

4.0 CONDITIONS ENVIRONNEMENTALES

Dans cette section, on présente les conditions climatiques et sismiques qui prévalaient dans les jours qui ont précédé l'effondrement des poutres.

4.1 Conditions climatiques

Les conditions climatiques sont basées sur les observations recueillies à la station météorologique la plus rapprochée du pont du boulevard du Souvenir, soit celle de Montréal-Dorval de la direction de l'environnement atmosphérique d'Environnement Canada. Cette station est située à l'aéroport international de Dorval, à environ 2 km à l'ouest et 10 km au sud du pont. L'altitude de cette station (36 m) est approximativement la même que celle du site (environ 38 m) et les conditions locales y sont similaires (terrain généralement plat et dégagé).

Les figures 4.1 et 4.2 donnent la température de l'air ambiant, la vitesse horaire de vent (sans rafale) et le niveau d'ensoleillement pour la période du 5 au 18 juin 2000, soit à partir du moment où les appuis temporaires ont tous été enlevés et le jour de l'effondrement des poutres. Pour le vent, les valeurs ont été regroupées en trois catégories : les vents approximativement perpendiculaires au pont dont l'origine va du sud à l'est, les vents qui sont aussi approximativement perpendiculaires au pont mais dont l'origine va du nord à l'ouest et, finalement, les autres vents qui, eux, soufflent parallèlement à la longueur du pont. Pour les deux premières catégories, on a aussi distingué entre les directions qui sont plus près de la perpendiculaire parfaite des autres directions (ex. ESE, SE et SSE distincts de E et S). On notera que, tel qu'illustré aux figures 2.1 et 4.3, le pont est orienté approximativement SO-NE.

La Fig. 4.3 donne la direction et l'amplitude des rafales de vent maximales enregistrées entre le 3 et le 18 juin et qui sont d'amplitude égale ou supérieure à 50 km/h.

On note que les journées du 15, 16 et 17 juin sont les plus chaudes et que la température se refroidit considérablement dans la soirée du 17. La température demeure fraîche le 18 au matin.

Les vents horaires maximum (plus de 40 km/h) sont enregistrés à la fin de la journée du 17 juin. Ces vents soufflent dans la direction généralement perpendiculaire à l'axe du pont, en provenance de l'ouest et du ouest-nord-ouest. La journée du 18 juin, les vents sont légers et on n'enregistre aucune rafale. On note que les rafales de vent les plus importantes se produisent le plus souvent dans la direction perpendiculaire au pont. Les 3 et 17 juin, ces rafales soufflent respectivement du nord-nord-ouest et du ouest-nord-ouest. Le 14 juin, des rafales importantes sont enregistrées du sud-est. Les rafales du 17 juin sont enregistrées vers 18h, après que les ouvriers aient quitté le chantier.

