

**MÉMOIRE DU MINISTRE DES TRANSPORTS PRÉSENTÉ À LA COMMISSION  
D'ENQUÊTE SUR LES CAUSES DE L'EFFONDREMENT PARTIEL DU VIADUC  
DE LA CONCORDE**

## 1.0 INTRODUCTION

Le 30 septembre 2006, le tablier sud du pont de la Concorde qui enjambait l'autoroute 19 sur le territoire de Laval, s'est effondré vers 12 h 35, causant la mort de cinq personnes et en blessant six autres. Nos pensées accompagnent les victimes et leur famille dans cette épreuve difficile.

Cet ouvrage construit en 1970 était d'un type particulier (consensus no 1.1). Il comportait deux unités de fondation principalement constituées par un mur incliné et par une dalle épaisse qui chevauchait le mur et qui vient en porte-à-faux supporter la travée centrale (MTQ-2, p. 4). La travée centrale, qui était constituée de 20 poutres-caissons placées côte-à-côte et reliées les unes aux autres par de l'armature de précontrainte et des clés de cisaillement, prenait appui sur les chaises des unités de fondation.

Cette structure fut conçue par la firme d'ingénieurs-conseils Desjardins Sauriol et fut construite par Inter-State Paving inc. sous la surveillance de Desjardins Sauriol.

La rupture est survenue dans la partie épaisse en porte-à-faux supportant le tablier sud, du côté est de l'ouvrage. Le bris de la dalle fut subit et a engendré l'effondrement du tablier sud du pont.

Suite à l'effondrement, le ministère des Transports du Québec (ci-après le « MTQ ») a procédé à l'étude des causes de cet effondrement et identifié les structures présentant les mêmes caractéristiques ou apparentées qui étaient susceptibles d'avoir le même comportement. Cet examen a donné lieu à la fermeture et à la démolition du viaduc Deblois, lequel avait été conçu par la même firme d'ingénieurs-conseils (Desjardins Sauriol) et construit en 1970 par le même entrepreneur (Inter State Paving inc.), selon le même concept. Le MTQ a aussi modifié le pont d'étagement de l'autoroute 31 et démoli le pont d'étagement de St-Alphonse, lesquels étaient aussi des ponts comportant des porte-à-faux reposant sur des chaises en travée. Il n'existe donc plus de ponts présentant les mêmes caractéristiques que celui de Concorde, à savoir des porte-à-faux reposant sur des chaises en travée. De plus, le MTQ n'autorise plus la construction de ce type de structure depuis plus de 20 ans (consensus 1.1.4). Lors de son témoignage tenu le 13 juillet 2006, m. Guy Richard affirmait que la dernière construction de ce type au Québec avait été faite en 1972.

À la suite de cet accident exceptionnel et imprévisible, le gouvernement du Québec a formé la Commission d'enquête sur les causes de l'effondrement partiel du viaduc de la Concorde (ci-après la « CEVC ») dont les travaux portent sur la détermination des causes qui ont entraîné cet effondrement et sur les circonstances entourant celui-ci.

Ayant obtenu le statut de participant à cette enquête, le MTQ a fourni à la CEVC sa pleine collaboration tout au long de ses travaux.

## 2.0 LES CAUSES PRINCIPALES DE L'EFFONDREMENT

L'ensemble des experts ont reconnu l'existence de trois causes principales de l'effondrement à savoir : 1) quant à la conception, le détail des aciers d'armature dans la partie supérieure près de l'extrémité du porte-à-faux ne permettait pas d'empêcher la progression d'un plan de fissuration ; 2) quant à la construction, la mauvaise disposition des aciers d'armature dans la partie supérieure de l'extrémité du porte-à-faux a créé une zone de faiblesse qui a contribué à accélérer la progression d'un plan de fissuration ; 3) quant aux matériaux, le béton mis en place n'avait pas les caractéristiques suffisantes pour résister aux cycles de gel-dégel en présence de sels fondants, ce qui a également contribué à la progression d'un plan de fissuration (consensus 1.8).

## 3.0 LA CONCEPTION

Les experts se sont également entendus pour affirmer que la conception du pont ne contrevenait à aucune des dispositions majeures du Code S6-1966 (consensus 1.2.1), que ce code n'exigeait pas que la partie de la dalle épaisse du porte-à-faux soit renforcée par des étriers (consensus 1.2.2) et que le code ne comportait aucune disposition concernant la conception des zones perturbées (consensus 1.2.3).

