

**Concepts généraux de la surveillance électronique des ponts routiers au
ministère des Transports du Québec**

**Marc Savard, ing, Ph. D.
et
Jean-François Laflamme, ing, M. Sc.**

**Service de l'entretien, Direction des structures
Ministère des Transports du Québec**

**Exposé préparé pour la séance intitulée :
Innovations en matière de génie des ponts (A)**

**du Congrès annuel de 2004 de
l'Association des Transports du Canada
à Québec (Québec)**

RÉSUMÉ

De nombreux ponts ne répondent plus aux exigences actuelles et des interventions de plus en plus nombreuses et coûteuses doivent être réalisées pour assurer la sécurité des usagers. Dans le cas d'une structure dont l'évaluation théorique démontre que la résistance est insuffisante, il peut s'avérer avantageux de la placer sous surveillance électronique. Dans le cadre d'une activité de télésurveillance, les tendances décelées, une fois corrigées des effets des charges routières et de l'influence des phénomènes récurrents, peuvent être considérées comme des indicateurs de la performance offerte par la structure pour supporter les charges permanentes qui lui sont imposées.

Dans ce contexte, l'objectif des travaux de recherche présentés dans cet article consiste à mettre au point une approche permettant d'interpréter les mesures de télésurveillance de manière à vérifier si la structure subi une forme d'endommagement. Ce faisant, les mesures obtenues permettent le maintien en service d'une structure jugée théoriquement inadéquate. Des exemples concrets de structures actuellement sous surveillance électronique sont présentés.

INTRODUCTION

Les infrastructures routières sont soumises à des conditions d'exploitation de plus en plus exigeantes. L'intensité des charges sollicitant les ponts est de plus en plus élevée, ce qui surcharge les structures existantes dont plusieurs ont été conçues avec des charges de calcul moindre. La fréquence élevée des passages de véhicules lourds accélère l'endommagement de la structure. Enfin, d'autres causes environnementales (affouillement, glaces, sel de déglacage, tassements, température, etc.) contribuent à rendre inaptés les structures existantes. Dans ce contexte, et considérant que la majorité des structures ont été construites dans les années 1960 et 1970 (tel qu'illustré sur la figure 1), de plus en plus de ponts ne répondent plus aux exigences actuelles et des interventions de plus en plus nombreuses et coûteuses doivent être réalisées pour renforcer ou réhabiliter les structures et assurer la sécurité des usagers.

Pour gérer l'ensemble des structures sous sa responsabilité, le ministère des Transports du Québec a implanté un programme d'inspections périodiques de ses ouvrages aussi appelés inspections générales. Ces inspections ont pour but de détecter le plus tôt possible les défauts pouvant affecter la vie utile ou la capacité d'une structure et ainsi prendre des mesures pour assurer la sécurité du public et établir les priorités et les besoins d'interventions.

Lorsque des défauts majeurs (susceptibles ou non de s'aggraver) peuvent mettre en cause la sécurité d'un ouvrage, ceux-ci sont relevés lors des inspections et sont pris en compte lors de l'évaluation théorique de la structure. Généralement, l'évaluation théorique est effectuée suivant les exigences de la norme CAN/CSA-S6 en vigueur et elle vise à déterminer la capacité portante actualisée d'une structure existante.

L'évaluation d'un pont en béton armé suivant les prescriptions de la norme canadienne revient à calculer les résistances en flexion et en cisaillement des éléments structuraux en utilisant les mêmes règles que celles utilisées pour le dimensionnement des nouveaux ponts. Cependant, de nombreuses structures existantes ne répondent pas à tous les critères de conception qui sont à la base des prescriptions actuelles. De plus, il est difficile d'évaluer la perte de capacité associée à une détérioration. Cette perte de capacité dépend de la nature de la détérioration, de sa localisation sur la pièce et de son ampleur. L'importance et la localisation

des défauts sont notées lors de l'inspection et ils doivent être pris en compte dans les calculs d'évaluation de la capacité de la structure.

La norme canadienne définit également le chargement de calcul à considérer pour l'évaluation d'un pont. Ce chargement est le même pour toutes les structures à évaluer et représente les charges des camions lourds circulant sur une des artères les plus achalandées du pays. Cependant, l'intensité des charges qui sollicitent un pont varie beaucoup d'un site à un autre, de même que le débit journalier local de véhicules lourds. Ne disposant pas de données statistiques décrivant les charges spécifiques au site du pont à évaluer, on admet l'hypothèse que tous les ponts sont soumis à l'important trafic lourd ayant conduit à la définition du chargement de calcul. Ce faisant, la marge de sécurité déterminée avec le chargement normalisé est effectivement plus élevée que celle requise si ce chargement surestime les effets du trafic routier local.

CHOIX DE L'INTERVENTION À PRIVILÉGIER

Plusieurs interventions peuvent être considérées par le gestionnaire d'une structure comportant des défauts majeurs et dont l'évaluation théorique démontre que sa capacité est insuffisante. En premier lieu, on peut procéder au renforcement ou à la reconstruction à très court terme. Dans un contexte de restrictions budgétaires, cette solution n'est envisagée que sur les structures présentant les défauts les plus aigus ou lorsque la fiabilité de l'ouvrage est remise en cause à très court terme.

En deuxième lieu, on peut restreindre l'exploitation de la structure soit en réduisant le nombre de voies offertes à la circulation, en limitant les charges permises sur la structure ou en fixant l'espacement entre les véhicules lourds (limitation du nombre de véhicules lourds pouvant charger simultanément le pont). Ces mesures restrictives sont souvent inacceptables pour une structure du réseau supérieur. La fermeture complète d'un pont est également une éventualité inacceptable lorsque aucune voie de déviation ne peut être envisagée.

Dans certains cas, on peut améliorer la précision de l'évaluation théorique en procédant à l'auscultation de la structure. L'auscultation est un ensemble d'examen et de mesures spécifiques qui visent à mieux connaître l'état réel d'un ouvrage. Les résultats de l'auscultation sont la plupart du temps utilisés pour la mise à jour des calculs d'évaluation de la structure. Il n'est pas rare que cette mise à jour démontre une réserve de capacité suffisante pour assurer l'exploitation sécuritaire de l'ouvrage.

Par ailleurs, sous certaines conditions énumérées plus loin, on peut prolonger la durée de vie utile d'une structure en la plaçant sous surveillance électronique (assimilable à une inspection particulière d'observation). Un des objectifs de cette surveillance est de suivre de façon assidue l'évolution de cet ouvrage afin de connaître le rythme d'évolution du processus d'endommagement. En déterminant les variations saisonnières des paramètres mesurés (influences thermiques), on peut définir des seuils caractérisant une situation dangereuse. Le deuxième objectif de cette surveillance est de guetter l'apparition de signes faisant craindre la possibilité d'une défaillance de l'ouvrage à court terme afin de prendre les mesures de sécurité nécessaires ou requises et préalablement définies. Dès que des mesures atteignent ou dépassent le seuil établi, les mesures de sécurité préétablies sont exécutées. La télésurveillance est donc un moyen de surveiller si le pont se comporte adéquatement sous l'effet des charges spécifiques au site du pont.

Le bon comportement de la structure sous surveillance tendra à confirmer les réserves de capacité anticipées et qui étaient négligées dans les calculs théoriques effectués suivant les prescriptions de la norme. Il peut également s'expliquer par l'intensité des sollicitations réelles qui seraient inférieures à celles prescrites (le chargement à l'ultime prescrit ayant une probabilité d'occurrence trop faible pour le site du pont à l'étude), ou encore par l'emploi d'un coefficient de majoration dynamique trop important.

PRÉMISSSES DE LA TÉLÉSURVEILLANCE

En regard des prescriptions de la norme, la télésurveillance implique que les gestionnaires acceptent un taux de détérioration théorique plus élevé et une probabilité de rupture plus grande.

