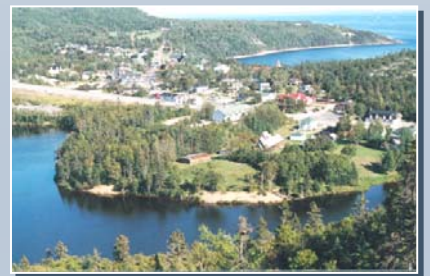


ÉTUDE D'IMPACT DU PROJET DE CONSTRUCTION D'UN  
PONT AU-DESSUS DE LA RIVIÈRE SAGUENAY, MUNICIPALITÉS  
DE TADOUSSAC ET DE BAIE-SAINTE-CATHERINE,  
MRC DE LA HAUTE-CÔTE-NORD ET DE CHARLEVOIX-EST

Contrat n° : 3550-01-AC05

**FAISABILITÉ TECHNIQUE (ANNEXES)**

**Avril 2008**



ÉTUDE D'IMPACT DU PROJET DE CONSTRUCTION D'UN  
PONT AU-DESSUS DE LA RIVIÈRE SAGUENAY, MUNICIPALITÉS DE  
TADOUSSAC ET DE BAIE-SAINTE-CATHERINE,  
MRC DE LA HAUTE-CÔTE-NORD ET DE CHARLEVOIX-EST

Contrat n° : 3550-01-AC05

**FAISABILITÉ TECHNIQUE  
(ANNEXES)**

**Avril 2008**

## LE MANDAT

---

Le mandat consiste à effectuer, pour le compte du ministère des Transports du Québec, une étude d'impact intégrée pour la construction d'un ouvrage franchissant la rivière Saguenay. L'ouvrage fait partie d'un nouveau lien routier se raccordant à la route 138 entre les municipalités de Tadoussac et de Baie-Sainte-Catherine au Québec.

Lors des études préliminaires portant sur le projet de la traversée du Saguenay, une analyse comparative a été réalisée dans l'Étude d'opportunité en 1999. Cette analyse a permis d'identifier, sur la base des critères considérés, que l'option P4, à proximité de la traverse actuelle, s'avérait la moins contraignante du point de vue environnemental, technique et économique.

Le présent mandat couvre trois volets distincts, soit : faisabilité technique, environnement et socioéconomique, chacun ayant des sous-étapes détaillées respectives à leur champ de spécialité. Ces trois volets sont intimement liés et les résultats de l'un de ces volets tiennent compte des conséquences sur les autres volets.

De plus, un rapport distinct, intitulé « Communication » est présenté. Il synthétise le projet tout en illustrant les plans de communication établis ainsi que les ateliers de travail, les tournées d'information et les activités publiques effectués.

## LISTE DES DOCUMENTS

Faisabilité technique

→ Faisabilité technique (Annexes)

Faisabilité technique (Cahier des dessins)

Résumé de l'étude d'impact sur l'environnement

Étude d'impact sur l'environnement

Étude d'impact sur l'environnement (Annexes)

Résumé de l'étude socioéconomique

Étude socioéconomique

Communication

Communication (Annexes)

## ÉQUIPE DE TRAVAIL

Amin Khouday, ing., M.Sc., D.Sc., D.S.A., Chargé de projet  
FSCGC  
(SNC♦LAVALIN inc.)

### Volet Environnement

---

#### SNC♦LAVALIN Environnement inc.

Yves Comtois, B.A., M.Sc.	Chargé de projet adjoint – Volet Environnement
Mathieu Arcand, B.Sc., DESS (SIG)	Bilan des impacts, supervision de l'édition
Stéphanie Brisson, géographe, B.Sc., M.A.	Résumé de l'étude, supervision de l'édition
Eric Delisle, météorologue, B.Sc. (Physique)	Qualité de l'air
Hugues Dubois, géographe, B.Sc.	Système d'information géographique et cartographie
Richard Fontaine, ing. f.	Exploitation forestière
Christian Laliberté, géographe, B.Sc., M.Sc.	Analyse comparative des variantes, système d'information géographique et cartographie
Christian Laroche, géographe, B.Sc.	Système d'information géographique et cartographie
Martin Meunier, ing., M.Ing.	Milieu sonore

#### GENIVAR Groupe conseil

Jean Boudreault, B.Sc.	Coordination GENIVAR, Québec et Montréal
Claude Théberge, M.Sc.	Coordination GENIVAR, Baie-Comeau
Gino Beauchamp, géomorphologue, B.Sc., M.Sc.	Milieu physique
Linda Giroux, architecte paysagiste, B.A.P	Milieu visuel et coordination de l'équipe du concept de mise en valeur et d'harmonisation visuelle
Mario Heppell, biologiste-aménagiste, B.Sc. (Biologie), M. ATDR.	Milieus biologique et humain
Michel Simard, urbaniste économiste, M.A.	Justification et milieu socioéconomique
Annie Bérubé, biologiste, B.Sc. (Biologie)	Milieu biologique
Mathieu Cyr, géographe, B.Sc., M.Env.	Milieu humain

Manuel Lafortune, géomorphologue, B.Sc., M.Sc. Hydrogéologie et qualité de l'environnement

Michel Robitaille, ing., M.Ing. Circulation et sécurité

Denis Meunier, ing. f. Végétation forestière

### **Cartographie**

Gilles Wiseman, cartographe-géomaticien Préparation des données cartographiques

Christian Savard, cartographe Support à la préparation des données cartographiques

### **Consultants associés**

Magella Bouchard, agronome Milieu agricole

Pierre Gagné, ing. f. Milieu forestier

Pierre Mousseau, biologiste, B.Sc., M.Sc. Avifaune

Alain Morrier, biologiste, B.Sc., M.Sc. Avifaune

### **Concept de mise en valeur et d'harmonie visuelle**

Gilles Arpin (Éclairage public) Aspect éclairage

Laurent Caperaà, ing. (Images et Technologies) Simulations et animations visuelles 3D

Don Darby, artiste-sculpteur, B. Art Aspect sculptural

André Major, architecte, B. Architecture Aspect architectural (Lemay et Associés)

### **Consultation publique**

Véronique Gilain, ing., M.Sc., M.Sc.A. Coordination du Volet Communication

Martin Tremblay, B. A. Communication Volet Communication

## Volet technique

### SNC ♦ LAVALIN inc.

Adel R. Zaki, ing.	Pont suspendu
Gaëtan Boyer, ing., M.Sc.	Génie routier
Richard Simard, ing., Ph.D.	Mécanique des sols et mécanique des roches
Nadia Feknous, ing., Ph.D.	Mécanique des sols et mécanique des roches

### GENIVAR Groupe conseil

Jacques Blouin, ing., M.Sc.	Viaducs
Michel Simard, urbaniste économiste, M.A.	Circulation et sécurité
André Leduc, M.Ing.	Circulation et sécurité
Jacques Deschênes, ing.	Éclairage
Linda Giroux, architecte-paysagiste	Concept de mise en valeur du pont
Gilles Wiseman, géomaticien	Concept de mise en valeur du pont

### CONSULTANTS ET SOUS-TRAITANTS

Michel Virlogeux, Dr. ing.	Chargé de projet adjoint – Volet Faisabilité technique
----------------------------	--

### Parsons Brinckerhoff Quade & Douglas, Inc.

Vijay Chandra, ing., M.Sc.	Pont suspendu
Ruchu Hsu, ing., M.Sc.	Pont suspendu
Joseph Tse, ing.	Pont suspendu

### Rowan Williams Davies & Irwin Inc.

Stoyan Stoyanoff, ing., Ph.D.	Étude en soufflerie
Mark A. Hunter, ing.	Étude en soufflerie
Suresh Kumaresannai, ing., Ph.D.	Étude en soufflerie
Peter A. Irwin, ing., Ph.D.	Étude en soufflerie
Jan Dale, M.E.Sc.	Ingénierie du vent

### Laboratoire B-Sol

Jean Authier, ing., M.Sc.A.	Mécanique des sols et mécanique des roches
-----------------------------	--

## **Volet Socioéconomique**

---

### **GENIVAR Groupe conseil**

Michel Simard, urbaniste économiste, M.A.	Chargé de projet adjoint – Volet Socioéconomique
Christian Couette, géographe, M.B.A.	Impacts socioéconomiques
Julie Michaud, économiste	Analyse économique et demande
Claire Piché, économiste, B.A.A., M.A.	Résumé, supervision de l'édition
Paul Dumas, M.B.A.	Étude de cas comparables
Neji Larbi, ing.	Circulation et sécurité

### **CONSULTANTS ET SOUS-TRAITANTS**

Stephen Gordon, économiste, Ph. D.	Économétrie
------------------------------------	-------------

### **Pricewaterhousecoopers**

Patrick Samson, C.A.	Mode de financement
Daniel Cadoret, C.A.	Mode de financement



## Ministère des Transports du Québec

Denis Domingue, ing.	Directeur, Direction de la Côte-Nord
Michel Bérubé, ing.	Chef de service, Direction de la Côte-Nord
Marc Larin, urbaniste	Chargé de projet, Direction de la Côte-Nord
Luc Bourassa, agent d'information	Volet communication, Direction de la Côte-Nord
Louis-Georges Coulombe, ing.	Volet technique – structures, Direction des structures
André Drolet, ing.	Volet technique – mécanique des sols et des roches, Direction du laboratoire des chaussées
Gilles Grondin, ing.	Volet technique – mécanique des sols, Direction du laboratoire des chaussées
Pierre Dorval, ing.	Volet technique – mécanique des roches, Direction du laboratoire des chaussées
Pierre Samson, biologiste	Volet environnement – coordination, Direction générale de Québec et de l'Est
Fabien Lecours, architecte du paysage	Volet environnement – aspects visuels, Direction générale de Québec et de l'Est
Denis Roy, archéologue	Volet environnement – archéologie, Direction générale de Québec et de l'Est
Caroline Mercier, stagiaire en archéologie	Volet environnement – archéologie, Direction générale de Québec et de l'Est
Pierre Lord, ing.	Volet environnement - circulation, Direction générale de Québec et de l'Est
Charles Morin, ing.	Volet environnement – milieu sonore, Direction de la Capitale-Nationale
Michel Michaud, géographe-aménagiste	Volet environnement – milieu humain, Direction générale de Québec et de l'Est
André Saint-Sauveur, économiste	Volet socioéconomique, Direction de la planification
Robert Patry, aménagiste	Volet socioéconomique, Direction de la planification

## TABLE DES MATIÈRES\*

- 1.A- Rapport d'études aérodynamiques
- 1.B- Response Spectrum Recommendation
- 1.C- Seismic Hazard Report
- 1.D- Géométrie et estimation budgétaire pour un tablier muni de trottoir
- 1.E- Dehumidification Report
- 2. *Il n'y a pas d'annexe*
- 3. *Il n'y a pas d'annexe*
- 4. Rapport de l'étude géotechnique
- 5.A- Analyse de capacité de circulation
- 5.B- Étude supplémentaire de la climatologie des vents
- 6. Calcul d'éclairage par luminance et illuminance
- 7. Concept de mise en valeur
- 8. *Il n'y a pas d'annexe*

(\*) *La numérotation des annexes est établie en fonction des chapitres correspondants.*

**1.A**

# **RAPPORT D'ÉTUDES AÉRODYNAMIQUES**



## 1. INTRODUCTION

Dans le cadre du projet de pont suspendu sur la rivière Saguenay à Tadoussac (Québec), au Canada, le Consortium SNC-Lavalin/Génivar a retenu les services d'ingénierie de Rowan Williams Davies & Irwin Inc. (RWDI) dans le domaine de l'aérodynamique. Le pont suspendu envisagé a une travée principale de 1350 m et deux travées d'approche de 330 m de longueur. Le tablier présente une coupe transversale en caisson symétrique. La fig. 1-1 indique les dimensions de l'ouvrage.

Les études d'aérodynamique entreprises par RWDI comprennent :

1. Une analyse des statistiques du régime local des vents et de la topographie locale à l'emplacement du pont, afin de déterminer les vitesses de calcul des vents et leurs propriétés en turbulence (section 2).
2. Des essais sur modèle réduit du tablier du pont ayant pour but d'évaluer la stabilité aérodynamique de l'ouvrage contre le flottement et les oscillations induites par des vibrations éoliennes, et de mesurer les coefficients des forces statiques pour le calcul des charges du vent turbulent ou ballonnement (section 3).
3. Une analyse théorique de la réponse au ballonnement du vent dans le but d'établir les charges de calcul du pont en service (section 4).
4. Une évaluation des vibrations des câbles (section 5).

On trouvera en annexe A des informations de base sur l'aérodynamique des ponts et sur les essais en soufflerie. Les pages qui suivent présentent les principaux résultats des études.

## **2. VITESSES DE VENT ADMISSIBLES**

### **2.1 Source de données**

Les données historiques sur le régime des vents, utilisées dans l'analyse climatique, proviennent de deux stations météorologiques situées à l'Île Rouge et à Rivière-du-Loup, à environ 15 km et 39 km respectivement, au sud-est du site du futur pont suspendu. La fig. 2-1 comporte une carte des stations et du site de l'ouvrage. La station de l'Île rouge disposait de 8 ans de données enregistrées (1994 à 2002) et la station de Rivière-du-Loup de 39 ans (1965 à 2003). Les vitesses de vent proposées comme critères ont été obtenues en combinant les résultats des deux stations. Le nombre total d'années disponibles dans les deux stations est considéré comme suffisant pour les besoins de l'analyse statistique. L'évaluation résultant de l'Étude d'opportunité en 1999, qui utilise également les données de l'Île Rouge reposent sur des mesures relevées entre 1984 et 1998. Pour la présente étude, les données sur les vents recueillies entre 1984 et 1993 n'étaient pas disponibles à Environnement Canada.

### **2.2 Topographie locale**

Le relief, aux environs des anémomètres des stations et du site du pont, a été évalué à l'aide de cartes topographiques produites par Ressources Naturelles Canada, ainsi qu'à partir de dessins et de photographies. Des ajustements ont été faits au besoin, pour tenir compte de la rugosité du terrain en amont des anémomètres ainsi que de la hauteur à laquelle ils sont installés au-dessus du sol.

Le site du pont proprement dit (fig. 2-1), limité au nord et au sud par les bords de la vallée du Saguenay à l'endroit où la rivière débouche dans le Saint-Laurent, pourrait être soumis à un effet de canalisation du vent, notamment en ce qui concerne les vents d'est et d'ouest. La turbulence locale pourrait aussi être influencée par le relief de la vallée. Pour tenir compte de ces facteurs, jusqu'à un certain point, on a choisi d'interpréter avec prudence les données disponibles sur les vents. À l'avenir, il est recommandé que les effets de la topographie de la vallée soient évalués de façon plus détaillée par des relevés sur place et des essais en soufflerie sur un modèle topographique de la région. La section 2.5 décrit plus en détail les études recommandées pour l'avenir.

## 2.3 Analyse

Les vitesses de vent sur le site ont été déterminées, pour les besoins de la conception, selon les étapes suivantes :

- i) La probabilité combinée de vitesse et de direction du vent sur le site a été déterminée d'après les données météorologiques disponibles. Les données sur les vents analysées ont été exprimées sous la forme d'un modèle statistique. L'analyse portait sur les deux stations de l'Île Rouge et de Rivière-du-Loup.
- (ii) Les modèles statistiques mis au point pour les deux stations ont servi à évaluer la vitesse du vent en fonction de sa périodicité et la composante de vitesse du vent normal à la travée du pont également en fonction de sa périodicité. Une méthode appelée "Upcrossing Analysis" a été utilisée pour cette deuxième étape.

Selon le Code national du bâtiment du Canada (CNBC), édition de 1995, la pression de référence centennale à Tadoussac est de 0,64 kPa. Cette pression de référence correspond à une vitesse moyenne horaire du vent de 31,5 m/s à 10 m au-dessus du sol en terrain découvert. Les résultats figurant dans le présent rapport sont décrits sous la forme de vitesse moyenne horaire (c-à-d. moyenne pendant une heure) directement applicable au calcul, ou sous la forme de vitesse moyenne pendant 10 minutes. Dans la présente étude, les vitesses moyennes sur 10 minutes sont indiquées, car il s'agit d'une durée type dans la formation d'une instabilité aérodynamique sur un pont à travée longue. Pour établir la relation entre la vitesse du vent moyenne horaire et la vitesse moyenne sur 10 minutes, on a pris pour base la courbe figurant dans la fig. C6-1 d'ASCE 7-98<sup>1</sup>. D'après cette courbe, une vitesse moyenne du vent pendant une heure peut être convertie à une vitesse moyenne du vent sur 10 minutes en multipliant cette valeur par un coefficient de 1,067.

---

1 American Society of Civil Engineers 7-98 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, Revision of ANSI/ASCE 7-98.

Les ajustements en fonction d'autres conditions locales font appel à la méthodologie ESDU<sup>2</sup>.

### 2.3.1 Probabilité combinée de vitesses et directions du vent

Un modèle statistique de la probabilité combinée de vitesses et directions du vent a été ajusté aux données météorologiques des vents sur la base de la distribution de Weibull. Cette distribution exprime la probabilité que la vitesse du vent à une hauteur donnée dépasse une valeur  $U$  telle que

$$P_{\Theta}(U) = A_{\Theta} \exp \left[ - \left( \frac{U}{C_{\Theta}} \right)^{K_{\Theta}} \right], \quad (1)$$

où :  $P_2$  - probabilité de dépasser la vitesse du vent  $U$  dans le secteur angulaire 2

2 - valeur d'angle d'un secteur, mesurée dans le sens horaire à partir du nord géographique

$A_2, C_2, K_2$  - coefficients choisis pour obtenir l'ajustement optimal des données.

On notera que  $A_2$  est la fraction de temps pendant laquelle le vent souffle dans le secteur 2. Pour assurer une souplesse supplémentaire à l'ajustement de la courbe pour les vents normaux, on a ajusté deux courbes de la distribution de Weibull, l'une aux vitesses inférieures, l'autre aux vitesses supérieures, avec une expression de lissage pour adoucir la transition. Cette technique du double ajustement a été employée pour ajuster les données de la station de l'Île Rouge. Celles de Rivière-du-Loup ont été ajustées au moyen d'une courbe simple donnant une meilleure approximation. On trouvera aux tableaux 2-1 et 2-2 des séries de paramètres de Weibull ( $A_2, C_2$ , et  $K_2$ ) correspondant aux données d'Île Rouge et de Rivière-du-Loup respectivement.