Le concept retenu, tant pour les viaducs Concorde que Deblois, a été choisi afin de limiter l'excavation dans le roc et les expropriations (témoignage de Gilles Dupaul, 18 avril 2007, p. 172). Ce concept permettait une meilleure visibilité pour les usagers car il ne comportait pas de chevêtre ou de pilier central. Par ailleurs, il comportait de nombreux désavantages dont la difficulté d'inspecter et de réparer l'assise où pouvait s'accumuler de l'eau, des sels et des débris. D'ailleurs, le joint d'étanchéité était situé directement au-dessus de l'assise. Or, les joints d'étanchéité, lesquels servent avant tout à permettre le mouvement du pont, sont rarement étanches et constituent une des difficultés premières des administrations routières. De plus, les pentes du pont étaient faibles, ce qui favorisait l'amoncellement d'eau sur le pont et son écoulement éventuel par le joint d'étanchéité, par le revêtement bitumineux ou par le joint froid près du trottoir. L'assise n'est toutefois pas en cause dans l'effondrement (consensus 1.1.2), celle-ci étant demeurée monolithique lors de l'effondrement.

Le détail de l'armature constitue toutefois une des causes principales de l'effondrement puisqu'il créait une zone de faiblesse où pouvait s'installer un plan de fissuration, lequel pouvait progresser sans qu'il ne puisse être intercepté par des barres d'armature. En effet, le fait que les étriers et les barres diagonales étaient parallèles aux barres longitudinales 14, plutôt que perpendiculaires à celles-ci permettaient l'existence d'un espace où pouvait s'installer un plan de fissuration, lequel pouvait s'y propager par la suite sans être intercepté par une barre d'armature.

Les silences du Code S6-66 sur le détail d'armature renforcent l'idée du caractère audacieux de ce design dès 1969. D'ailleurs, l'expert de Desjardins Sauriol, m. Frédéric Legeron, affirmait lors de son contre-interrogatoire qu'il n'existait pas, à proprement parler, de règle de l'art à cette période pour de tels concepts (témoignage de Frédéric Legeron, 13 juillet 2007, p. 16).

Toutefois, m. Legeron a tout de même fourni un exemple de 1967 (Barker, DS-1B), lequel montre que les barres longitudinales (l'équivalent des barres 14) sont pliées à leur extrémité pour former un crochet ancré dans la partie inférieure de la dalle épaisse. L'utilisation d'un tel crochet aurait modifié le mode de rupture et rendu le pont de la Concorde plus ductile selon l'expert du MTQ, m. Bruno Massicotte (rapport principal, MTQ-1, p. 99). Selon l'expert de la CEVC, m. Denis Mitchell, un tel ajout n'aurait pas empêché la rupture mais en aurait certainement amélioré la rupture (témoignage de Denis Mitchell, 10 juillet 2007, p. 95).

De plus, un détail d'armature de l'ASHTO de l'époque montre également des barres longitudinales pliées à leur extrémité pour former des crochets (présentation power point de m. Bruno Massicotte, MTQ-6, p. 231).

En l'espèce, le détail de pliage exigeait une précision de fabrication qui aurait dû être précisée sur les plans de conception. Le concepteur devait faire ressortir sur ses plans l'importance d'un pliage précis des barres d'armature en prévoyant un dessin agrandi de la zone de la chaise et en précisant les dimensions exactes des armatures pliées.

En somme, même si la conception ne contrevenait pas au Code S6-66, cela ne signifie pas pour autant que celle-ci était conforme aux pratiques de l'époque et qu'elle présentait le niveau maximal de sécurité possible. De fait, il semble qu'au contraire, elle ne respectait pas certaines pratiques existantes. Par ailleurs, dans le rapport principal Marchand-Mitchell (p.102), il est indiqué que le détail de l'ancrage des deux branches verticales de la suspente en U # 8, dans le haut du porte-à-faux, est inadéquat puisque la suspente en U #8 n'est pas ancrée par un crochet autour de la barre longitudinale # 14.

De plus, l'existence d'un biais important et la présence d'un lourd trottoir en porte-à-faux ont accru le caractère non-sécuritaire de l'ouvrage en créant des contraintes supplémentaires dans son coin obtu. Dans le rapport principal Marchand-Mitchell (p. 111), il est mentionné qu'en tenant compte de la charge vive à appliquer sur les trottoirs, l'ajout de cette contrainte admissible du Code S-6-66 est dépassé de 7% dans la zone externe du porte-à-faux.