La télésurveillance est pratiquée lorsque la défaillance de l'ouvrage n'est pas envisageable à court terme et que les modes de rupture anticipés sont ductiles. Dans le cas des structures en béton armé, les poutres devront être sous armées, c'est-à-dire que l'armature en traction doit atteindre sa limite élastique avant que le béton éclate en compression, et ce, si la résistance en cisaillement est suffisante pour garantir ce comportement ductile jusqu'à l'ultime. Lorsque l'ouvrage est sujet à une rupture fragile, telle qu'une rupture en cisaillement dans un élément en béton ou une rupture suite à la propagation d'une fissure de fatigue dans un élément d'acier, des mesures immédiates de renforcement visant à contrer cette éventualité doivent être réalisées. Dans tous les cas où une télésurveillance est envisagée, la fiabilité de la structure doit être assurée dans l'immédiat et ne peut être compromise que par une aggravation ultérieure des désordres.

Par ailleurs, au cours de la durée de vie d'un ouvrage, une surveillance qui n'aurait pas décelé à temps une évolution devenant préoccupante, soit à cause du vieillissement et de défauts structuraux, soit à cause de modifications des conditions d'utilisation ou d'environnement, risquerait d'aggraver les mesures à prendre, voire de mettre en péril la fiabilité et implicitement la sécurité des usagers. La télésurveillance est donc une démarche exigeante qui nécessite l'utilisation des appareils de mesure et de communication les plus performants.

Dans le cas des structures en acier, ce matériau est homogène et son comportement jusqu'à l'ultime est bien connu. De plus, l'endommagement dans les éléments d'acier est plus facile à quantifier et à tenir compte dans les calculs d'évaluation. Par contre, les éléments en béton armé disposent d'une résistance beaucoup plus difficile à quantifier avec précision. De plus, elle évolue significativement dans le temps, en fonction de l'intensité des sollicitations et de l'agressivité des éléments environnementaux qui occasionnent la corrosion et la fissuration (interne et externe).

Dans la mesure où la télésurveillance est conditionnelle au caractère ductile et évolutif des modes de rupture, elle conviendra préférablement aux structures redondantes. On dénote trois types de redondance dans les ponts, à savoir la redondance dans le cheminement des efforts, la redondance structurale et la redondance interne. La redondance dans le cheminement des efforts existe lorsque plus de deux éléments de support assurent le cheminement des charges jusqu'aux fondations. Des structures comportant deux poutres principales sont des exemples de structures non redondantes quant aux cheminements des efforts. La redondance structurale réfère au degré d'hyperstaticité d'une structure. Toutes les travées formées des

poutres principales continues ont une redondance structurale, à l'exception des travées d'extrémité. La redondance interne existe lorsqu'une rupture d'un élément d'une membrure n'entraînera pas la ruine de toute la membrure.

Le choix et l'emplacement des appareils de mesure d'un programme de télésurveillance sont conditionnés par les modes de rupture anticipés. La rupture étant le résultat du processus progressif de l'endommagement, il est primordial de bien connaître la dynamique d'exploitation de l'ouvrage.

S'étant assuré que les modes de ruptures les plus probables pour une structure sont ductiles, on peut concevoir l'instrumentation requise de manière à expliquer le comportement de celle-ci et l'endommagement éventuel. Les paramètres mesurés sont appelés variables à expliquer. On doit également identifier les paramètres qui ont un effet réversible sur le comportement de la structure, c'est-à-dire les variables explicatives. Dans l'ensemble des projets de télésurveillance, les variables explicatives sont généralement la température moyenne et le gradient thermique et plus rarement le taux d'humidité ou les niveaux d'eau.

VARIABLES EXPLICATIVES

Un structure isostatique soumise à un gradient non linéaire de température (variant suivant la hauteur de la section) subira des déformations axiales associées à la variation de la température moyenne (TM) de la section, un changement de courbure associé à la composante linéaire du gradient thermique (GT) et des déformations correspondant aux contraintes auto équilibrées. Dans le cas d'une structure hyperstatique, des moments dits de continuité influencent la déformée par l'entremise des réactions d'appuis supplémentaires qui empêchent les déplacements verticaux associés au gradient thermique ou à la température moyenne.

On peut, à l'aide des mesures des sondes thermiques décomposer le gradient thermique non linéaire en une composante uniforme (la température moyenne) et une composante linéaire (le gradient thermique linéaire). Pour simplifier les calculs, on suppose que la température est uniforme sur la largeur de la section. Une description complète de la procédure de calcul est présentée par Michaud *et al* (1998) ⁽¹⁾.

Les capteurs utilisés pour mesurer la température sont des capteurs résistifs RTD présentés à la figure 2 et sont installés dans un trou foré. Ces capteurs sont reconnus pour leur précision et leur stabilité à long terme.

VARIABLES À EXPLIQUER

FISSURE

Une évolution de l'importance des fissures (de leur longueur ou de leur ouverture) et de leur nombre laissent présumer un comportement inadéquat de la structure. L'apparition de fissures importantes peut être le signe d'une plastification des armatures tendues. Elle peut aussi traduire une perte d'adhérence des aciers au béton par suite d'une corrosion très avancée ou d'une dislocation interne du béton. De tels défauts nécessitent des mesures de renforcement immédiat.

Certaines fissures de cisaillement et de flexion sont instrumentées afin de suivre leur progression et déterminer si elles sont actives. Celles-ci sont choisies sur la base de l'inspection réalisée précédemment. Pour mesurer le souffle d'une fissure, des capteurs de type potentiométrique ou LVDT (Linear Voltage Displacement Transducer) sont utilisés tels que ceux présentés à la figure 3. Le plongeur s'appuie sur une cornière qui a été placée de l'autre côté de la fissure et on mesure le souffle par rapport à la valeur initiale mesurée par le capteur. Les capteurs ont une plage de valeur normale de +/- 12,5 mm selon le modèle choisi.

FLÈCHE

La flèche au centre d'une poutre est un bon indicateur du comportement en flexion de la structure. Si la structure s'endommage, la flèche au centre augmentera une fois soustraits les effets thermiques associés aux changements saisonniers et journaliers.

Pour mesurer la flèche au centre, on dispose des inclinomètres également espacés sur la moitié de la longueur de la poutre. La figure 4 illustre les inclinomètres disposés le long de la travée pour un projet particulier. Ces capteurs ont une plage de valeurs de ± 3 degrés, une résolution de l'ordre de 6×10^{-4} degré et une linéarité inférieure à 2 % de la pleine échelle comme celui présenté à la figure 5. Ils sont installés sur une plaque en aluminium fixée à l'aide d'un ancrage dans le béton et de vis d'ajustement permettent la mise au niveau des appareils.

Différentes approches peuvent être exploitées pour estimer la flèche au centre à partir des mesures d'inclinaison en différents points, généralement une procédure d'intégration numérique est utilisée. Les mesures de quelques inclinomètres successifs suffisent pour déterminer les coefficients d'un polynôme représentatif de la variation de la rotation le long d'un tronçon. Le déplacement estimé à l'extrémité d'un tronçon est obtenu par intégration du polynôme et les résultats pour chaque tronçon peuvent être sommés de manière à approcher la flèche totale au centre de la travée.

AXE NEUTRE ET COURBURE

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 sont des paramètres ayant une incidence sur la résistance en flexion d'une poutre et pouvant être affecter par le processus d'endommagement (Savard *et al.*, 2003) ⁽²⁾.

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 ou vers le bas de la poutre selon le signe du moment fléchissant interne.

À l'aide de jauge de déformation sur les barres d'armatures aux extrémités d'une poutre en béton armé ou ancré dans le béton d'une structure précontrainte, il est possible de calculer ces variables selon les dimensions de la structure. Les détails de cette démarche sont présentés dans Savard *et al.* (2003) ⁽²⁾.

Pour mesurer la courbure et l'axe neutre, on utilise un minimum de deux capteurs à cordes vibrantes qui consistent en une corde en acier tendue entre deux extrémités fixes

comme le montre la figure 6. Le changement de tension induit un changement de la fréquence de résonance de la corde. La plage de valeur est de $\pm 3\ 000\ \mu\epsilon$.

