

ENDOMMAGEMENT PAR LA FATIGUE DES TOURS D'ÉCLAIRAGE : GESTION ET RENFORCEMENT

Jean-François Laflamme, ing. M.Sc.
Christian Mercier, ing.
Direction des structures
Ministère des Transports du Québec

Résumé :

Depuis quelques années, le Ministère des Transports du Québec, tout comme plusieurs départements de transports américains, ont remis en question la résistance en fatigue des tours d'éclairage haut-mât. De récentes recherches sur la fissuration par fatigue d'éléments soumis aux effets du vent, ont permis d'élaborer de nouvelles normes de conception (AASHTO 2001) et, par ailleurs, de mieux comprendre les diverses problématiques associées aux structures existantes. À cet égard et afin de gérer les risques associés à l'endommagement par la fatigue, le ministère s'est doté d'un plan d'intervention recommandant des activités d'inspection, de réparation, de remplacement et de renforcement des diverses tours d'éclairage du réseau québécois. Un nouveau système de renforcement a été développé et testé *in situ* à l'automne 2005. Ce système de renforcement des plus innovateurs permettra de prolonger la durée de vie utile des tours d'éclairage en plus d'améliorer la sécurité des usagers tout en reportant dans le futur les investissements requis pour leur remplacement complet.

INTRODUCTION

Depuis 1996, le Ministère des Transports surveille de façon intensive la structure des tours d'éclairage haut-mât. En fait, la fissuration et la rupture complète de tours sur le réseau a forcé les autorités à se doter d'un plan d'intervention et à rechercher des solutions de remplacement et de renforcement sécuritaires et économiques.

Le Ministère compte sur son réseau plus de 2 000 tours d'éclairage réparties sur les axes routiers les plus achalandés. La sécurité qui incombe à ces tours est d'autant plus importante étant donné que la chute d'une de ces structures en porte-à-faux, de 30 et 38 mètres de hauteur, pourrait être tragique.

Le procédé d'éclairage haut-mât est utilisé au ministère depuis le début des années '70. Contrairement aux lampadaires conventionnels, il permet l'utilisation de luminaires de plus fortes intensités et plus durables, et ce, en moins grand nombre. Il assure de plus aux usagers une meilleure luminosité et réduit le risque d'impact avec des lampadaires plus rapprochés. Aujourd'hui, ce procédé est toujours un choix d'actualité pour les ingénieurs en électricité dans le cadre d'un projet d'éclairage autoroutier tel qu'illustré à la figure 1.



Figure 1 : Réseau d'éclairage haut-mât sur l'autoroute 15

La tour d'éclairage est constituée d'un fût en acier galvanisé tronconique, d'un système de levage pour l'entretien des luminaires et d'une couronne mobile pouvant supporter quatre à huit luminaires. Le fût est à section polygonale ou circulaire et a une épaisseur de paroi, pour la section du bas, variant de 4,76 à 13 mm. Les diamètres du fût varient entre 510 et 610 mm en fonction des différents fabricants qui se sont succédé à travers les années. À ce jour, on a retrouvé des fissures dans les tours de toutes épaisseurs. Les exigences actuelles du ministère stipulent à 9,52 mm l'épaisseur minimale de la section du bas du fût pour un diamètre de 595 mm à la base.



Figure 2 : Section inférieure d'une tour d'éclairage

L'utilisation d'acier à haute résistance (ASTM A-572) pour la fabrication de fût dans les années '90 a permis au fabricant de diminuer l'épaisseur des parois à un seuil critique de 4,76 mm. Sans égard aux effets liés à la fatigue, la résistance des tours d'éclairage était suffisante pour des vents reliés à une période de récurrence de 50 ans. Par contre, la découverte sur le réseau de fissuration précoce des zones soudées à la base du fût a rapidement permis de conclure à une sous-estimation des effets du vent sous des cycles répétés, lors de la conception. Les différents examens visuels effectués ont démontré un faciès de rupture par fatigue progressant par cycles jusqu'à l'obtention d'une épaisseur trop mince pour résister à des vents d'intensité normale. La plupart des fissurations observées se situe au-dessus du cordon de soudure d'angle reliant la semelle d'ancrage et le fût à l'intérieur de la ZAT (zone thermiquement affectée), voir figure 3. La constatation de phénomènes similaires en Amérique du Nord, dans plusieurs états américains, où les vents moyens sont généralement d'intensité moyenne, a permis une refonte des normes AASHTO 1994 et OHBDC 1991 sur les effets du vent et de la fatigue.

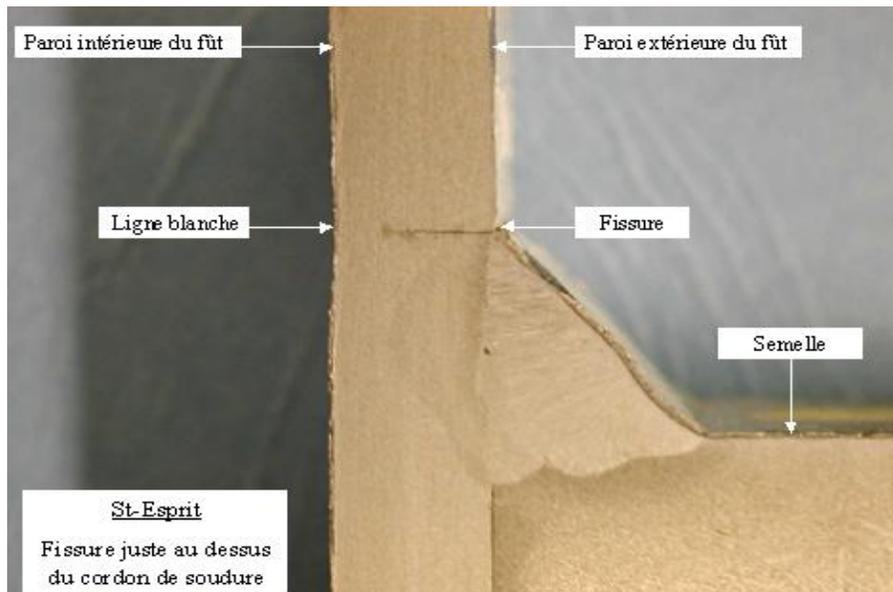


Figure 3 : Coupe de la partie supérieure d'un assemblage fût – semelle d'ancrage de type «socket connection»

ÉVALUATION DES EFFETS DU VENT ET DE LA FATIGUE

Limite d'endurance

Les normes actuelles de résistance à la fatigue sont basées sur la limite d'endurance ou communément appelé «CAFL (Constant Amplitude Fatigue Limite)». Les écarts de contraintes résultant d'une combinaison de chargement découlant d'un état limite à la fatigue (ELF) doivent être inférieurs ou égaux à la limite fixée par la catégorie de détail spécifique variant de la catégorie A pour un métal de base à K_2 pour le pire détail d'assemblage reconnu par les différentes normes nord-américaines. Différents projets de recherches ont permis de démontrer que pour de piètres catégories de détail, D à K_2 , un dépassement de la contrainte limite de plus de 0,01 % (1/10 000) de cycle sollicitant la pièce, conduit à une diminution de la limite d'endurance et, par conséquent, élimine la capacité de l'assemblage à reprendre des contraintes sur un nombre de cycle illimité. À ce jour, lors de la conception d'un ouvrage, les normes américaines ou européennes suggèrent, pour tenir compte de la défaillance des détails des pires catégories, de diminuer la limite des écarts de contraintes permise pour un nombre de cycle illimité ou d'augmenter les efforts associés aux états limites de fatigue.

Les détails d'assemblage critique pour les tours d'éclairage se situent dans la section du bas de la tour (voir figures 2 et 4), à la jonction du fût et de la semelle d'ancrage et du fût et du cadre de renfort de la porte d'accès. La fissuration du fût au-dessus de la soudure d'angle de la semelle d'ancrage est la plus répandue et est celle pouvant mener le plus rapidement à la rupture de la tour malgré la présence d'un acier à résilience améliorée. Deux détails d'assemblage soudé se sont succédés au cours des dernières années, le premier est catégorisé E1 par les normes et est constitué d'un assemblage par double soudure d'angle appelé communément «socket connection». Le second est une soudure à pleine pénétration avec soudure d'angle en surépaisseur et est présentement utilisé sur nos tours d'éclairage et catégorisé E par les différentes normes sans égard à la surépaisseur.



