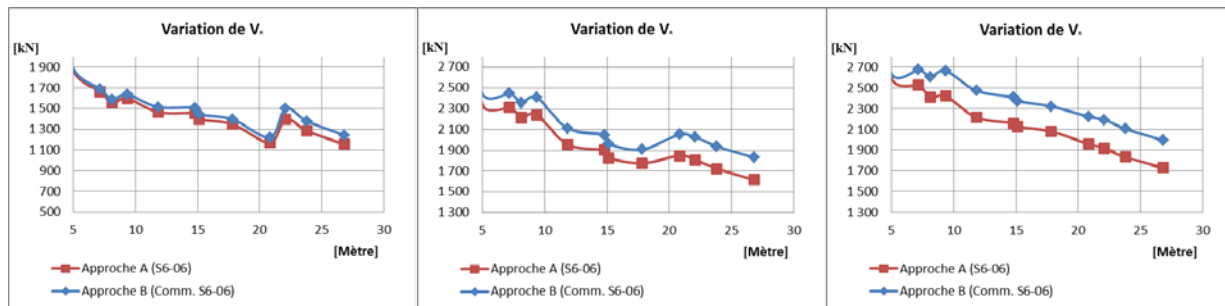


Figure 8 : Résistance à l'effort tranchant V_r pour les trois séries étudiées

4.3 Discussion sur les résultats

Les trois séries de graphiques montrent qu'il y a une diminution de la déformation longitudinale ϵ_x lorsque le calcul est fait avec l'approche B. L'écart entre les deux approches devient de plus en plus prononcé lorsqu'on augmente la force de précontrainte; il ne peut toutefois pas augmenter indéfiniment, car le code limite la déformation dans le béton à -0.0002 .

L'effet de la diminution de la déformation longitudinale conduit à une augmentation du paramètre β , il s'en suit que V_c augmente dans le même ordre de grandeur. Par contre, lorsque de la déformation ϵ_x diminue, le paramètre θ diminue aussi. Toutefois, il demeure très peu sensible à l'utilisation des deux approches étudiées; une variation limite d'à peine à 3% est observée.

Lorsqu'on passe d'une série d'analyses à l'autre, on observe que plus la précontrainte augmente, plus les résultats de l'approche B se démarquent de ceux de l'approche A. Le tableau 1 montre la synthèse du gain obtenu à chaque série d'augmentation de précontrainte. Il est pratiquement impossible de dépasser ce gain à cause de la limite de $\epsilon_x = -0.0002$ imposée par la norme.

Tableau 1 : Gain de résistance obtenu avec l'approche B comparativement à l'approche A

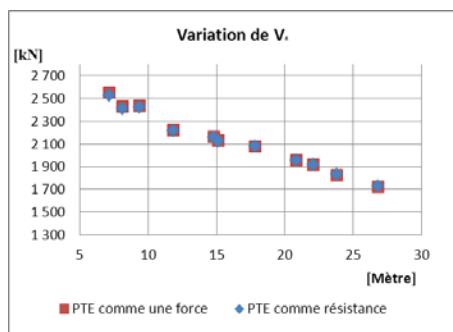
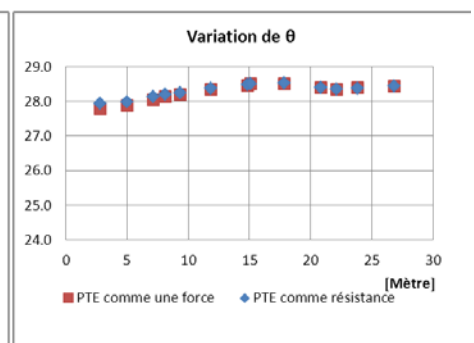
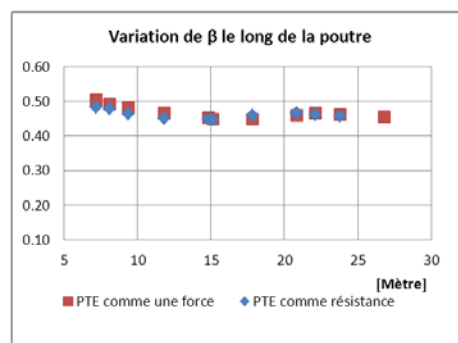
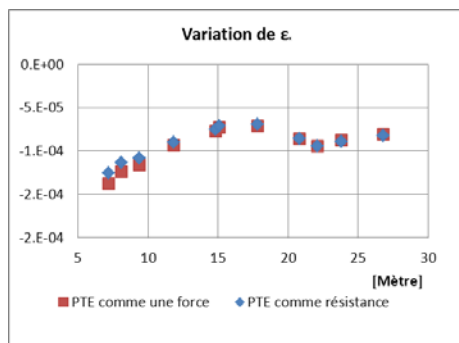
	ΔV_c	ΔV_s	ΔV_r
Série 1	0 à 12%	0 à 3%	0 à 8%
Série 2	5 à 18%	1 à 3%	2 à 13%
Série 3	5 à 21%	1 à 3%	2 à 15%