SYSTÈME D'ACQUISITION DE DONNÉES

La réalisation de campagnes de mesure de télésurveillance est une opération exigeante du point de vue électronique. Le système d'acquisition de données utilisé doit être fiable, robuste, polyvalent, de grande précision et facile d'utilisation. Plus particulièrement, il doit :

- avoir une mémoire de taille suffisante;
- être polyvalent (capable de lire les données de différents types de capteurs);
- pouvoir opérer dans des conditions environnementales difficiles (température élevée ou basse (de -25°C à $+40^{\circ}\text{C}$), taux d'humidité élevé, vibrations et chocs souvent non négligeables);
- pouvoir interroger un nombre élevé de capteurs et offrir une possibilité d'expansion;
- avoir un niveau de précision élevé, supérieur à 12 bits;
- être autonome (ne nécessitant pas le concours d'un ordinateur pour effectuer et enregistrer les mesures).
- permettre l'acheminement des données ou de messages d'alarme par téléphonie terrestre, cellulaire ou satellitaire selon le cas.

Les capteurs de même type sont branchés au système d'acquisition de données par l'entremise d'un multiplexeur, tel que montré sur la figure 7. Dans tous les cas, l'alimentation électrique du système est assurée par le réseau électrique public auquel on ajoute un conditionneur de ligne, éliminant les surtensions (figure 8). La communication a lieu via une ligne téléphonique terrestre, cellulaire ou satellitaire.

Le système d'acquisition de données effectue une lecture de tous les capteurs à toutes les dix minutes, à l'aide desquelles une moyenne horaire est calculée et enregistrée. Cette façon de faire permet de détecter toute anomalie de fonctionnement d'un capteur. Elle permet également de suivre le comportement de la structure au fur et à mesure que les déformations d'origine thermique se produisent. Toute irrégularité du comportement de la structure peut alors être décelée et interprétée lors de l'analyse subséquente.

Sur certaines structures, lorsque les effets du trafic doivent être éliminés, la procédure de lecture est modifiée de manière à effectuer quatre lectures consécutives toutes les dix minutes et enregistrer la moyenne horaire de ces lectures.

Le transfert des données se fait automatiquement le lundi matin alors que le poste de réception (figure 9) communique avec toutes les stations.

Afin de s'assurer de l'intégrité du système d'acquisition de données et du bon comportement de la structure, certains paramètres ont été identifiés et des seuils d'alarme ont été fixés. Advenant le cas où l'un des seuils serait dépassé, une procédure de retour d'appel (call-back) est initiée par le système d'acquisition de données vers le poste de réception qui

achemine, le cas échéant, un courrier électronique aux personnes concernées afin qu'elles exécutent les actions prévues, selon le cas.

L'établissement des seuils d'alarme constitue l'étape la plus délicate de l'implantation d'un programme de télésurveillance. Les défauts relevés lors des inspections ne constituent que des indices du niveau d'endommagement atteint et sont utilisés, dans les calculs courants, pour réduire de manière très approximative la résistance. Il apparaît que la méthode la plus efficace pour établir les seuils d'alarme consiste à modéliser la structure pour identifier les modes de rupture à anticiper et définir, après un traitement statistique des mesures *in situ* obtenues durant la première année de la surveillance, les seuils de tolérance. On détermine la valeur d'un seuil (ou de son taux d'augmentation) en tenant compte de l'indice de fiabilité jugé acceptable pour la structure étudiée.

COÛTS ASSOCIÉS À LA SURVEILLANCE ÉLECTRONIQUE

L'achat des différentes pièces d'équipement (capteurs, système d'acquisition de données, dispositifs de télécommunication) représente un coût total de l'ordre de 40 000 \$. Il est à noter que la très grande majorité des capteurs ainsi que les systèmes d'acquisition de données sont réutilisables.

Les coûts d'installation sont assez variables puisqu'ils dépendent des services externes, tels que l'accès à l'élément à ausculter (nécessité ou non d'une nacelle ou d'échafaudages), des besoins en signalisation et du type de capteur utilisé. En effet, l'installation de certains capteurs nécessite le perçage ou la démolition d'une portion du béton de la membrure à instrumenter. Compte tenu qu'il s'agit d'une intervention ponctuelle de courte durée (généralement de deux à trois jours), les coûts d'installation n'ont pas un impact majeur sur la viabilité d'un projet de surveillance électronique.

Normalement, l'installation du système de surveillance par une équipe de trois personnes nécessite une semaine de travail, soit un déboursé de l'ordre de 6 000 \$. Le traitement et l'analyse des données sont réalisés par un ingénieur qui consacre environ l'équivalent de deux jours par mois à cette tâche. De plus, on doit assurer le bon fonctionnement du système et effectuer les interventions requises en cas de bris d'une pièce d'équipement, calibration des capteurs (aux trois ans), panne de courant, etc. Ces travaux d'entretien occupent deux personnes pendant dix jours.

EXEMPLES DE STRUCTURES SURVEILLÉES

PONT EN BÉTON ARMÉ DE 4 POUTRES

Un pont en béton armé de trois travées simplement appuyées construit en 1950 et illustré sur la figure 10 montre de nombreuses fissures de cisaillement près des extrémités des quatre poutres de la section transversale du pont. Certaines fissures atteignent plus de 3 mm de largeur. Depuis août 1996, quelques fissures se sont élargies de près de 1 mm. D'autres fissures sont actives et se prolongent jusque sous la dalle. Après une évaluation de la structure en tenant compte des fissures de cisaillement relevées, le facteur de capacité de surcharge est inférieur aux exigences de la norme canadienne en vigueur, autant en flexion qu'en cisaillement.

Pour prolonger la durée de vie utile de cette structure, des travaux de renforcement partiels à très court terme assurant un niveau de sécurité suffisant avant la reconstruction prévue de l'ouvrage ont été réalisés. Étant donné la faiblesse marquée de la résistance en cisaillement du pont et que le mode de rupture associé est fragile, des étriers extérieurs ont été rajoutés. De plus, la structure a été placée sous haute surveillance depuis janvier 1999.

Un total de dix fissures ont été instrumentées de manière à mesurer l'ouverture et la fermeture de celles-ci. Quatre niveaux électroniques de type «tiltmètre» ont été fixés à l'extrémité d'autant de poutres.

On présente sur la figure 11a la variation du souffle d'une fissure en fonction du temps et sur la figure 11b, cette même mesure en fonction du gradient thermique. La figure 11b démontre la corrélation (coefficient de détermination égal à 0,80) qui existe entre les effets thermiques et le souffle de la fissure. Ces effets étant réversibles, le degré d'activité de cette fissure ne doit pas être associé à de l'endommagement permanent.

Depuis la mise sous surveillance de la structure, les mesures n'ont montré aucune signe de dégradation de l'ouvrage pour les modes de rupture anticipés. Les travaux de reconstruction de ce pont ayant débuté à l'automne 2003, la surveillance électronique aura donc permis de maintenir cette structure en service pendant plus de huit ans après la détection de défauts structuraux importants.

PONT EN BÉTON ARMÉ DE 2 POUTRES

La géométrie de ce pont, construit en 1944, est présentée sommairement à la figure 12. À noter le fort biais (56 °) qui caractérise le tablier de ce pont.

Une inspection visuelle de cette structure a révélé la présence de fissures de cisaillement larges (plus de 1 mm) près des extrémités des poutres, de même que des fissures de flexion de taille moyenne (jusqu'à 1 mm) qui semblent dues à l'effet d'un moment négatif aux extrémités des deux poutres. Près du centre des poutres, des fissures de flexion sont également notées. De plus, une longue fissure longitudinale large (atteignant 2 mm à certains endroits) est également visible sous la dalle, entre les deux poutres. Finalement, des taches d'efflorescence et de la délamination affectent l'extrémité des poutres ainsi que les diaphragmes.

Ce pont a fait l'objet d'une évaluation de sa capacité suivant les prescriptions de la norme canadienne CAN/CSA-S6-88⁽³⁾. Les résultats de l'évaluation théorique ont révélé que la structure ne peut reprendre qu'une petite fraction de la charge légale autorisée sur cette route, en flexion comme en cisaillement.