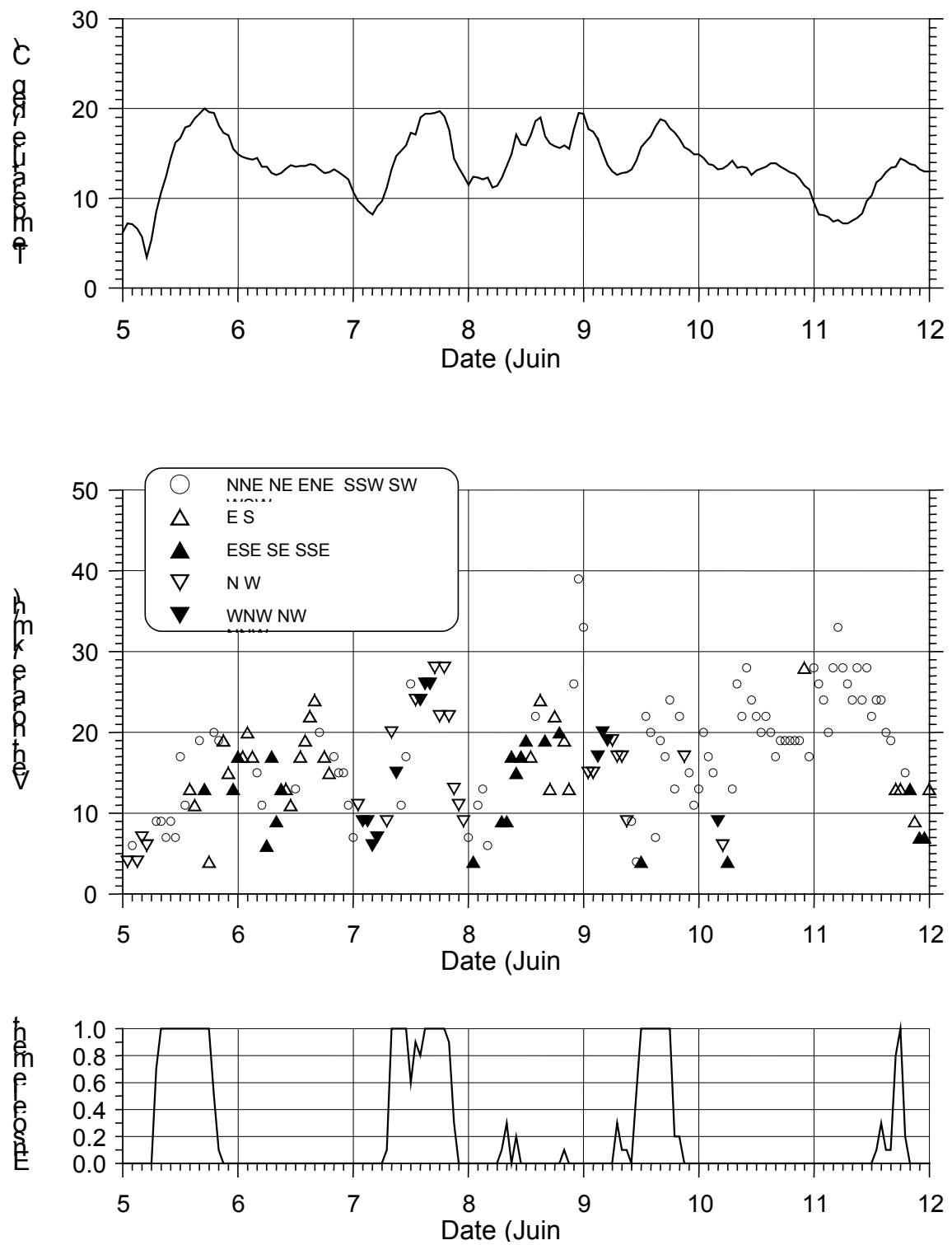


Figure 4.1 Température de l'air, vitesse horaire de vent et niveau d'ensoleillement pour la période du 5 au 12 juin 2000.

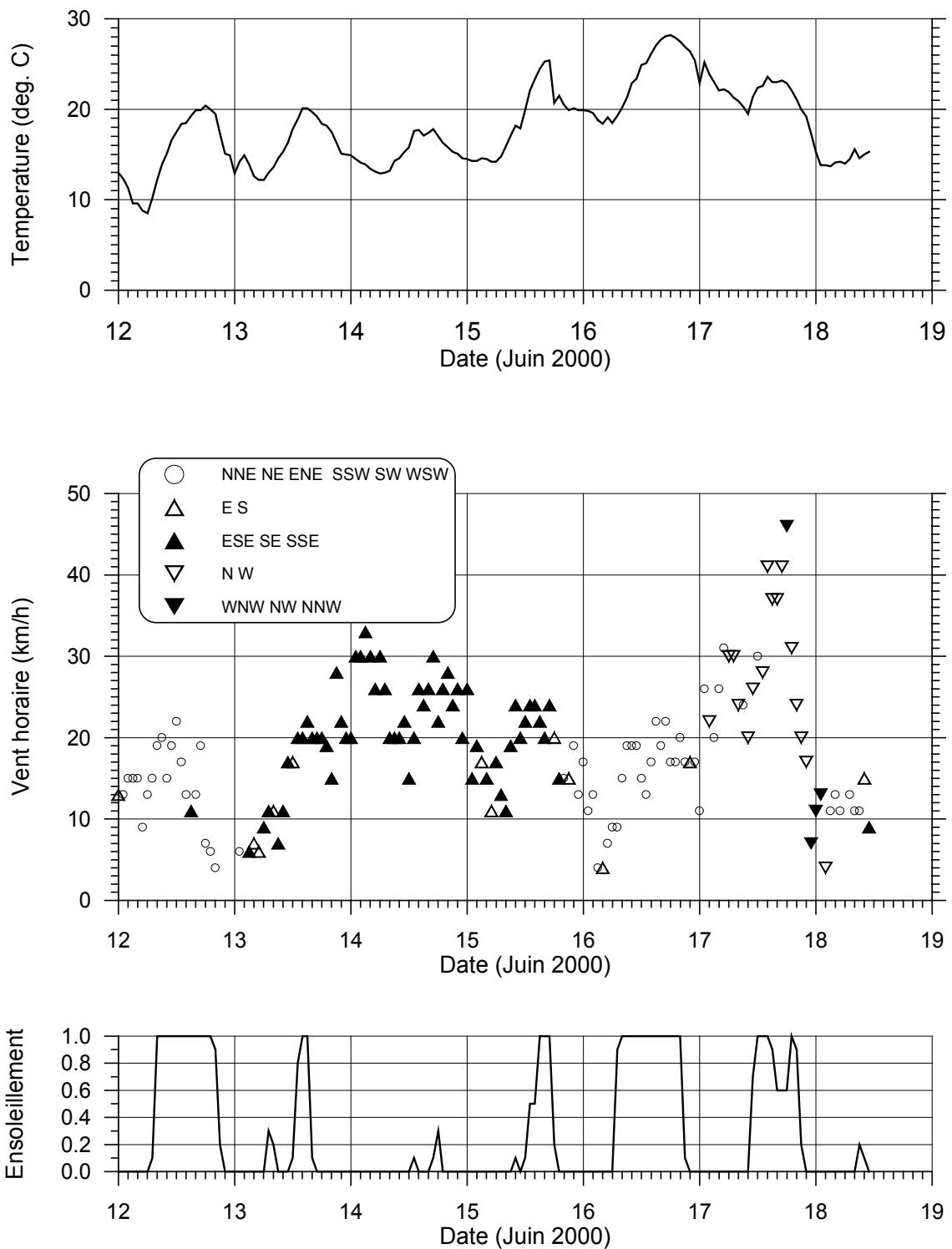


Figure 4.2 Température de l'air, vitesse horaire de vent et niveau d'ensoleillement pour la période du 12 au 18 juin 2000