Figure 4 : Fissuration du fût d'une tour en service

Ces deux dernières catégories de détails d'assemblage ont récemment été testées dans le cadre d'une étude de résistance à la fatigue de l'Université du Minnesota présentée au congrès annuel du «Transportation Research Board (TRB)» en janvier 2006. La soudure pleine pénétration avec soudure d'angle en surépaisseur a été catégorisée E1, une catégorie inférieure à celle mentionnée dans les normes. La double soudure d'angle a été pour sa part difficilement quantifiable de par les nombreux paramètres (épaisseur de la semelle d'ancrage et du fût et type de section du fût) pouvant affecter la performance de l'assemblage. L'étude a permis de tester différents fûts avec différentes semelles d'ancrage d'épaisseur variable. Récemment, le ministère a observé sur le réseau un taux de fissuration similaire pour des fûts assemblés à la semelle avec des soudures de type «socket connection» et d'autres fûts avec des soudures à pleine pénétration avec soudure d'angle en surépaisseur. Les fûts étaient d'épaisseur et de diamètre similaires avec le même nombre d'année en service à l'intérieur d'une zone de vent relativement semblable. Il y a donc lieu de se questionner sur la résistance réelle de ce dernier détail d'assemblage.

Effets du vent

Suite aux rapports des comités NCHRP 411 et 412, la norme AASHTO (2001) a rehaussé de façon très importante les effets dus au vent sur la fatigue des éléments en porte-à-faux. Les effets dus aux rafales naturelles «natural wind gust» ont révolutionné la conception des tours d'éclairage. Auparavant, seuls les effets des tourbillons alternés «vortex shedding» étaient pris en considération à l'intérieur des normes OHBDC (1983), OHBDC (1991), AASHTO (1985) et AASHTO (1994). Par comparaison, selon la norme AASHTO (2001) et pour une tour de 30 mètres de hauteur, les écarts de contraintes de calcul engendrés par les rafales naturelles peuvent être 2,5 à 3 fois supérieurs à ceux dus aux tourbillons alternés. À noter que les contraintes obtenues par l'application des pressions de calcul équivalentes doivent être considérées comme des écarts de contraintes combinant le passage du matériau dans un état comprimé et, par la suite, tendu.

Selon la norme AASHTO (2001), les pressions équivalentes utilisées pour le calcul des effets des rafales naturelles proviennent d'une vitesse moyenne annuelle du vent de 5 m/s (18 km/h) à 10 mètres au-dessus du sol. Le comité NCHRP 412 a tenu compte d'un possible dépassement des contraintes reliés à un vent moyen sur plus de 0,01 % de cycle sur la durée de vie de l'assemblage, une distribution de Rayleigh des effets du vent a donc permis de déterminer le facteur de majoration de 3,4 à appliquer à la vitesse du vent de calcul. Cette majoration des charges de calcul vient principalement du fait que la plupart des détails d'assemblage de structure en porte-à-faux de signalisation ou d'éclairage sont de catégorie inférieure à D. Conséquemment, on peut prétendre que la pression de calcul uniforme de 250 Pascals, spécifiée dans la norme AASHTO (2001), à appliquer au fût et aux éléments de la tour exposés au vent provient d'une vitesse maximale du vent de 17 m/s (61 km/h).

Afin de valider les vitesses moyennes du vent au Québec et de transposer les effets de rafales naturelles sur nos sites, nous avons consulté une récente étude réalisée dans le cadre des énergies renouvelables au Québec. Très peu de région du Québec, possédant des tours, ont des vents moyens au-dessus du 5 m/s. Les zones de vent 1 et 2 montrées sur la carte du Québec à la figure 5 ont des vents moyens de moins de 5,1 m/s à 10 m. au-dessus du sol. Pour les régions avec des vents supérieurs à 5 m/s, une équation dans la norme AASHTO (2001) permet de déterminer la pression équivalente majorée.

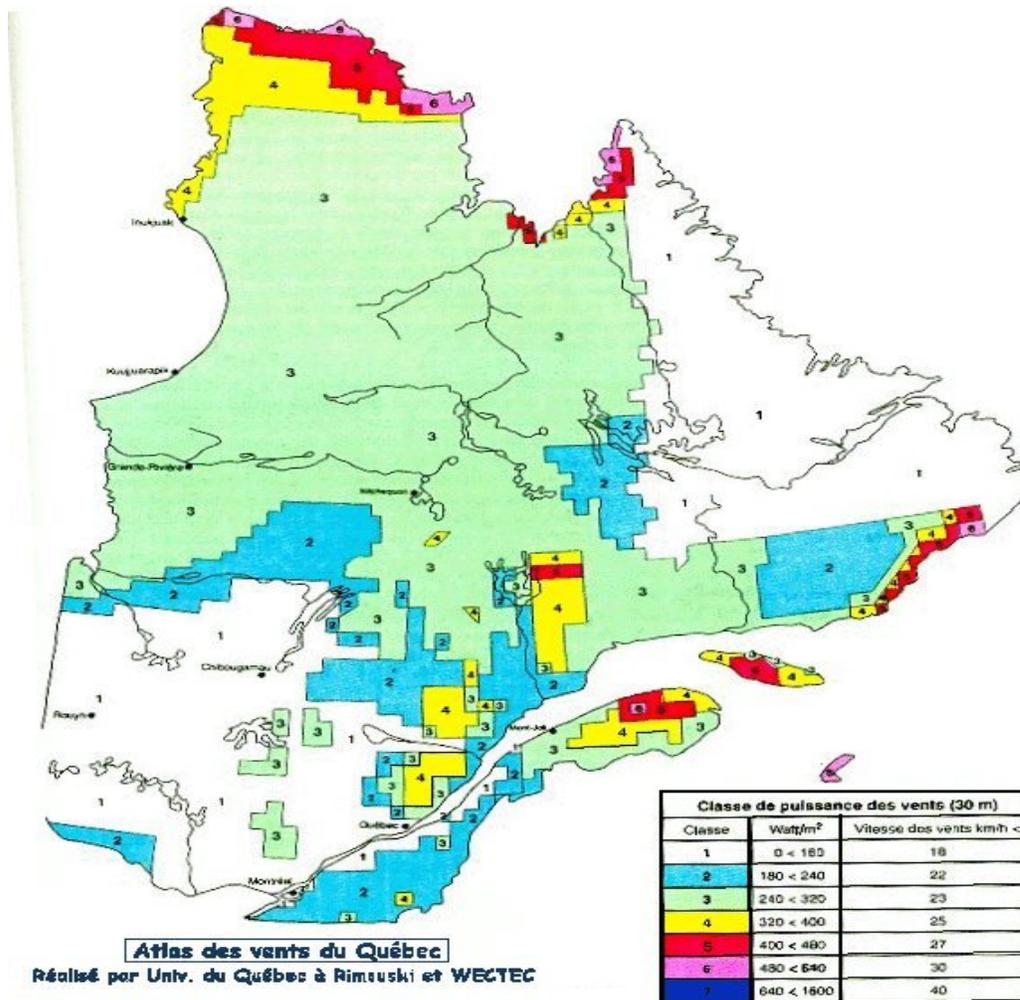


Figure 5 : Classification des zones de vents moyens au Québec

GESTION DU RÉSEAU

Afin d’optimiser la fiabilité du réseau de tours d’éclairage de façon économique et sécuritaire, le ministère a élaboré un plan d’intervention mis à jour annuellement. Ce plan tient compte des paramètres suivants afin de différencier les types de tours.

- L'année de fabrication;
- Le nom du fabricant;
- L'épaisseur et le diamètre du fût à la base;
- La hauteur;
- Le type de section (circulaire ou polygonale);
- Le taux de fissuration et;
- Une tour réparée ou renforcée.

Les interventions à réaliser sont donc fonction de ces paramètres et de l'évaluation des écarts de contraintes calculés. On compte présentement sur le réseau 24 types de tours.

À l'intérieur de sa dernière édition, la norme W59 suggère au gestionnaire de mettre sur pied un programme d'inspection périodique comme mesure de contrôle pour des structures à cheminement d'effort unique. Le ministère réalise des inspections par magnétoscopie des assemblages soudés à la base de la tour à des fréquences de six mois à trois ans en fonction du type de tours, voir figure 6.