Compte tenu qu'une restriction des charges pouvant solliciter ce pont ne constitue pas une solution acceptable pour le milieu, il a été décidé de remplacer la structure. Cependant, étant donné que son état ne laisse pas prévoir de rupture imminente et qu'on retrouve ce type de structure en assez grand nombre dans les réseaux routiers québécois (soixante-seize structures similaires au total dans le réseau routier québécois), un programme de télésurveillance du pont a été mis sur pied en janvier 2000, afin de connaître le rythme de progression de l'endommagement dans ce type de structure offrant peu de redondance structurale. Le but de cette opération est donc de mesurer la progression de quelques mécanismes d'endommagement, et non de surveiller la structure pour en vérifier la fiabilité par rapport à tous les modes de rupture possibles. L'instrumentation requise devra être

suffisamment sensible pour détecter les comportements inadéquats, sans nécessairement devoir les expliquer. Ainsi, le suivi de la progression des fissures de cisaillement sera effectué, bien que le mode de rupture correspondant soit de nature fragile. L'affaissement progressif (ductile) du centre d'une travée, s'il a lieu, fera également l'objet d'une surveillance. Finalement, l'évolution de la fissure longitudinale sous la dalle devra également être investiguée, compte tenu du fort biais qui caractérise le tablier du pont et qui occasionne d'importants efforts de flexion transversale dans la dalle. Malgré la présence de ces équipements de surveillance, la décision de remplacer la structure à court terme est demeurée effective.

Pour mesurer la température interne, dix sondes thermiques de précision ont été introduites près du centre des deux poutres du pont. Le soufflé de six fissures importantes situées dans la moitié est du pont a été enregistré à l'aide de potentiomètres. De plus, deux tiltmètres ont été posés sur la poutre aval ce qui permet d'estimer la flèche au centre de la poutre. En juillet 2003, seize cordes vibrantes ont été soudées sur l'armature à six sections de mesure (trois sections par poutre), de manière à estimer la courbure et l'axe neutre à chaque section.

La figure 13 présente le soufflé d'une fissure de la poutre amont en fonction du temps. Dans ce cas-ci, le coefficient de corrélation s'élève à 0,92, ce qui signifie que 92 % du soufflé mesuré est causé par le gradient thermique.

L'analyse de l'ensemble des données révèle que le comportement de la structure est satisfaisant et aucun endommagement significatif n'a été relevé. De plus, cette structure fait l'objet d'un projet de recherche universitaire portant sur l'évaluation de la fiabilité des ouvrages d'arts. L'analyse des données des nouveaux capteurs permettra de valider la procédure décrite par Savard *et al* (2003) visant la mise à jour de l'indice de fiabilité de la structure.

CAISSON EN BÉTON PRÉCONTRAIT 1

Le profil de ce pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs est présenté sommairement sur la figure 14. À l'époque de la construction de ce pont, la portée de 181,4 m de la travée centrale constituait un record en Amérique du Nord pour cette catégorie de ponts.

Dès sa mise en service en novembre 1978, une flèche permanente est apparue graduellement au centre de la travée centrale. En 1987, cet affaissement atteignait 300 mm et était accompagné de nombreuses fissures dans le hourdis supérieur des travées d'extrémité et dans la travée centrale. Le manque de précontraint ayant causé ces désordres origine de quatre sources différentes, à savoir (Rivest et Massicotte, 1993) ⁽⁴⁾:

- l'utilisation de coefficients de calcul de perte de précontrainte trop optimistes;
- la mauvaise qualité des matériaux et le manque de soin dans la mise en œuvre causant un fluage plus important;
- les effets des gradients thermiques qui ont été négligés dans les calculs lors de la conception; et
- les mauvaises proportions de la travée centrale, le ratio portée/profondeur ne répondant pas aux recommandations émises à l'époque.

Pour corriger cette situation, des travaux de renforcement ont été réalisés en 1992 et consistaient en l'ajout de précontraint à l'intérieur de l'unique caisson formant la section du pont, soit l'équivalent de 30 % de la précontrainte initiale.

Le pont fait actuellement l'objet d'une télésurveillance depuis mai 2001. Cette surveillance a pour objectif de vérifier si l'affaissement de la travée centrale a été enrailée par la précontrainte rajoutée, et ce, sous l'effet de charges lourdes plus fréquentes depuis la limitation de charge imposée à une structure adjacente.

Pour mesurer la flèche au centre, on a disposé seize inclinomètres espacés de 7,5 m sur le hourdis inférieur d'une moitié de la travée centrale. La figure 4 illustre les inclinomètres le long de la travée. Pour mesurer les effets thermiques dans le caisson, soit la température moyenne et le gradient thermique, vingt-quatre sondes thermiques ont été introduites dans les parois d'une même section située près du centre de la travée centrale du pont. Pour compléter l'instrumentation, le souffle de trois fissures importantes localisées dans la travée extérieure a été enregistré à l'aide de potentiomètres. À noter que ces fissures ont été injectées d'époxy lors des travaux de renforcement.

La figure 15a présente la flèche au centre en fonction du temps et sur la figure 15b la courbure au centre est présentée en fonction du temps. On constate que ces deux paramètres varient avec les variations journalières de la température ainsi qu'avec les variations saisonnières. Ces variations de la flèche et de la courbure sont essentiellement causées par les effets thermiques (coefficient de détermination de 0,85) et aucun endommagement significatif à caractère permanent n'est détecté. Étant donné le bon comportement manifesté par ce pont sous l'influence des sollicitations locales, le programme de surveillance de ce pont se terminera au cours de l'été prochain et seules des mesures ponctuelles du profil de la travée centrale (par nivellement) seront prises pendant encore quelques années.

CAISSON EN BÉTON PRÉCONTRAIT 2

Ce pont, construit en 1963, est un caisson en béton précontraint de trois travées continues à inertie variable. La figure 16 montre une vue en élévation de la structure. Au moment de sa construction, il s'agissait du premier ouvrage du genre en Amérique du Nord quant à sa méthode de construction en porte-à-faux successifs sans échafaudages. Ce pont comporte une travée centrale de 80,772 m et deux travées d'approche de 40,386 m.

Dès sa mise en service, une flèche permanente est apparue graduellement au centre de la travée centrale. En 1985, des fissures verticales et diagonales ont été détectées dans les voussoirs d'extrémités et dans certains voussoirs de la travée centrale près du voussoir clé. De plus, quelques fissures horizontales sont apparues à l'intérieur du caisson dans les âmes, près du hourdis supérieur.

Ces défauts ont été causés par les efforts associés au fluage et au gradient thermique qui n'avaient pas été considérés lors de la conception, de même qu'un manque d'armature verticale sur les faces intérieures des âmes du caisson au niveau du hourdis supérieur. En 1988, il a donc été décidé d'ajouter de la précontrainte longitudinale et verticalement sur la face intérieure des âmes du caisson.

Une inspection subséquente a révélé la présence de chlorure dans la dalle et à l'intérieur du hourdis inférieur de la structure. Ces infiltrations ont sans doute été causées par l'absence

d'une membrane d'étanchéité sur le tablier. Il en résulte une dégradation accélérée de la structure.

Un programme de surveillance électronique a été entrepris en novembre 2002. Pour ce faire, huit tiltmètres ont été installés à 10 m d'intervalle de manière à calculer la flèche au centre, un autre tiltmètre a été installé sur le dessus d'une pile (de 20 m de hauteur) pour mesurer la rotation de ce point, et seize capteurs de température ont été installés dans les parois d'une même section transversale afin d'estimer les effets thermiques. Également, deux sections de mesure comportant chacune deux cordes vibrantes ont été mises en place pour calculer l'axe neutre et la courbure à ces endroits. Finalement, deux potentiomètres ont été installés sur la structure pour mesurer le mouvement longitudinal de la structure. Le premier mesure le déplacement relatif du tablier par rapport à la culée sud et le second mesure le mouvement relatif du tablier par rapport au sommet de la pile sud.