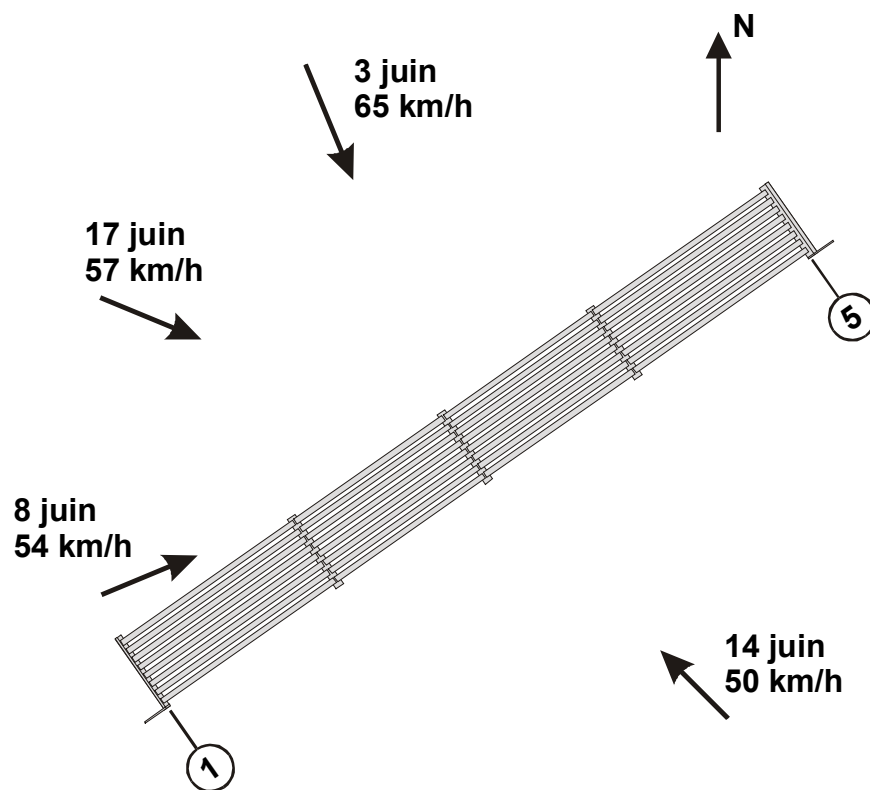


Figure 4.3 Vitesse et direction des rafales de vent de 50 km/h et plus entre le 3 et le 18 juin

Les 16 et 17 juin sont des journées généralement ensoleillées. Le 18 juin, le soleil ne perce que légèrement le matin entre 8h et 10h. Des observations à l'hôtel de ville de Laval indiquent que le ciel était généralement couvert le matin du 18 juin. Des averses ont débuté sur le site vers 12h30 ce jour là.

4.2 Conditions sismiques

Les rapports de la commission géologique du Canada indiquent qu'un séisme de magnitude mN 3.7 s'est produit dans la région de Charlevoix le 15 juin 2000. Il s'agit du seul séisme enregistré au Québec et en Ontario peu avant l'effondrement du pont.

5.0 CAUSES PROBABLES DE L'EFFONDREMENT

5.1 Introduction

Deux possibilités ont été examinées pour expliquer l'effondrement des poutres du pont : la défaillance d'un élément structural et l'instabilité des poutres. Ces deux possibilités sont présentées et analysées dans ce chapitre.

D'autres causes possibles ont aussi été examinées mais n'ont pas été retenues après vérification. Parmi celles-ci, on retrouvait :

- Collision d'un véhicule circulant sur l'autoroute 15 avec le tablier du pont. Cette hypothèse a été écartée car le dégagement vertical sous les poutres du nouveau pont est plus élevé de 0.6 m que celui du pont existant.
- Séisme. Le tremblement de terre du 15 juin était trop faible et son épiceutre trop éloigné du site pour causer des vibrations appréciables à Laval (il n'a été ressenti que dans la région immédiate de l'épicentre).
- Acte de vandalisme ou de sabotage. Aucun indice n'a été recueilli qui aurait pu indiquer qu'un tel geste ait été posé.

5.2 Revue de la structure du pont

5.2.1 Qualité des matériaux

On a procédé à la revue des rapports d'essais préparés en cours de chantier par les différents laboratoires impliqués dans le projet de même qu'à des essais sur des échantillons prélevés sur le site après l'effondrement. Les matériaux qui ont été examinés sont les bétons employés dans les culées, les piles et les poutres, l'acier de précontrainte des poutres et les aciers des poutres. Les informations obtenues indiquent que les matériaux examinés étaient conformes aux exigences des plans et devis du projet.

5.2.2 Revue de la conception du pont

Les éléments de la charpente qui ont été étudiés sont : les fondations, les culées, les piles, les appareils d'appui des poutres, les poutres et la dalle du tablier. La vérification comprenait le calcul des efforts induits par les charges et la vérification de l'adéquation des éléments structuraux.

La norme CAN/CSA-S6-88 «Calculs des ponts-routes» (ACNOR 1990) a été retenue comme référence de conformité et on a basé la revue sur les plans de Dessau-Soprin émis pour construction (1^{er} octobre 1999) et les modifications à ces plans effectuées au cours des travaux. Les dessins d'atelier des poutres produits par la Compagnie Bétons Préfabriqués du Lac inc. (dessins B-1, B-2, B-4, B-5, B-7, B-8, B-10 et B11 émis le 1 septembre 1999 et annotés par Dessau Soprin le 25 octobre 1999) et les dessins des appareils d'appui produits par la Compagnie Goodco inc. (dessin 1/6 du 13 octobre 1999 et dessins 2/6 à 6/6 du 27 octobre 1999, avec annotations de Dessau-Soprin du 5 novembre 1999) ont aussi été consultés.

La revue de la conception de l'ouvrage, complétée par les observations faites sur le site, a permis de conclure que l'effondrement n'est pas le résultat de la rupture d'un des éléments structuraux principaux du pont. La revue du projet a aussi permis de constater qu'il fallait apporter une attention particulière à la stabilité de l'ouvrage durant la construction. Cet aspect est abordé à la section 5.3.

5.2.3 Appareil d'appuis

On a procédé, après l'accident, à un examen visuel de tous les appareils d'appui des poutres 1 à 4. On a porté une attention particulière aux coussins en élastomère de la culée 1 et aux disques de caoutchouc de tous les appuis à élastomère confiné. Aucun vice ni défaut n'a pu être décelé sur ces appareils. Des essais au duromètre shore A ont été effectués sur certains des disques de caoutchouc des appuis à élastomère confiné et la dureté obtenue dans tous les cas était conforme à la valeur spécifiée.