Quant au choix du béton, il fut démontré que celui spécifié par la firme d'ingénieurs-conseils dans le devis, et qui fut retenu par l'entrepreneur, n'était pas suffisamment résistant aux cycles de gel-dégel en présence de sels fondants.

#### 4.0 LA CONSTRUCTION

Les travaux de construction ont dérogé aux indications des plans et devis, en particulier à la culée Sud-Est. En effet, un examen minutieux effectué après l'effondrement par les experts de la CEVC au moyen d'un dégarnissage du béton jusqu'à la base du porte-à-faux (Voir COM-1B, p. 16) a démontré qu'en certains endroits, les étriers et les barres diagonales furent disposés sous les barres longitudinales 14, accentuant du même coup la zone de faiblesse où fut initiée et où s'est propagée le plan de fissuration.

Le mauvais positionnement des barres 6 était totalement inacceptable. Ce problème s'est d'ailleurs répété à toutes les culées des deux ponts. Selon le témoignage de l'expert du MTQ, m. Bruno Massicotte, ce défaut constitue la cause la plus importante de l'effondrement du pont car un positionnement adéquat de celle-ci aurait pu, empêcher le développement du plan de fissuration interne, et ce, en dépit des autres défauts (témoignage de m. Bruno Massicotte, 17 juillet 2007, p. 169 et 18 juillet 2007, p. 206).

Il incombait à l'entrepreneur de réaliser les travaux faisant partie du contrat conformément aux exigences des plans et devis, du Cahier des charges et devis généraux (CCDG) et des règles de l'art (CCDG 1945, COM-20B). De plus, la présence des surveillants ne relevait pas l'entrepreneur de l'obligation de faire son travail selon les plans et devis, selon les instructions de l'ingénieur et conformément aux règles de l'art (art. 6.2 du CCDG 1945). L'absence desdits surveillants ne peut davantage servir de prétexte à des malfaçons ou des retards dans les travaux (art. 6.2 du CCDG 1945).

#### 5.0 LA SURVEILLANCE

Concernant la surveillance des travaux, il est indéniable qu'elle incombait à la firme d'ingénieurs-conseils Desjardins-Sauriol, malgré ses dénégations initiales. Le contrat liant le ministre de la Voirie et Desjardins-Sauriol prévoyait que la surveillance entière des travaux de construction faisant suite aux plans dressés par cette firme incombait à celle-ci (voir notamment l'article IX dudit contrat de services professionnels, COM-18). D'ailleurs, le devis spécial préparé par cette firme pour le bénéfice de l'entrepreneur prévoyait à l'article G-9 que « tous les ouvrages montrés sur les plans ou décrits dans le présent devis devront être exécutés avec soin par l'Entrepreneur et ce, à la satisfaction de l'Ingénieur, représentant autorisé des Ingénieurs-Conseils. » (Devis spécial à l'entrepreneur, COM-20A).

En outre, les témoignages de messieurs Gilles Dupaul et René Therrien ont clairement attribué la responsabilité de la surveillance des travaux à la firme Desjardins-Sauriol. De plus, m. Marcel Dubois a finalement reconnu que la surveillance incombait à cette même firme.

Dans les faits, si cette surveillance fut exécutée, elle fut totalement déficiente puisque la pose de l'armature n'a pas respecté les plans et devis. Une surveillance adéquate aurait dû entraîner la rectification de la mauvaise pose de l'armature au fur et à mesure des travaux. D'ailleurs, m. Gilles Demers, lors de son témoignage, affirmait que la présence des surveillants était requise à intervalles réguliers lors de cette pose (témoignage de Gilles Demers, 19 avril 2007, p. 94).

Il ne pouvait donc y avoir de meilleure occasion que celle qui fut fournie lors de la construction pour corriger la situation puisqu'il n'y avait alors aucun béton pouvant diminuer le potentiel d'observation. D'ailleurs, la coulée de béton devait être autorisée après l'inspection du surveillant de chantier. L'objectif de cette inspection étant de s'assurer que les travaux de construction sont bien faits. Cela est nullement comparable avec le rôle d'un surveillant de chantier lors de travaux subséquents de remplacement de joints.

## 6.0 L'ENTRETIEN

Les experts ne s'entendent pas sur la question du degré de contribution pouvant avoir résulté de la réparation de 1992 apportée au joint de dilatation.

Il est toutefois manifeste que cette réparation ne constitue pas une cause de l'effondrement au même titre que les trois causes principales mentionnées ci-haut.

D'une part, les rapports des experts de la CEVC et de Desjardins Sauriol font état de possibilités de contribution et non de probabilités.