La figure 17 montre l'évolution de l'ouverture du joint de dilatation au-dessus de la culée sud du pont en fonction du temps. La corrélation entre l'ouverture du joint et la température moyenne est très élevée, ce qui est conforme aux attentes. Par ailleurs, l'évolution de la flèche au centre du pont devra faire l'objet d'une attention particulière puisqu'un affaissement progressif à caractère permanent a été détecté. Dans ces circonstances, les études préliminaires requises pour le remplacement de la structure évaluée à plus de cinq millions de dollars ont été devancées de quelques années.

CONCLUSION

L'établissement d'un programme de surveillance électronique permet au gestionnaire d'un ouvrage de bénéficier de la réserve de capacité dont dispose une structure et qui est négligée dans les calculs normalisés d'évaluation. Deux exemples concrets de ponts ayant une réserve de résistance exploitable pour le reste de la durée de vie utile souhaitée ont été présentés dans cet article.

Également, il peut être avantageux de placer une structure sous surveillance électronique pour s'assurer que celle-ci a un comportement adéquat sous l'effet du trafic lourd local. On admet ainsi que le chargement de calcul proposé dans la norme pour l'évaluation des ponts routes n'est pas représentatif des conditions locales d'exploitation.

L'implantation d'un programme de surveillance électronique dans le but de prolonger la durée de vie utile d'un ouvrage est une opération exigeante. Cependant, elle permet l'exploitation optimale du capital investi avec un niveau de fiabilité acceptable et à un coût bien inférieur à celui d'un ouvrage neuf.

RÉFÉRENCES

- 1 - Michaud, M, Massicotte, B. et Bastien, J. 1998. «Déformations différées des ponts faits de poutres préfabriquées en béton précontraint avec dalle coulée en place», Rapport n° EPM/GCS-1998-04, École Polytechnique de Montréal, décembre.

- 2 - Savard, M., Bastien, J. et JOLIN, M. (2003). «Mise à jour de l'indice de fiabilité de ponts en béton armé par télésurveillance», Innovation Transport, ministère des Transports du Québec, n°. 16, avril.
- 3 – CAN/CSA S6-88, 1988. Code canadien sur le calcul des ponts routiers. Conseil canadien des normes, Willowdale, Ontario.
- 4 - Rivest, S. et Massicotte, B. 1993. «Étude du comportement du pont de Grand-Mère et évaluation de son renforcement». Rapport n°. EPM/GCS-1993-10, École Polytechnique de Montréal, novembre.

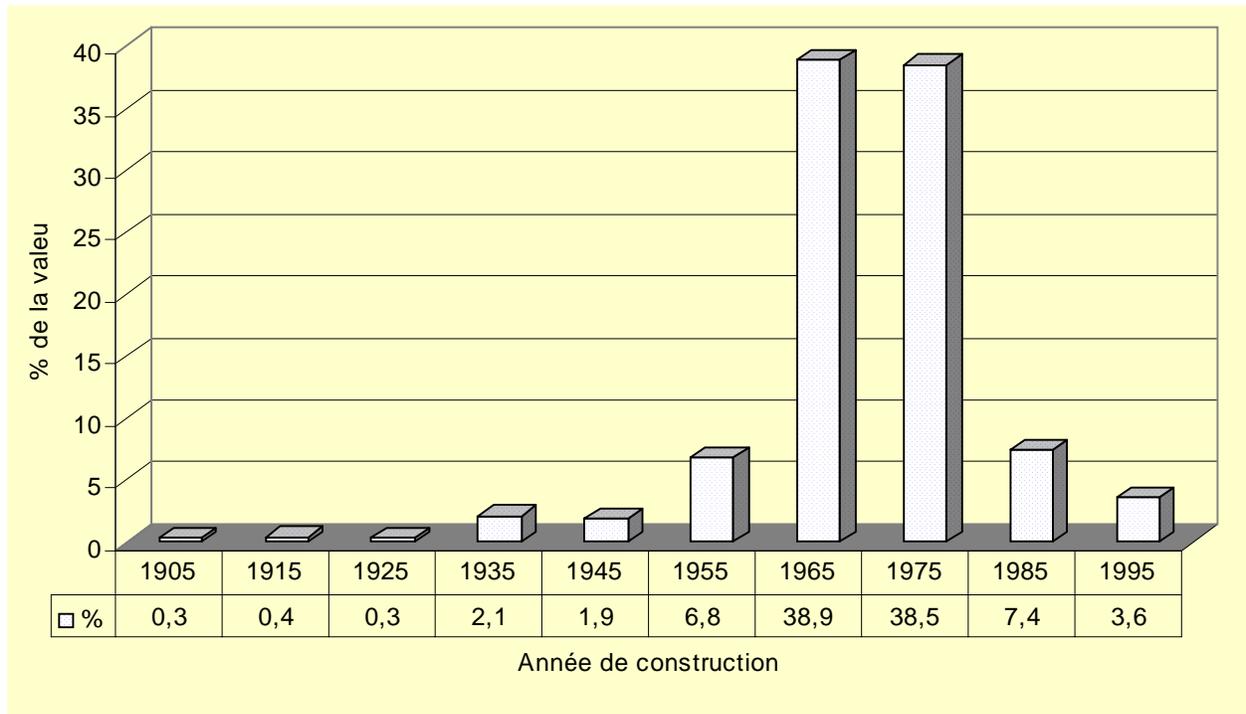


Figure 1 : Valeur du parc des structures en fonction de l'année de construction de l'ouvrage



Figure 2 : Capteur résistif de température RTD



Figure 3 : Potentiomètre mesurant le souffle d'une fissure

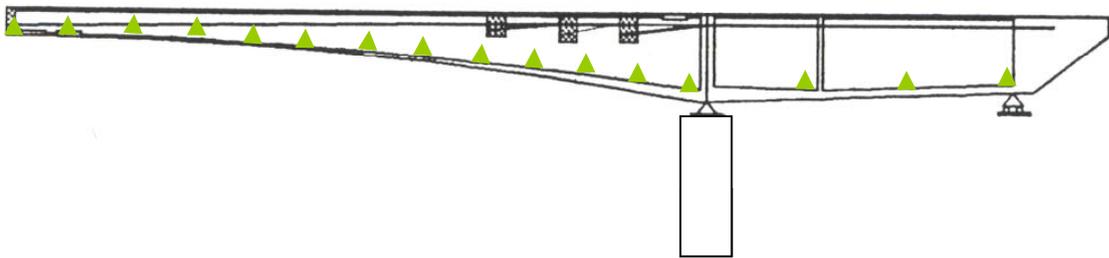


Figure 4 : Profil d'inclinomètre sur une structure



Figure 5 : Inclinomètre



Figure 6 : Jauges de déformation à cordes vibrantes installées sur une surface de béton ou soudées sur une barre d'armature

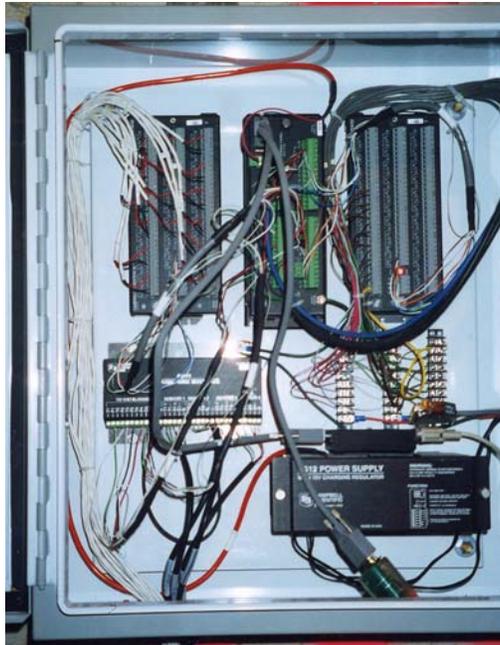


Figure 7 : Système d'acquisition de données utilisé pour la télésurveillance d'un pont