Des essais en laboratoire ont aussi été réalisés pour déterminer les propriétés des appareils d'appui à l'état neuf. Les spécimens ont été tirés parmi les appareils qui avaient été produits pour la phase II des travaux. Ces essais ont été réalisés sous les charges verticales qui étaient appliquées au moment de l'accident. Ceux-ci ont révélé que le comportement des appareils était tel qu'anticipé, c'est-à-dire qu'ils offraient un coefficient de friction très bas et une faible résistance à la rotation. L'influence de la présence des plaques de transport sur ces deux propriétés a également pu être quantifiée.

5.3 Rupture par instabilité des poutres

5.3.1 Système de contreventement temporaire

Durant la construction, les éléments de la charpente doivent être stabilisés jusqu'à l'achèvement de l'ouvrage. Suite à l'effondrement du pont du boulevard du Souvenir, on a procédé à l'examen de la charpente afin d'identifier les éléments qui pouvaient, au moment de l'accident, contribuer au contreventement temporaire des poutres dans la direction transversale. Les propriétés de ces éléments ont ensuite été déterminées par calculs ou à l'aide d'essais. En se référant à la description de l'ouvrage donnée au chapitre 2, on retrouvait :

- Les tirants qui étaient présents entre les semelles supérieures des poutres. Ceux-ci devaient s'opposer à l'éloignement des poutres les unes des autres. Les essais réalisés sur les tirants ont révélé qu'en raison du pliage aux extrémités de la tige, ils étaient entre 100 et 900 fois plus flexibles qu'une tige d'acier droite équivalente de la même longueur et que leur résistance variait entre 14% et 41% de celle d'une tige d'acier droite équivalente. La rigidité était principalement influencée par la force de serrage appliquée lors de l'installation.
- Les pièces de bois 89 x 89 posées à proximité des tirants, de même que les poutrelles en bois qui supportaient le coffrage de la dalle entre les poutres. Ces pièces empêchaient les poutres de se rapprocher les unes des autres au niveau de leur semelle supérieure.
- Les tiges métalliques qui supportaient les coffrages de la dalle entre les poutres. On peut démontrer par calcul que ces pièces offraient une résistance et une rigidité en traction négligeable au mouvement latéral des poutres.
- Les coffrages des entretoises. Ceux-ci ne pouvaient empêcher l'éloignement relatif ni la rotation relative des poutres puisqu'ils n'étaient pas fixés aux poutres et n'offraient pas de résistance au cisaillement.
- Les tiges d'ancrage verticales utilisées à la culée 1 pour les poutres 5 à 8. Celles-ci empêchaient le déplacement transversal ainsi que la rotation des poutres 5 à 8 à cet endroit, tel que confirmé par les mesures in situ de la rotation subie par ces poutres lors de l'effondrement.

- Les appareils d'appui à élastomère confiné supportant les poutres 5 à 8 aux piles 2 à 4 et à la culée 5. Le déplacement transversal de la base des poutres 5 à 8 était empêché par les guides de ces appareils d'appui. Ces appareils n'offraient cependant qu'une très faible résistance à la rotation des poutres par rapport à leur base, résistance qui a été mesurée en laboratoire. La rigidité en rotation des appareils fournis aux piles 2 à 4 était de 150 kN-m/rad alors que celle des appareils à la culée 5 était de 50 kN-m/rad. Une force horizontale de 0.9 kN et 0.3 kN, respectivement, appliquée à la semelle supérieure d'une poutre, était donc suffisante pour augmenter la rotation de la poutre (α sur la figure 2.8) de 0.01 radian pour ces deux modèles d'appareils.
- Les appareils d'appui à élastomère confiné supportant les poutres 1 à 4 aux piles 2 à 4 et à la culée 5. Ces appareils ne comprenaient pas de guide et la résistance au mouvement latéral n'était fournie que par la friction, très faible, à l'interface du disque de PTFE et de l'acier inoxydable. La résistance à la rotation de ces appareils d'appui était aussi très faible. Les coefficients de friction ont été mesurés en laboratoire et sont donnés à la section 5.3.4.
- Les coussins en élastomère supportant les poutres 1 à 4 à la culée 1. Ces appareils offraient une certaine résistance à la rotation des poutres. Cette résistance a été mesurée par des essais en laboratoire. Le mouvement transversal des poutres à cet endroit était empêché par la friction entre le coussin et les plaques d'assise.

Si on néglige la résistance à la rotation fournie par les appareils d'appui, on constate que le système en place devient un mécanisme. C'est-à-dire qu'il peut se déformer tel que montré à la figure 5.1, sans offrir de résistance, sous l'effet d'une sollicitation horizontale comme les pressions causées par le vent soufflant du nord schématisées sur la figure.

Ce mécanisme est d'autant plus vulnérable lorsque l'inclinaison des appareils d'appui à élastomère confiné des poutres 1 à 4 excède le coefficient de friction de l'appareil, ces poutres peuvent alors glisser, tel que montré sur cette figure. L'amorce de ce mouvement par rapport aux poutres 5 à 8 est permis par la grande flexibilité des tirants. L'excentricité qui se crée alors entre le centre de la largeur des poutres et le centre des appareils d'appui contribue à accentuer la rotation des appuis, ce qui précipite le mouvement des poutres.

Seule la résistance à la rotation des appareils d'appui pouvait contribuer à réduire les déformations horizontales du système. Cependant, les appareils à élastomère confiné n'offraient qu'une très faible rigidité en rotation et on peut penser que le mécanisme de la figure 5.1 pouvait être activé sous de faibles sollicitations.