Pour l'expert de Desjardins Sauriol, « la réparation ne s'est pas faite dans de bonnes conditions et il est possible que cela ait résulté en des endommagements permanents de la structure et un diminution de sa capacité » (rapport de m. Frédéric Legeron, DS-1, p. 28). Il souligne également qu'il existe « une forte possibilité que des fissures aient été initiées lors de la réparation du joint sous la charge importante de la machinerie à cause de l'étendue de la réparation non étayée » (rapport de m. Frédéric Legeron, DS-1, p. 29). Il s'agit donc d'une possibilité et non d'une probabilité.

Les experts de la CEVC dans leur rapport principal ont affirmé que « la réparation de 1992 a pu contribuer à agrandir » les fissures existantes et à en créer d'autres (Rapport principal Marchand-Mitchell, COM-62, p. 184. Il s'agit donc d'une possibilité et non d'une probabilité. D'ailleurs, même s'ils ont formulé plusieurs reproches à l'égard de cette réparation, ces reproches sont conjugués au conditionnel, comme le montrent les exemples suivants tirés de la page 183 dudit rapport :

- « Des impacts répétés ont été infligés aux joints par des véhicules (...). Ces impacts pourraient avoir causé l'initiation ou la progression des plans de fissuration (...) La fissure qui s'y trouverait initiée serait donc susceptible de se propager (...) » ;

- « Les équipements de démolition utilisée pourraient avoir causé des dommages (...). Les impacts répétés sur le béton, mais aussi sur les aciers d'armature (étant très rapprochés) pourraient avoir causé de la fissuration dans la zone critique » ;
- (...) le béton a été démoli sur une plus grande distance (...). Cette situation favoriserait la formation d'un plus grand plan de faiblesse à l'interface entre les deux bétons » ;
- « La zone critique ne comporte aucune armature traversant le plan de fissuration potentiel. La fissure qui s'y trouverait initiée serait donc susceptible de se propager avec le temps » ;

Le rapport principal des experts de la CEVC évoque donc une possibilité plutôt qu'une probabilité que la réparation de 1992 puisse avoir contribué à la propagation du plan de fissuration interne.

Au cours de leur témoignage, ces experts ont toutefois fait valoir qu'il s'agissait désormais d'une probabilité. Aucun fait nouveau n'a toutefois été invoqué pour justifier cette nouvelle évaluation.

Quoi qu'il en soit, aux dires mêmes des experts de la CEVC, cette réparation ne constitue toutefois pas une cause principale de l'effondrement au même titre que les 3 causes qui ont été reconnues au consensus 1.8. En effet, l'expert Denis Mitchell a affirmé lors de son témoignage (témoignage du 10 juillet 2007, p. 89) qu'il ne s'agit nullement d'une cause principale de l'effondrement mais tout au plus d'un facteur contributoire. Il n'a toutefois pas spécifié quel pouvait être le degré de cette contribution.

Pour l'expert du MTQ, la réparation de 1992 n'a contribué à l'effondrement que de manière peu significative (rapport principal de m. Bruno Massicotte, MTQ-1, p. 103).

On le constatera aisément, les experts ont usé de prudence quant aux effets qu'a pu avoir la réparation de 1992.

En examinant les reproches formulés à l'endroit de cette réparation, on pourra constater que cette prudence est d'autant plus de mise.

Avant d'examiner les reproches formulés à l'endroit de cette réparation, il importe de rappeler que cette réparation fut faite en conformité avec la norme applicable à l'époque, soit la norme N-2141.

De fait, l'ingénieur Tiona Sanogo a témoigné longuement sur le fait qu'il a procédé conformément à cette norme et au devis technique notamment quant à l'analyse préalable des dommages constatés sur la structure avant la réparation, sur l'établissement des modes de réparation et les séquences de celle-ci, le choix des équipements, le choix des matériaux, les phases d'exécution des travaux, le

soulagement des charges vives, la procédure d'enlèvement du béton bitumineux, l'ancrage du nouveau joint, les prescriptions de sciage, etc. (témoignage de m. Tiona Sanogo, 2 mai 2007, p. 39-40).

Six points particuliers seront tout de même considérés pour les travaux de 1992 : la membrane, l'étalement, le dégagement des barres d'armature, la pelle hydraulique, l'adhérence et le piquage de certaines barres d'armatures.

#### 6.1 La membrane

L'état du béton après la réparation rendait très difficile la pose d'une membrane collée (type 3). L'alternative consistait à appliquer une membrane liquide. Certaines photos indiquent que tel fut le cas (COM-1C, p. 57).