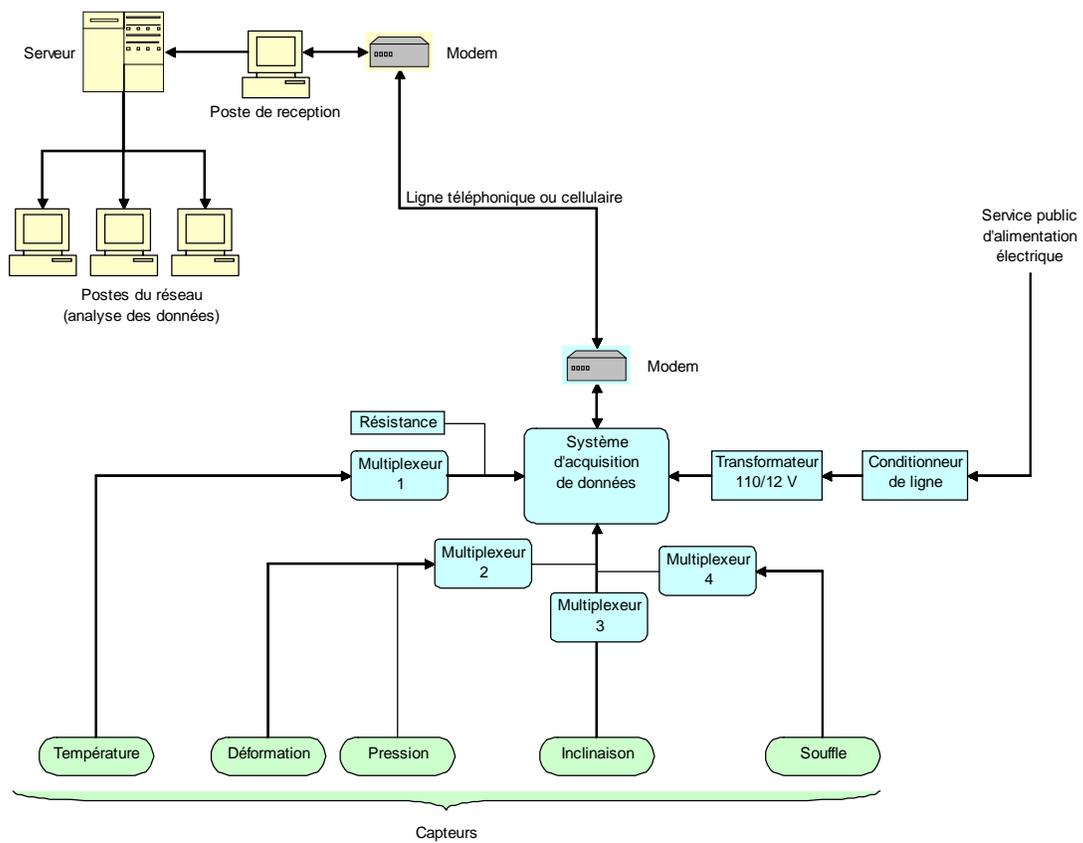


Figure 8 : Schéma d'une installation de télésurveillance d'une structure

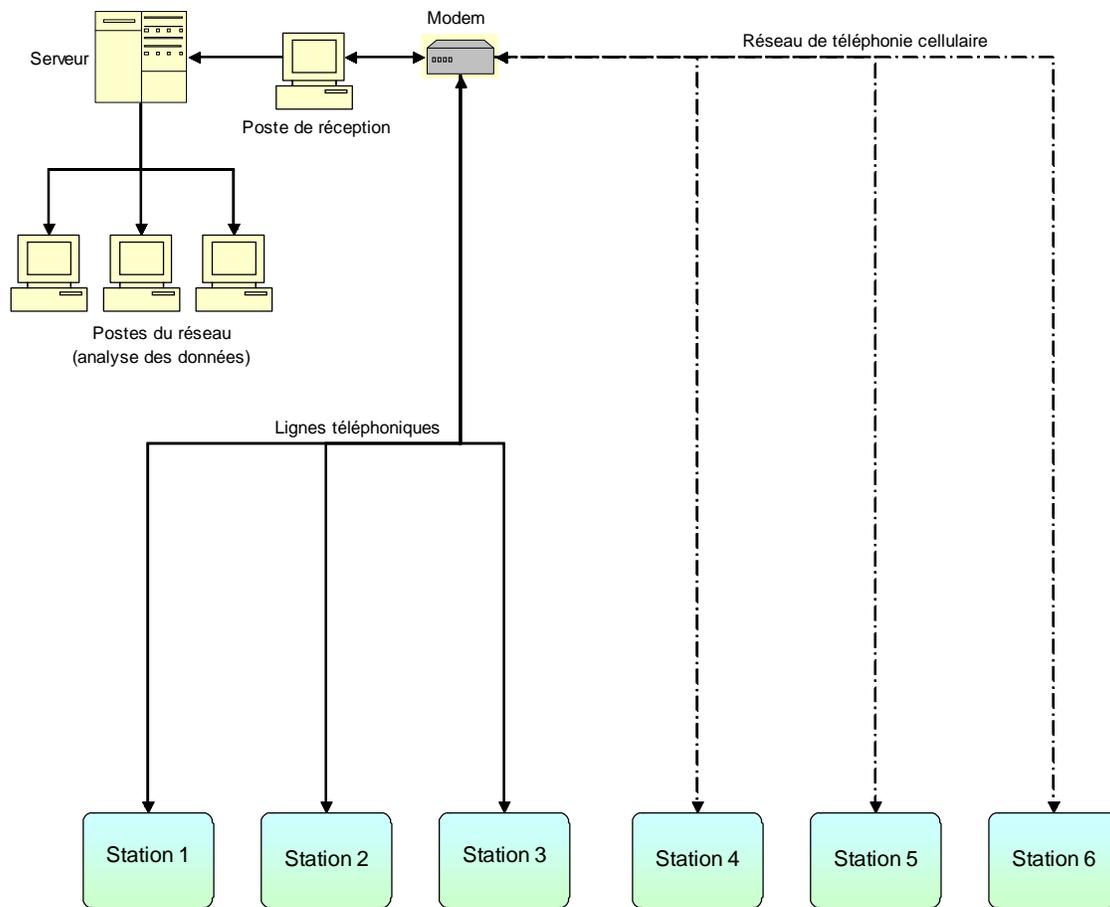


Figure 9 : Organisation de la télésurveillance au ministère des Transports du Québec