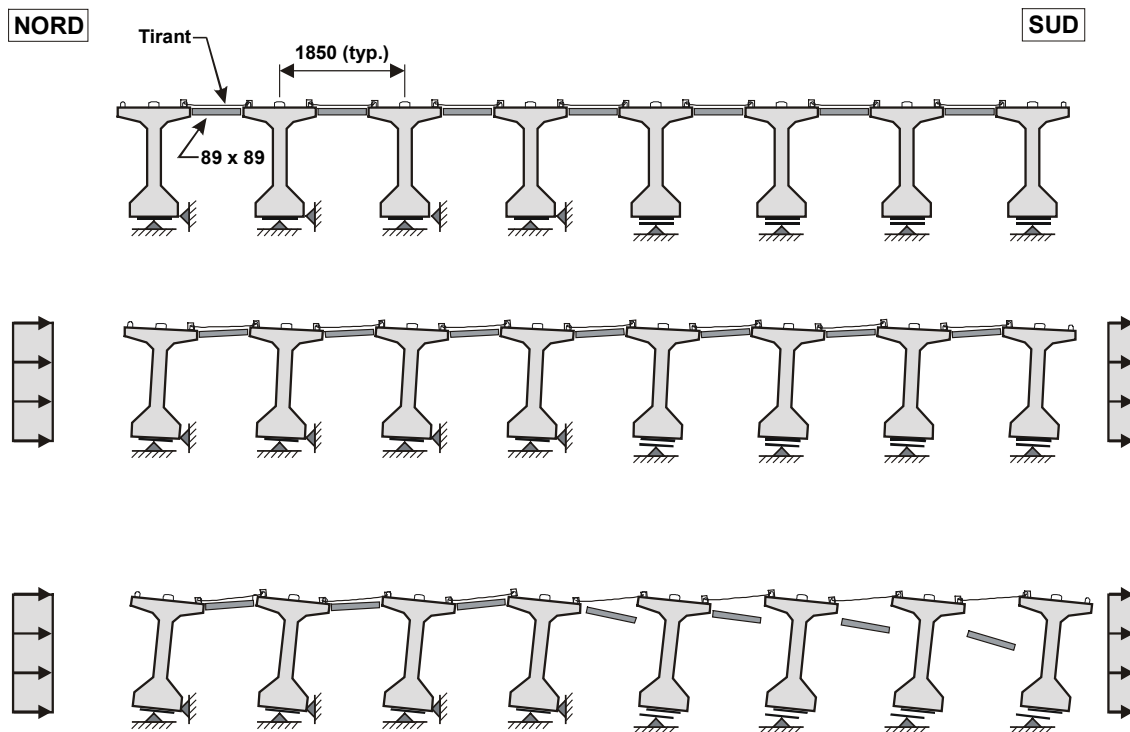


Figure 5.1 Mécanisme des poutres du tablier

5.3.2 Sollicitations

En plus de la pression du vent, les pressions de l'air causées par la turbulence, les vibrations dues au passage des véhicules sur l'autoroute 15, ainsi que les imperfections géométriques et les déformations thermiques de la structure étaient susceptibles de produire des déformations similaires à celles montrées à la figure 5.1. Ces sollicitations sont brièvement décrites dans ce qui suit.

5.3.2.1 Pressions dues au vent

Le vent soufflant dans une direction perpendiculaire à la structure peut causer une pression sur la face verticale de la poutre de rive au vent et une succion sur la poutre de rive située du côté sous le vent. Dans le cas du pont du boulevard du Souvenir, les vents se dirigeant généralement dans la direction sud sont les plus critiques car la force du vent sur la poutre 1 cherche à faire glisser davantage cette poutre sur ses appareils d'appui (figure 5.1).

Lorsque l'on examine les conditions climatiques présentées au chapitre 4, on remarque que les vents horaires les plus importants dans la direction la plus critique se sont produits en fin de journée, le samedi 17 juin. Les rafales de vent à ce moment ont atteint 57 km/h. On note que des rafales plus importantes ont été enregistrées dans la même direction le 3 juin (figure 4.3) mais des appuis temporaires étaient toujours en place à la pile 3 (figure 2.15) ce qui contribuait à stabiliser les poutres.

À la section 5.3.3, on présente les résultats d'une étude où on a appliqué à la structure les pressions causées par les rafales mesurées le 17 juin.

5.3.2.2 Turbulence causée par la circulation

Les camions circulant à vive allure sur les routes causent des turbulences dans l'air qui peuvent à leur tour produire des pressions sur les structures situées à proximité. Par exemple, dans une norme AASHTO, on spécifie une pression additionnelle de 0.24 kPa pour le calcul des structures temporaires situées au dessus de voies de circulation. Le matin du 18 juin, la circulation était fluide sur l'autoroute 15 et il est probable que des pressions de vent de cette amplitude aient été appliquées sur une partie des poutres du pont.

Pour fin de comparaison, notons que dans l'exemple montré à la section 5.3.3, on a imposé une succion égale à 0.13 kPa à la poutre 1 pour simuler l'effet des rafales de vent enregistrées le samedi 17 juin.

5.3.2.3 Vibrations causées par la circulation

Le 13 juillet dernier, on a effectué des mesures de l'accélération induite dans le chevêtre de la pile 4 par la circulation sur l'autoroute 15. Les accélérations maximales enregistrées dans les deux directions horizontales étaient de l'ordre de 0.0025 g. Ces accélérations sont très faibles mais, tel que discuté à la section 5.3.3, celles-ci pouvaient contribuer au mouvement des poutres.

Les caractéristiques dynamiques de la structure au moment de la prise de ces lectures étaient bien sûr différentes de celles du 18 juin puisque les piles ne supportaient plus de poutres. Ces enregistrements permettent tout de même d'obtenir un ordre de grandeur de l'influence des vibrations du sol sur l'ouvrage.