#### 6.2 L'étalement

Dans son témoignage, l'ingénieur Tiona Sanogo a souligné qu'il n'avait pas procédé à un étalement parce que les charges vives étaient limitées au minimum (témoignage de Tiona Sanogo, 2 mai 2007, p. 149).

Or, les essais effectués à l'École Polytechnique, comme ceux de McGill, ainsi que les analyses faites par la Poly montrent que les barres 14 sont très peu sollicitées à leurs extrémités pour des charges inférieures à 600 kN (MTQ- 6, p. 220-223). De plus, le béton enlevé était désagrégé et offrait peu de résistance à ces endroits. L'étalement n'aurait donc rien changé à l'état des contraintes dans les barres 14 dans la zone à l'extrémité du porte-à-faux, lesquelles étaient très peu sollicitées sous les charges de service.

En outre, l'étalement vise à protéger les travailleurs et les usagers en cas d'accident durant les travaux de construction pour éviter que la structure en place ne s'effondre sur eux. L'étalement ne vise pas à se prémunir contre la possibilité d'un effondrement pouvant subvenir 20 ans plus tard.

#### 6.3 Dégagement des barres d'armature près de la bande centrale

Le dégagement des barres près de la bande centrale de la culée Sud-Est ne semble pas avoir réduit la résistance à cet endroit. C'est d'ailleurs à cet endroit que les charges sont les moins importantes, comme l'a fait ressortir l'expert Denis Mitchell (témoignage de Denis Mitchell, 10 juillet 2007, p. 101-102). Il n'existe aucune preuve que le plan de fissuration interne s'est propagé dans cette zone. D'ailleurs, c'est à cet endroit que s'est arrêtée la fissuration qui s'est développée du côté Sud lors de l'effondrement.

#### 6.4 La pelle hydraulique

Rien dans la preuve n'indique que la pelle hydraulique était sur le pont durant les travaux d'enlèvement du joint. Les photos indiquent plutôt que cette pelle fut

utilisée uniquement pour enlever le revêtement bitumineux avant l'enlèvement des joints. Or, le poids de la pelle était comparable au poids des essieux de certains camions présents sur les routes en 1990. L'expert de la CEVC, m. Denis Mitchell, a d'ailleurs témoigné que l'effet de cette pelle était 5 % inférieur à deux camions H20-S16 placés côte-à-côte sur le pont. Or, le pont était conçu pour recevoir deux camions H20-S16 placés côte-à-côte. Le pont n'avait évidemment pas à être étayé lors du passage simultané de deux camions H20-S16.

Rappelons que l'enlèvement de l'enrobé bitumineux fut effectué par la pelle hydraulique, que l'enlèvement du joint et de l'épaulement fut ensuite effectué au marteau hydraulique et le dégagement du béton endommagé autour des armatures sous les joints fut ensuite effectué à l'aide de petits marteaux pneumatiques (témoignage de Tiona Sanogo).

Quant à la circulation locale, celle-ci était limitée à une voie dans les deux directions, ce qui est faible.

#### 6.5 L'adhérence

Les essais réalisés pour mesurer l'adhérence du béton de réparation ont été effectués, pour la plupart, sur des échantillons prélevés sur les faces verticales de la réparation situées entre le porte-à-faux et les poutres de la travée. L'adhérence à ces endroits était difficilement réalisable, comme l'a souligné l'expert du MTQ, m. Bruno Massicotte (témoignage de m. Bruno Massicotte, 18 juillet 2007, p. 196). Conclure sur l'adhérence à partir de ces essais nécessite de la prudence et ce, d'autant que les essais en question ont été prélevés sur le bloc Nord-Est. Or, la manutention des pièces par les équipements de démolition a pu les altérer (Voir MTQ- 6, p. 136).

#### 6.6 Le piquage de certaines barres

Il importe de rappeler que la démolition du béton sur l'épaulement fut effectuée avec des marteaux de 60 livres et que la démolition du béton à l'intérieur même du joint fut effectuée à l'aide de petits marteaux pneumatiques de 15 livres (témoignage de m. Tiona Sanogo, 2 mai 2007, p. 50 et 152).