À la lumière de ces résultats, nous pouvons conclure qu'il n'y a pas d'intérêt à utiliser l'approche B, étant donné les résultats qu'elle donne et qui sont comparables à ceux de l'approche A. L'approche A est simple et facile à mettre en œuvre. Le choix de l'une ou l'autre des deux approches ne peut donc reposer que sur le besoin de faire un gain substantiel en résistance. Néanmoins nous pouvons dire que le calcul de ε_x selon l'approche A est une bonne approximation des équations fournies dans l'approche B

6. INFLUENCE DE CONSIDÉRER LA PRÉCONTRAINTÉ COMME UNE FORCE OU UN EFFORT

La précontrainte extérieure peut être considérée soit comme une charge appliquée qui soulage la structure, soit comme une résistance supplémentaire qui s'ajoute à la résistance interne de la poutre. Les deux approches sont sujettes à plusieurs divergences selon le code utilisé et les experts de la précontrainte. Quant à la norme CAN/SCA-S6-06, elle ne fait pas mention explicitement de la façon de considérer la précontrainte externe. À la différence, l'Eurocode et la norme suisse définissent clairement l'utilisation de la précontrainte extérieure (PTE) comme force ou comme résistance dépendamment des états limites évaluer.

6. 1 Résultats graphiques



Les deux approches possibles pour la prise en compte de la précontrainte dans le calcul de la sécurité structurale sont de considérer la précontrainte du côté des charges ou du côté de la résistance. Ces deux approches sont équivalentes, et conduisent à la même capacité portante pour une structure donnée, pour autant que l'application des coefficients de sécurité de pondération soit consistante.

7. INFLUENCE DES EFFORTS CONCOMITANTS vs LES EFFORTS MAXIMUMS

D'abord, la recherche des scénarios les plus défavorables pour chaque élément de la structure a conduit à considérer un très grand nombre de cas des charges (115 cas des charges mobiles), ceci afin de pouvoir couvrir toutes les éventualités susceptibles de se manifester durant l'exploitation de l'ouvrage. Il s'est ainsi avéré que la génération des scénarios des efforts concomitants alourdirait le temps de calcul à cause de cette multitude de cas de charges à traiter (les charges mobiles en particulier sans compter les combinaisons). Aussi, la complexité et le risque d'erreur inhérent d'un point de vue numérique du traitement ne justifient pas un tel effort de raffinement qui n'est pas toujours sécuritaire, surtout à la vue des objectifs visés par les analyses linéaires qui sont souvent effectuées.