5.3.2.4 Imperfections géométriques

On retrouve dans toutes les structures des imperfections géométriques et certaines peuvent causer des efforts et des déformations de la charpente. Par exemple, une poutre qui ne serait pas déposée au centre d'un appareil d'appui à élastomère confiné pourrait causer une inclinaison de la plaque supérieure de cet appui.

On a mesuré plusieurs imperfections géométriques de la structure du pont du boulevard du Souvenir afin de pouvoir évaluer leur effet possible sur la stabilité des poutres. Toutes les mesures relatives aux poutres ont été prises sur les poutres 5 à 8 et on fait l'hypothèse que celles-ci sont représentatives de l'ensemble de la structure. La valeur moyenne de certains de ces paramètres est présentée au tableau 5.1, accompagnée des tolérances qui sont spécifiées dans le Cahier des charges et devis généraux du ministère des Transports du Québec (MTQ 1997).

Tableau 5.1 Imperfections géométriques mesurées dans la charpente

Paramètre	Valeur moyenne	Tolérance du CCDG
Appuis à élastomère confiné Excentricité des poutres sur les appuis (mm)	5.3	-
Poutres 5 à 8 Déviation latérale (x longueur)	0.00092	0.001
Pente des plaques d'assise (radian)	0.0045	0.002

Le premier paramètre correspond à la distance dans la direction nord-sud entre le centre de la largeur de la semelle inférieure des poutres 5 à 8 et le centre de la plaque biseautée des appuis à élastomère confiné.

Dans les documents de suivi du chantier, on a rapporté des cambrures et des déviations latérales excessives des poutres. La cambrure est une déformation en flexion vers le haut qui est principalement causée par l'action des câbles de précontrainte (figure 5.2). Cette déformation n'a pas influencé la stabilité des poutres en cours de montage. Par contre, la déviation latérale est plus critique car elle a un effet similaire à celui d'une excentricité des poutres sur un appareil d'appui puisque le centre de gravité de la poutre se trouve placé à l'extérieur de la ligne droite joignant les deux extrémités de la poutre.

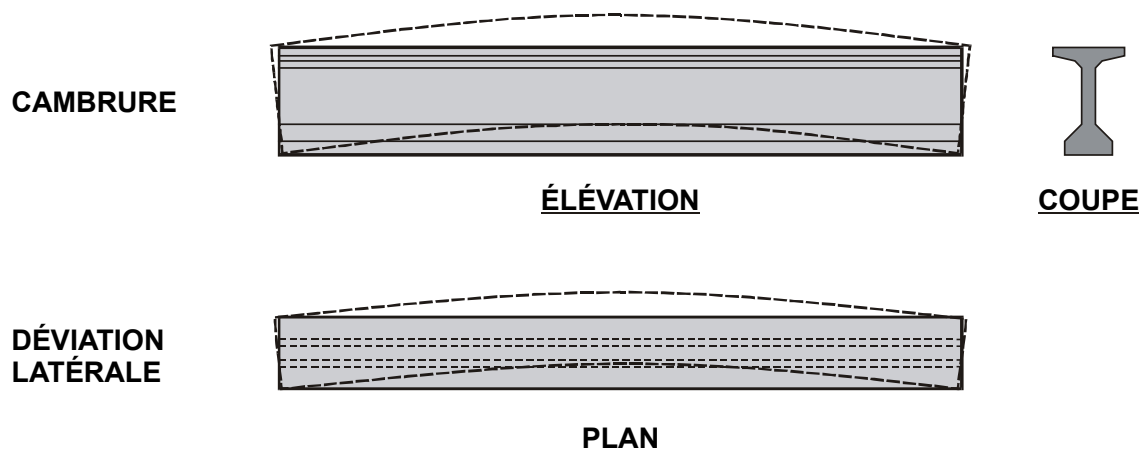


Figure 5.2 Cambrure et déviation latérale des poutres

Les mesures des déviations latérales des 16 poutres 5 à 8 ont été effectuées au niveau de l'âme, par temps couvert. Les poutres reposaient alors sur des appuis en bois, après leur enlèvement du pont. La déviation latérale moyenne est de $0.00092 L$ (L est la longueur des poutres) et les valeurs maximum et minimum sont respectivement de $0.00137 L$ et $0.00055 L$. Pour quelques poutres, la déviation latérale excédait la tolérance du CCDG qui est de $0.001L$, et devaient, par conséquent, être redressées.

Des mesures de la déviation latérale avaient été prises par l'entrepreneur avant l'installation des poutres (27 mars 2000). Ces valeurs sont données dans le Tableau 5.2. On remarque que, sauf pour la poutre 8 de la travée 4, ces valeurs sont comparables à celles mesurées après l'effondrement, ce qui confirme que les poutres avaient, avant l'effondrement, des déviations latérales de l'ordre de $0.001 L$.

Tableau 5.2 Comparaison des déviations latérales mesurées avant et après l'accident

Travée	Poutre	No.	Déformation latérale (mm)	
			Avant	Après
1	7	P2 5/7	54	48
2	1	P4 1/1	43	-
3	6	P8 5/7	40	46
3	5	P8 6/7	50	45
3	2	P8 2/7	40	-
3	1	P7 1/1	40	-
4	8	P11 7/7	85	40

Le troisième paramètre dans le tableau 5.1 (pente des plaques d'assise) est une autre imperfection géométrique qui peut influencer la stabilité des poutres. Dans la direction nord-sud, la plaque d'assise et l'âme des poutres doivent être perpendiculaires l'une par rapport à l'autre. La valeur donnée au tableau 5.1 correspond à l'écart moyen entre l'angle mesuré sur les poutres et la perpendiculaire. Si la plaque d'assise n'est pas parfaitement perpendiculaire à l'âme de la poutre, celle-ci, une fois en place, sera inclinée ou encore reposera sur un appareil d'appui dont la plaque supérieure sera inclinée, deux conditions qui favorisent le mouvement des poutres dans la direction nord-sud.