Cela dit, le devis n'indique pas qu'aucune barre ne doit être piquée mais que des précautions doivent être prises pour éviter d'endommager les barres. Certaines barres d'armature ont effectivement été piquées par un appareil hydraulique. Aucun relevé précis de la présence de piqûres sur les barres n'a été fait. Chose certaine, aucune ne fut coupée. En outre, en commentant les seules photos disponibles (COM-62, p. 180), l'expert m. Denis Mitchell affirmait dans son témoignage que rien sur ces photos n'indiquait qu'il y ait eu un effet sur l'adhérence entre la barre et le béton.

## 6.7 Résumé

En somme, les reproches formulés à l'encontre de la réparation du joint ne trouvent guère de fondement. Au surplus, à supposer qu'ils soient fondés et qu'ils puissent être quantifiés, ils n'auraient eu que peu d'effet sur la structure.

Par ailleurs, il fut suggéré que la réparation du joint aurait dû permettre aux gens en place de constater le mauvais positionnement des étriers et la conception inadéquate des étriers. D'une part, ce ne sont pas tous les étriers visibles qui furent mal placés mais quelques-uns d'entre eux. De plus, les talons de ceux qui sont mal placés semblent tout de même parallèles aux barres 14. Ce n'est que plus loin que l'on peut constater que ces étriers descendent vraisemblablement sous les barres 14 mais il est difficile de savoir à quelle ampleur en raison de la présence du béton. Quoi qu'il en soit, il importe de noter que la fenêtre d'observation lors de la réparation du joint n'était aucunement comparable à celle qui existait lors de la construction du pont avant la coulée de béton et lors du montage de l'acier. En 1970, l'ouvrage a été construit et aurait dû être surveillé pour garantir sa qualité. En 1992, l'ingénieur

en place ne pouvait pas, par une observation locale, conclure à un problème généralisé de mise en place de l'armature. L'examen des photos ne démontre d'ailleurs pas un problème généralisé.

Par ailleurs, en 1992, il n'existait aucune disposition applicable aux ponts quant à la nécessité de concevoir des étriers perpendiculaires aux barres longitudinales. Cette norme est d'ailleurs entrée en vigueur en 2000 pour les ponts. Exiger que l'ingénieur en place lors de la réparation du joint ait eu connaissance d'une disposition du *Code du bâtiment*, lequel ne s'appliquait pas aux ponts, pour conclure au caractère inadéquat de la conception initiale des étriers du pont est exagéré. Autrement, on pourrait s'interroger sur l'utilité même du code des ponts et s'en remettre plutôt au *Code du bâtiment*.

## 7.0 ORIGINE DES PLANS DE FISSURATION INTERNES

Les plans de fissuration internes ne se retrouvaient qu'à certains endroits dans les culées du pont, pas toujours près des rives. Ces plans ont vraisemblablement été initiés par une combinaison de facteurs dont le choc thermique causé par la pose de l'enrobé bitumineux en présence de barres de grand diamètre près de la surface supérieure ainsi que par le retrait du béton et un béton de moindre qualité (voir témoignage de m. Bruno Massicotte, études à l'appui, 17 juillet 2007, p. 170-184 et 231). Les experts de la CEVC attribuent, pour leur part, l'initiation de ce plan de fissuration à une combinaison de facteurs dont le trafic, le passage des déneigeuses et les effets thermiques (témoignage de D. Mitchell, 19 juillet 2006).

Quelle que soit son origine, un plan de fissuration a bel et bien été initié à l'intérieur du porte-à-faux et celui-ci a pu progresser en raison d'un détail d'armature inadéquat, d'une mauvaise disposition des aciers d'armature, plus particulièrement

de la barre diagonale et de l'utilisation d'un béton qui résistait mal aux cycles de gel-dégel en présence de sels fondants.

## **8.0 L'ABSENCE DE LIEN ENTRE LES FISSURES EXTERNES ET INTERNES**

Le rapport principal des experts Marchand-Mitchell n'aborde pas cette question d'un soi-disant lien entre les fissures externes et le plan de fissuration interne.

Ce n'est qu'au cours de leur témoignage que ceux-ci ont évoqué cette possibilité en ayant recours à quelques photos, qui n'avaient pas été produites jusque-là, du bloc CNE-1 (COM-68, p. 131-132).

L'existence d'un tel lien nous apparaît fortement discutable pour les motifs suivants. D'une part, l'expert Jacques Marchand a lui-même reconnu en contre-interrogatoire que ces photos étaient peu révélatrices (témoignage de m. J. Marchand, 6 juillet 2007, p. 109). En effet, on constatera à la vue de la photo de la page 131 de la pièce COM-68 que le plan de fissuration interne semble plutôt disparaître dans le milieu de la culée (**ANNEXE 1**).