En partant de la distribution de probabilités ci-dessus (équation 1), on obtient la probabilité générale de vitesse du vent par sommation dans toutes les directions de vent, pour obtenir celle des vents:

$$P(U) = \sum_{\Theta} P_{\Theta}(U). \quad (2)$$

<sup>2</sup> ESDU International, "Wind Engineering Subseries Volumes 1a and 1b", 1993 Edition, London, England.

À la hauteur de gradient, les vitesses du vent sont bien au-dessus des effets de la rugosité de la surface du sol. L'altitude permettant de déterminer la vitesse de gradient du vent était de 600 m. Comme l'anémomètre est proche du niveau du sol, au bas de la couche limite planétaire, il est soumis aux effets de la rugosité. Ces effets ont été évalués à l'aide de la méthode indiquée par ESDU<sup>3</sup>, combinée aux données de rugosité locale recueillies d'après les cartes topographiques et autres informations concernant le site. Des coefficients ont été calculés pour convertir les données anémométriques en vitesses du vent à la hauteur de gradient.

### 2.3.2 *Upcrossing Method* et détermination des vents de calcul

En adaptant la théorie du bruit aléatoire aux données météorologiques (Rice<sup>4</sup>), il est possible de démontrer que la période de récurrence  $R$ , en années d'une vitesse de gradient de vent donnée,  $U_G$ , est reliée à  $P(U_G)$  par l'expression

$$R = - \left[ \frac{|\dot{U}|}{2} \frac{dP(U_G)}{dU} (T_A) \right]^{-1}, \quad (3)$$

où  $|\dot{U}|$  correspond aux moyennes des taux absolus de changement des valeurs horaires de  $U$  pour des vents normaux dans le temps et  $T_A$  est le nombre total d'heures dans une année,  $T_A = 8766$ .

L'équation 3 a permis de déterminer la période de récurrence d'une série de vitesses de vent de gradient sélectionnées. La vitesse du vent correspondant à une période de récurrence donnée (par exemple centennale) peut alors être déterminée par interpolation. Cette méthode est appelée "Upcrossing Method".

---

<sup>3</sup> Engineering Sciences Data Unit, Characteristics of the Atmospheric Turbulence Data Near the Ground: Part III, Variations in Space and Time for Strong Winds, ESDU 750001, London, UK, 1975. Rice, S.O., Mathematical Analysis of Random Noise, The Bell System Technical Journal, Vol. 23, 1944.

<sup>4</sup> Rice, S.O., Mathematical Analysis of Random Noise, The Bell System Technical Journal, Vol. 23, 1944.



Comme il paraît<sup>5</sup> certain que la composante de la vitesse du vent déterminant l'instabilité de flottement est la composante normale à la travée, il est intéressant d'évaluer cette composante normale en fonction de la période de récurrence. On peut montrer<sup>6,7</sup> que si  $U_B$  dénote la vitesse du vent à la limite d'instabilité (dans ce cas, la vitesse de flottement définie pour le vent normal au pont, divisée par le cosinus de l'angle mesuré entre la direction du vent et la normale à la travée), alors, la période de récurrence  $R$  est donnée par:

$$R = - \left[ \sum_{\theta} \left( \frac{|\dot{U}_B|}{2} \frac{dP_{\theta}}{dU_B} \right) \sqrt{1 + \left( \frac{|\dot{\theta}_B|}{|\dot{U}_B|} \frac{dU}{d\theta} \right)^2} (T_A) \right]^{-1}, \quad (4)$$

où  $|\dot{\theta}_B|$  correspond aux moyennes des taux absolus de changement de la direction du vent.

## 2.4 Résultats

### 2.4.1 Vitesses moyennes horaires à 10 m de hauteur en terrain découvert

La fig. 2-2 montre les différentes vitesses moyennes horaires du vent à 10 m de hauteur en terrain découvert, en fonction de la période de récurrence. Cette figure présente les renseignements suivants :

- Vitesses du vent déterminées à partir des données météorologiques de l'Île Rouge et de Rivière-du-Loup ;
- vitesse du vent de périodicité centennale recommandée par le CNBC 1995 ;
- courbe de vitesses du vent ajustée pour être compatible avec le CNBC ;

<sup>5</sup> Irwin, P.A. and Schuyler, G.D., Experiments on a Full Aeroelastic Model of Lions Gate Bridge in Smooth and Turbulent Flow. National Research Council of Canada, NAE Report LTR-LA-206, 1977.

<sup>6</sup> Lepage, M.F., and Irwin, P.A., A Technique for Combining Historic Wind Data with Wind Loads, Proc. 5th U.S. National Conference on Wind Engineering, Lubbock, Texas, 1985.

<sup>7</sup> Irwin, P.A., Prediction and Control of the Wind Response of Long Span Bridges with Plate Girder Decks, Proc. Structures Congress '87/ST Div/ASCE, Orlando, Florida, August 17-20, 1987.

- vitesses du vent d'une périodicité de 100, 125 et 150 ans, selon l'Étude d'opportunité en 1999 (rapport n° 15354 de mars 1999).

À titre de comparaison, les vitesses du vent de l'étude d'opportunité présentées à la fig. 2-2, qui étaient données à l'origine sous la forme de valeurs moyennes sur 10 minutes à 65 m, sont converties en vitesses moyennes horaires et mises à une échelle appropriée de 10 m en terrain découvert. Les vitesses indiquées à la fig. 2-2 ont été obtenues d'abord en mettant à l'échelle les vitesses moyennes horaires à 65 m à la hauteur de gradient (600 m) au moyen de l'expression de loi exponentielle avec  $\nabla = 1/6$  (ou 0,167) spécifiée dans le rapport de l'Étude d'opportunité en 1999. Les vitesses à la hauteur de gradient ont été alors ramenées à l'échelle de 10 m en utilisant la même expression avec  $\nabla = 0,14$ , valeur correspondant au terrain découvert standard. On notera que la courbe des vitesses du vent proposée à la fig. 2-2, obtenue en combinant les résultats des stations de l'Île Rouge et de Rivière-du-Loup, a été rehaussée pour qu'elle corresponde à la vitesse moyenne horaire centennale du vent (31,5 m/s) indiquée dans le CNBC 1995. Le fait que les données météorologiques nécessitent cet ajustement d'échelle pour les faire correspondre aux valeurs recommandées par le code peut indiquer que la pression de référence du CNBC est prudente en ce qui concerne Tadoussac. Toutefois, étant donné les effets inconnus du phénomène de canalisation des vents, il est recommandé de retenir la valeur figurant dans le CNBC 1995. Il est suggéré d'effectuer des études plus détaillées par la suite en recourant à des relevés à effectuer localement et à des études en soufflerie des effets topographiques (voir la section 2.5).

#### 2.4.2 Effets de directivité du vent

Étant donné l'alignement retenu pour le pont (C-3), la travée principale est orientée à un angle de  $-5E$  par rapport à la direction du nord (voir la fig. 2-1). Un vent normal à la travée soufflerait alors de la direction d'environ  $100^\circ$  (est) ou  $280^\circ$  (ouest), dans le sens horaire à partir du nord.

La fig. 2-3 montre, à la hauteur du tablier, les vitesses moyennes horaires centennales en fonction de la direction du vent. La directivité des vents indiquée dans cette figure a été

déterminée selon les probabilités de dépasser différentes vitesses moyennes du vent dans chacun des 36 secteurs. Les renseignements tirés de la fig. 2-3 montrent que les directions de vent fort les plus probables (par exemple tous les cent ans) sont de l'ouest (280E) au nord ouest (330E). Ces angles sont proches de la normale au tablier du pont. Comme les sollicitations sur les composants individuels de l'ouvrage varient de façon inégale avec la direction du vent, il est difficile de calculer, de façon généralement applicable, un facteur de réduction de directivité, pour toutes les composantes. Combinée avec l'alignement déjà mentionné des vents dominants, cette difficulté indique qu'au stade actuel, aucune réduction ne doit s'appliquer aux charges éoliennes en fonction de la directivité du vent. Toutefois, il semble démontré (Irwin et Schuyler<sup>5</sup>) que l'instabilité de flottement est essentiellement une fonction de la composante de vitesse du vent normal à la travée. C'est pourquoi, en recourant à la méthode décrite par Lepage and Irwin<sup>6</sup>, une réduction tenant compte de la directivité a été calculée pour obtenir une vitesse de vent normal à la travée en fonction de la période de récurrence des vitesses sur la plage critique pour le phénomène de flottement.

Pour déterminer les vitesses de vent au niveau du tablier, dans la fig. 2-3, on a utilisé une hauteur de tablier représentative de 100 m. On notera que cette valeur, représentative pour l'alignement C-3, est notablement plus élevée que la hauteur de 65 m utilisée dans l'Étude d'opportunité en 1999. Pour les besoins de la comparaison, la vitesse de vent en fonction de la direction présentée par l'étude d'opportunité a également été incluse à la fig. 2-3. On peut remarquer que ces valeurs ont été mises à l'échelle de 600 m en multipliant les vitesses moyennes horaires par  $(600/65)^{1/6} = 1,45$ , puis ramenées à l'échelle de 100 m en les multipliant par  $(100/600)^{0,14} = 0,78$ . L'utilisation de  $\forall = 0,14$  pour obtenir les vitesses du vent au niveau du tablier est jugée appropriée pour la présente étude, sur la base de notre évaluation actuelle du relief environnant. Il faudra cependant le vérifier à l'occasion des futures études topographiques recommandées.

### 2.4.3 Relief du site

Le relief, dans la zone du futur pont est une combinaison d'eaux libres (la rivière Saguenay et le fleuve Saint-Laurent) et de terrain accidenté. Comme méthode approximative d'évaluation des effets du relief, nous avons fait appel à la méthode ESDU<sup>8</sup>, et retenu, pour le relief accidenté de la région de Tadoussac, un paramètre de rugosité aérodynamique de  $z_0 = 2,0$  m. La rugosité aérodynamique des étendues d'eau a été déterminée suivant ESDU ; elle est de l'ordre de 0,001 à 0,006 m. On notera que les profils de vitesses du vent dans la zone du pont, déterminés à l'aide de cette méthode, ont abouti à des valeurs  $\forall$  (loi exponentielle) allant de 0,13 à 0,18. Pour déterminer, à la hauteur du tablier, les vitesses du vent normal à l'alignement envisagé pour le pont, nous avons choisi la valeur de 0,14.

### 2.4.4 Vitesses de vent à la hauteur du tablier

Le rapport trouvé entre la vitesse moyenne du vent à la hauteur du tablier (100 m) et sa vitesse moyenne en terrain découvert standard à une hauteur de 10 m (voir la section 2.4.1) est de 1,38. C'est pourquoi la vitesse moyenne horaire centennale du vent au niveau du tablier est prévue comme devant être de  $31,5 \times 1,38 = 43,5$  m/s (or 46,4 m/s pour la moyenne sur 10 minutes). La fig. 2-4 montre les vitesses moyennes sur 10 min (avec et sans directivité) à la hauteur du tablier en fonction de la période de récurrence intéressante pour la présente étude.

Les périodes de récurrence, dans la fig. 2-4, s'étagent entre 1 an et 10,000 ans. Les valeurs inférieures de cette plage pourraient présenter un intérêt pour évaluer la fréquence à laquelle la circulation sur le pont devrait être limitée en raison de l'impact du vent sur les véhicules. Les difficultés typiques de maintien de la maîtrise d'un véhicule apparaissent aux vitesses d'environ 20 m/s. On notera que la courbe de la fig. 2-4 a été adaptée à la vitesse du code local sur la base d'une récurrence centennale. Autrement, les vitesses seraient inférieures d'environ 2 à 3 m/s pour les périodes de faible récurrence.

---

<sup>8</sup> ESDU International, Computer program for wind speeds and turbulence properties: flat or hilly sites in terrain with roughness changes, ESDU 01008, 2001.

#### **2.4.5 Vitesse du vent, paramètre de conception**

Dans la conception des ponts, on utilise généralement une période de récurrence de 100 ans. On a vu ci-dessus que la vitesse moyenne horaire centennale du vent est estimée à 43,5 m/s au niveau du tablier. Pendant les travaux de construction, il est recommandé de retenir la période de récurrence décennale pour laquelle la vitesse moyenne horaire estimée est de 38,6 m/s.

#### **2.4.6 Vitesse du vent et stabilité aérodynamique**

Étant donné l'instabilité de flottement du pont, une fois mis en service, il faut envisager une période de récurrence de très longue durée car, en cas de flottement, il existe une très forte probabilité de défaillance structurale. La périodicité recommandée est décennale. La fig. 2-4 indique que le rapport de la vitesse du vent décennale à sa vitesse centennale est d'environ 1,31. Si l'on ne tient pas compte de la directivité, la vitesse moyenne horaire prévisible correspondant à la récurrence décennale sera de  $1,31 \times 43,5 \text{ m/s} = 57,0 \text{ m/s}$ . Cependant, si l'on en tient compte, la vitesse moyenne horaire décennale prévisible du vent normal à la travée du pont sera égale à 53,9 m/s. Comme il est dit ci-dessus, les oscillations de flottement peuvent croître en moins d'une heure ; c'est pourquoi, la vitesse décennale recommandée est une valeur moyenne sur 10 minutes. Les périodes de récurrence recommandées dans la présente étude reposent sur les pratiques actuelles de l'ingénierie, adoptées en Amérique du Nord pour les ponts de grande longueur. La vitesse de calcul du flottement est de 60,8 m/s sans directivité et de 57,5 m/s avec directivité. Pendant la construction de l'ouvrage, une période de récurrence plus courte se justifie étant donné la durée moins longue de cette période, et l'on recommande ici une valeur millennale. La vitesse moyenne sur 10 minutes recommandée pour le flottement, valeur millennale obtenue par une méthode analogue, est de 53,1 m/s sans directivité et de 49,9 m/s avec directivité.

#### **2.4.7 Modification de la vitesse du vent pour la hauteur de tablier modifiée**

Les vitesses de vent obtenues dans cette partie de l'étude reposaient sur une élévation moyenne de 100 m du tablier. Toutefois, dans la conception la plus récente de l'ouvrage, la hauteur du tablier est passée à 124 m de hauteur au milieu du pont. En utilisant la constante de puissance de 0,14 déjà mentionnée, on obtient alors une augmentation de 3 % de toutes les vitesses du vent notées ci-dessus.

#### **2.4.8 Propriétés de turbulence à l'emplacement du pont**

La même méthodologie ESDU<sup>8</sup> utilisée pour déterminer les vitesses du vent au niveau du tablier a servi à estimer les propriétés de turbulence sur les lieux. Les intensités de turbulence résultantes, dans le lit du vent et verticalement, sont indiquées à la fig. 2-5 en fonction de la direction du vent. On trouvera au tableau 2-4 les échelles estimatives de turbulence ( $x_{Lu}$ ,  $x_{Lw}$ ,  $y_{Lu}$ , et  $y_{Lw}$ ), qui sont importantes pour calculer la réponse aux vents forts des ponts à travée de grande longueur.

#### **2.5 Recommandations visant les effets topographiques : relevés sur place et études en soufflerie**

Pour établir une corrélation entre les vents mesurés aux stations disposant de données historiques de longue durée (Île Rouge et Rivière-du-Loup) et les vents sur le site de l'ouvrage, il faudrait installer un ou plusieurs anémomètres le plus près possible du site. Les anémomètres devraient être suffisamment exposés sur des mâts pour échapper à l'influence aérodynamique des obstacles au sol avoisinants, comme les constructions et les arbres. Il est recommandé qu'au moins un anémomètre puisse mesurer les trois composantes de la turbulence des vents. De plus, il faudrait prévoir un système d'enregistrement numérique, programmé de façon à effectuer, pour les vents normaux, un enregistrement de la vitesse moyenne, de la direction moyenne et des trois composantes d'intensité des turbulences de chaque période de dix minutes écoulée. En outre, le système d'enregistrement devrait se déclencher au-dessus d'un certain seuil de vitesse du vent, de telle manière qu'un historique complet des trois composantes de vitesse des vents forts puisse être enregistré, par exemple au-dessus de 15 m/s. Les anémomètres et le système

d'enregistrement devraient si possible rester en service pendant six mois ou plus. Si l'on enregistre seulement six mois d'exploitation en service, il serait bon de le faire pendant la saison la plus venteuse de l'année. Outre l'établissement de corrélations entre les vents sur le site du pont et les stations d'enregistrement de longue durée situées à l'Île Rouge et à Rivière-du-Loup, les données obtenues fourniraient aussi des informations précieuses sur les intensités et sur les échelles intégrales de turbulence sur le site du pont.

Pour étudier la canalisation des vents et leurs changements de direction sur le site, et pour obtenir des renseignements supplémentaires au sujet des effets du relief sur la turbulence au niveau du pont, il est recommandé de construire une maquette de la topographie des lieux à l'échelle d'environ 1/3,000 et de la soumettre à des essais en soufflerie à couche limite. Le modèle devra représenter une superficie suffisante d'un rayon d'environ 7,500 m (échelle réelle) autour du site. Ces essais comprendraient un examen des écoulements d'air à l'aide de fumée destinée à les rendre visibles, de telle sorte que tout écoulement inhabituel puisse être repéré, et des mesures par anémomètre à fil chaud du vecteur des vitesses moyennes de vent, de l'intensité et des échelles de turbulence au niveau du tablier, à différents endroits le long de la portée de l'ouvrage et à différentes hauteurs des pylônes. Les données d'essai seraient ensuite normalisées en fonction de la vitesse du vent à hauteur de gradient ; les essais devraient porter sur une série de directions du vent à intervalles d'environ 15 degrés.

## **2.6 Conclusions et recommandations**

Les vitesses du vent de calcul fournies par l'analyse climatologique et topographique visant le projet de pont suspendu sur la rivière Saguenay sont résumées au tableau 2-3. Les propriétés de turbulence obtenues sont indiquées dans le tableau 2-4 et à la fig. 2-5. Des vitesses moyennes horaires sont recommandées pour la conception du pont et des vitesses moyennes sur 10 minutes le sont pour les évaluations de stabilité pendant les travaux et en service. Les données éoliennes historiques fournies par l'Île Rouge et Rivière-du-Loup ont été utilisées, et l'on a tenu compte des données de calcul figurant dans le CNBC 1995. Le site de l'ouvrage est exposé à la fois aux eaux libres du Saguenay et du Saint-Laurent et au relief accidenté de la région de Tadoussac. On a tenu compte approximativement de ces influences pour obtenir les valeurs recommandées au tableau 2-3. Toutefois, étant donné les incertitudes présentées par la

topographie locale et l'importance des effets du vent sur cet ouvrage, nous recommandons de vérifier les facteurs d'échelle du relief utilisés dans la présente étude, lors de la conception détaillée, au moyen d'une étude topographique en soufflerie et par des relevés sur place à échelle réelle, comme il est indiqué dans la section 2.5.