5.3.2.5 Effets des variations de la température et du rayonnement solaire

Le béton est un matériau qui se déforme lorsque sa température change suite à une variation de la température ambiante ou sous l'influence du rayonnement solaire. Pour les poutres du pont, les variations de la température extérieure se traduisent principalement par des changements de leur longueur, changements qui sont accommodés par les appareils d'appui.

L'effet du rayonnement solaire sur des poutres dépend de la partie de leur surface qui est exposée au soleil. Une poutre qui est réchauffée d'un côté a tendance à se courber du même côté, c'est-à-dire que la partie chaude est à l'extérieur de la courbe. Les poutres 1 et 8 avaient un côté et leur semelle supérieure qui pouvaient être réchauffées par les rayons solaires. Le côté exposé de la poutre 1 faisait face au sud-est et était ainsi le plus exposé en matinée. Pour cette poutre, l'effet du réchauffement de son côté exposé était donc similaire à celui d'une déviation latérale vers le sud.

Suite à l'accident, on a procédé à des essais in situ pour mesurer les variations de la température dans les poutres du pont qui étaient induites par le rayonnement solaire. On a ensuite réalisé des simulations numériques en considérant les conditions de température enregistrées dans les jours précédents le 18 juin (chapitre 4) et on a constaté que la déviation latérale maximale sur une des poutres de rive pouvait être de l'ordre de 10 mm vers le sud.

5.3.3 Étude de la stabilité sous l'effet du vent, des imperfections géométrique et des variations de température

Afin de valider l'hypothèse que le mouvement des poutres se soit amorcé selon le mode montré à la figure 5.1 sous les conditions qui prévalaient avant l'accident, on a calculé à l'aide d'un modèle numérique de la structure du pont le coefficient de friction qui était requis à la base de la poutre 1 pour prévenir son glissement sous les rafales de vent du 17 juin.

Le modèle numérique comprenait les 32 poutres du pont, les tirants qui les re-liaient entre elles au niveau de la semelle supérieure et les appareils d'appui. Pour ces derniers, on a considéré les propriétés en rotation qui ont été obtenues des essais en laboratoire. On a aussi tenu compte de la présence des plaques de transports à la pile 4 et à la culée 5 sur la résistance à la rotation. La contribution des tiges d'ancrages verticales à la culée 1 (poutres 5 à 8) a aussi été prise en considération dans le modèle.

On a appliqué au modèle les charges de gravité qui étaient présentes le jour de l'accident (poids des poutres et des coffrages) et on a appliqué les pressions de vent induites par une rafale de 57 km/h.

Les résultats de trois simulations sont présentés ici. Dans le premier cas, la structure ne présente aucune imperfection géométrique et on a utilisé la rigidité des tirants obtenue pour un serrage moyen des écrous d'assemblage. Dans la seconde analyse, on a considéré une rigidité moindre pour les tirants, correspondant à un serrage minimal. Finalement, on a repris la première analyse mais en déplaçant de 20 mm vers le sud la poutre 1 de la travée 4. Cette dernière analyse avait pour but d'évaluer les effets combinés d'une excentricité de la poutre sur les appareils d'appui, d'une déviation latérale et du rayonnement solaire. La valeur de 20 mm représente un estimé réaliste lorsque l'on examine les valeurs présentées précédemment pour chacun de ces paramètres.

Les résultats sont comparés aux coefficients de friction qui ont été mesurés lors des essais sur les appareils d'appui (tableau 5.3). Le coefficient de friction statique lors du premier cycle correspond à la résistance au glissement offerte lors du premier mouvement après l'application de la charge verticale sur l'appareil d'appui. Pour ce genre d'interface, ce coefficient de friction est habituellement beaucoup plus élevé que dans les cycles suivants et, comme le montre le tableau 5.3, ce phénomène a été observé pour les appareils fabriqués pour ce projet. Les appareils d'appui du pont ont subi quelques cycles de mouvements dans les jours qui ont précédé l'accident et le coefficient de friction statique obtenu lors des cycles subséquents dans les essais doit être retenu ici.

Le coefficient de friction dynamique est mesuré une fois le mouvement amorcé. Les valeurs indiquées couvrent des cas de mouvements rapides (63 mm / min.) et très lents (0.1 mm / min.). Un coefficient de friction près du coefficient de friction dynamique est celui qu'il faudrait considérer dans la direction nord-sud si un mouvement longitudinal était en cours simultanément dans la direction longitudinale du pont.

Les résultats des trois analyses sont donnés au tableau 5.4. Le coefficient de friction indique le coefficient requis pour empêcher le glissement dû à la rotation de l'appui et l'effet du vent sur la poutre. Les résultats montrent clairement que les appareils d'appui étaient sur le point de glisser ou que le glissement s'est amorcé le samedi 17 juin. Dans le dernier cas, on peut penser que ce mouvement a été interrompu pour reprendre plus tard sous l'effet d'une autre sollicitation ou lorsqu'un bris est survenu dans un des éléments s'opposant au mouvement (tirant, etc.).