Un exemple précis du risque encouru pourrait être le fait de ne pas traiter les cas intermédiaires aux scénarios concomitants. Prenons l'illustration suivante qui est composée de 4 scénarios. Le scénario 1 donne l'effet maximum atteint sur un élément, les scénarios 2 et 3 donnent respectivement l'effort concomitant à un effort maximum, et enfin le scénario 4, qui est un cas intermédiaire, donne des efforts intermédiaires.

$$\text{Scénario 1} = \begin{cases} M_{max} = 2000kNm \\ V_{max} = 1000kN \end{cases}$$

$$\text{Scénario 2} = \begin{cases} M_{max} = 2000kNm \\ V_{conc.} = 700kN \end{cases}$$

$$\text{Scénario 3} = \begin{cases} M_{conc.} = 1500kNm \\ V_{max} = 1000kN \end{cases}$$

$$\text{Scénario 4} = \begin{cases} M_{inter.} = 1950kNm \\ V_{inter.} = 950kN \end{cases}$$

Ne considérer que les efforts concomitants des scénarios 2 et 3 peut être préjudiciable pour l'ouvrage, surtout si on omet le cas intermédiaire (scénario 4) dans la mesure où ce dernier contrôlait l'état limite vérifié. Par contre, utiliser le scénario 1 des valeurs maximums est toujours

sécuritaire (ouvrage en portée simple) et couvre les trois autres scénarios sans effort supplémentaire de traitement des données, ni risque d'omission du scénario contrôlant l'état limite traité.

Dans le cas de travée simple comportant plusieurs voies, comme celles du pont Champlain, nous pensons que l'utilisation de valeur maximum est justifiée.

8. DISCUSSION ET CONCLUSION

Le but de cette étude était de comparer deux approches d'évaluation de la résistance au cisaillement des poutres en béton précontraint, et d'observer l'influence de certains paramètres entre l'évaluation globale de la capacité portante de la structure, entre autres, les efforts dus aux charges mobiles, et la considération de précontrainte externe comme une charge ou une résistance. Les constatations suivantes ont pu être tirées :

- La comparaison entre les deux approches du calcul de la résistance au cisaillement a montré qu'il n'y a pas une différence substantielle qui pourrait justifier l'utilisation de l'approche prescrite au commentaire de la norme. L'approche A prescrite au CAN/CSA-S6-06-art.8.9.3.8 reste sécuritaire et rationnelle pour l'évaluation des poutres en béton précontraint.
- La précontrainte peut être considérée du côté de la résistance ou de la charge; les deux approches s'équivalent du point de vue conceptuel. Cependant, le code devrait être plus explicite à ce sujet. Il est toutefois logique de considérer la précontrainte extérieure longitudinale du côté de la force.
- L'utilisation de l'enveloppe des valeurs maximums des efforts est raisonnablement sécuritaire, au lieu de valeurs concomitantes pour de projets comportant un grand nombre de cas de charges mobiles.

REMERCIEMENT

L'auteur tient à remercier la firme Stantec et PJCCI pour l'opportunité d'avoir travaillé activement au projet de renforcement de l'actuel pont Champlain.

Références

CSA/S6-06, *Code canadien sur le calcul des ponts routiers*; Association canadienne de normalisation; Mississauga; Ontario; Canada.

CSA/S6-06, *Commentary on Canadian Highway Bridge Design code*; Canadian Standard Association; Mississauga; Ontario; Canada.

Eurocode 2 (2004), *Design of Concrete Structures*, Part 1-1, General rules and rules for buildings, prEN1992-1-1, Bruxelles, Belgique, 222 p.

SIA 262 (2003) *Construction en béton*; Société suisse des ingénieurs et des architectes; Zürich; Suisse; 94 p.

Massicotte, *Notes de cours conception et évaluation des ponts, chapitre7 structure de béton*, Québec : École polytechnique de Montréal, 2010.

Picard, A., *Béton précontraint : Tome 1 – Principes fondamentaux et dimensionnement*, Gaëtan Morin Éditeur, Montréal, 1983, 355 p.

Vecchio, F. J. and Collins, M. P. (1986) *The modified compression field theory for reinforced concrete elements subjected to shear*, ACI Journal, Vol. 83, No. 2, March-April, 1986, pp. 219-231.