### 3. ESSAIS SUR MODÈLE RÉDUIT DU TABLIER DU PONT

#### 3.1 Description du modèle réduit et configuration des essais

Des essais sur modèle réduit ont été effectués au cours de la phase de conception préliminaire du projet, dans le but d'examiner s'il se produirait des vibrations de niveau inacceptable, induites par le vent et pour obtenir des coefficients des forces et moments pour la conception préliminaire de l'ouvrage. Avec l'agrément de l'équipe d'étude, le travail sur modèle réduit a été effectué uniquement sur la configuration complète sans les trottoirs (voir la fig. 3-1). Plus précisément, les objectifs des essais sur modèle réduit étaient les suivants :

- (1) déterminer la vitesse de vent entraînant l'apparition du flottement ;
- (2) identifier le potentiel d'excitation de vibrations éoliennes ;
- (3) au cas où une instabilité aérodynamique inacceptable se produirait, mettre au point des modifications aérodynamiques destinées à résoudre le problème ;
- (4) définir les coefficients des forces et moments statiques nécessaires à la dérivation de charges éoliennes.

Un modèle réduit a été construit à l'échelle de 1/60 et mis à l'essai dans la soufflerie à couche limite (2,4 m de large x 2 m de haut) de RWDI (fig. 3-2). Ce modèle réduit représentait une longueur réelle de 144 m du tablier du pont. Des essais de stabilité aérodynamique ont été effectués aux angles d'incidence de  $0^\circ$  et de  $\pm 2,5^\circ$ . La définition d'un angle d'incidence positif est telle que le vent soufflant vers le haut balaye le dessous du tablier. Les essais de stabilité ont été réalisés en écoulement lisse avec les angles d'incidence mentionnés ci-dessus.

Le tableau 3-1 présente les paramètres clés du pont à l'échelle réelle et ceux du modèle réduit. Les principes de la réduction d'échelle utilisés pour obtenir les paramètres du modèle réduit sont décrits à l'annexe A.

Le but des essais en écoulement lisse est de permettre aux oscillations induites par des vibrations éoliennes et au flottement d'être facilement repérables. L'introduction de la turbulence du vent tend à réduire les oscillations induites par des vibrations éoliennes en réduisant le décollement régulier des tourbillons. C'est pourquoi des résultats basés sur des essais en écoulement lisse peuvent être considérés comme prudents. Les essais en écoulement turbulent, par ailleurs, donnent une indication plus réaliste de la réponse de l'ouvrage aux vents de forte intensité, car le vent naturel tend à être turbulent. Ces essais n'ont été effectués qu'en écoulement lisse, ce qui constitue une approche prudente pour une évaluation de faisabilité. La section A.2.1 de l'annexe A présente des renseignements complémentaires sur les méthodes d'essai sur modèles réduits.

Le niveau d'amortissement structural est un paramètre important pour la stabilité aérodynamique. Pour évaluer la stabilité de comportement du tablier, les niveaux d'amortissement structural sont habituellement fixés à une valeur représentative. Dans le cas des ponts suspendus de très longue portée, le niveau prévisible d'amortissement structural est de l'ordre de 0,2 à 0,3 %. Dans la présente étude, des rapports d'amortissement d'environ 0,3 % et 0,2 % des valeurs critiques ont été simulés dans le sens vertical et en torsion respectivement.

### 3.2 Critère de stabilité

Pour les essais de stabilité du pont, on a envisagé deux types d'oscillations induites par le vent :

1. **Flottement:** Il s'agit d'une instabilité aérodynamique auto-excitée qui peut croître jusqu'à atteindre des amplitudes très importantes soit en torsion seulement, soit en un mouvement combiné de torsion et de déplacement vertical ; ce phénomène doit être évité à tout prix. L'apparition d'une instabilité de flottement a été définie comme étant le moment où la valeur crête de l'amplitude des vibrations de torsion du tablier dépasse 1,5 degrés.

Pour assurer la stabilité au flottement, la vitesse limite minimale du vent exigée a été fixée à une vitesse moyenne sur 10 minutes à la hauteur du tablier (100 m) de 57,5 m/s, comme il est dit à la section 2. Cette vitesse s'applique uniquement à un angle d'incidence égal à 0. Étant donné la probabilité faible que le vent souffle sous un angle d'incidence constant sur la partie inférieure ou sur la partie supérieure du tablier<sup>9</sup>, plutôt qu'horizontalement, on a réduit de 20 % la vitesse limite minimale du vent du critère de stabilité contre le flottement, pour les angles d'incidence de  $\pm 2,5^\circ$ , soit à 46 m/s de vitesse moyenne sur 10 minutes à la hauteur du tablier.

**2. Oscillations Eoliennes :** Il s'agit de vibrations auto-limitées causées par le décollement alterné et régulier de tourbillons, des deux côtés d'un corps non profilé, par exemple le tablier d'un pont. Ce type de vibration peut être tolérable à condition que l'amplitude des oscillations et l'accélération associée ne soient pas trop fortes. Les principales préoccupations, dans ce cas, visent la disponibilité et la fatigue si les amplitudes d'oscillation deviennent excessives. Des vibrations trop fortes peuvent devenir inconfortables ou visuellement perturbantes pour les usagers du pont, mais elles ne devraient pas avoir de répercussions sur l'intégrité structurale de l'ouvrage.

Les critères d'excitation turbulente des ponts s'expriment habituellement en termes d'accélération maximale admissible. Par exemple, le Committee on Loads and Forces de l'ASCE a proposé que la valeur crête de l'accélération verticale soit maintenue au-dessous de 5 % de la pesanteur, aux vents moyens de moins de 30 milles/h (13,4 m/s) et au-dessous de 10% de la pesanteur à plus de 30 milles/h (13,4 m/s). Dans le cas de vents dépassant environ 20 m/s, il est douteux que le pont reste ouvert à la circulation publique. C'est pourquoi, les critères de confort au-dessus de 20 m/s ont moins d'importance.

---

9 Robert G., Severn Bridge - Design and Contract Arrangements, Proceedings of the Institute of Civil Engineers., Vol.41, September 1958.

Dans le cas de ponts de très longue portée, comme le pont du Saguenay, les fréquences naturelles sont très basses et il est probable que les personnes empruntant le pont seront perturbées par l'impact visuel des oscillations avant même que les critères d'accélération ne soient dépassés. C'est pourquoi, il faut considérer quelles valeurs de déformation sont acceptables. D'après l'expérience de RWDI, il est suggéré de maintenir les valeurs crête de déformation due aux oscillations tourbillonnaires au-dessous d'environ 100 mm, au moins sous un angle d'incidence du vent égal à zéro. Pour un angle d'incidence de  $\pm 2,5^\circ$  étant donné la faible probabilité que cet angle d'incidence se maintienne sur toute la longueur de la travée suffisamment longtemps pour que l'oscillation s'amplifie, on pourra peut-être réduire quelque peu cette valeur tout en la gardant sous la limite imposée par d'autres considérations telles que la fatigue et les sollicitations dues au ballotement.

### 3.3 Essais de stabilité aérodynamique en soufflerie

Normalement, lors d'essais sur modèle réduit, la simulation du mode vertical et du mode de torsion inférieurs, fournit l'estimation la plus critique de la stabilité aérodynamique, car les fréquences les plus basses correspondent à la vitesse critique la plus faible pouvant entraîner des oscillations induites par turbulence et un flottement en torsion. À l'échelle réelle, les fréquences considérées pour les essais étaient de  $f_v = 0,121$  Hz (mode 3) et  $f_T = 0,347$  Hz (mode 19), valeurs indiquées par Parsons Brinkerhoff Quade & Douglas Inc. le 7 octobre 2003. Les indices  $v$  et  $T$  dénotent des valeurs verticales et en torsion respectivement.

Il est intéressant de remarquer que, bien que le modèle réduit ait été conçu essentiellement pour deux modes donnés, les résultats d'essai peuvent aussi s'étendre à d'autres modes si l'on ajuste l'échelle des vitesses. **Dans le présent rapport, tous les résultats (par exemple : les vitesses et les déformations) sont présentés en valeur d'échelle réelle.** Les vitesses du vent à l'échelle réelle représentent la vitesse moyenne du vent sur 10 minutes à la hauteur du tablier.

Les réponses verticales obtenues dans les essais de stabilité aérodynamique sur modèle réduit apparaissent dans les volets supérieurs des fig. 3-3 à 3-5. On voit, dans la fig. 3-3, que sous un angle d'incidence nul, aucun signe d'instabilité aérodynamique n'apparaît aux vitesses de

vent allant jusqu'à au moins 68 m/s, ce qui dépasse largement le critère de 57,5 m/s, qu'il s'agisse de mouvement vertical ou en torsion. Dans la fig. 3-4 illustrant les résultats correspondant à un angle d'incidence de  $-2,5^\circ$  aucun signe de flottement n'apparaît sur toute la plage des vitesses de l'essai, mais une petite pointe de réponse en torsion (volet inférieur de la fig. 3-4) est due à l'excitation tourbillonnaire à une vitesse du vent d'environ 7 m/s. Les accélérations étaient bien au-dessous de 5% g et la valeur crête de l'amplitude en torsion de 0,15E correspond à des déformations verticales d'environ 40 mm sur le bord extérieur du tablier, que nous estimons acceptables. Dans la fig. 3-5, on voit les résultats correspondant à un angle d'incidence de  $+2,5^\circ$ . Dans la réponse en torsion (volet inférieur), on s'aperçoit que le flottement débute à 50 m/s, c'est-à-dire au-dessus du critère de 46 m/s correspondant à cet angle d'incidence. La réponse verticale affiche une réponse de décollement de tourbillons ayant une amplitude crête d'environ 0,5 m à environ 7 m/s de vitesse du vent.

On notera que dans la variante la plus récente du pont, l'élévation moyenne du tablier est passée de 100 m à 124 m, ce qui représente une augmentation d'environ 3% des critères du flottement. Même avec cet accroissement de la vitesse à 59,2 m/s sous un angle d'incidence nul, et à 47,4 m/s sous un angle d'incidence de  $\pm 2,5^\circ$ , le tablier considéré satisfait aux critères.

En termes d'accélération, ce niveau de réponse est bien au-dessous de 5% g, ce qui satisfait aux critères d'accélération. Visuellement, une oscillation ayant une amplitude de 0,5 m resterait très évidente. Toutefois, la probabilité qu'elle se produise sur le pont, dans la réalité, est faible, a) parce qu'un angle d'incidence de  $+2,5^\circ$  est peu susceptible d'apparaître simultanément sur toute la longueur de la travée et b) parce que la turbulence du vent qui n'a pas été simulée dans ces essais tendrait à réduire la force des vibrations éoliennes. Lors des futures étapes de la conception du pont, il vaudrait la peine d'examiner plus avant la réponse aux turbulences sous un angle de  $+2,5^\circ$ . Cette réponse pourrait être améliorée au moyen de déflecteurs comme cela s'est fait ailleurs.

En conclusion, les essais démontrent que le pont suspendu envisagé sur le Saguenay est stable contre le flottement sur la plage des vitesses de vent exigées. De plus, sa réponse à l'excitation tourbillonnaire sous un angle d'incidence nul est imperceptible. Quelques réactions à l'excitation tourbillonnaire ont été observées sous un angle d'incidence de  $\pm 2,5^\circ$  mais sans

qu'elles deviennent préoccupantes pour autant à cette étape de faisabilité de la conception. À mesure que celle-ci avancera, il faudra revoir la stabilité au flottement et la réponse aux vibrations éoliennes pour s'assurer que tout changement dans la conception n'aura pas d'effet adverse sur le plan aérodynamique. La réponse aux vibrations éoliennes sous un angle de  $+2,5^\circ$  devra aussi être évaluée de façon plus détaillée et, s'il y a lieu, on pourrait envisager des solutions comme l'installation de déflecteurs.

### 3.4 Résultats des essais en soufflerie : coefficients des forces et moments statiques

Des coefficients de forces et moments statiques ont été calculés en normalisant les moments de traînée, de portance et de tangage mesurés sur le modèle réduit de la manière suivante:

$$\begin{aligned} C_x &= \frac{F_x}{1/2\rho U^2 d}, \\ C_z &= \frac{F_z}{1/2\rho U^2 B}, \\ C_m &= \frac{M}{1/2\rho U^2 B^2}, \end{aligned} \tag{5}$$

où :  $F_x$ ,  $F_z$ , et  $M$  = force latérale (traînée), force verticale et moment de tangage par longueur unitaire

$\rho$  - masse volumique de l'air (1,225 kg/m<sup>3</sup>)

$U$  - vitesse moyenne du vent à la hauteur du tablier

$d$  - hauteur représentative du tablier (soit  $d = 3,75$  m)

$B$  - largeur représentative du tablier (soit  $B = 28,185$  m)

On notera que les coefficients de force  $C_x$  et  $C_z$  sont indiqués en fonction du système d'axes du tablier illustré à la fig. 3-6. La fig. 3-7 présente le coefficient de force latérale  $C_x$ , le coefficient de force verticale  $C_z$  et le coefficient du moment de tangage  $C_m$  mesurés en écoulement lisse, tous trois pour les angles d'incidence allant de  $+10^\circ$  à  $-10^\circ$  par palier de  $2^\circ$ . Les coefficients de force sont indiqués par rapport au centre de gravité du profil transversal, à une distance verticale de 2,15 m au-dessus du fond du tablier et à son centre.

Comme les coefficients de force et de moment sont fonction de l'angle d'incidence et comme l'angle d'incidence effectif varie avec la turbulence verticale et le mouvement du pont, il a fallu recourir, pour l'analyse du ballonnement, aux moyennes pondérées de ces coefficients, calculées à l'aide des formules suivantes :

$$\bar{C} = \int_{-\infty}^{\infty} C(\alpha) p(\alpha) d\alpha, \tag{6}$$

$$\frac{d\bar{C}}{d\alpha} = \int_{-\infty}^{\infty} \frac{dC(\alpha)}{d\alpha} p(\alpha) d\alpha,$$

où  $p(\alpha)$  est la densité des probabilités de l'angle d'incidence. Selon une hypothèse raisonnable, cette densité pourrait relever d'une distribution de Gauss (étant donné que les vitesses de turbulence sont généralement gaussiennes). De plus, l'angle d'incidence est dû surtout à la composante verticale de la vitesse de turbulence. Ainsi, la densité des probabilités de l'angle d'incidence peut être réécrite sous la forme suivante :

$$p(\alpha) = \frac{1}{\sqrt{2\pi} I_w} \exp\left(-\frac{1}{2} \left(\frac{\alpha}{I_w}\right)^2\right), \tag{7}$$

où  $I_w$  est l'intensité de turbulence verticale. Le tableau 3-2 présente les valeurs moyennes pondérées des coefficients de force et de moment.

## 4. RÉPONSE AU BALLOTTEMENT DU VENT

### 4.1 Contexte

Les charges du vent, dérivées pour le pont en service, se présentent comme des séries de distributions statiques équivalentes des charges, sous une forme simplifiée, représentant les charges moyennes, les charges de rafales naturelles et les charges supplémentaires dues à l'excitation des divers modes de vibration du pont par le ballottage. Ces charges sont fondées sur les propriétés dynamiques du pont fournies par Parsons Brinkerhoff Quade & Douglas Inc. en décembre 2003 ; elles sont dérivées des coefficients des forces et moments statiques mesurés en soufflerie et figurant dans le tableau 3-2.

La théorie à la base de l'analyse du ballottage, utilisée pour dériver les charges éoliennes, se trouve contenue dans la référence technique de RWDI, document RD1-1996 et dans un article technique<sup>10</sup>, qui sont disponibles sur demande. La théorie du ballottage repose sur la prévision de la réponse du pont dans chacun de ses modes de vibration, sous l'excitation aléatoire causée par la turbulence du vent. Les paramètres d'entrée sont les coefficients des forces aérodynamiques statiques, la masse et le moment polaire d'inertie du pont, ses dimensions, ses modes de vibration et d'amortissement, les intensités et échelles intégrales de turbulence, les formes typiques des spectres et co-spectres de puissance des turbulences et des fonctions représentatives d'admittance aérodynamique. L'origine de cette méthodologie remonte à Davenport<sup>11</sup> (1961) et Irwin<sup>12</sup> (1977).

---

10 Stoyanoff, S., A unified approach for 3D stability and time domain response analysis with application of quasi-steady theory, *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics* v.89, pp. 1591–1606, 2001.

11 Davenport, A.G., The Response of Slender Line-Like Structures to a Gusty Wind, *Proc. Instn. of Civil Engrs.* 23, 389-408, 1962.

12 Irwin, P.A., Wind Tunnel and Analytical Investigations of the Response of Lions' Gate Bridge to a Turbulent Wind, National Research Council of Canada, NAE Report LTR-LA-210, June 1977.



## 4.2 Charges de vent moyennes et fluctuations naturelles dues au ballotement

Les charges totales de ballotement du vent à prendre en compte dans la conception du pont devraient être les charges maximales comprenant les charges moyennes, les charges fluctuantes naturelles et les charges inertielles dues aux mouvements de l'ouvrage. Les charges moyennes sont exprimées sous la forme suivante :

$$\begin{aligned} \text{Force latérale } F_x &= \frac{1}{2} \rho U^2 C_x d, \\ \text{Force verticale } F_z &= \frac{1}{2} \rho U^2 C_z B, \\ \text{Moment } M &= \frac{1}{2} \rho U^2 C_m B^2, \end{aligned} \tag{8}$$

où  $U$  est la vitesse moyenne du vent à la hauteur du tablier,  $d$  et  $B$  étant la hauteur et la largeur du tablier et  $C_x$ ,  $C_z$  et  $C_m$  les coefficients des forces statiques. Les turbulences ou les variations brusques entraînent des fluctuations dans les charges de ballotement par rapport à la moyenne. Ces charges sont complexes étant donné que les rafales ne sont pas bien corrélées, non seulement le long de la portée du pont, mais même sur la largeur du tablier. Un coefficient de rafale de 1,60, basé sur la longueur du pont et la hauteur du tablier, a été appliqué aux pressions moyennes latérales et verticales pour tenir compte de ces charges naturelles directes des rafales sur l'ouvrage. Comme le moment moyen de ce tablier est plutôt bas, un coefficient de rafale de 12 a été utilisé pour tenir compte des charges de torsion naturelles. Ce facteur de rafale a été dérivé par intégration de charges de ballotement dans une simulation à dimension temporelle.