Tableau 5.3 Valeurs moyennes et intervalles du coefficient de friction (%) entre le disque PTFE et l'acier inoxydable des appareils d'appui à élastomère confiné

Condition	Appareil d'appui	
	PM-300 Avec ou sans plaques de transport (piles 2 à 4)	PM-150 Avec plaques de transport (culée 5)
Statique (premier cycle)	4.5 (4.1 – 4.9)	3.5 (2.9 – 4.1)
Statique (cycles subséquents)	1.6 (0.86 – 2.5)	1.4 (0.6 – 2.4)
Dynamique	0.8 (0.46 – 1.2)	1.4 (1.1 – 2.1)

Tableau 5.4 Prédiction de la possibilité de glissement de la poutre 1 sous l'effet du vent

Conditions	Serrage des tirants de retenue	Coefficient de friction requis (%)	État d'équilibre
Poussée du vent Aucune imperfection géométrique	Moyen	1.5	1.5 % \cong 1.6 % Glissement imminent
	Minimal	2.1	2.1 % > 1.6 % Glissement probable
Poussée du vent Poutre 1 de la travée 4 avec imperfection géométrique moyenne	Moyen	1.7	1.7 % > 1.6 % Glissement probable

Il faut aussi noter que les essais en laboratoire ont démontré que les appareils d'appui à élastomère confiné ont tendance à demeurer inclinés après qu'on leur ait imposé une rotation. Pour l'exemple considéré ici, les analyses montrent que la rotation résiduelle sous l'action du vent est de l'ordre de 0.01 radian (pente de 1%) dans le cas où l'imperfection de la poutre 1 de la travée 4 a été considérée. Une telle inclinaison était suffisante pour produire le glissement de la poutre vers le sud si l'appui subissait déjà un glissement longitudinal dû aux variations de température du béton. Dans la nuit du 17 au 18 juin, la baisse importante de température a probablement causé un tel glissement des appuis aux piles 2 à 4 et à la culée 5 et on peut penser qu'un glissement vers le sud était probable aux piles 2 à 4 et imminent à la culée 5 dans les heures qui ont suivi les vents du 17 juin.

Sur la base de ces résultats, il est permis de croire que l'effondrement a débuté par le mouvement vers le sud de la poutre 1 sous l'effet du vent. Cette poutre a alors exercé une force dans cette même direction sur les poutres adjacentes, provoquant un mouvement progressif des poutres 1 à 4 semblable à celui montré à la figure 5.1.



Figure. 5.5 Vue de la travée 4 et de la culée 5 après l'effondrement
(photo 280.2.20)

5.3.4 Remarques

Les récits des témoins, les observations sur le site (chap. 3 et figure 5.5) et les analyses indiquent que la rupture se serait produite selon le scénario décrit à la section précédente. De plus, un comportement similaire (rotation de poutres supportées sur des appuis à élastomère confiné) s'est produit en 1994 lors de la construction d'un pont d'étagement sur l'autoroute 30. Cet incident n'avait pas eu de conséquences puisque des correctifs avaient été apportés à temps, mais montre la vulnérabilité de ce système durant la construction.

On ne peut cependant pas affirmer avec certitude que l'effondrement se soit produit de cette façon. L'exemple ne visait qu'à démontrer que les poutres étaient dans une condition d'équilibre précaire et pouvaient se déplacer sous une sollicitation de faible amplitude. Ainsi, dans la région de Montréal, on conçoit les structures pour résister, avec un facteur de sécurité approprié, à des rafales de vent dont la vitesse est environ le double de la vitesse de rafale utilisée dans l'exemple (57 km/h). Dans de telles conditions, plusieurs combinaisons de facteurs étaient susceptibles de provoquer la chute des poutres de la structure.

6.0 CONCLUSIONS

Les informations recueillies sur le site après l'accident et les faits qui ont été portés à l'attention du comité indiquent que les poutres du pont du boulevard du Souvenir étaient dans un état d'équilibre précaire le 18 juin dernier. Cet équilibre pouvait être rompu par une sollicitation de faible amplitude due à l'effet de l'un, ou d'une combinaison, des facteurs suivants : vent, variation de température, turbulences ou vibrations dues au passage des véhicules ou imperfections géométriques, et c'est vraisemblablement ce qui s'est passé ce matin-là.

L'effondrement aurait débuté par une légère inclinaison vers le sud des poutres de rive du côté sud du pont, par rotation au niveau de leurs appareils d'appui. Ces poutres se sont aussi déplacées transversalement, dans la même direction, par glissement au niveau de leurs appareils d'appui, entraînant les poutres des trois rangées adjacentes. Le mouvement des poutres s'est poursuivi jusqu'à ce qu'elles heurtent la structure sous-jacente (pile ou culée) et les murs de garde aux culées. Les quatre poutres des travées 2 et 3 se sont finalement effondrées sur les voies sud et nord de l'autoroute 15.

Les appareils d'appui étaient conçus pour permettre avec un minimum de restriction la rotation et le glissement des poutres qu'ils supportaient. Le 18 juin, il n'y avait pas de système de contreventement adéquat pour empêcher de tels mouvements des poutres et assurer l'intégrité de la structure.

7.0 REMERCIEMENTS

Les auteurs du rapport désirent remercier sincèrement tous ceux et celles qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de cette étude. En particulier, on doit souligner l'excellent travail de Jean Grenier, ing., de la Direction des structures au ministère des Transports qui s'occupait de la cueillette et de la gestion des documents ainsi que des contacts avec les différents intervenants. Nous remercions également les autorités policières de la ville de Laval pour leur collaboration continue dans la recherche d'information et les photographies, la compagnie Schokbéton pour l'assistance fournie pour les mesures effectuées sur les poutres entreposées à leur usine et la compagnie Goodco qui a fourni information technique et spécimens d'essai afin de déterminer le comportement des appareils d'appui. Finalement, les auteurs désirent souligner l'importante contribution des personnels techniques du ministère des Transports du Québec, de l'École Polytechnique et de l'Université McGill à la prise des mesures et réalisation des diverses expertises.

8.0 RÉFÉRENCES

ACNOR 1990. CAN/CSA-S6-88, Calcul des ponts-routes. Association canadienne de normalisation, Rexdale, Ontario, 1990.

MTQ. 1997. Cahier des charges et devis généraux. Direction du soutien aux infrastructures, Ministère des Transports, Publications du Québec, Sainte-Foy, Québec.