Pour les tours plus âgées, dont le système de levage et d'éclairage ont pratiquement atteint leur durée de vie utile, le remplacement complet est recommandé sur une période donnée. Pour les tours plus récentes, des activités de remplacement de la section inférieure problématique ou de renforcement sont suggérées. Dans tous les cas, lorsqu'une fissure est détectée, le défaut est réparé temporairement sur place par soudage ou démonté dans les jours suivants.



Figure 6 : Inspection par magnétoscopie de l'assemblage semelle – fût

RENFORCEMENT

La possibilité de réparer ou renforcer les tours d'éclairage problématique *in situ* a longtemps été étudiée. Des coques de renfort assemblant le fût et la semelle d'ancrage ont déjà été sur les planches à dessin de différents fabricants au Québec, sans voir le jour. De plus, l'État de l'Iowa a développé un prototype qui fût installé sur une de ces tours mais sans vraiment diminuer les coûts de construction de façon importante par rapport à un remplacement de section inférieure en usine nécessitant le démantèlement, le transport et remise en service de la tour.

Une intervention durable *in situ* devait donc rencontrer les objectifs suivants :

- Réaliser les travaux à un coût inférieur à 8 000 \$ l'unité;
- Augmenter l'espérance de vie de 15 ans et plus;
- Conserver l'ouverture libre de la porte d'accès et l'espace libre à l'intérieur de la tour;
- Éviter le soudage en chantier et;
- Conserver l'accès pour l'inspection de la soudure périphérique de la semelle d'ancrage au fût.



Figure 7 : Système de renforcement d'une tour d'éclairage

Concept

Le renforcement développé à la Direction des structures, tel qu'illustré à la figure 7, consiste à la mise en compression permanente du fût par l'installation de barres de précontrainte externes ancrées à la semelle d'ancrage d'une part et à un collet circulaire à la partie supérieure. La compression du fût permet d'éviter que la majorité des cycles de contraintes reliés à la fatigue décompresse de façon suffisante la paroi du fût pour créer un endommagement. Les quatre barres à haute résistance ont environ 2 500 mm de longueur et sont disposées à 90 degrés centre à centre au pourtour du fût. Le collet de 300 mm de hauteur est fabriqué par deux demi-collets boulonnés au fût et entre eux, voir figure 8. Des plaques d'appui et raidisseurs sont soudés aux demi-collets vis-à-vis chacune des barres haute résistance afin que celles-ci puissent être mises en tension et transmettent les efforts de façon uniforme au fût.

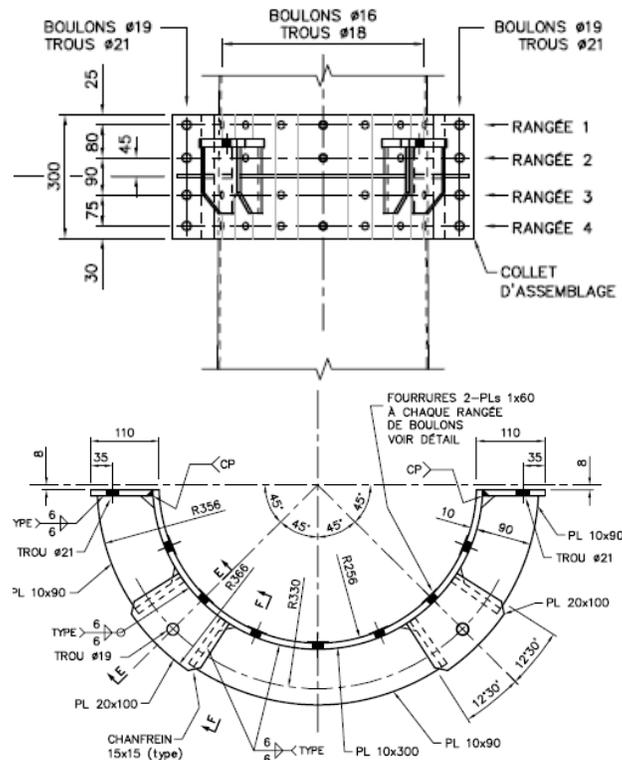


Figure 8 : Demi-collet d'assemblage

La théorie de l'endommagement par fatigue dénote trois phases dans le processus de rupture d'une pièce dans un métal. La première phase est l'amorçage de la fissure et se déroule sur environ 75 à 85 % du processus d'endommagement menant à la rupture, pour un acier à résilience améliorée. La conception des ouvrages par les différentes normes se limite à couvrir la durée de vie utile des pièces durant cette phase. Au-delà de l'amorce d'une fissure, il y a la phase de propagation et par la suite la rupture. Par conséquent, ces phases ne sont pas traitées dans les normes de conception. Selon les normes de conception canadiennes S6 et W59, l'amorce d'une fissure ne peut se produire si les contraintes de compression permanentes sont deux fois plus élevées que les contraintes de traction provenant de l'écart de contrainte sollicitant la pièce en fatigue.

Les contraintes résiduelles de l'assemblage fût-semelle d'ancrage sont généralement, selon la littérature, perpendiculaires aux contraintes principales de flexion du fût, voir figure 9. Ces contraintes secondaires peuvent se situer près de la limite élastique du matériau. Des contraintes résiduelles parallèles à celles principales peuvent aussi être présentes mais de plus faible intensité. Selon les normes et les différents résultats de recherches, les contraintes résiduelles après soudage doivent être considérées comme permanentes mais n'influencent pas le développement de la phase d'amorçage. La littérature explique ce phénomène par un gradient de contrainte très élevée et très localisée pouvant plastifier localement sans pour autant générer un état de traction permanent. Par contre, la présence de telles contraintes parallèlement aux contraintes principales du fût sont significatives dans la propagation de la fissure jusqu'à la rupture de la pièce.

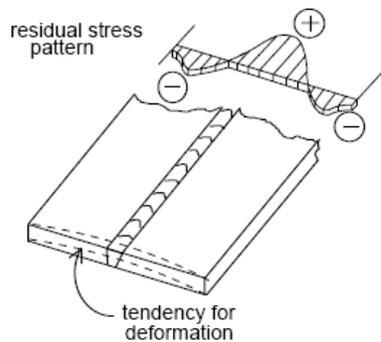


Figure 9: Contraintes résiduelles après soudage longitudinales au cordon de soudure

La propagation de la fissure à l'intérieur de la ZAT au périmètre du fût pouvant être très rapide, il a été exigé, avant la mise en place du système de renforcement, d'effectuer une inspection de la zone soudée juste avant les travaux, l'année suivant les travaux et aux trois ans par la suite. Ceci permet donc de s'assurer qu'aucune fissure n'a été oubliée lors des inspections. En fait, le système de renforcement conçu est efficace seulement si la zone soudée de la semelle inférieure au fût est dans la phase de propagation de fissure.

Pour les tours d'éclairage, la section symétrique et les vents de calculs de faibles intensités nous portent à croire que la contrainte de traction à considérer pour la conception du renfort est égale à la moitié de l'écart de contrainte donné par la norme AASHTO (2001). Le dimensionnement des barres à haute résistance de 15 mm de diamètre découle de cette contrainte de compression minimale au fût, de 4,76 mm d'épaisseur, nécessaire pour satisfaire les exigences de la norme. Par contre, une contrainte de compression maximale évitant la plastification du fût aux états limites ultimes «ELUL» a été calculée et a permis de déterminer la charge à appliquer lors de la mise en tension. On remarque sur la figure 10 que les écarts de contrainte dus aux effets du vent ont environ la même intensité (40 MPa +/-) avant et après la mise en tension des barres à haute résistance. Par contre, le fût après la mise en tension demeure toujours en compression pour une vitesse du vent maximale de 61 km/h.