## 4.3 Charges inertielles dues aux mouvements du pont sous l'action du vent

Un effet important des charges fluctuantes de ballotement du vent est l'induction de mouvements structuraux qui, à leur tour créent des charges inertielles. L'ordre de grandeur de celles-ci dépend des propriétés dynamiques de l'ouvrage. En général, la valeur maximale des charges inertielles dues au  $j$ -ème mode de vibration est donnée par

$$F_j = (2\pi f_j)^2 \delta_j m \Phi_j, \quad j=1,2 \dots n \tag{10}$$

où :  $f_j$  - fréquence du  $j$ -ème mode ;

$\delta_j$  - valeur crête de la  $j$ -ème déformation modale (voir le tableau 4-1) ;

$m$  - masse (force d'inertie) ou moment d'inertie de la masse (moment d'inertie en torsion);

- $\Phi_j$  - forme du  $j$ -ème mode (ramené à l'unité) ;
- $j$  - nombre de modes à considérer (dans le cas qui nous intéresse, les 30 premiers modes).

Pour la présente étude, on trouvera au tableau 4-1 l'estimation des déformations modales maximales.

#### **4.4 Distribution simplifiée des charges de ballottement du vent pour la conception de l'ouvrage**

Pour évaluer les effets globaux des charges sur l'ouvrage (p. ex. les contraintes ou déformations sur chaque membrure), une approche généralisée consiste à calculer les effets de chaque composante de charge puis, à l'aide d'une méthode statistique appropriée (p. ex. la résultante quadratique), combiner les valeurs crête des effets dynamiques des charges fluctuantes et des charges inertielles. Toutefois, cette approche ne convient pas toujours aux procédés utilisés normalement dans les bureaux d'étude. C'est pourquoi, des séries de cas de charges simplifiés de ballottement du vent, plus approximatifs, sont proposés ici sur la base de combinaisons linéaires des charges dynamiques dans les divers modes de vibration. Ces répartitions simplifiées des charges sont précisées au tableau 4-2 correspondant au plan de référence de la fig. 4-1.

Dans chacune de ces combinaisons de charges, leurs incidences sur la structure sont indiquées sous la forme de charges réparties verticalement, latéralement, longitudinalement et en torsion qui doivent s'appliquer simultanément au tablier, aux câbles, aux pylônes et aux suspentes. Chaque cas de charge comporte un cas individuel extrême, en termes de sollicitations verticales ou latérales s'exerçant sur le tablier, de sollicitations latérales s'exerçant sur les pylônes, ou torsion, avec diverses combinaisons de modes de vibration sur le tablier du pont. Il est recommandé d'utiliser tous les cas de charges indiqués et de baser la conception technique de chaque membrure principale sur le cas correspondant aux pires effets de charge (en contrainte et en déformation). Pour la conception du pont, il est recommandé d'étudier une deuxième série de cas de charges dans laquelle les charges données dans la direction Y ( $F_y$ ) et les moments de torsion ( $M$ ) seraient projetés symétriquement par rapport à l'axe X (longitudinal). Le signe des charges de ballottement du vent sur les suspentes devrait être inversé dans la seconde série des cas de charge.

Pour le pont en service, la vitesse moyenne horaire centennale du vent sera de 45 m/s, ce qui correspond à la nouvelle élévation moyenne du tablier, qui est de 125.0 m. Les plus importants des 30 modes de vibration indiqués pour ce pont par Parsons Brinkerhoff Quade & Douglas Inc. ont été inclus dans l'analyse.

**On notera que les charges de calcul de ballotement du vent indiquées dans le présent rapport ne comportent ni coefficient de sécurité, ni facteur d'utilisation, et qu'elles s'appliquent au système structural de la même manière que des charges de ballotement calculées par les méthodes analytiques des codes et normes.**

## 5. ÉVALUATION DES VIBRATIONS DANS LES CÂBLES

### 5.1 Propriétés des câbles porteurs et des suspentes

Le tableau 5-1 montre les propriétés dynamiques des câbles porteurs et des suspentes, communiquées par Parsons Brinkerhoff Quade & Douglas Inc. en décembre 2003 et en janvier 2004.

### 5.2 Données de base concernant les vibrations induites par le vent dans les câbles

À notre connaissance, aucune instabilité induite par le vent dans les câbles porteurs de ponts suspendus de grande portée n'a été signalée. Des phénomènes de galop et de vibrations éoliennes ont cependant été observés sur d'autres ouvrages : pont du détroit d'Akashi (Japon), pont Humber (Grande Bretagne), ponts Burton et du Bras d'Or (Canada) et pont Shitoku (Japon).

On trouvera à l'annexe B une revue des mécanismes vibratoires touchant les câbles et des mesures visant à les éliminer. Les renseignements recueillis à l'annexe B traitent essentiellement de ponts à haubans. Toutefois, les principes utilisés pour évaluer les vibrations induites par le vent dans les haubans peuvent servir à examiner les câbles porteurs et les suspentes de ponts suspendus.

### 5.3 Aérodynamique des câbles groupés

Les câbles individuels d'un groupe de câbles sont soumis à des forces aérodynamiques analogues à celles qui sollicitent les câbles isolés. De plus, les forces dues à l'effet de sillage des câbles placés en amont par rapport à la direction du vent peuvent également être présentes dans certaines configurations de groupe. On notera que l'aérodynamique de câbles rapprochés est assez complexe et qu'elle n'est pas entièrement comprise. Sur un groupe de câbles, les mécanismes de charges suivants peuvent apparaître :

- (i) ballonnement d'un câble dû au sillage d'un câble ou groupe de câbles placé en amont dans le vent ;
- (ii) modification des vibrations éoliennes dans un câble simple attribuable à des effets de proximité ;

- (iii) flottement ou vibrations de sillage ;
- (iv) instabilités d'écoulement connues sous le nom de “jet switch” ou commutation de jets.

Ce dernier type d'instabilité se retrouve généralement dans les groupes de câbles étroitement espacés -  $1 < s/d < 3$  - où  $s$  est la distance entre les câbles et  $d$  est le diamètre des câbles. Pour le pont suspendu du Saguenay, on a prévu des suspentes individuelles plutôt qu'une disposition typique à faisceaux de 2 ou 4 câbles. L'instabilité de type “commutation de jets” n'est donc pas préoccupante.

Un ballotement de sillage se produit quand un câble se trouve dans le sillage d'un câble placé en amont par rapport au vent. Ce phénomène peut être la cause de distorsions dans le câble “sous le vent”, supérieures à ce qu'elles seraient dans un câble unique soumis à un écoulement turbulent. Le ballotement de sillage peut s'observer avec des espacements entre câbles atteignant  $10d$  ou même  $25d$ . La réponse du câble amont est également modifiée, mais les effets de rétroaction vers l'amont tendent à se manifester quand les espacements sont étroits, de l'ordre de  $s/d=3$ . Ce phénomène n'est pas préoccupant dans le cas du pont du Saguenay, car la suspension est assurée par une configuration de suspentes à câble unique, dont l'espacement est bien supérieur (environ 9 fois) à la valeur prescrite de  $25d$ .

Les vibrations éoliennes sont dues à l'action de forces alternantes produites par des tourbillons alternatifs sur le côté “sous le vent” ou aval du câble. La fréquence adimensionnelle de ces tourbillons alternatifs s'appelle nombre de Strouhal :

$$St = \frac{nd}{U}, \quad (11)$$

où  $U$  est la vitesse du vent et  $n$  la fréquence des vibrations éoliennes alternées ;  $d$  est le diamètre du câble. Dans le cas des câbles du pont du Saguenay, le nombre de Strouhal est de l'ordre de 0,2 à 0,25. La mise en résonance des vibrations éoliennes se produit lorsque la fréquence des tourbillons est proche de l'une des fréquences naturelles du câble  $f$ . Les vibrations se produisent quand la vitesse d'écoulement varie d'environ  $\pm 20\%$  par rapport à la vitesse critique  $U_{vio}$  si  $n=f$ , c'est-à-dire quand l'oscillation “se bloque” sur cette fréquence. En dehors de cette vitesse critique, on n'a pas observé d'oscillations dues aux vibrations éoliennes.

Dans le cas des suspentes les plus longues, pour un  $St = 0,2$  probablement, la résonance se produirait dans le mode le plus bas, à environ 0,6 mille/h. Cependant, dans les conditions normales, l'écoulement de l'air à des vitesses aussi faibles est très instable et les réponses sont

trop faibles pour être remarquées. Les modes plus élevés seraient excités à des vitesses plus fortes, mais en général, les amplitudes prévisibles devraient rester faibles.

Galop et flottement de sillage sont de loin les problèmes de vibration les plus graves pour les groupes de câbles comme les suspentes de pont. Le flottement de sillage se produit lorsque des mouvements transversaux et longitudinaux, par rapport à l'écoulement, d'un câble ou d'un groupe de câbles, dans le sillage d'autres câbles, se combinent en un mouvement commun. Le galop de sillage comporte seulement des mouvements transversaux par rapport au sens d'écoulement. Ces instabilités peuvent se produire pour des espacements entre câbles allant jusqu'à environ  $25d$ . Le flottement et le galop de sillage ne sont pas préoccupants pour ce pont, car les suspentes sont à câble unique et la distance entre elles est d'environ  $225d$ .

Le galop d'une suspente individuelle n'est pas possible dans les conditions normales, étant donné que sa section est circulaire. Toutefois, en présence de glace et d'accumulation de neige, cette section peut se modifier d'une forme connue comme stable à une forme instable, par exemple en D. Si cette modification se produit, la suspente peut être soumise au galop. Les probabilités concernant la glace et le vent sur le site sont un sujet complexe qui dépasse le mandat actuel de RWDI. C'est pourquoi il est recommandé que cette question fasse l'objet de recherches supplémentaires à l'étape de la conception finale de l'ouvrage.

## 5.4 Conclusions

Les câbles porteurs et les suspentes du pont suspendu du Saguenay, dans des conditions météorologiques normales, ne devraient pas être touchés par d'importantes instabilités induites par le vent. Toutefois, une instabilité de galop des suspentes peut se produire si de la glace adhère à celles-ci et modifie leur forme. La probabilité des effets combinés du vent et de la glace sur les suspentes devrait faire l'objet d'investigations ultérieures à l'étape finale de la conception de l'ouvrage.

## SOMMAIRE ET CONCLUSIONS

Des études d'aérodynamique ont été réalisées par Rowan Williams Davies & Irwin Inc. (RWDI) dans le cadre du projet du pont suspendu de la rivière Saguenay, à Tadoussac (Québec) pour déterminer la réponse de l'ouvrage aux phénomènes suivants :

- 1) Flottement - instabilités aérodynamiques auto-induites pouvant atteindre de très grandes amplitudes de vibrations et aboutir à une défaillance structurale.
- 2) Oscillations éoliennes - vibrations auto-limitées dues à des vibrations éoliennes périodiques dans le tablier. Ces oscillations peuvent être tolérées à condition que leur amplitude ne soit pas trop forte.
- 3) Ballotement - type de vibration aléatoire causée par l'écoulement turbulent de l'air. Les charges dynamiques dues au ballotement doivent être quantifiées pour servir à la conception générale de l'ouvrage.
- 4) Vibrations de câbles induites par le vent.

Des essais en soufflerie ont été exécutés sur un modèle réduit du tablier à l'échelle de 1/60<sup>e</sup>. À partir des résultats de ces essais sur modèle et sur la base de la théorie du ballotement, on a déterminé les charges induites par le vent dans le pont après sa mise en service. Des études analytiques ont aussi été réalisées pour examiner les vibrations de câbles induites par le vent.

Les conclusions de l'étude sont résumées ci-dessous :

- 1) Aucun flottement n'a été observé pendant les essais à des vitesses inférieures au critère proposé ; on peut donc considérer le pont comme stable.
- 2) Certaines réponses à l'excitation éolienne ont été observées sous un angle d'incidence du vent de  $\pm 2.5^\circ$ , sans qu'elles constituent cependant une cause de préoccupations au stade actuel de la faisabilité. À mesure que la conception progressera, il sera nécessaire de revoir la stabilité au flottement et la réponse aux vibrations éoliennes pour s'assurer que tout changement apporté au schéma du pont n'aura pas d'effet adverse sur son comportement aérodynamique. La réponse aux vibrations éoliennes sous un angle de  $+2.5^\circ$  devra alors être évaluée également de façon plus détaillée et, s'il y a lieu, des solutions pourront être proposées, par exemple l'installation de déflecteurs.
- 3) Les charges du vent sollicitant le pont, dues au ballonnement à des vitesses élevées de vent, ont été calculées en faisant appel à la théorie du ballonnement et aux coefficients de forces statiques mesurés. On trouvera au tableau 4-2, sous forme simplifiée, des distributions effectives des charges de ballonnement à récurrence centennale, en vue de la conception de l'ouvrage, en service.
- 4) Les câbles porteurs et les suspentes du futur pont suspendu de la rivière Saguenay, dans des conditions météorologiques normales, ne présenteront probablement aucune instabilité importante induite par le vent. Toutefois, une instabilité due au galop des suspentes peut se produire si de la glace adhère à celles-ci et en modifie la forme. La probabilité des effets combinés du vent et de la glace sur les suspentes doit faire l'objet d'investigations ultérieures à l'étape finale de la conception.





**RAPPORT D'ÉTUDES AÉRODYNAMIQUES**  
**relatif à l'étude d'impact du projet de**  
**construction d'un pont**  
**au-dessus de la rivière Saguenay**

**Préparé par:**

Rowan Williams Davies & Irwin Inc.

Ingénieur du projet - Suresh Kumaresannai, Ph.D., P.Eng.

Ingénieur senior du projet - Stoyan Stoyanoff, Ph.D., P.Eng.

Gérant de projet - Mark A. Hunter, CET

Directeur de projet - Peter A. Irwin, Ph.D., P.Eng.



## TABLE DES MATIÈRES

<b>SOMMAIRE ET CONCLUSIONS</b> .....	<b>iv</b>
<b>1. INTRODUCTION</b> .....	<b>1</b>
<b>2. VITESSES DE VENT ADMISSIBLES</b> .....	<b>2</b>
2.1 Source de données.....	2
2.2 Topographie locale.....	2
2.3 Analyse .....	3
2.3.1 <i>Probabilité combinée de vitesses et directions du vent</i> .....	4
2.3.2 <i>Upcrossing Method et détermination des vents de calcul</i> .....	5
2.4 Résultats.....	6
2.4.1 <i>Vitesses moyennes horaires à 10 m de hauteur en terrain découvert</i> .....	6
2.4.2 <i>Effets de directivité du vent</i> .....	7
2.4.3 <i>Relief du site</i> .....	9
2.4.4 <i>Vitesses de vent à la hauteur du tablier</i> .....	9
2.4.5 <i>Vitesse du vent, paramètre de conception</i> .....	10
2.4.6 <i>Vitesse du vent et stabilité aérodynamique</i> .....	10
2.4.7 <i>Modification de la vitesse du vent pour la hauteur de tablier modifiée</i> .....	11
2.4.8 <i>Propriétés de turbulence à l'emplacement du pont</i> .....	11
2.5 Recommandations visant les effets topographiques : relevés sur place et études en soufflerie.....	11
2.6 Conclusions et recommandations .....	12
<b>3. ESSAIS SUR MODÈLE RÉDUIT DU TABLIER DU PONT</b> .....	<b>14</b>
3.1 Description du modèle réduit et configuration des essais.....	14
3.2 Critère de stabilité .....	15
3.3 Essais de stabilité aérodynamique en soufflerie .....	17
3.4 Résultats des essais en soufflerie : coefficients des forces et moments statiques.....	19
<b>4. RÉPONSE AU BALLOTTEMENT DU VENT</b> .....	<b>21</b>
4.1 Contexte .....	21
4.2 Charges de vent moyennes et fluctuations naturelles dues au ballottement .....	22
4.3 Charges inertielles dues aux mouvements du pont sous l'action du vent .....	22
4.4 Distribution simplifiée des charges de ballottement du vent pour la conception de l'ouvrage .....	23
<b>5. ÉVALUATION DES VIBRATIONS DANS LES CÂBLES</b> .....	<b>25</b>
5.1 Propriétés des câbles porteurs et des suspentes .....	25
5.2 Données de base concernant les vibrations induites par le vent dans les câbles .....	25
5.3 Aérodynamique des câbles groupés.....	25

## LISTE DES TABLEAUX

**Tableau 2-1 :** Paramètres de Weibull reposant sur les données de l'Île Rouge, à 10 m en terrain découvert

**Tableau 2-2 :** Paramètres de Weibull reposant sur les données de l'Île Rouge, à 10 m en terrain découvert

**Tableau 2-3 :** Critères de vitesse du vent au niveau du tablier (100 m)

**Tableau 2-4 :** Échelles de turbulence estimatives au niveau du tablier (100 m)

**Tableau 3-1 :** Paramètres des essais sur modèle réduit

**Tableau 3-2 :** Moyenne pondérée des coefficients de force

**Tableau 4-1 :** Réponses modales en résonance

**Tableau 4-2 :** Distributions des charges de ballottement du vent à récurrence centennale

**Tableau 5-1 :** Propriétés dynamiques des câbles et suspentes

## LISTE DES FIGURES

**Figure 1-1 :** Dimension du pont envisagé

**Figure 2-1 :** Emplacement du pont suspendu sur la rivière Saguenay

**Figure 2-2 :** Vitesse moyenne horaire du vent et périodicité, à 10 m en terrain découvert

**Figure 2-3 :** Vitesses moyennes horaires (en m/s) centennales en fonction de la direction du vent au niveau du tablier

**Figure 2-4 :** Vitesses de vent en fonction de leur périodicité au niveau du tablier – valeurs recommandées

**Figure 2-5 :** Intensités de turbulence selon la direction du vent, au niveau du tablier

**Figure 3-1 :** Le tablier sans les trottoirs, vue en coupe type

**Figure 3-2 :** Modèle réduit en soufflerie

- Figure 3-3:** Déformations maximales verticalement et en torsion sous écoulement lisse avec angle d'incidence = 0 degré
- Figure 3-4 :** Déformations maximales verticalement et en torsion sous écoulement lisse avec angle d'incidence = -2,5 degrés
- Figure 3-5** Déformations maximales verticalement et en torsion sous écoulement lisse avec angle d'incidence = +2,5 degrés
- Figure 3-6 :** Définition des forces et moments s'appliquant sur le tablier
- Figure 3-7 :** Coefficients statiques mesurés par rapport à l'angle d'incidence
- Figure 4-1 :** Plan de référence