D'autre part, il n'existe pour ainsi dire aucune investigation sur la question. Selon l'expert Alexander Vaysburd, il eut fallu, lors de l'inspection de 2004, carotter près des fissures externes sur la face Sud-Est afin de savoir si celles-ci étaient reliées à un plan de fissuration interne (témoignage de m. Alexander Vaysburd, 12 juillet 2007, p. 61-62 et 97). Or, malgré que le bloc CNE-1 ait fait l'objet de 42 carottes pour fins de caractérisation du béton, aucune ne fut prélevée dans la région des fissures externes, soit la région identifiée par l'expert Vaysburd, aux fins de déterminer si celles-ci étaient véritablement reliées au plan de fissuration interne (voir photo apparaissant au document MTQ-6, p. 111) (**ANNEXE 2**).

En outre, il est manifeste que la manutention nécessaire à la récupération des pièces de la culée Nord-Est a vraisemblablement contribué à la progression du plan de fissuration interne (Voir MTQ-6, p. 136). Pire, cette manutention a même fait apparaître de la fissuration dans le coin de l'assise qui n'apparaissait pas avant sa manutention (comparer la photo apparaissant au document MTQ-6, p. 110 avec la photo du bas à droite de la page 136 du document MTQ-6, p. 136) (**ANNEXES 3 ET 4**).

Conclure dans ces circonstances à l'existence d'un lien entre les fissures externes et le plan de fissuration interne nous apparaît nettement spéculatif.

Enfin, des fissures externes ont été retrouvées sur la face Sud-Ouest alors qu'aucun plan de fissuration interne ne fut retrouvé. Il n'y a donc pas d'automatisme entre les deux.

## 9.0 L'INSPECTION

Les experts ont convenu que les manuels d'inspection du MTQ sont d'une qualité comparable à ceux des autres administrations routières en Amérique du Nord (consensus 1.12.1).

Les experts ont également convenu que certaines exigences contenues dans ces manuels n'avaient pas été respectées, dont la localisation précise et les mensurations des fissures externes (consensus 1.12.3 ii)).

Rien n'indiquait toutefois que les fissures externes constituaient un signe de l'existence d'un plan de fissuration interne, encore moins qu'elles y étaient reliées.

On a vu que des fissures externes existaient sur la face Sud-Ouest et qu'aucun plan de fissuration interne n'y fut retrouvé et ce, malgré l'instauration d'une fenêtre d'observation.

D'autre part, le béton fissure sous certaines contraintes, d'où la nécessité d'y insérer de l'armature pour intercepter ces fissures. Or, les fissures relevées sur les faces externes se trouvaient dans la zone perturbée, laquelle était fortement armée. L'expert Denis Mitchell a reconnu que les fissures externes y étaient concentrées et qu'il n'y avait pas de fissures externes dans la zone non armée, (témoignage de m. Denis Mitchell, 19 juillet 2007, p. 26).

Lors de son témoignage Christian Mercier a expliqué qu'il a nettoyé et mesuré les fissures présentes sur les faces Nord-Est et Sud-Est et a pris note de la position de la fissure la plus significative de la face Sud-Est (témoignage de Christian Mercier, 15 mai 2007, p. 84), soit la fissure de 0,5 à 0,6 mm reproduite à COM-58A. Ayant comparé la fissuration observée avec l'armature prévue aux plans, il en a conclu, après discussion avec son chef de section, m. Jacques Prévost, ing., qu'il s'agissait d'une fissuration normale en service et que les fissures en question n'étaient pas structurales compte tenu qu'elles devaient traverser un nombre considérable de barres d'armatures verticales (témoignage de Christian mercier, 15 mai 2007, p. 108 à 113). Il n'avait pas le bénéfice d'un suivi de ces fissures et c'est d'ailleurs ce qu'il a demandé. Ses décisions furent donc prises suite à une démarche rationnelle à la suite de la considération de l'information disponible et la consultation d'un ingénieur d'expérience, à savoir son chef de section, m. Jacques Prévost (témoignage de Christian Mercier, 14 mai 2007, p. 218, 15 mai 2007, p. 117 et 132).

Même s'il fut largement question des fissures externes devant la CEVC, de façon paradoxale, rien n'indique que les fissures externes aient été mesurées sur la culée Sud-Est par les experts de la CEVC après l'effondrement afin d'en connaître leur véritable largeur ou longueur.