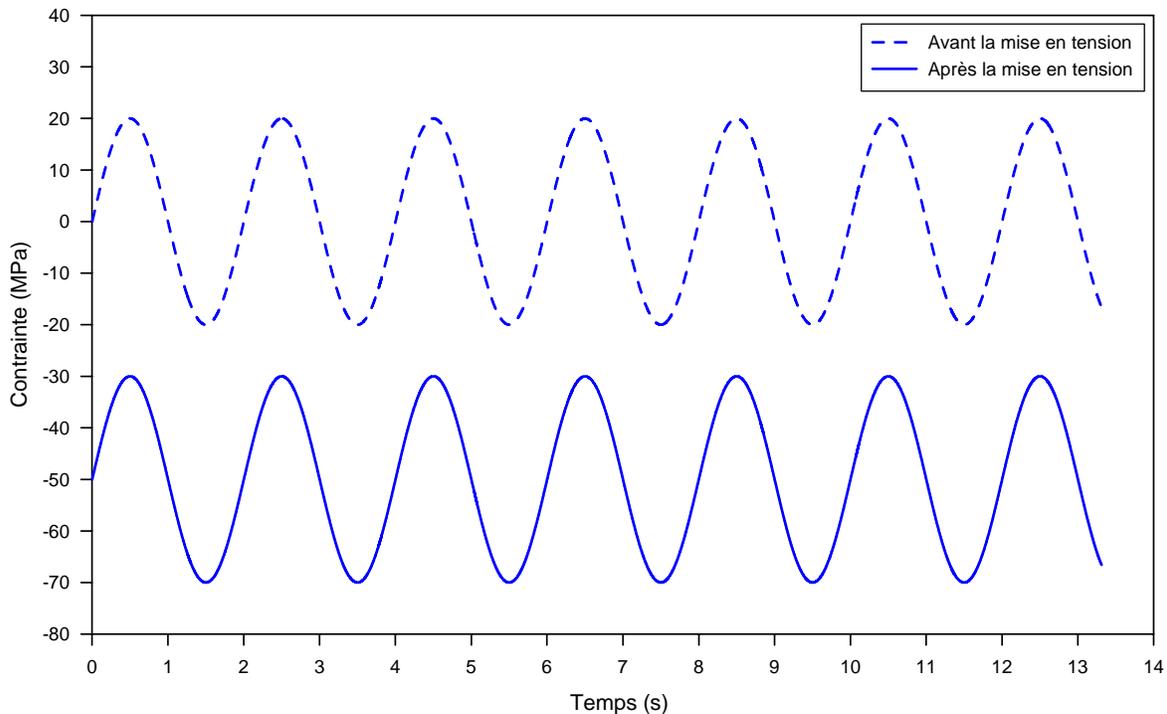


Figure 10 : Cycles de contrainte du 1^{er} mode de vibration dus aux effets des rafales naturelles (AASHTO 2001) à la base de la tour avant et après la mise en tension des barres à haute résistance

Contrairement au béton précontraint, on attribue seulement deux types de perte de précontrainte. Soit les pertes dues à la rentrée d'ancrage et celle due à la relaxation des barres. Cette dernière est fixée arbitrairement par la norme S6 à 20 MPa tandis que la rentrée d'ancrage est largement tributaire de la minutie de l'opérateur et est généralement estimée entre 1,5 mm à 3 mm. Pour une longueur de barres très faible, 2 550 mm, ces rentrées d'ancrage engendrent des contraintes théoriques non négligeables variant entre 110 et 220 MPa.

La résistance des barres aux états limites de fatigue a aussi été vérifiée. L'écart de contrainte limite suggérée par la norme S6-00 pour une barre à haute résistance crénelée est de 70 MPa. Nous avons de plus vérifié la résistance du fût de la tour à une possible rupture de 1 ou 2 barres qui occasionnerait une flexion supplémentaire permanente.

Modèle éléments finis

La conception du renfort et des pièces a été soutenue par une modélisation par éléments finis de la section inférieure du fût. Ce raffinement de conception visait à connaître premièrement les contraintes occasionnées au fût par la mise en tension de barres excentriques et deuxièmement les effets sur les contraintes de compression du fût de la porte d'accès et du cadre de renfort.

Un modèle numérique, voir figure 11, basé sur la méthode des éléments finis et représentatif des premiers 2,5 m de la tour a été réalisé, incluant le dispositif de renforcement à l'aide de barres hautes résistances ainsi que la porte dont le pourtour est raidi. Ce modèle permet la détermination de l'intensité des concentrations de contraintes induites par la mise en tension des barres. Le modèle comporte 29 650 éléments de coque quadrilatéraux de quatre nœuds, chaque nœud ayant les 6 degrés de liberté usuels (trois déplacements et trois rotations). Au total, le modèle compte 29 844 nœuds et 178 278 degrés de liberté. À noter que la plaque de base n'a pas été modélisée explicitement et on a admis que le fût était encastré à son extrémité inférieure. De plus, on a admis que le collet était parfaitement solidaire du fût grâce à la friction qui se développe entre le collet et le fût lors du serrage des boulons.

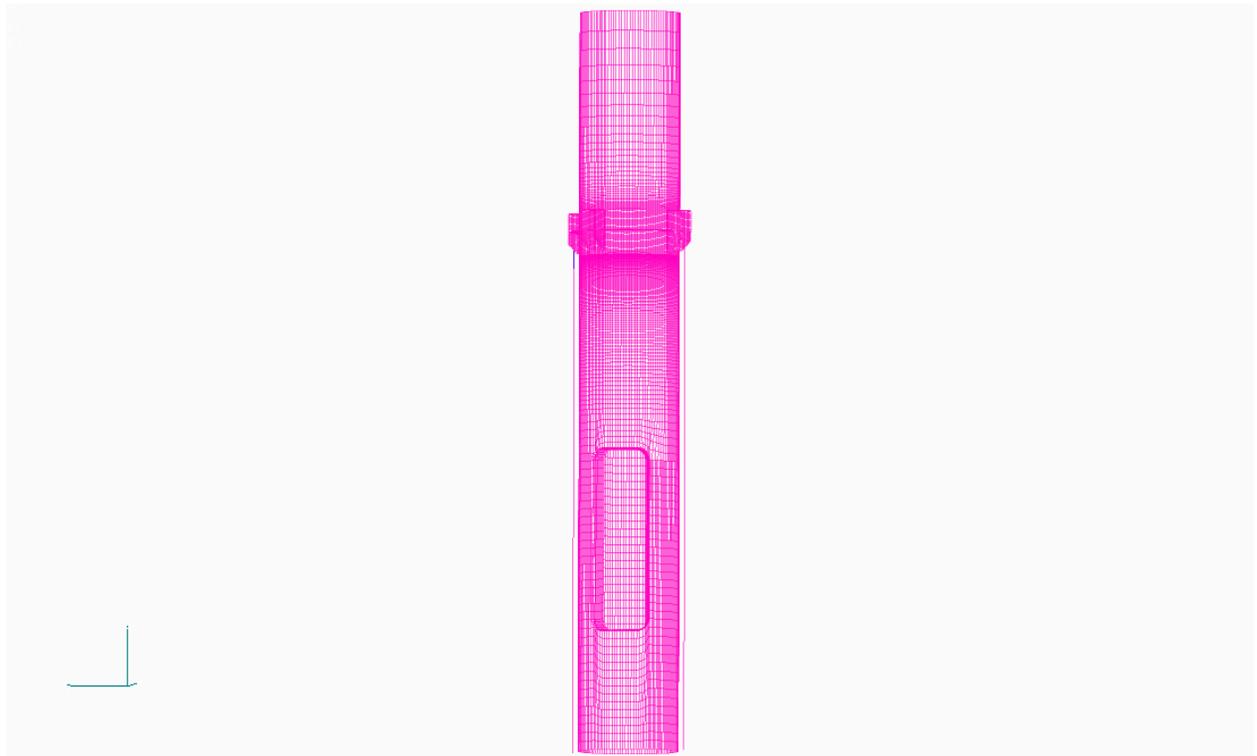


Figure 11 : Modèle éléments finis des 2,5 m inférieurs d'une tour

Résultats de la simulation numérique

Tel que l'illustre la figure 12, la simulation numérique montre, comme on s'y attend, des zones de concentration de contraintes dans le fût, au joint avec le raidisseur horizontal supérieur de la porte. La contrainte longitudinale maximale y atteint 15 MPa. Également, sur la figure 13, on constate que la contrainte longitudinale maximale au-dessus du collet dépasse 120 MPa dans le fût vis-à-vis les barres.