### **LISTE DES ANNEXES**

- A-** *BACKGROUND ON BRIDGE AERODYNAMICS AND WIND TUNNEL TESTS*
- B-** *WIND INDUCED CABLE VIBRATIONS*

---

## **TABLES**

---

**Tableau 2-1:** Paramètres de Weibull reposant sur les données de l'Île Rouge, à 10 m en terrain découvert

Direction du vent	A	C <sub>1</sub> (kph)	K <sub>1</sub>	C <sub>2</sub> (kph)	K <sub>2</sub>	Vitesse seuil <sup>1</sup> (km/h)
10	0.0273	21.666	1.7890	21.666	1.7890	46.0
20	0.0318	24.683	1.8581	24.036	2.0292	41.0
30	0.0371	24.248	1.9879	26.638	2.2952	36.0
40	0.0427	23.695	2.0370	23.695	2.0370	36.0
50	0.0388	20.566	2.4029	22.234	1.7974	21.0
60	0.0253	18.489	2.2464	19.618	1.6473	21.0
70	0.0151	14.665	2.2411	13.336	1.4331	21.0
80	0.0149	14.150	2.1385	11.844	1.3863	21.0
90	0.0147	13.604	2.0528	12.475	1.7288	21.0
100	0.0103	13.216	1.9965	10.970	1.5124	21.0
110	0.0059	12.214	1.8014	7.270	1.1170	26.0
120	0.0053	11.941	1.6979	8.270	1.1169	31.0
130	0.0059	12.289	1.6704	8.900	1.1198	31.0
140	0.0062	12.639	1.6328	8.243	1.0421	26.0
150	0.0061	13.004	1.6641	9.671	1.0907	21.0
160	0.0093	17.901	1.4969	18.777	1.7738	26.0
170	0.0222	23.302	1.7992	22.832	2.1482	26.0
180	0.0351	24.525	1.9604	23.663	2.2374	26.0
190	0.0440	28.253	2.0185	28.233	2.1467	26.0
200	0.0530	30.811	2.1277	31.459	2.3377	26.0
210	0.0484	29.759	2.0370	31.034	2.3091	31.0
220	0.0393	25.664	2.0157	28.100	2.1096	26.0
230	0.0295	22.806	1.9411	25.166	1.9283	26.0
240	0.0189	20.316	1.7661	22.415	1.7806	26.0
250	0.0135	17.446	1.7518	19.557	1.6923	21.0
260	0.0239	24.750	1.5600	25.705	2.0290	26.0
270	0.0343	27.893	1.6175	27.516	2.1487	26.0
280	0.0421	33.726	1.7426	31.676	2.0779	31.0
290	0.0499	38.498	1.9020	34.808	2.2174	31.0
300	0.0542	38.220	1.9395	35.081	2.1893	31.0
310	0.0574	36.876	1.9245	34.919	2.1645	31.0



320	0.0489	35.482	1.8202	33.379	1.9987	31.0
330	0.0287	31.104	1.5802	29.831	1.8218	31.0
340	0.0146	19.212	1.4974	17.062	1.5481	31.0
350	0.0187	18.604	1.5250	18.339	1.5970	36.0
360	0.0228	18.404	1.4748	21.762	1.8990	41.0

Note: (1) Vitesse seuil du vent au-dessus de laquelle C1 et K1 sont remplacés par C2 et K2 dans l'expression de Weibull

**Table 2-2:** Paramètres de Weibull reposant sur les données de l'Île Rouge, à 10 m en terrain découvert

Direction du vent	A	C (kph)	K
10	0.0364	15.604	1.9014
20	0.0294	16.456	1.9338
30	0.0230	15.731	1.8491
40	0.0167	13.478	1.6559
50	0.0119	10.681	1.4256
60	0.0088	8.673	1.2777
70	0.0071	5.594	1.1159
80	0.0095	6.310	1.1965
90	0.0120	6.752	1.2533
100	0.0100	6.429	1.1312
110	0.0081	6.875	1.1272
120	0.0080	6.959	1.0460
130	0.0084	7.488	1.0474
140	0.0095	8.482	1.1114
150	0.0113	9.641	1.2190
160	0.0170	11.362	1.4123
170	0.0342	12.733	1.5967
180	0.0515	13.198	1.6770
190	0.0504	14.319	1.6878
200	0.0493	15.772	1.7887
210	0.0474	16.217	1.8344
220	0.0452	16.299	1.8580
230	0.0395	15.793	1.8294
240	0.0303	14.211	1.7258
250	0.0233	12.794	1.8688
260	0.0231	12.055	1.6841
270	0.0229	11.343	1.5519
280	0.0232	13.074	1.6635
290	0.0234	14.692	1.7953
300	0.0269	14.585	1.6051
310	0.0316	14.794	1.5873

320	0.0326	14.520	1.5728
330	0.0301	13.700	1.5610
340	0.0299	14.272	1.8988
350	0.0367	14.690	1.8795
360	0.0435	15.011	1.8883

**Tableau 2-3:** Critères de vitesse du vent au niveau du tablier (100 m)

Période de récurrence (ans)	Application	Vitesse du vent (m/s) sans directivité		Wind Speed (m/s) - Avec directivité	
		Moyenne sur 1 heure (moyenne horaire)	Moyenne sur 10 minutes	Moyenne sur 1 heure (moyenne horaire)	Moyenne sur 10 minutes
10	Critères de calcul pour les étapes de la construction	38.6	41.2	—	—
100	Critères de calcul pour le pont en service	43.5	46.4	—	—
1000	Vitesse au flottement pour les étapes de la construction	49.6	53.1	46.8	49.9
10000	Vitesse au flottement pour le pont en service	57.0	60.8	53.9	57.5

Note: Pour une élévation moyenne du tablier de 124 m, augmenter de 3 % les vitesses de vent ci-dessus.

**Tableau 2-4:** Échelles de turbulence estimatives au niveau du tablier (100 m)

Échelles de turbulence (m)			
xLu	xLw	yLu	yLw
456	38	133	23

**Table 3-1:** Paramètres des essais sur modèle réduit

	Échelle réelle	Échelle réduite (1/60°)	
		Val. cible	Val. réelle
<b>Masse</b>	25129 kg/m <sup>(1)</sup>	6.98 kg/m	6.33 kg/m
<b>Moment d'inertie de la masse Tablier Équivalent MMI, mode 19</b>	7.88×10 <sup>5</sup> kg.m <sup>2</sup> /m 1.84×10 <sup>6</sup> kg.m <sup>2</sup> /m <sup>(1)</sup>	0.061 kg.m <sup>2</sup> /m 0.142 kg.m <sup>2</sup> /m	– 0.10 kg.m <sup>2</sup> /m
<b>Fréquence/verticale (Mode 3)</b>	0.124 Hz	–	1.53 Hz
<b>Fréquence en torsion (Mode 21)</b>	0.339 Hz	–	4.50 Hz
<b>Rapport de fréquence</b>	2.73	2.73	2.94
<b>Amortissement structural vertical</b>	0.2 - 0.3%	0.2 - 0.3%	0.3%
<b>Amortissement structural en torsion</b>	0.2 - 0.3%	0.2 - 0.3%	0.2%

Note: La masse et son moment d'inertie indiqués ci-dessus correspondent aux câbles porteurs et au tablier. Le modèle réduit ne comprenait pas entièrement la masse et le moment d'inertie des câbles porteurs. C'est pourquoi les valeurs correspondantes du modèle ont été fixées par prudence à des niveaux inférieurs à ceux de leurs équivalents à l'échelle réelle.

**Table 3-2:** Moyenne pondérée des coefficients de force

<b>C<sub>x</sub></b>	<b>C<sub>z</sub></b>	<b>C<sub>m</sub></b>	<b>dC<sub>x</sub>/dα</b>	<b>dC<sub>z</sub>/dα</b>	<b>dC<sub>m</sub>/dα</b>
0.5020	-0.3320	0.0024	2.2560	2.5278	0.4763

**Table 4-1: Réponses modales en résonance**

Mode n°	Forme du mode	Correspond au mode n° FEA	Fréquence (Hz)	Déformation modale (m)
1	Lateral	Mode_1	0.0595	3.0030
2	Vertical	Mode_2	0.0850	2.2677
3	Vertical	Mode_3	0.1242	1.9335
4	Lateral	Mode_4	0.1478	0.3659
5	Vertical	Mode_5	0.1546	0.9294
6	Vertical	Mode_6	0.1907	0.5000
7	Vertical	Mode_7	0.1966	0.6005
8	Lateral	Mode_10	0.2115	0.2357
9	Vertical	Mode_12	0.2371	0.3956
10	Lateral	Mode_13	0.2615	0.1342
11	Vertical	Mode_14	0.2735	0.3076
12	Vertical	Mode_18	0.3118	0.2104
13	Torsional	Mode_21	0.3386	0.1414
14	Torsional	Mode_22	0.3526	0.2514
15	Vertical	Mode_26	0.3703	0.1055
16	Vertical	Mode_27	0.3797	0.0350
17	Torsional	Mode_28	0.3872	0.1259
18	Torsional	Mode_30	0.4446	0.0433





Case 5

Table for Case 5 showing force components (Fz, Fx, Fy, M) and elevations for Deck, West Cable, East Cable, North Tower, and South Tower across various nodes.

Case 6

Table for Case 6 showing force components (Fz, Fx, Fy, M) and elevations for Deck, West Cable, East Cable, North Tower, and South Tower across various nodes.

Case 7

Table for Case 7 showing force components (Fz, Fx, Fy, M) and elevations for Deck, West Cable, East Cable, North Tower, and South Tower across various nodes.

Case 8

Table for Case 8 showing force components (Fz, Fx, Fy, M) and elevations for Deck, West Cable, East Cable, North Tower, and South Tower across various nodes.





Node		169 - 163	163 - 158	158 - 152	152 - 146	146 - 140	140 - 134	134 - 128	128 - 122	122 - 116	116 - 110	110 - 104	104 - 203	203 - 209	209 - 215	215 - 221	221 - 227	227 - 233	233 - 239	239 - 246	246 - 252	252 - 257	257 - 263	263 - 269	
Deck	Fz (kN/m)	-16.70	-15.44	-15.60	-16.85	-17.01	-15.25	-14.94	-16.57	-19.65	-23.19	-26.03	-28.34	-26.27	-23.53	-19.86	-16.42	-14.29	-14.08	-15.56	-15.82	-14.39	-13.78	-14.63	
	Fx (kN/m)	0.03	0.06	0.05	0.02	0.06	0.06	0.06	-0.04	0.02	-0.18	-0.23	-0.19	-0.13	-0.06	0.01	0.06	0.06	0.03	0.02	0.05	0.06	0.04	0.04	
	Fy (kN/m)	1.40	1.48	1.47	1.39	1.27	1.34	1.86	2.88	4.22	5.52	6.43	7.36	6.47	5.61	4.36	3.04	1.99	1.41	1.28	1.36	1.43	1.41	1.31	
	M (kN-m/r)	24.61	24.22	24.10	24.28	25.54	28.33	31.45	34.59	37.43	39.71	41.20	41.77	41.06	39.40	36.96	33.94	30.62	27.31	24.31	22.51	22.10	21.93	22.06	
Node		169 - 163	163 - 158	158 - 152	152 - 146	146 - 140	140 - 134	134 - 128	128 - 122	122 - 116	116 - 110	110 - 104	104 - 203	203 - 209	209 - 215	215 - 221	221 - 227	227 - 233	233 - 239	239 - 246	246 - 252	252 - 257	257 - 263	263 - 269	
West Cable	Fz (kN/m)	0.19	0.40	0.35	0.12	0.14	0.60	0.84	0.69	0.22	-0.38	-0.89	-1.11	-0.97	-0.51	0.09	0.60	0.82	0.66	0.21	0.08	0.30	0.41	0.24	
	Fx (kN/m)	-0.06	-0.14	-0.11	-0.00	0.11	0.29	0.36	-0.30	0.19	0.08	0.01	-0.02	-0.03	-0.07	-0.15	-0.25	-0.31	-0.28	-0.13	-0.02	0.10	0.15	0.09	
	Fy (kN/m)	0.48	0.42	0.46	0.59	0.95	1.36	1.39	1.09	0.74	0.64	0.83	1.10	0.85	0.59	0.62	0.95	1.33	1.42	1.11	0.59	0.23	0.07	0.21	
East Cable	Fz (kN/m)	0.22	0.47	0.43	0.18	0.08	0.22	0.08	-0.45	-1.25	-2.12	-2.81	-3.10	-2.90	-2.27	-1.40	-0.56	0.03	0.23	0.12	0.12	0.38	0.48	0.28	
	Fx (kN/m)	-0.05	-0.12	-0.08	0.06	0.23	0.33	0.32	0.21	0.07	-0.04	-0.08	-0.07	-0.03	-0.04	-0.11	-0.21	-0.31	-0.33	-0.25	-0.09	0.07	0.14	0.08	
	Fy (kN/m)	0.48	0.42	0.46	0.59	0.95	1.36	1.40	1.09	0.74	0.63	0.83	1.10	0.85	0.59	0.62	0.95	1.33	1.42	1.11	0.59	0.23	0.07	0.21	
Elevation		(13.75m - 36.38 m)	(36.38m - 66.38m)	(66.38m - 90.13m)	(90.13m - 114.13m)	(114.13m - 140.38m)	(140.38m - 162.38m)	(162.38m - 184.38m)	(184.38m - 206.38m)	(206.38m - 228.38m)	(228.38m - 245.13m)	(245.13m - 261.38m)													
North Tower	East Leg	Fx (kN/m)	-0.97	-1.45	-2.00	-2.35	-3.10	-3.26	-3.39	-3.77	-4.07	-4.30	-6.66												
		Fy (kN/m)	14.91	19.12	21.45	22.35	23.66	24.32	24.80	25.27	25.50	25.43	26.77												
	West Leg	Fx (kN/m)	-2.12	-2.66	-2.96	-3.13	-3.41	-3.50	-3.56	-3.67	-3.80	-3.94	-4.76												
		Fy (kN/m)	16.52	21.17	23.73	24.72	26.14	26.84	27.34	27.82	28.04	27.96	29.28												
Elevation		(26m - 64.73m)	(64.73m - 94.73m)	(94.73m - 118.48m)	(118.48m - 142.48m)	(142.48m - 168.73m)	(168.73m - 190.73m)	(190.73m - 212.73m)	(212.73m - 234.73m)	(234.73m - 256.73m)	(256.73m - 273.48m)	(273.48m - 289.73m)													
South Tower	East Leg	Fx (kN/m)	2.60	3.20	3.81	4.17	4.92	5.00	5.07	5.39	5.62	5.78	8.08												
		Fy (kN/m)	19.52	21.80	23.15	23.68	24.32	24.62	24.77	24.81	24.72	24.49	24.49												
	West Leg	Fx (kN/m)	2.76	3.06	3.29	3.43	3.68	3.73	3.76	3.85	3.95	4.06	4.87												
		Fy (kN/m)	21.63	24.16	25.66	26.25	26.94	27.27	27.43	27.47	27.36	27.11	27.09												

**Tableau 5-1 : Propriétés dynamiques des câbles et suspentes**

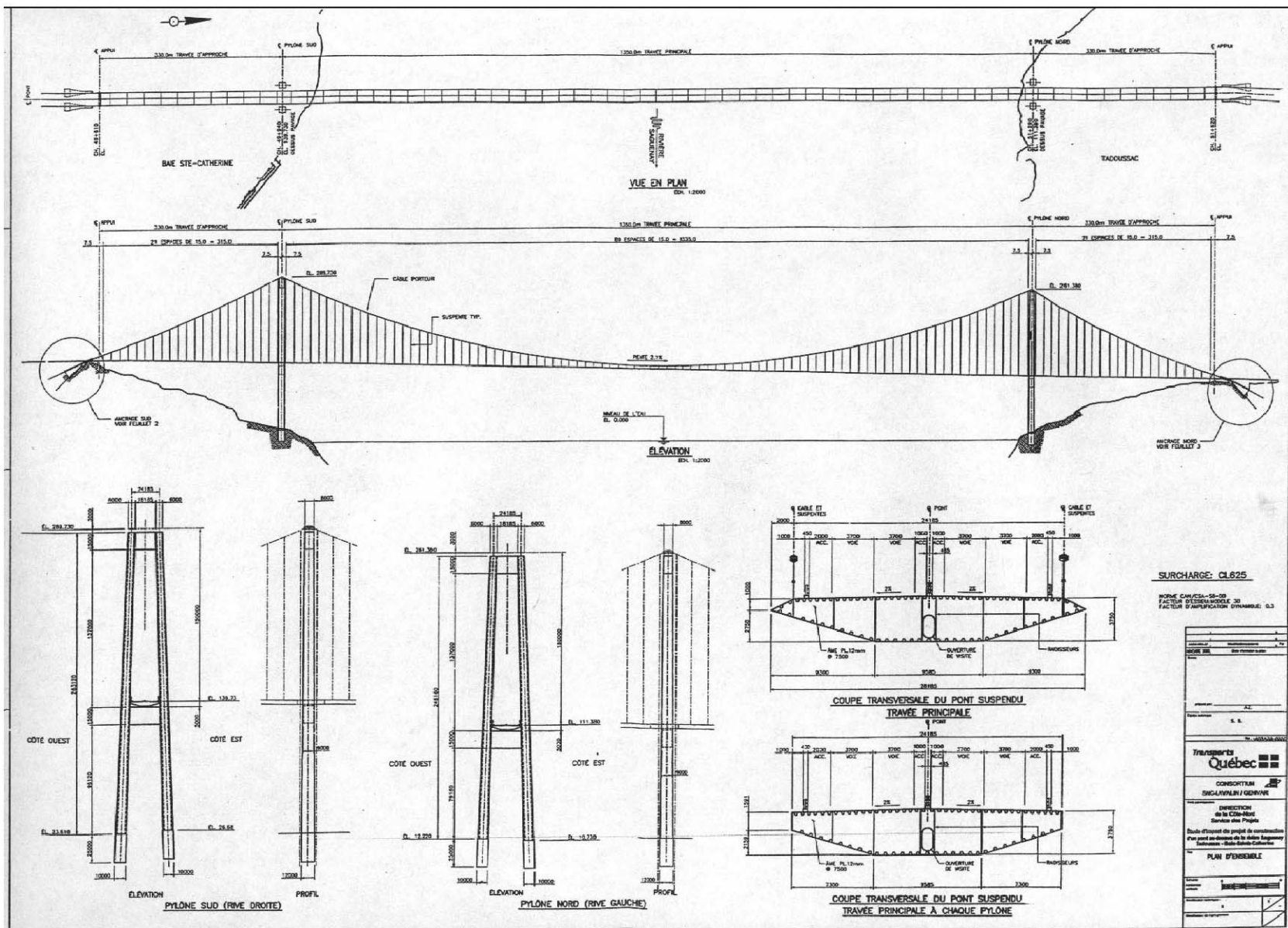
Type de câble	Longueur (m) <i>L</i>	Masse (kg/m) <i>m</i>	Traction (kN) <i>T</i>	<i>EA</i> (kN)	Diamètre (mm) <i>d</i>	Distance c. à c. <i>s/d</i>	1 <sup>ère</sup> fréquence (Hz) <i>f</i>	Rapport d'amort. -min. (%)	Sc
<b>Câbles porteurs</b>	NR	3550	NR	7.64E+7	790	30.6	0.124 <sup>M3</sup>	0.3~0.5	13~22
<b>Suspentes</b>	146.8~5.02	21.6	1080	4.22E+5	67	223.9	0.8~23	0.1~0.5	4~18

- Notes:**
1. NR – Données non exigées pour l'analyse.
  2. La surface des câbles porteurs est peinte, elle est donc censée être lisse.
  3. La suspente est composée de torons en acier galvanisé formant un câble métallique torsadé individuel.
  4. fM3 – fréquence du mode 3 de plus basse fréquence avec mouvements dominants du câble.
  5. Les limites de coefficient d'amortissement indiquées sont celles des suspentes longues ; les suspentes courtes peuvent présenter un amortissement supérieur.