Figure 10 : Photo du pont en béton armé de 4 poutres

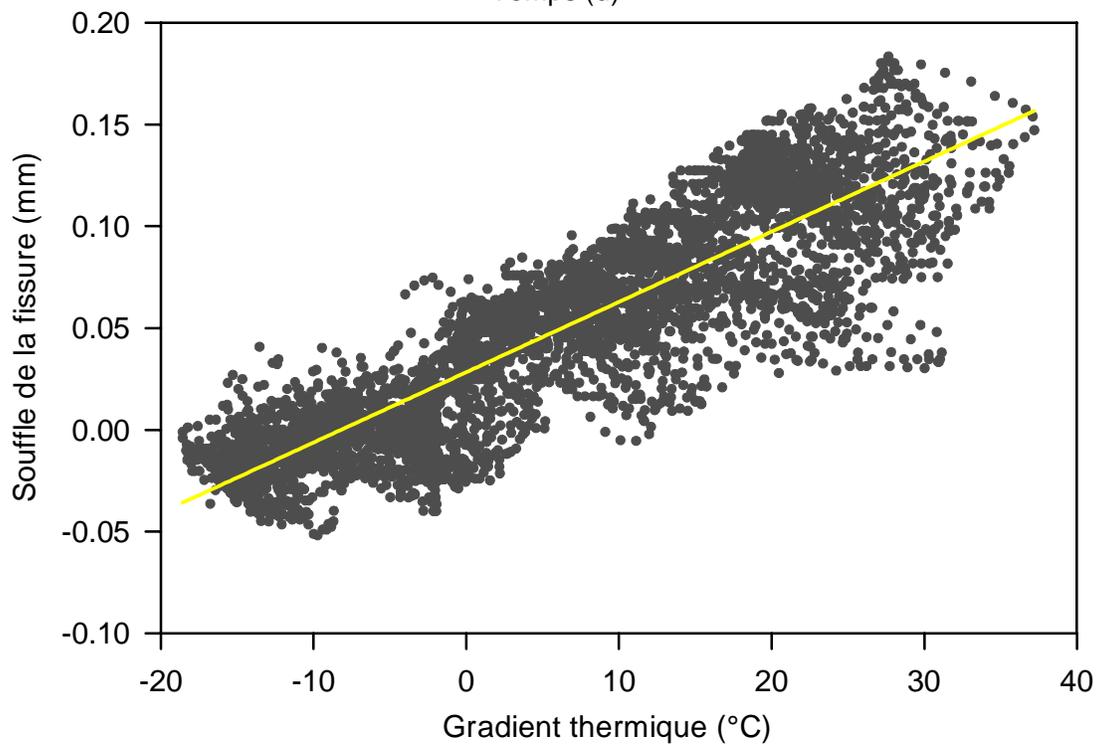
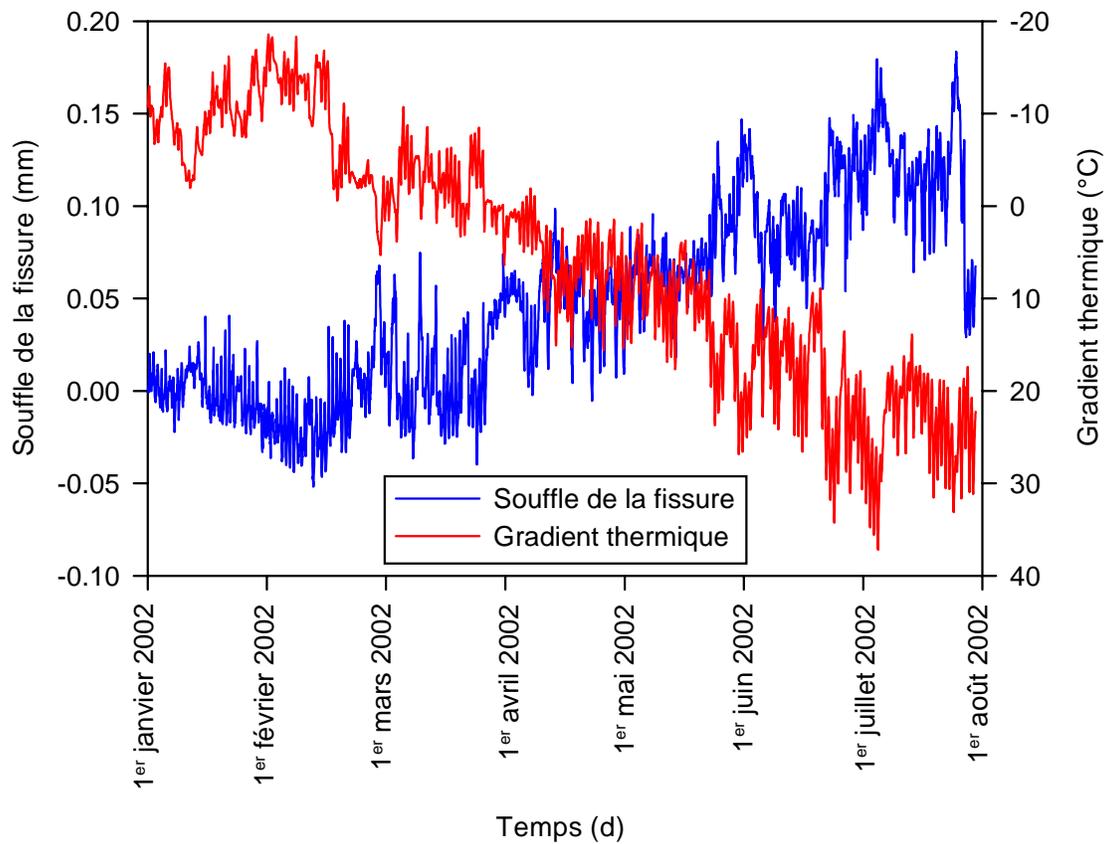


Figure 11a : Souffle d'une fissure en fonction du temps – Pont en béton armé de 4 poutres; b : Souffle de la fissure en fonction du gradient thermique – Pont en béton armé de 4 poutres



Figure 12 : Photo du pont en béton armé de 2 poutres

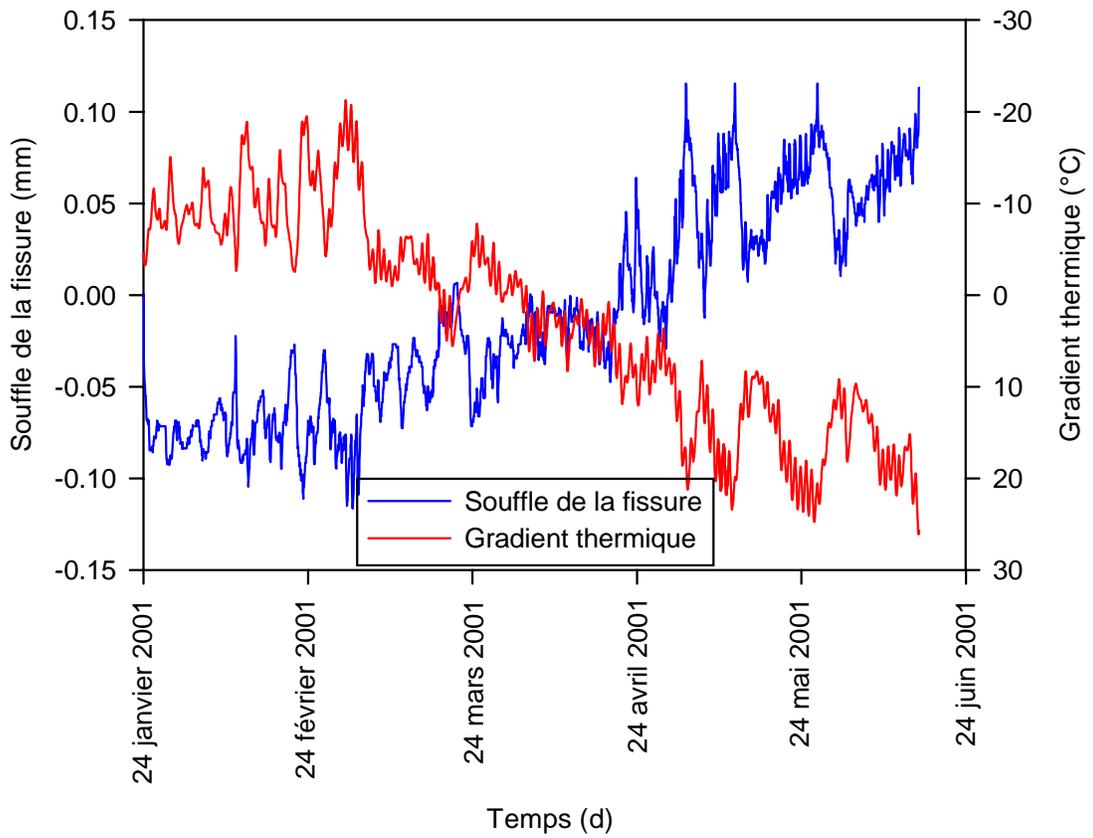
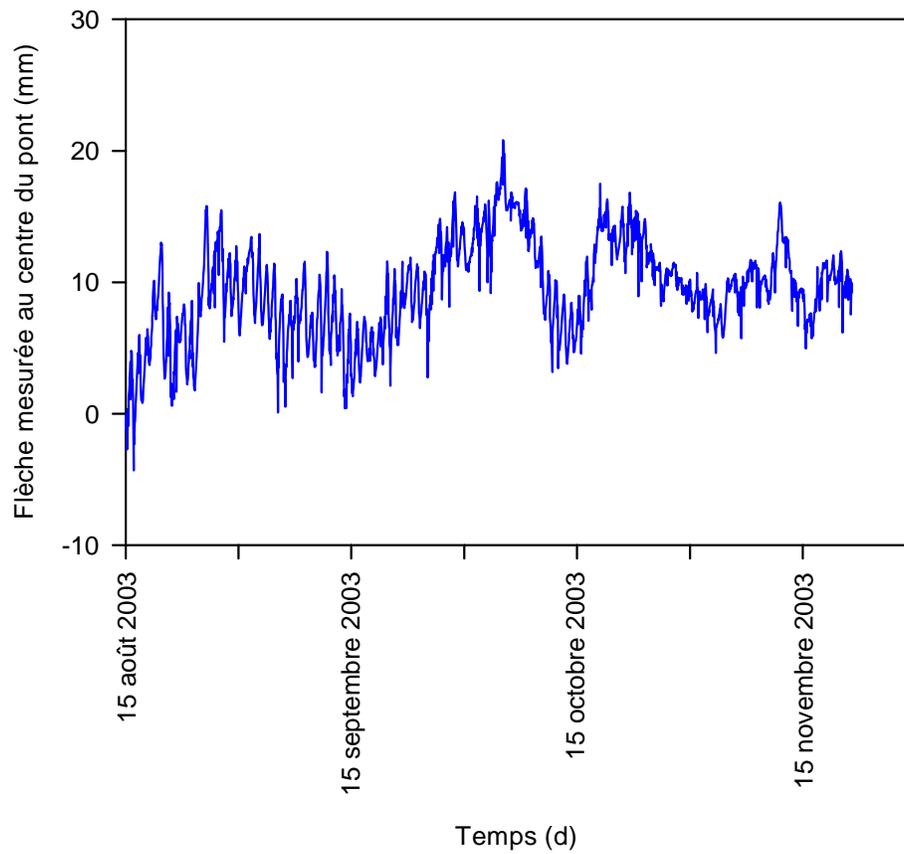