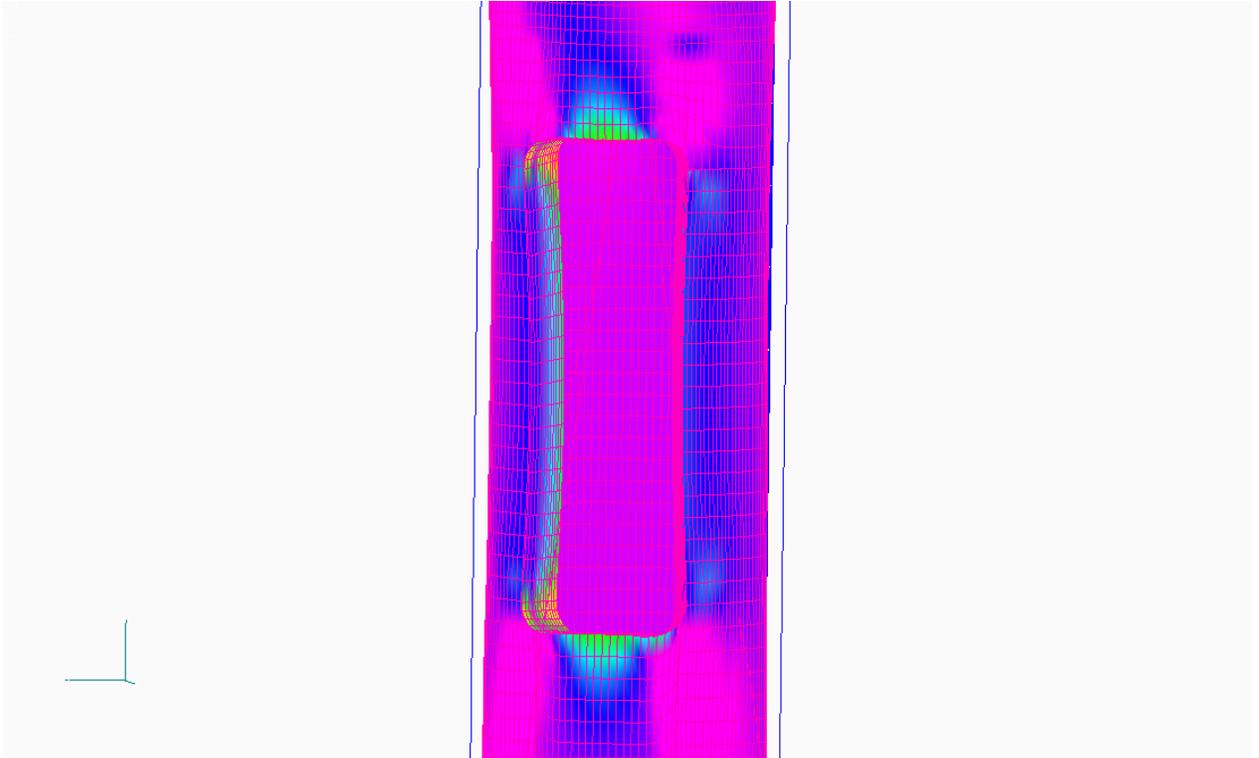


Figure 12 : Contrainte longitudinale autour de la porte

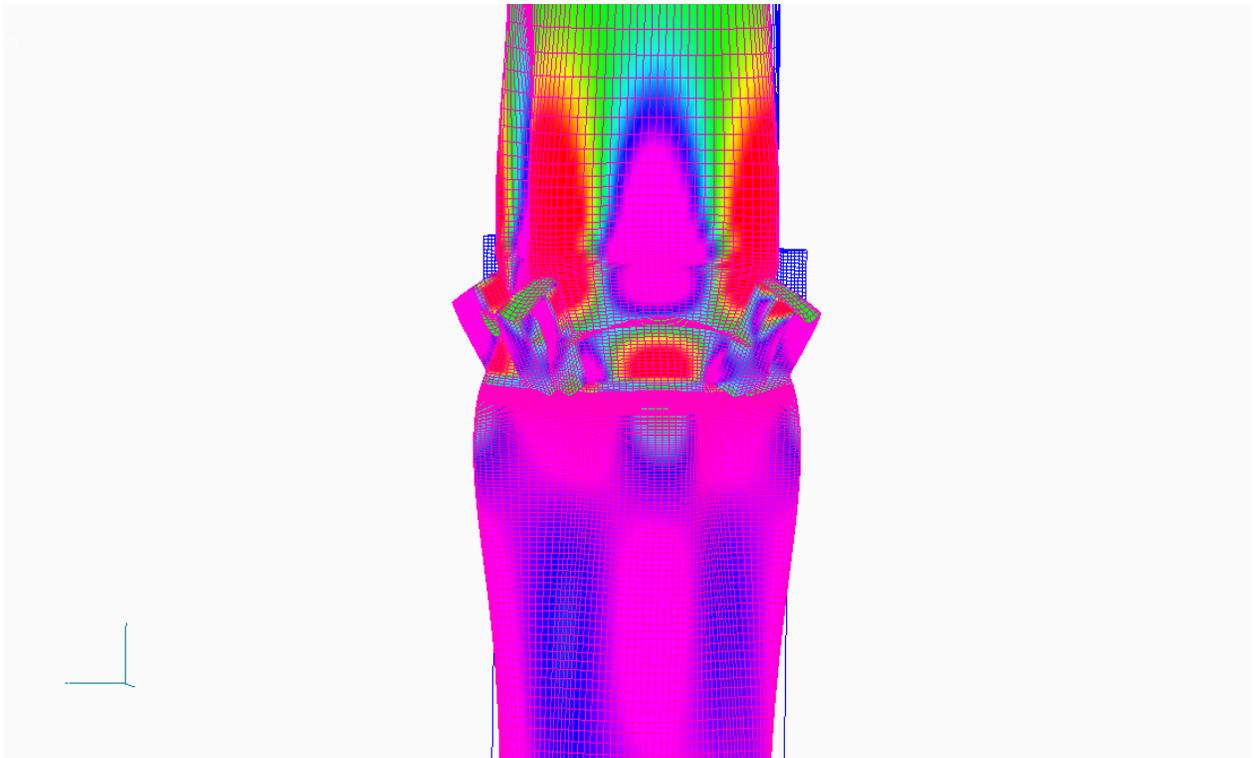


Figure 13 : Contraintes longitudinales au-dessus du collet d'ancrage

INSTRUMENTATION

Pour s'assurer que le comportement *in situ* des tours correspond aux calculs théoriques et aux résultats du modèle éléments finis, deux tours ont été instrumentées et des mesures ont été prises durant la mise en compression de la base de la tour. la figure 14 présente l'instrumentation qui a été placée sur chacune des tours.

Des jauges de déformations uni-axiales ont été soudées sur la paroi extérieure de la tour. Pour les sections 1 et 2 qui sont situées sous le collet, quatre jauges par section ont été soudées, réparties également entre les barres hautes résistances. Les contraintes de part et d'autre de la porte sont mesurées. À la section 3, six jauges ont été soudées sur la paroi, soit deux groupes de trois. Ces jauges ont été soudées au niveau d'une plaque d'appui des barres à haute résistance, tel que montré sur la figure 15. Ces jauges sont installées de manière à mesurer le gradient de contrainte au-dessus du collet, soit à 50, 100 et 150 mm du bord supérieur du collet.

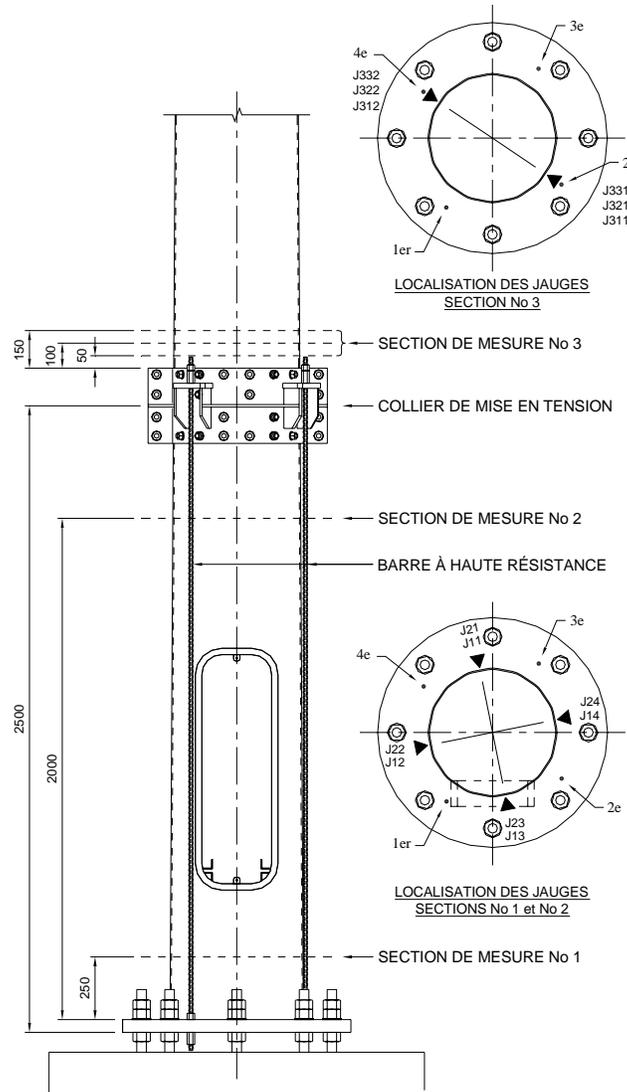


Figure 14 : Instrumentation des tours



Figure 15 : Jauges soudées sur la tour

Les barres à haute résistance ont également fait l'objet de mesure dans le but de connaître le niveau de contrainte dans chacune d'elles. La technique utilisée pour connaître la contrainte est basée sur les différentes fréquences de vibrations qui sont des harmoniques, on peut par la suite déduire la tension dans la barre. Cette technique est dérivée de la technique utilisée pour déterminer la tension des suspentes d'un pont suspendu (Talbot, 2001), connue sous le nom de technique de la corde vibrante.