---

## **FIGURES**

---



**Dimensions du pont envisagé (pleine échelle)**

Pont suspendu sur la rivière Saguenay, Tadoussac (Québec)

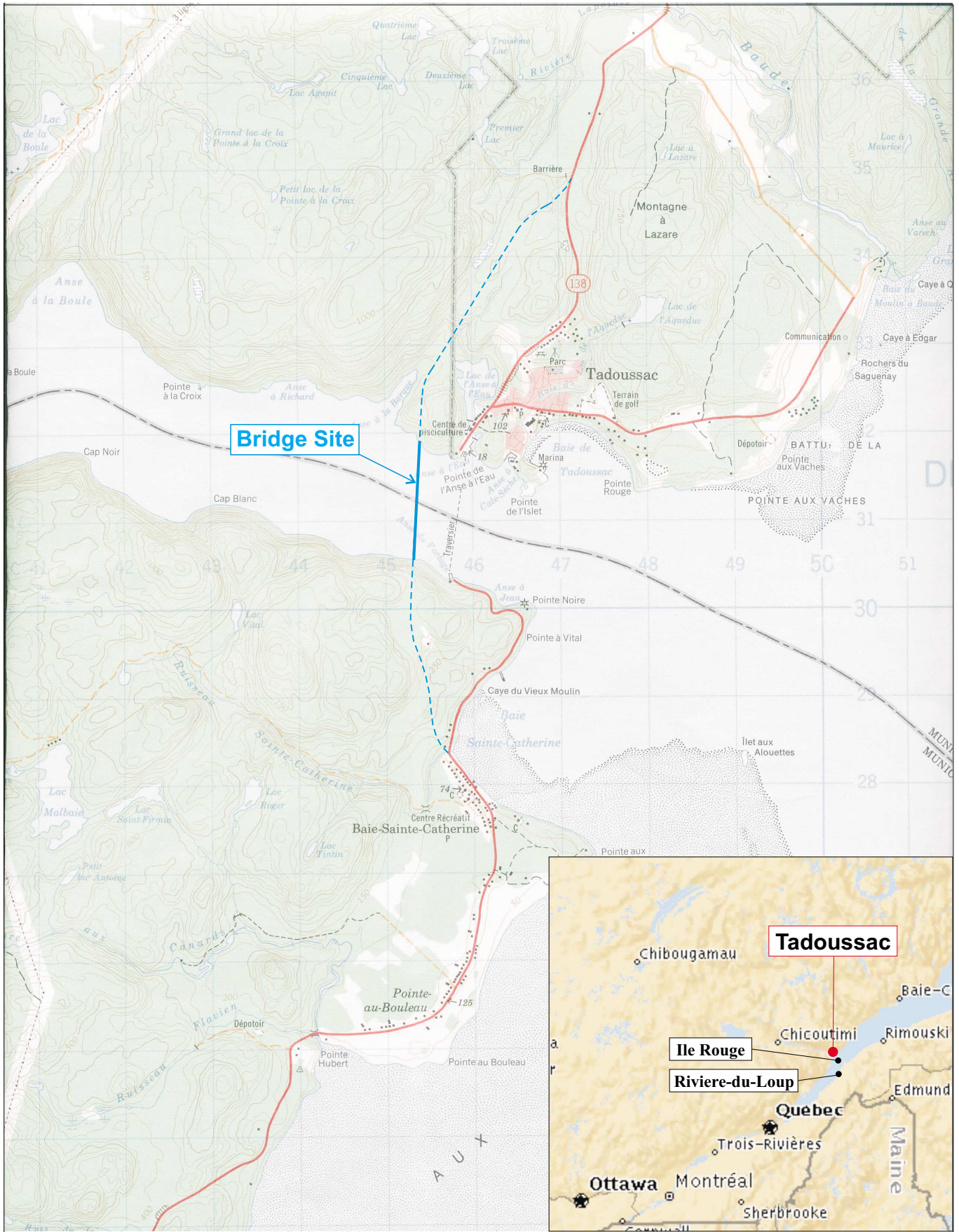
Drawn by: DJM Figure: 1-1

Approx. Scale: N.T.S.

Date Revised: Jan. 28, 2004

**RWDI**

(Voir cahier des dessins pour la clarté des détails)



**Emplacement du pont suspendu sur la rivière Saguenay**

Pont suspendu sur la rivière Saguenay, Tadoussac (QC) Project #03-1229

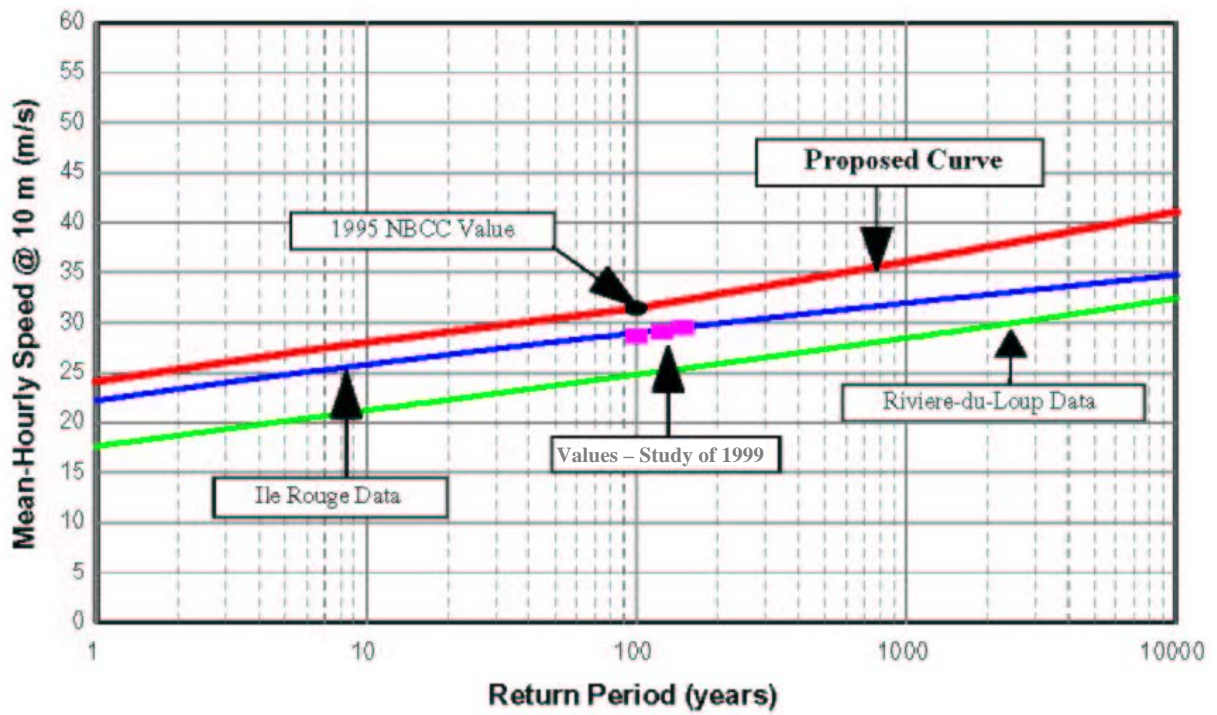


Figure No. 2-1

Date: January 28, 2004







Vitesse moyenne horaire du vent et périodicité, à 10 m en terrain découvert

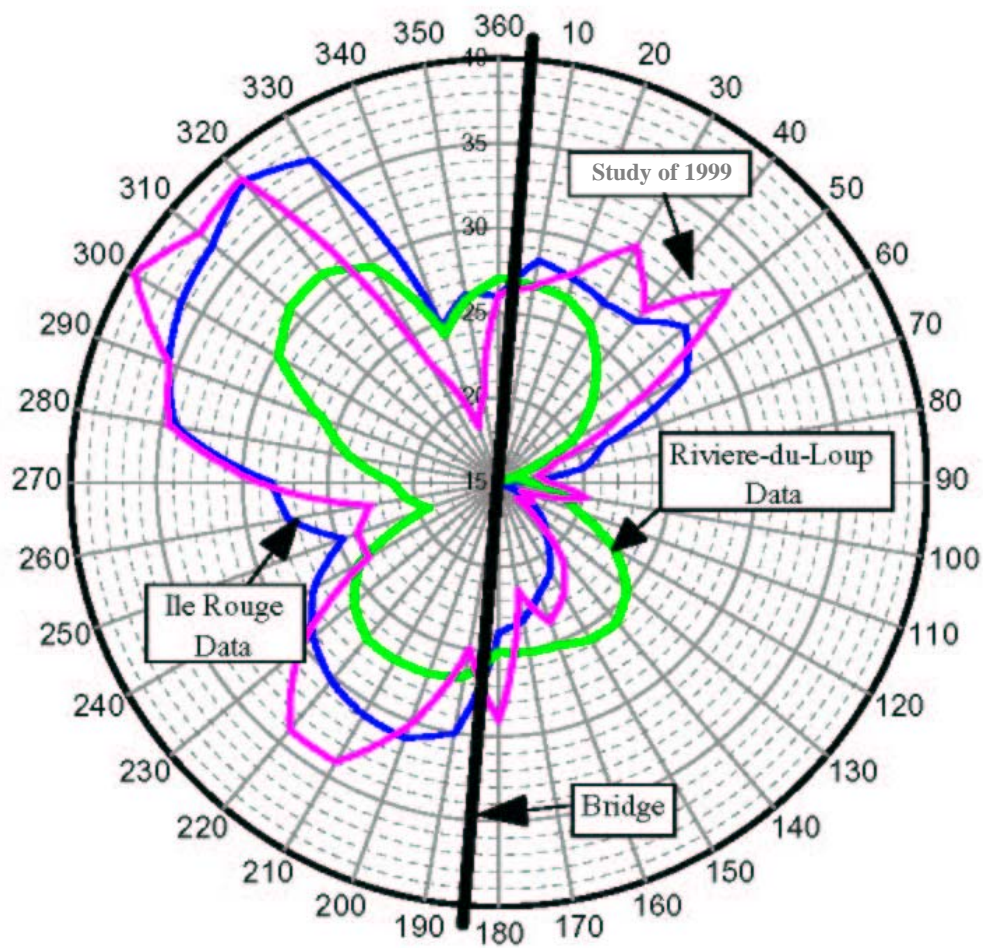
Pont suspendu sur la rivière Saguenay, Tadoussac (Québec)

Projet n° 03-1229

Figure No. 2-2

Date: June 11, 2003

**RWDI**



**Vitesses moyennes horaires (en m/s) centennales en fonction de la direction du vent au niveau du tablier**

Pont suspendu sur la rivière Saguenay, Tadoussac (Québec)

Projet n° 03-1229

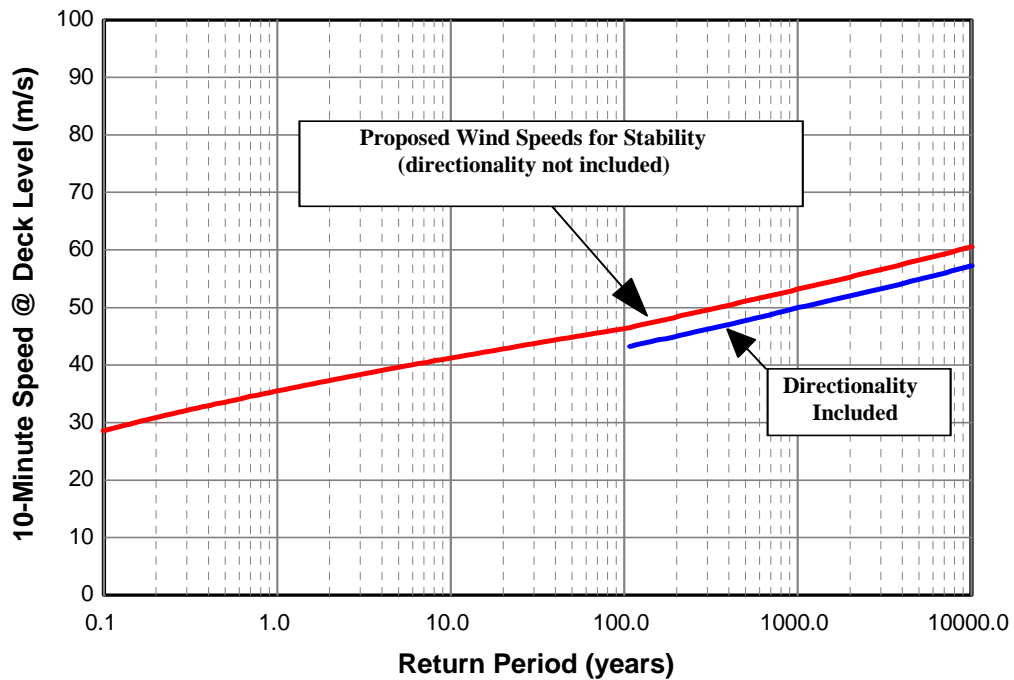
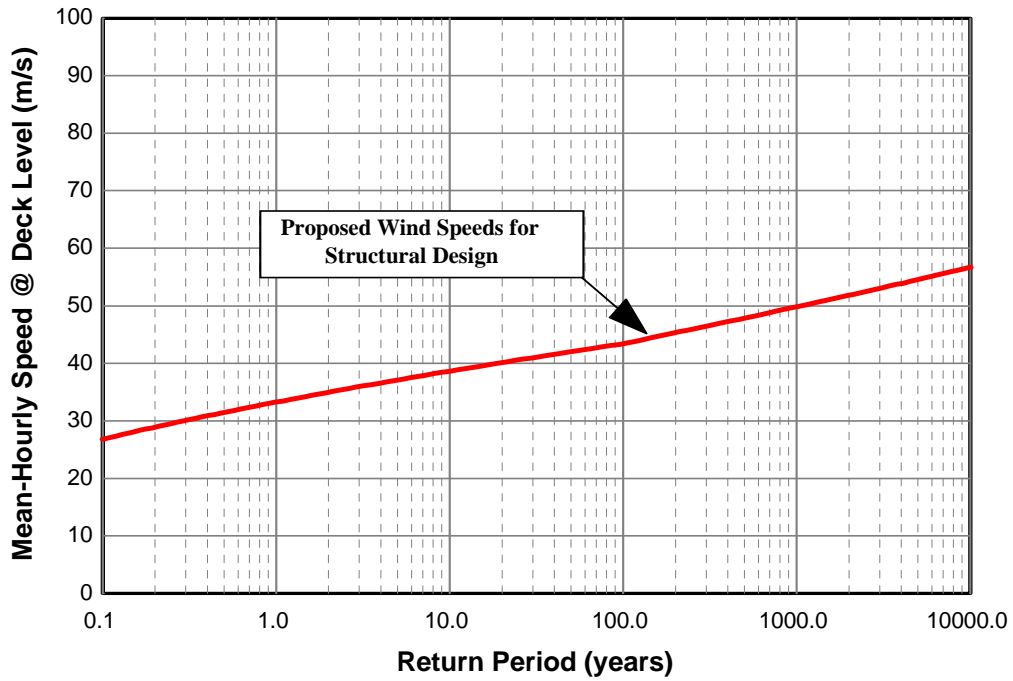
Figure No.