En outre, ces fissures externes ne sont pas à l'origine de l'effondrement (témoignage de m. Denis Mitchell, 10 juillet 2007, p. 114). Celles-ci ne se sont pas ouvertes lors de l'effondrement. L'expert Denis Mitchell a aussi reconnu que la fissure diagonale mesurée par Christian Mercier lors de l'inspection spéciale de 2004 ne s'était pas

ouverte lors de l'effondrement (témoignage de m. Denis Mitchell, 10 juillet 2007, p. 114). Une fissure semblable sur le test de McGill ne s'est d'ailleurs pas ouverte lors de la rupture du spécimen tel que construit et ce, à plus de 1000 kn. Il eut probablement fallu un coup de chance providentiel pour découvrir l'existence du plan de fissuration interne. Comme l'a souligné l'expert Jacques Marchand dans son témoignage, une investigation aléatoire par carottage n'aurait donné que 10 % de chances de le découvrir. Rappelons d'ailleurs que la fenêtre d'observation instaurée par les experts de la CEVC au coin Nord-Ouest n'avait pas permis de confirmer l'existence d'un tel plan de fissuration pourtant aperçu par carottage. Ce n'est qu'à la suite du sciage plus profond de cette fenêtre par les ingénieurs du MTQ que le plan de fissuration interne fut visible sur la culée Nord-Ouest, non sans avoir brisé quelques barres d'armature au passage. Quant au coin Sud-Ouest, aucun plan de fissuration n'y fut trouvé malgré l'instauration d'une fenêtre d'observation.

M. Marchand affirmait cependant que les chances de découvrir un plan de fissuration se seraient accrues en faisant du carottage dans le coin Sud-Est près du joint. Cette zone étant toutefois fortement armée, comme l'illustre la photo se trouvant à la pièce COM-69, p. 123, il eut été difficile de faire du carottage dans cette zone sans briser des barres d'armature.

Dans la meilleure des hypothèses, le carottage aurait permis de connaître la caractérisation du béton. Ces tests nous auraient appris que ce béton avait une résistance à la compression de 31 mpa et que sa résistance aux cycles de gel-dégel en présence de sels fondants était faible.

La plupart des experts ont reconnu la difficulté du travail des inspecteurs de ponts. En l'espèce, l'évaluation de leur travail peut être faussée par la connaissance subséquente de l'effondrement lui-même et des nombreuses expertises faites *a posteriori*. On peut concevoir que la tâche de la CEVC à cet égard n'est guère aisée dans les circonstances.

Rappelons que l'effondrement d'un pont sous son propre poids au milieu de sa vie utile ne s'était jamais vu auparavant. Les observations préalables constatées sur les faces externes du pont, observations maintes fois constatées sur d'autres ouvrages, ne pouvaient raisonnablement présager de l'effondrement d'un pont.

Il s'agit d'un événement qui ne s'était jamais produit auparavant dans le monde occidental et qui était inimaginable avant le 30 septembre 2006. Il serait trop facile aujourd'hui de pointer du doigt ceux qui n'ont pas vu, et de prétendre qu'ils « auraient dû » voir ce qui ne s'était jamais vu.

## 10.0 RECOMMANDATIONS

Le MTQ réitère les recommandations formulées dans ses rapports d'expert.

Il apparaît manifeste que les normes de conception du Code S6-06 doivent être revues quant aux dalles épaisses en porte-à-faux sans armature de cisaillement.

Par ailleurs, le MTQ aurait avantage à demander aux concepteurs de nouveaux ouvrages, plus particulièrement dans le cas des conceptions plus inhabituelles, de lui indiquer les points critiques à inspecter.

En ce qui concerne les dalles épaisses en porte-à-faux sans armature de cisaillement déjà construites, celles-ci devront être évaluées avec une attention particulière au détail de l'armature dans les zones de changement brusque de géométrie et aux points d'appui ou d'application de charges concentrées ainsi qu'à la condition de dégradation du béton due à l'eau et à l'application de sels fondants.

Il y aurait sans doute lieu également de parfaire nos connaissances sur les effets thermiques entourant la pose de l'enrobé bitumineux sur les ouvrages.

L'effondrement du viaduc de la Concorde a également démontré l'importance de favoriser la conception des ouvrages par la méthode des bielles et tirants. On ne saurait trop insister, en effet, sur la nécessité de favoriser la conception d'ouvrages dont le comportement est ductile en cas de désordre structural et d'éviter les modes de rupture fragiles.

Montréal, le 27 juillet 2007

---

Me Pierre Arguin  
BERNARD, ROY (JUSTICE-QUÉBEC)  
Procureurs du ministre des Transports  
du Québec