Un accéléromètre a donc été fixé tel que montré sur la figure 16 sur chacune des barres à haute résistance après la mise en tension de ces dernières et des mesures de vibration ont été réalisées et la contrainte déduite par la technique vibratoire.



Figure 16 : Accéléromètre fixé sur une barre à haute résistance lors de la mesure de la tension dans celle-ci

Théorie de la corde vibrante

La figure 17 montre la technique utilisée pour déterminer la contrainte dans une suspente.

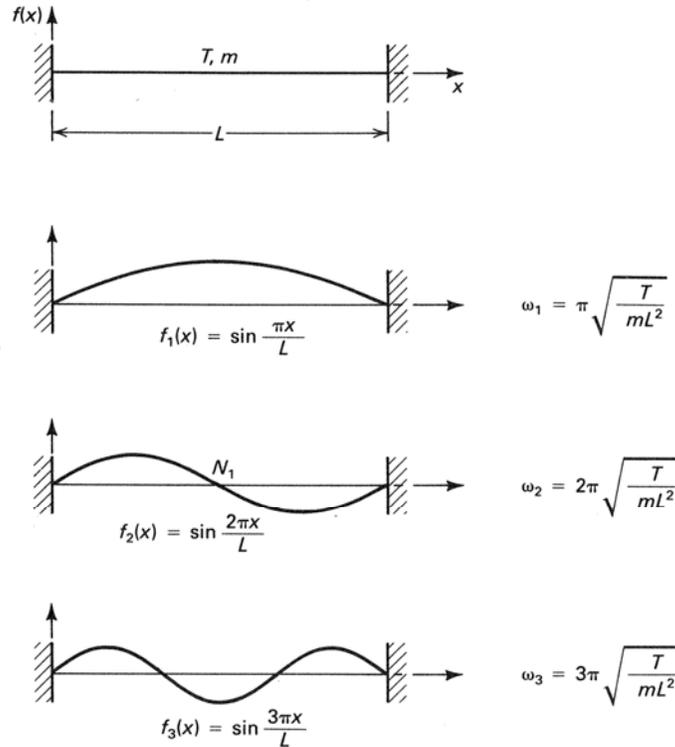


Figure 17 : Équations de la théorie de la corde vibrante

Bien entendu, cette équation s'applique pour de longues cordes flexibles, ce qui n'est pas le cas des barres à haute résistance. Dans le cas d'une longue corde, les harmoniques sont équidistants, dans le cas des barres à haute résistance, il faut tenir compte de l'inertie de la barre et les harmoniques ne sont pas équidistants. Un modèle éléments finis non-linéaire de la barre de 80 éléments encastés aux extrémités a donc été conçu pour permettre de calculer la tension. L'inertie a été obtenue en utilisant les caractéristiques physiques des barres à haute résistance présentées dans le tableau 1.

Diamètre [mm]	15
Aire [mm ²]	177
Longueur [mm]	2500
Masse linéaire [kg/m]	1,5

Tableau 1 : Propriétés physiques de la barre à haute résistance

La mesure de la contrainte est un processus itératif car on doit imposer une tension sur la barre et calculer les fréquences obtenues. La contrainte est donc obtenue par comparaison des fréquences numériques et expérimentales et en minimisant l'erreur entre la valeur numérique et la valeur expérimentale. Les six premiers harmoniques ont été utilisés pour déterminer la contrainte dans la barre à haute résistance.

Lors de la conception, la plage de valeur pour la contrainte des barres était de 514 à 645 MPa, le tableau 2 présente les fréquences de vibration pour chacune de ses contraintes.

Contrainte [MPa]	Tension [kN]	F 1 [Hz]	F 2 [Hz]	F 3 [Hz]	F 4 [Hz]	F 5 [Hz]	F 6 [Hz]
514	90,8	52,44	106,18	162,48	222,43	286,97	356,86
645	113,9	58,27	117,70	179,39	244,35	313,46	387,46

Tableau 2 : Fréquences de vibration associées aux contraintes minimales et maximales permises dans les barres

Déroulement de la mise en tension

Tel que mentionné précédemment, les jauges ont été mesurées pendant la mise en tension des barres à haute résistance et les mesures se sont poursuivies quelques minutes une fois la mise en tension terminée. La fréquence d'échantillonnage était de 10 lectures/seconde et l'acquisition a duré près de 1h15. La séquence de boulonnage était spécifiée aux plans et devis, les boulons étaient serrés en alternance et en opposition par incrément de 25 % de la tension finale, chaque incrément étant d'environ 3 secondes.

Analyse des déformations

La figure 18 montre la contrainte au niveau de la jauge J11 lors de la mise en tension des barres à haute résistance selon la séquence de boulonnage avec les quatre incréments de chargement identifiés sur la figure. On constate qu'au début de chaque incrément, de la tension est induite dans la zone de la jauge J11, cela est dû au fait que la première barre tendue est à l'opposé de la jauge. Après la mise en tension, la contrainte moyenne de la jauge J11 est de 50 MPa, et il est de 44, 34 et 42 MPa pour les jauges J12, J13 et J14 respectivement. Il est normal que la contrainte ne soit pas identique pour chacun des points de mesure puisque la tension dans les barres à haute résistance varie, induisant ainsi de la flexion plutôt qu'une compression pure. De plus, la présence de la porte vient changer la distribution des contraintes autour de celle-ci.

Pour les jauges de la section 2, les contraintes atteignent respectivement pour les jauges J21 à J24 : 64 MPa, 52 MPa, 51 MPa et 50 MPa, selon un cheminement de contrainte similaire à celui de la figure 18. Ces résultats sont très similaires aux valeurs prédites à l'aide du modèle numérique.