**2-3**

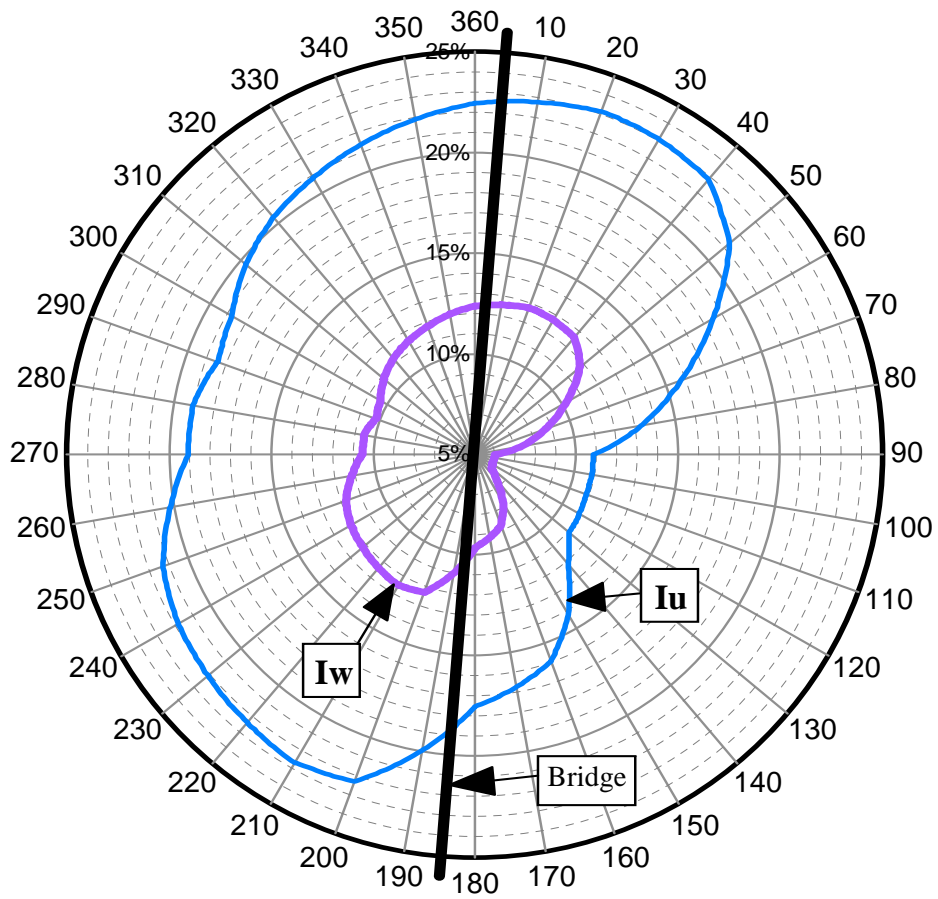
Date:

June 11, 2003


**RWDI**

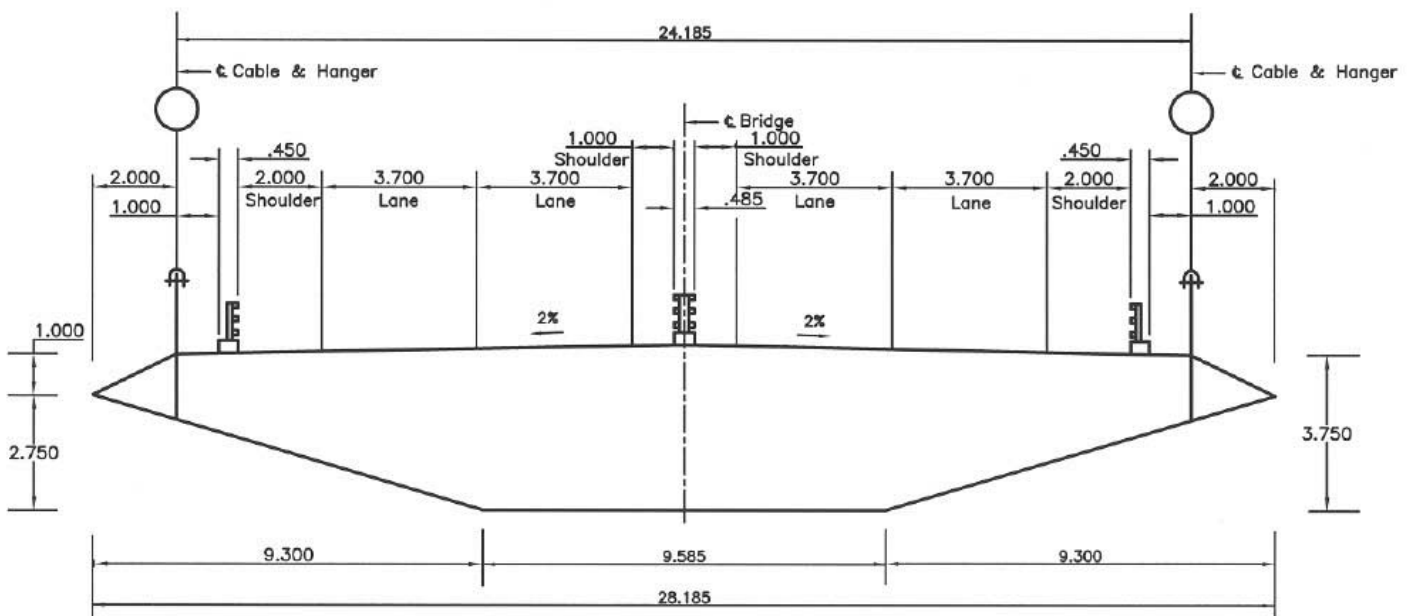


<b>Vitesses de vent en fonction de leur périodicité au niveau du tablier – valeurs recommandées</b>  Pont suspendu sur la rivière Saguenay, Tadoussac (Québec)	Figure No. <b>2-4</b>	
	Date: June 11, 2003	
Projet n° 03-1229		



Note: Subscripts u and w refer to the along-wind turbulence and vertical turbulence intensities ( $I_u$  &  $I_w$ ).

<b>Intensités de turbulence (<math>I_u</math> et <math>I_w</math>) selon la direction du vent, au niveau du tablier</b>	Figure No.	<b>2-5</b>	
	Date:	June 11, 2003	
Pont suspendu sur la rivière Saguenay, Tadoussac (Québec)		Projet n° 03-1229	



SEGUENAY RIVER BRIDGE

**Le tablier sans les trottoirs, vue en coupe type**

Pont suspendu sur la rivière Saguenay, Tadoussac (Québec)

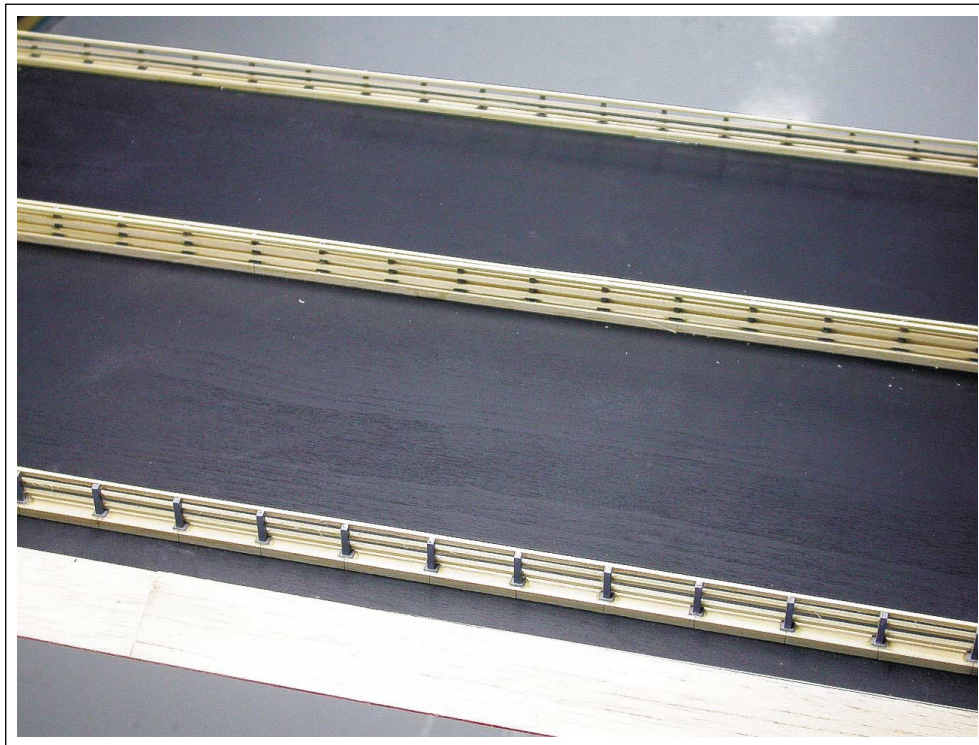
Project #03-1229

Drawn by: OB Figure: **3-1**

Approx. Scale: NTS

Date Revised: Nov. 10, 2003





**Modèle réduit en soufflerie**

Pont suspendu sur la rivière Saguenay, Tadoussac (QC) Project #03-1229

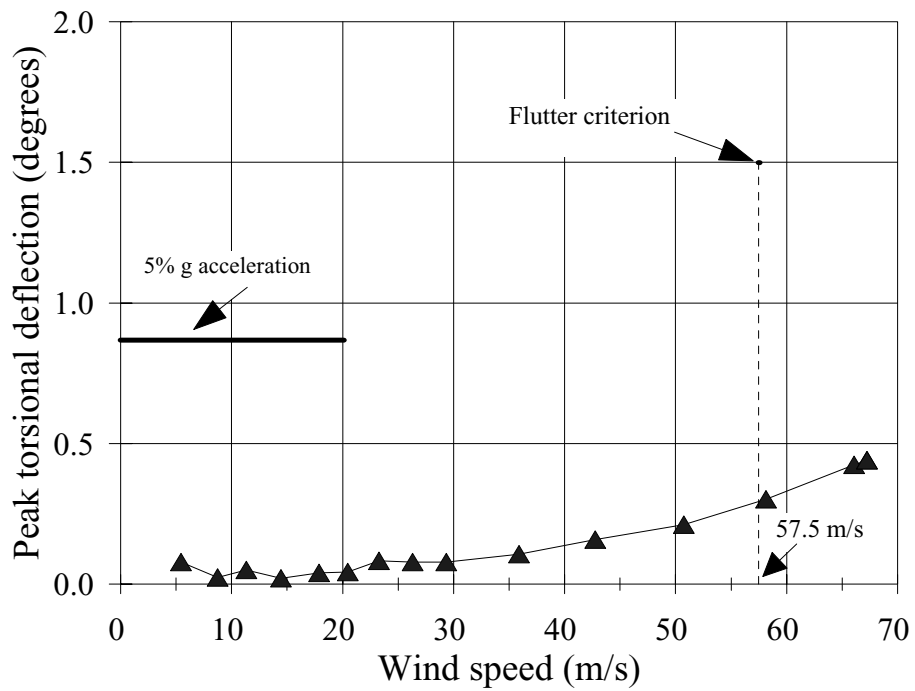
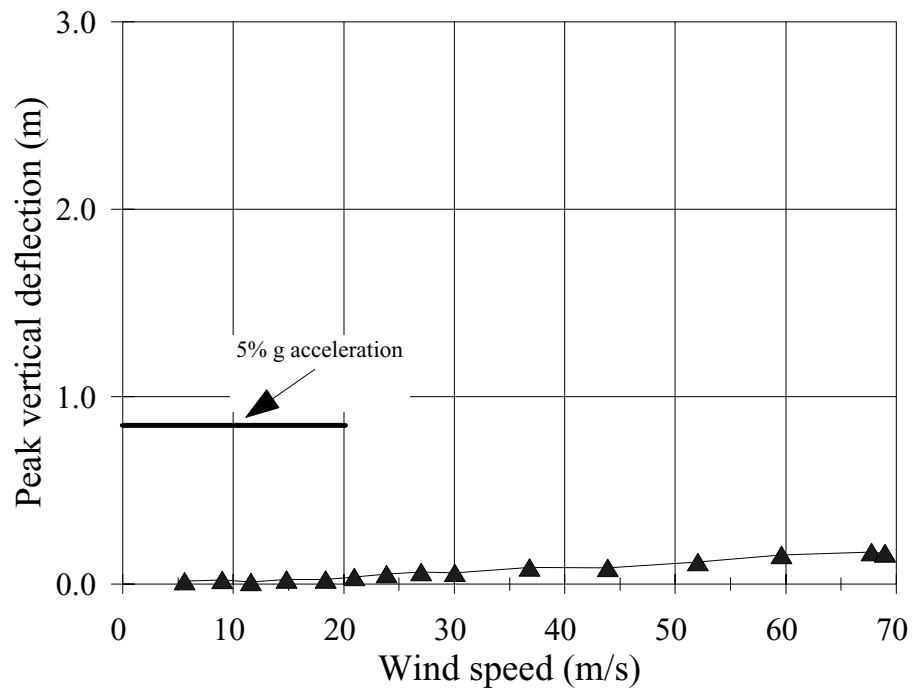
Figure No.

3-2

Date:

November 10, 2003

**RWDI**



Déformations maximales verticalement et en torsion sous écoulement lisse  
avec angle d'incidence = 0 degré

Pont suspendu sur la rivière Saguenay, Tadoussac (Québec)

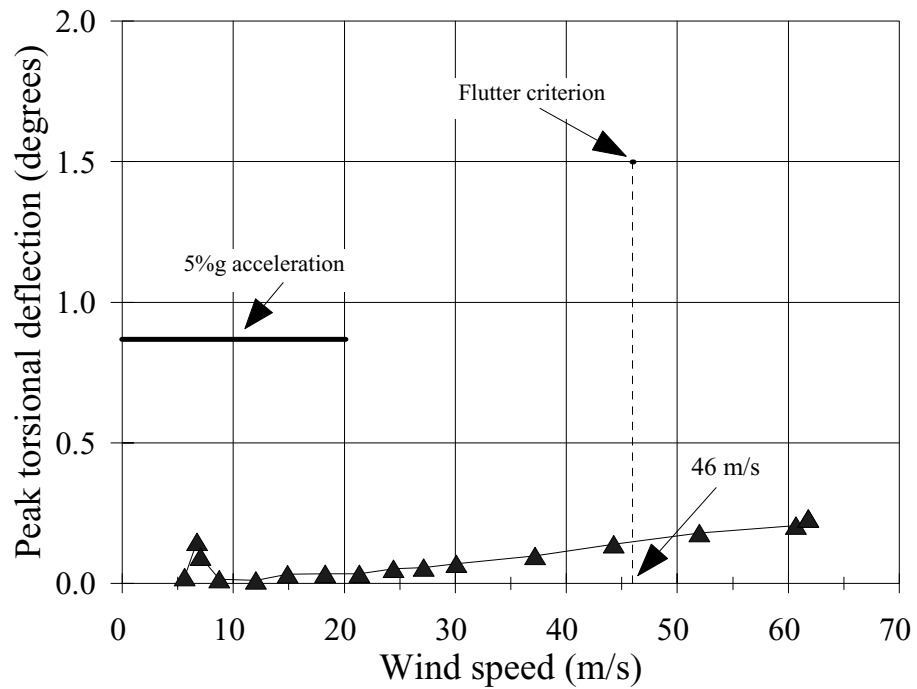
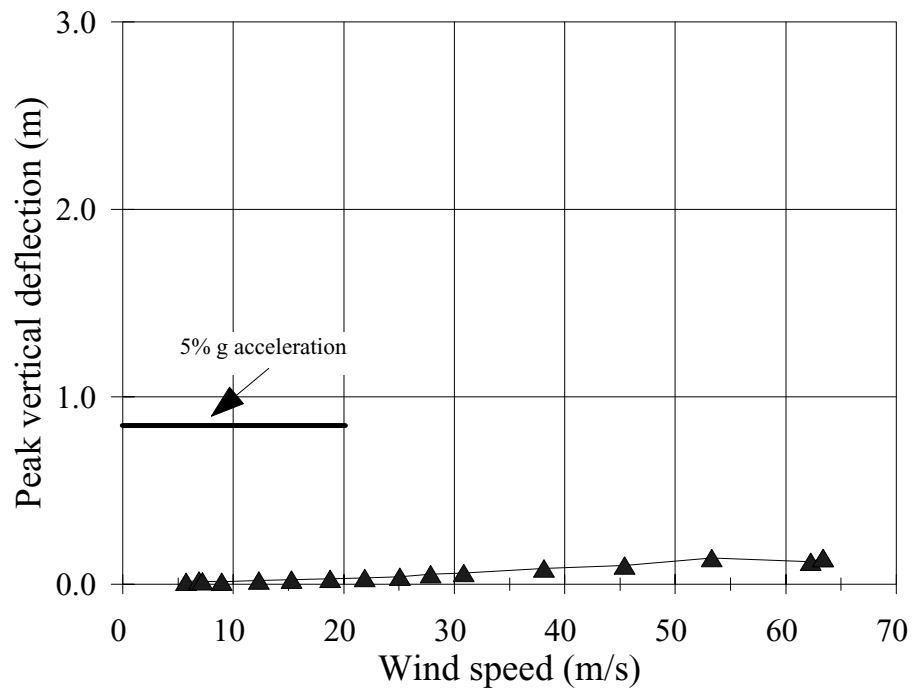
Projet no 03-1229

Figure No.

3-3

Nov. 10, 2003

**RWDI**



Déformations maximales verticalement et en torsion sous écoulement lisse  
avec angle d'incidence = -2,5 degrés

Pont suspendu sur la rivière Saguenay, Tadoussac (Québec)

Projet no 03-1229

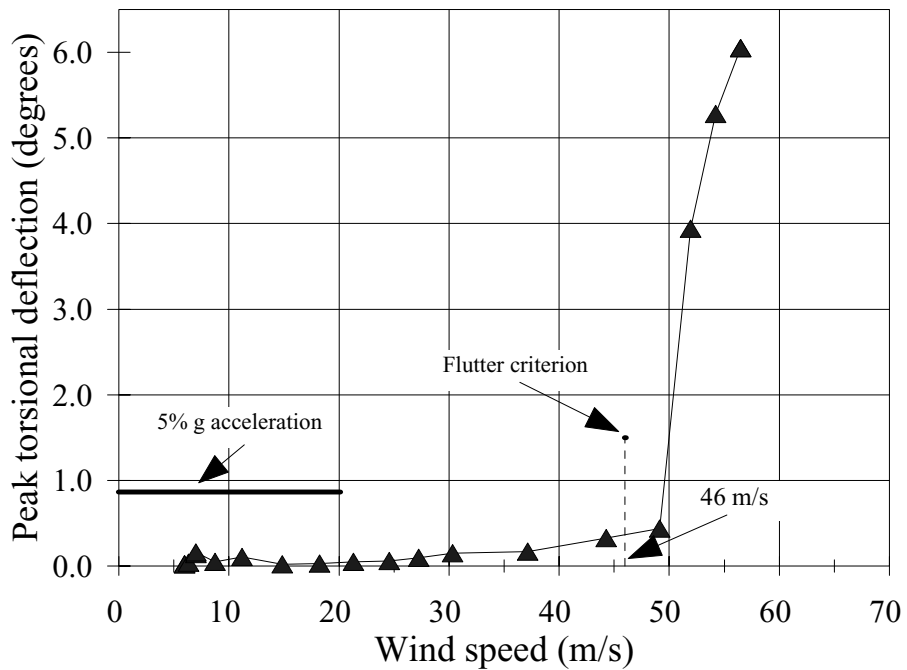
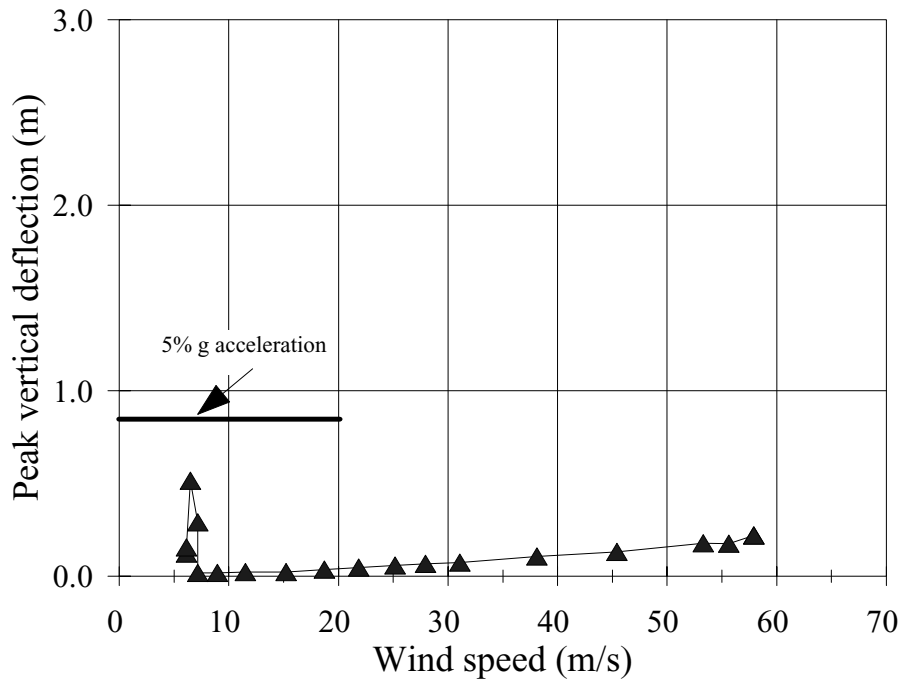
Figure No.