Figure 13 : Souffle d'une fissure en fonction du temps – Pont en béton armé de 2 poutres



Figure 14 : Pont à poutre caisson en béton précontraint 1



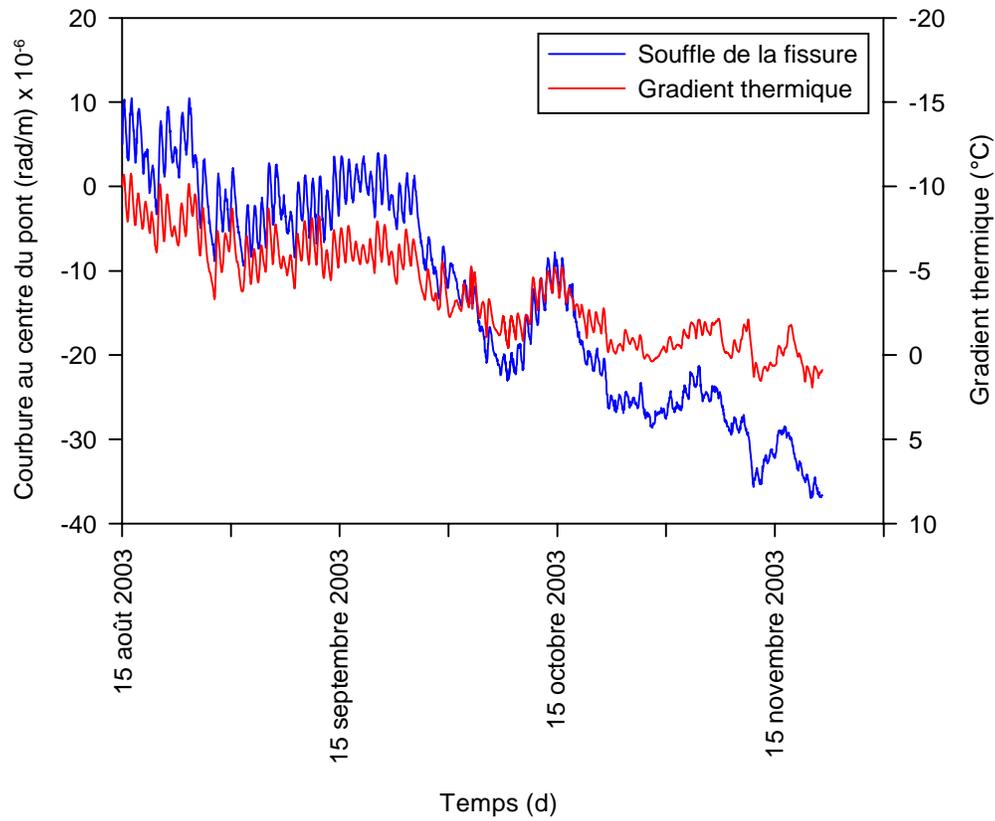


Figure 15a : Flèche au centre en fonction du temps - Pont à poutre caisson en béton précontraint 1 ; b : Courbure au centre en fonction du temps - Pont à poutre caisson en béton précontraint 1



Figure 16 : Pont à poutre caisson en béton précontraint 2

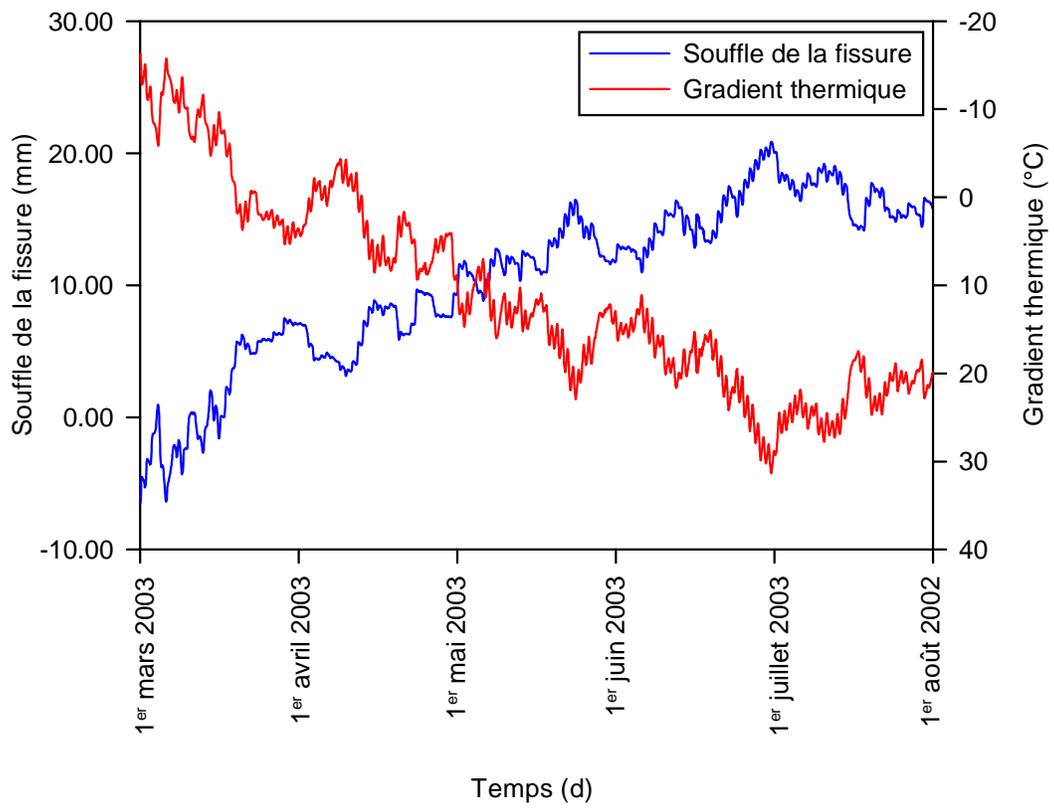


Figure 17 : Variation de la longueur du tablier en fonction du temps - Pont à poutre caisson en béton précontraint 2