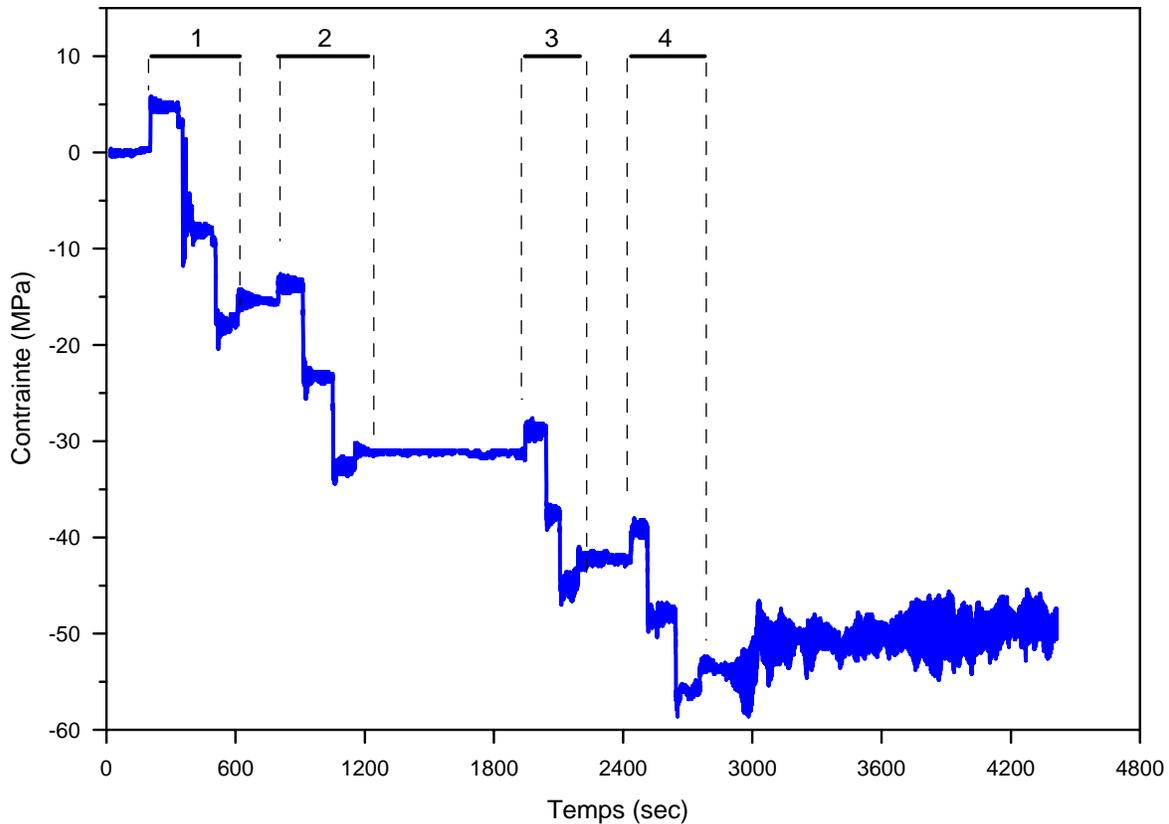


Figure 18 : Cheminement des contraintes au niveau de la jauge J11

La figure 19 montre le cheminement de contraintes des quatre incréments pour une série de jauges situées au-dessus du collet. La contrainte moyenne en tension à la fin de la mise en tension est de 36 MPa pour la jauge située à 50 mm (J311) au-dessus du collet, 35 MPa pour celle à 100 mm (J321) et de 20 MPa pour la jauge à 150 mm (J331) au-dessus du collet. On constate donc que le gradient varie peu de 0 à 100 mm au-dessus du collet et que, par la suite, la contrainte diminue rapidement.

Ce résultat représente environ le tiers de la contrainte prédite avec le modèle numérique. Cet écart peut être expliqué par la modélisation du collet qui est admis continu avec le fût et la courte longueur du fût modélisé au-dessus du collet, ce qui amène le fût à se déformer davantage en flexion.

On constate pour chaque incrément de chargement de la compression au-dessus du collet, ceci est dû au fait que les trois premières barres à être mises en tension sont celles à proximité de la section de mesure ce qui a pour effet d'introduire de la compression dans cette zone. Finalement, la dernière barre mise sous tension est celle située à l'opposé des jauges J311, J321 et J331, ramenant ainsi cette portion de la tour en tension.

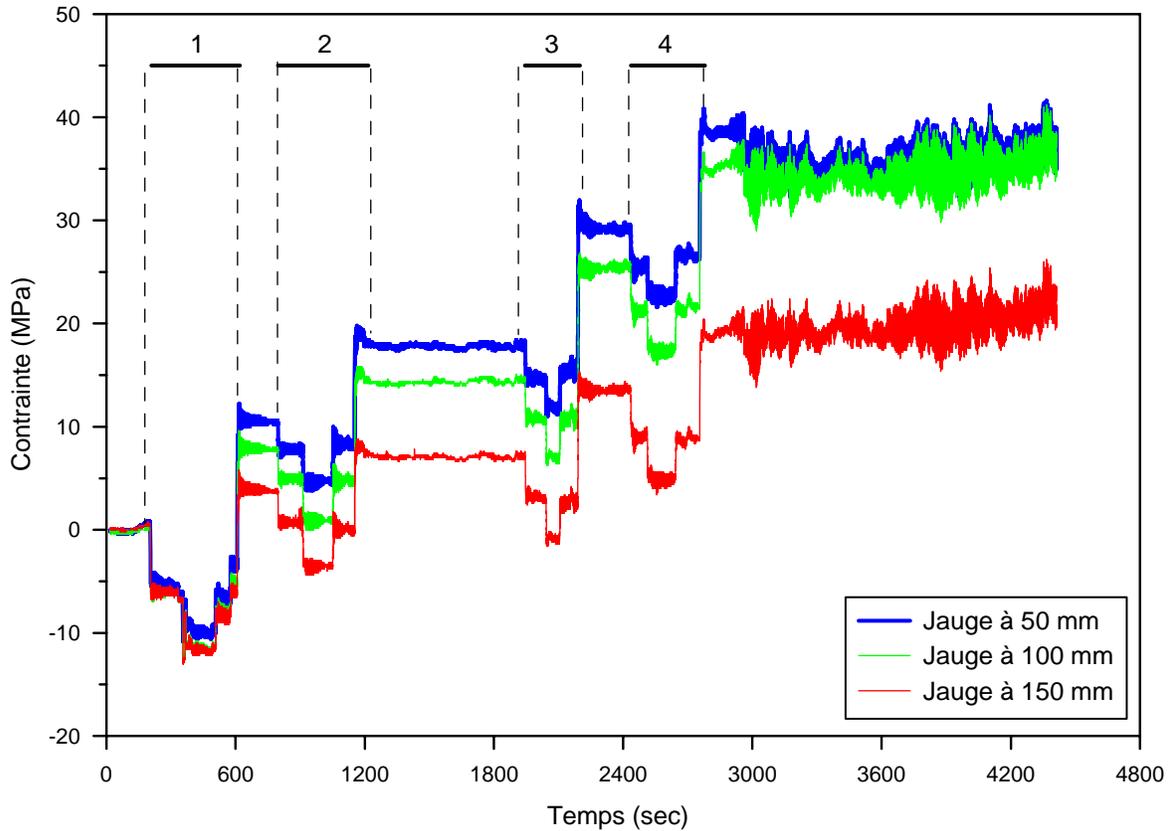


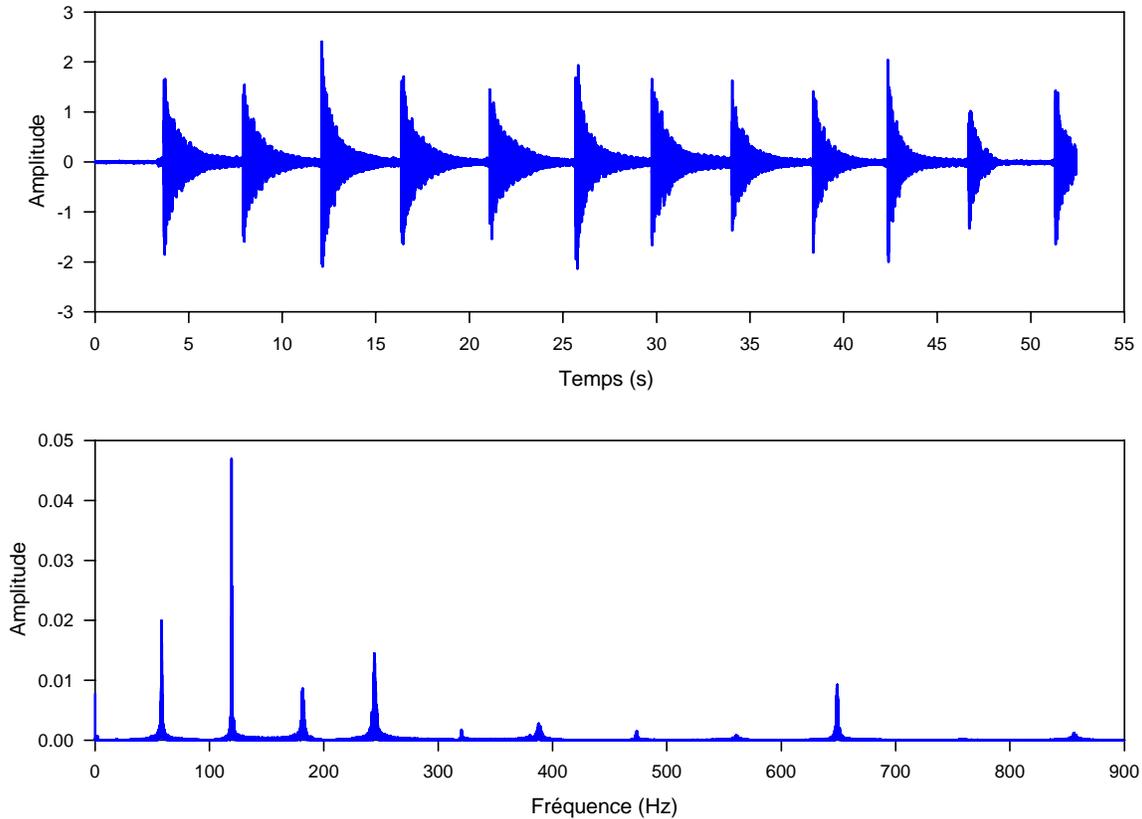
Figure 19 : Cheminement des contraintes pour les jauges au-dessus du collet

Analyse des tensions dans les barres à haute résistance

Une première mesure de la contrainte dans les barres à haute résistance s'est effectuée immédiatement après la mise en tension.

La fréquence d'échantillonnage était de 10 kHz et la durée de l'acquisition de 52,4 secondes. Étant donné la plage d'intérêt du signal recherché et la bande passante de nos filtres, l'acquisition du signal s'est faite sans filtre analogique.

La figure 20a montre un signal d'accéléromètre en fonction du temps et la figure 20b montre le signal dans le domaine fréquentiel suite à une transformation de Fourier. Il est possible d'identifier les différentes harmoniques du signal et qui sont présentés au tableau 3. Avec l'aide de ces fréquences, la tension dans la barre à haute résistance a pu être calculée avec l'aide du modèle numérique.



Figures 20a et 20b : Signal d'accéléromètre dans le domaine temporel et fréquentiel

Contrainte [MPa]	Tension [kN]	F 1 [Hz]	F 2 [Hz]	F 3 [Hz]	F 4 [Hz]	F 5 [Hz]	F 6 [Hz]
658	116,5	58,36	118,88	181,57	244,25	319,90	387,99

Tableau 3 : Résumé des harmoniques de la barre à haute résistance 2

On obtient ainsi une contrainte de 658 MPa pour la barre haute résistance 2 et il était de l'ordre de 613 MPa pour la barre 1, 665 MPa pour la barre 3 et de 709 MPa pour la barre 4. Il est à noter que ces valeurs sont un peu plus élevées que les valeurs établies lors de la conception.

Pour s'assurer que les barres conservent leur tension initiale, des mesures ont été effectuées 7 et 49 jours après la mise en tension. Le tableau 4 présente les harmoniques pour les trois temps ou des mesures ont été prises.

	F 1 [Hz]	F 2 [Hz]	F 3 [Hz]	F 4 [Hz]	F 5 [Hz]	F 6 [Hz]
0 jours	58,36	118,88	181,57	244,25	319,90	387,99
7 jours	57,99	119,26	181,62	243,98	319,47	387,31
49 jours	58,58	120,00	183,31	245,68	322,21	390,25

Tableau 4 : Résumé des harmoniques pour les mesures effectuées sur la barre à haute résistance 2 pour les trois différents temps

On peut constater que les différences sont minimales et qu'elles n'ont pas d'influence sur la valeur de la tension, celle-ci demeurant constante après la mise en tension.

CONCLUSION

Le système de renforcement conçu demeure un outil de gestion économique et sécuritaire pour le ministère. Il permet de plus de reporter les investissements liés au remplacement complet des tours d'éclairage. L'espérance de vie du système de renforcement est fonction principalement des hypothèses liées aux pressions de calculs du vent pour les effets de la fatigue émanant de la norme AASHTO (2001).

Le système de renforcement développé a été testé en chantier. Les mesures effectuées avec les jauges ont permis de corroborer les calculs théoriques de la conception ainsi que les résultats du modèle d'éléments finis. Pour la section au-dessus du collet, l'hypothèse que le collet est parfaitement solidaire du fût de la simulation numérique ne semble pas adéquate. La technique utilisée pour déterminer la tension dans les barres à haute résistance basée sur la technique de la corde vibrante en tenant compte de l'inertie de la pièce nécessitant un modèle éléments finis non-linéaire a permis de déterminer avec fiabilité la tension dans les barres à haute résistance. Les pertes de précontrainte liées à la rentrée d'ancrage, déduite des mesures de tension dans les barres, ont été plus faibles que celles estimées lors de la conception. Les mesures subséquentes effectuées sur les barres à haute résistance ont permis de déterminer que la tension n'a pas évolué jusqu'à ce jour.

Suite du projet

Au moment de rédiger cet article, l'équipe du laboratoire mobile de la Direction des structures est en préparation pour retourner effectuer des mesures sur les tensions des barres à haute résistance qui sont en place depuis près de huit mois. Également, des travaux de renforcement similaires ont été effectués récemment sur 93 tours d'éclairage de la région des Laurentides – Lanaudière, un suivi de la tension des barres à haute résistance sera également réalisé sur certaines d'entre elles.

Remerciements

Les auteurs tiennent à remercier les gens qui ont participé à la réalisation de ce projet, MM Marc Savard, ing. Ph. D., Martin Talbot, ing. Ph. D., Jacques Prévost, ing. M. Sc., Daniel Boulet, ing. Ph. D., Marcel Vallières, ing. M.Sc., Michel Ricard, t.t.p.p., André Godbout, t.t.p.p. et Marquis Cloutier, t.t.p.p. de même que M^{me} Julie Hardy de la Direction des structures, ainsi que MM Raynald Guimont, ing. et Normand Genest, t.t.p.p., de la Direction des Laurentides-Lanaudière et MM. Donald Villeneuve, ing. et Michel Labonté, t.t.p.p. de la Direction du laboratoire des chaussées.

RÉFÉRENCES

AASHTO, *Standard Specifications for Structural Supports for Highway Signs, Luminaires and Traffic Signals* . American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C. (1985).

AASHTO, *Standard Specifications for Structural Supports for Highway Signs, Luminaires and Traffic Signals* . American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C. (1994).

AASHTO, *Standard Specifications for Structural Supports for Highway Signs, Luminaires and Traffic Signals* . American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C. (2001).

AASHTO, *2002 Interim to Standard Specifications for Structural Supports for Highway Signs, Luminaires and Traffic Signals* . American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C. (2001).

Association canadienne de normalisation, *Code canadien sur le calcul des ponts routiers, S6-00*. Toronto, Ontario, Canada (2000).

Association canadienne de normalisation, *Construction soudée en acier (soudage à l'arc), W58-03*. Toronto, Ontario, Canada (2004).

Connor, R.J., Hodgson, I.C., Warpinski, M.K., Ocel, J., Brakke, B.L., *Fatigue Cracking and Inspection of High-mast lighting Towers*. International Bridge Conference 2005, June 13-15, Pittsburgh (2005)

Fisher, J.W., Kulak, G.L., Smith, I.F.C., *A Fatigue Primer for Structural Engineers*. National Steel Bridge Alliance, USA (1998)

Fouad, H.F., Calvert, E.A., Nunez, A., National Cooperative Highway Research Program, *Structural Supports for Highway Signs, Luminaires, and Traffic Signals*. NCHRP Report 411, Transportation Research Board, Washington D.C. (1998)

Ilinca, A., McCarthy, E., Chaumel, J.L., Rétiveau, J.L., *Wind potential assesment of Quebec Province*, Pergamon and Renewable Energy, Elsevier Sciences Ltd. (2003)

Kaczinski, M.R., Dexter, R.J., Van Dien, J., National Cooperative Highway Research Program, *Fatigue-Resistant Design of Cantilevered Signal, Sign and Light Supports*. NCHRP Report 412, Transportation Research Board, Washington D.C. (1998)

Ministère des Transports du Québec, *Inspection des ponts routiers soumis aux effets de la fatigue*. Notes de cours, Direction des structures et Direction du Laboratoire des chaussées, Québec, Canada (2002)

Ministry of transportation, Ontario *Higway Bridge Design Code*. Toronto, Ontario, Canada (1983).

Ministry of transportation, Ontario *Higway Bridge Design Code*. Toronto, Ontario, Canada (1991).

Ocel et al., *Fatigue Resistance of Minnesota's Traffic Signal Structures*. TRB 2006 Annual Meeting, January 23-26, Transportation Research Board, Washington D.C. (2006)

Talbot, M., *Mesure de la tension dans les suspentes et les torons des câbles porteurs du pont de l'Ile d'Orléans par une méthode d'interférométrie laser*. 8^e colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'arts, Université Laval, Québec, Canada, (2001)

Vallières, M., *Étude de la fatigue des structures de support d'équipements routiers*. 6^e Colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'arts, Université Laval, Québec, Canada, (2001)