3-4

Nov. 10, 2003

**RWDI**





Déformations maximales verticalement et en torsion sous écoulement lisse avec angle d'incidence = +2,5 degrés

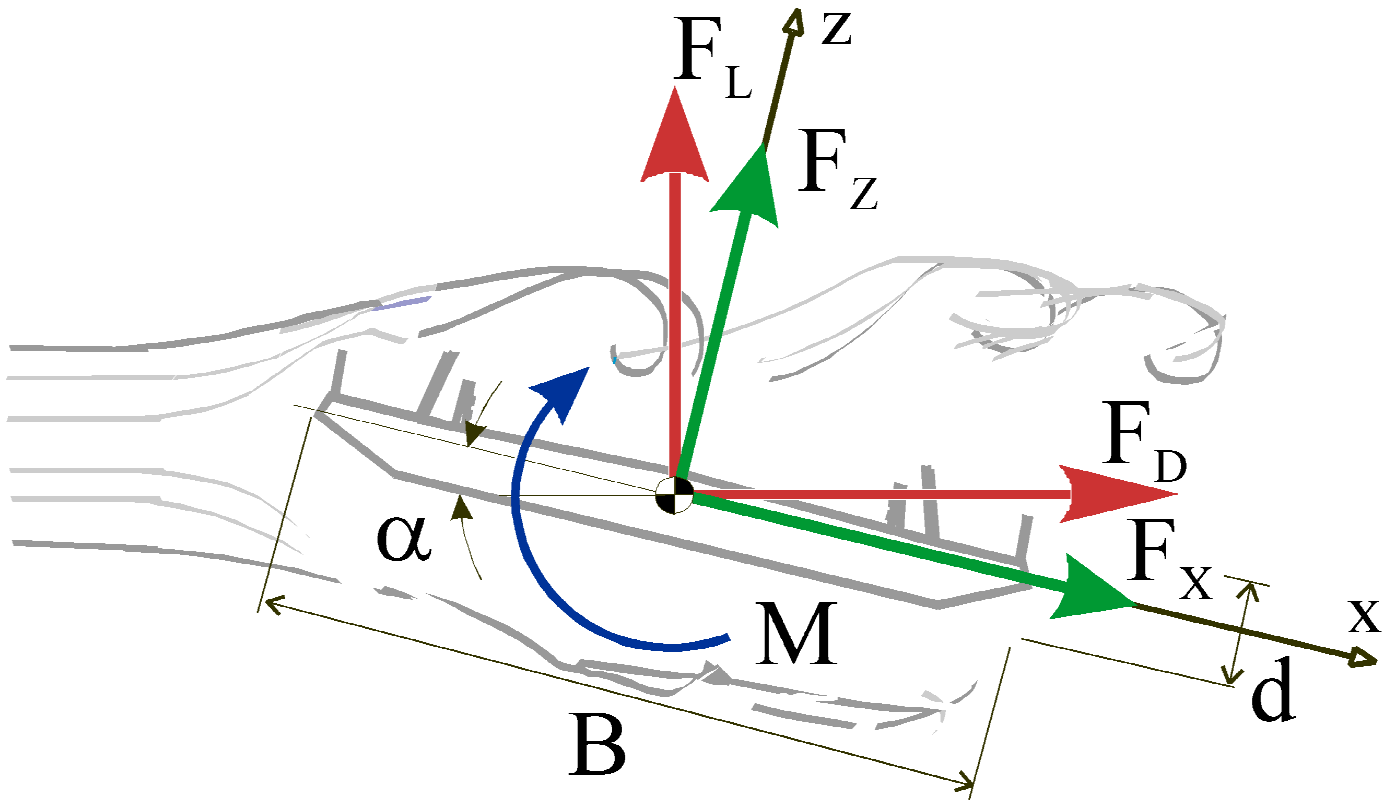
Pont suspendu sur la rivière Saguenay, Tadoussac (Québec)

Projet no 03-1229

Figure No. 3-5

Nov. 10, 2003

**RWDI**



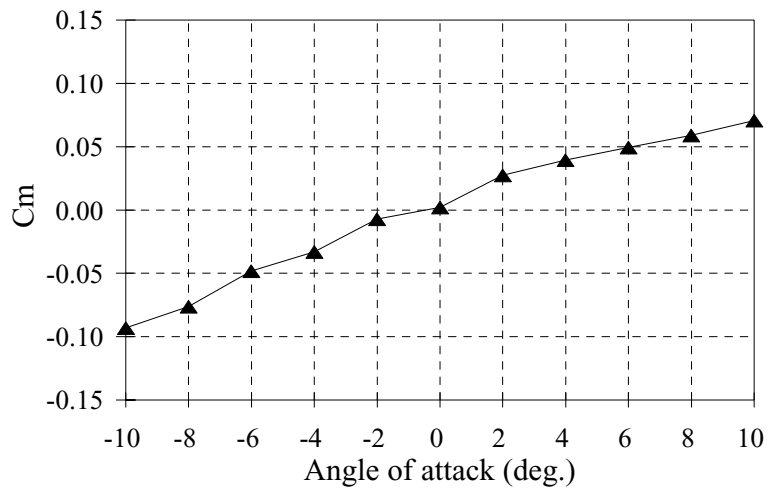
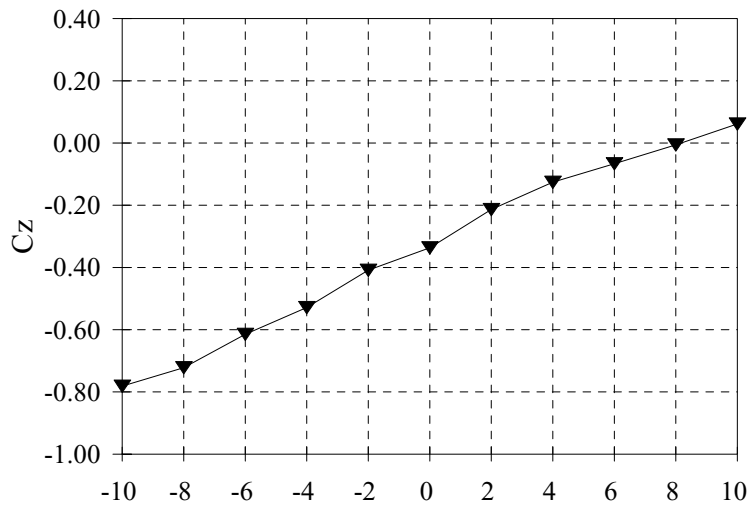
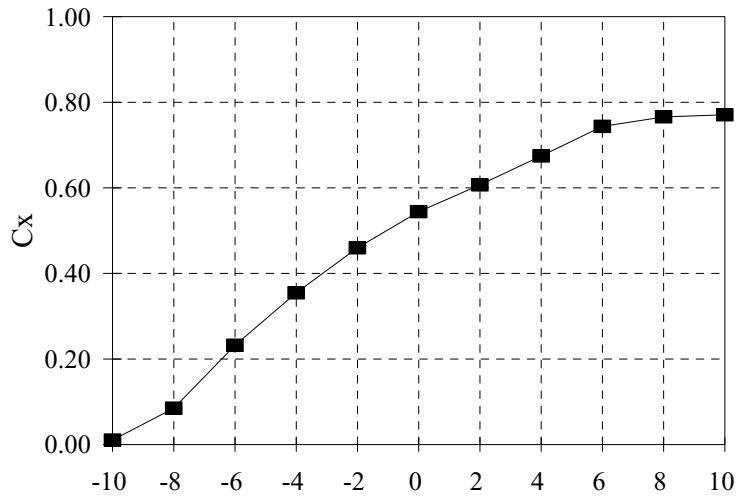
SCHMATIC OF DECK SECTION

NOTES:  
 L,D,M = WIND AXES  
 X,Z,M = BODY AXES  
 B = WIDTH OF BRIDGE DECK  
 d = DEPTH OF BRIDGE DECK  
 $\alpha$  = ANGLE OF ATTACK

**Définition des forces et moments s'appliquant sur le tablier**

Drawn by: DJM	Figure: 3-6
Approx. Scale: N.T.S.	
Date Revised: Nov. 10, 2003	





**Coefficients statiques mesurés par rapport à l'angle d'incidence**

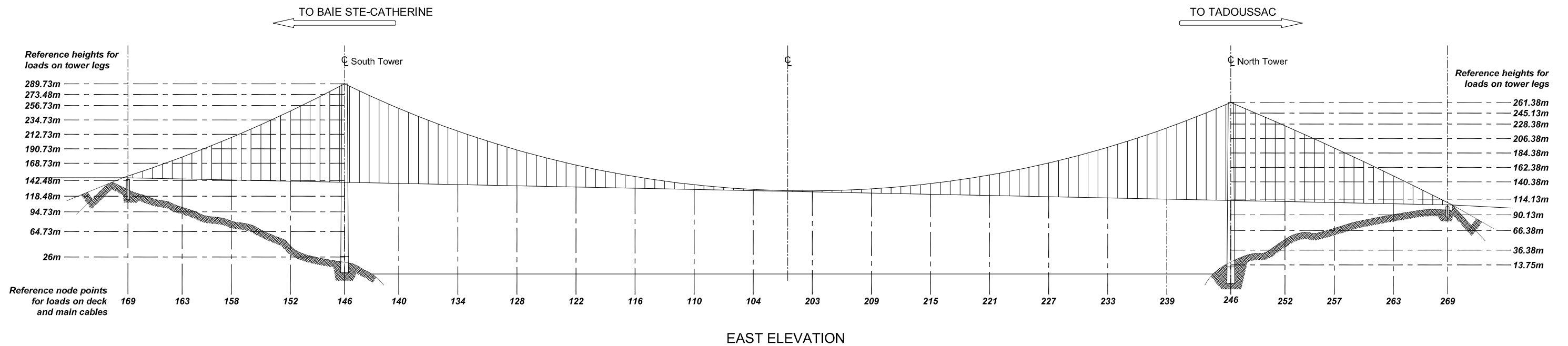
Pont suspendu sur la rivière Saguenay, Tadoussac (Québec)

Projet no 03-1229

Figure No. **3-7**

Date: Nov. 14, 2003

**RWDI**



**Notes:**

- 1) The distributed vertical ( $F_z$ ), longitudinal ( $F_x$ ), and lateral ( $F_y$ ) wind loads are in (kN/m) and the moment ( $M$ ) is in (kN-m/m).
- 2) The sign convention and boundaries of the various zones are given in this key plan and the various load cases are listed in Table 4-2.
- 3) For each load case apply simultaneously all loads at the center of gravity line of the deck, tower legs and cables.
- 4) Apply a lateral loading of 0.235 kN/m on all suspenders simultaneously with each of the provided load cases.
- 5) These wind loads do not contain load or safety factors and should be applied in the same manner as wind loads obtained from code analytical methods.



**Plan de référence**

Pont suspendu sur la rivière Saguenay, Tadoussac (Québec)

Project #03-1229

Drawn by: DJM	Figure: <b>4-1</b>
Approx. Scale: 1:6000	
Date Revised: Jan. 23, 2004	

**RWDI**

---

## **APPENDIX A**

---

## **APPENDIX A**

### **BACKGROUND ON BRIDGE AERODYNAMICS AND WIND TUNNEL TESTS**

#### **A.1 General Description of Wind-Induced Responses**

Long-span cable-supported bridges are susceptible to wind excitations due to their inherent flexibility and low structural damping. Three basic types of wind-induced oscillations that are important for the wind-resistant design of long-span bridges are listed as follows:

1. Flutter, a self-excited aerodynamic instability that can grow to very large amplitudes of vibrations. Flutter is definitely to be avoided because of the potential for bridge failure.
2. Vortex-induced oscillation, a self-limiting vibration due to periodical vortex shedding from each side of bluff bodies, such as bridge decks, towers or cables. Vortex-induced oscillation can be tolerated provided the amplitude of oscillation is not excessive.
3. Buffeting, a random type of vibration caused by wind turbulent flow. Buffeting may cause strength or fatigue problems for the structure.

These kinds of oscillations are discussed in some detail below along with recommended acceptability criteria.

##### **A.1.1 Flutter**

Flutter is a self-excited aerodynamic instability, which may involve torsional motion only (torsional flutter), or coupled torsional and vertical motion (classic flutter). It originates from forces caused by the relative motion between the bridge deck and the approaching wind. These motion-induced forces are sensitive to deck cross-section. They result in the wind either suppressing bridge motion in the stable case or promoting it in the unstable case. Generally speaking, bridge decks with large depth/width ratios will tend to experience pure torsional flutter. Decks with small depth/width ratios, or with streamlined cross-sections, will tend to experience the classic flutter with coupled

torsional and vertical motions. If the deflection shape of a vertical mode of vibration differs significantly from that of a torsional mode then it is unlikely the two modes will combine in flutter instability. Coupled motions tend only to occur for torsional and vertical modes with similar shapes. The critical wind speed for flutter tends to be less for decks with low torsional stiffness. Details at the edge of the deck can be very important in this type of instability, having a strong influence on the speed at which flutter occurs.

The onset of torsional flutter can be regarded as the speed at which aerodynamic forces cause the total torsional damping, comprising structural and aerodynamic components, to be less than zero. When this condition is reached, oscillations can diverge to levels causing failure of the bridge. The higher the wind speed is above the critical value, the more quickly oscillations will grow to failure. Thus, the design flutter speed should always be much higher than the wind speeds expected at the site. Thus, while the 100 year return period wind is appropriate for structural strength design, for flutter the design speed should be set at a return period in the order of 10,000 years.

There is evidence that for a completed bridge it is possible to account for the effects of wind directionality on the flutter speed by using an effective wind speed weighted by the cosine of the wind direction angle relative to the normal to the span (see Irwin and Schuyler<sup>1</sup> for example). From wind directionality analysis it can be identified which are the most probable directions for strong winds and whether a reduction can be applied on the required wind speed for the onset of flutter.

It is often found from wind tunnel tests that flutter does not grow to catastrophic amplitudes so suddenly in natural winds (turbulent flow) as that predicted for smoother flow. It becomes necessary, therefore, to decide what amplitude should be considered as the true onset of instability. This amplitude can be selected on the basis that in very strong winds, buffeting due to wind turbulence will create a general background of motions and the oscillations should not be distinguished as instability until the structural motions exceed background motions due to buffeting.

---

<sup>1</sup>

Irwin, P.A. and Schuyler, G.D., Experiments on a Full Aeroelastic Model of Lions Gate Bridge in Smooth and Turbulent Flow, National Research Council of Canada, NAE Report LTR-LA-206, 1977

## A.1.2 Vortex-Induced Excitation

Vortex-induced excitation originates from the alternate and regular shedding of vortices from both sides of a bluff body, such as a bridge deck or tower. This shedding of vortices generates fluctuating forces on the bridge. If the frequency of this vortex shedding is close to one of the structural natural frequencies, oscillations will occur due to resonance effects. Once vortex-induced oscillations are established, the vortex shedding frequency can become locked into the bridge natural frequency even if the wind speed varies slightly from the original speed that initiated the motion. Therefore, vortex shedding often persists over a narrow range of wind speed. Often the range of wind speed at which vortex shedding excitation occurs is quite low. The responses to vortex shedding are most pronounced in smooth wind flow and tend to decrease as the turbulence of the wind increases.

The frequency of the shedding of vortices from one surface of the deck can be described as follows:

$$N_s = \frac{U}{d} S \quad (1)$$

where

- $N_s$  = frequency of the shedding of vortices;
- $d$  = a characteristic dimension, such as the depth of a deck;
- $U$  = wind speed; and
- $S$  = a non-dimensional number called the Strouhal number. The Strouhal number is a constant for given deck geometry.

Unlike flutter, vortex-shedding oscillations tend to be self-limiting in amplitude. Therefore, they are not a problem, provided the amplitude of the oscillations is not excessive. However, on lightweight decks with low damping, the oscillations may reach sufficient amplitude to cause discomfort or alarm for bridge users, or result in problems over the long term due to fatigue.

Although there are no specific formally adopted criteria for vortex-shedding motions in the USA, the American Society of Civil Engineers (ASCE) Committee on Loads and Forces on Bridges



(as published in their 1980 Spring Convention report) has suggested peak acceleration limits of 5% of gravity (g) up to 30 mph (48 kph) and 10% of gravity above 30 mph (48 kph). As these criteria are based on comfort of bridge users, it is questionable whether the criteria are realistically applicable for a wind speed above 45 mph (72 kph). The vortex response above this high speed should be assessed more on the basis of its effect on the structure.

### **A.1.3 Buffeting**

Buffeting is a random vibration caused by the unsteady wind loading due to turbulence presented in the natural wind. The buffeting forces on a bridge cause motions in the bridge's various modes of vibration which increase with increasing wind speed. At high wind speeds the responses can reach quite large amplitudes and produce significant dynamic loading on the bridge structure.

The essential purpose of predicting the buffeting response is to ensure the reliability of the structure under turbulent wind action, which includes the reliability against exceeding the ultimate stress, and also to guard against fatigue damage.

The buffeting response also varies with wind direction. For a completed bridge, the worst wind direction is generally normal to the bridge span, although this may not apply in complex terrain. For a bridge during construction, the worst wind direction for some bridge components is often not normal to the bridge. For wind loading the worst wind direction depends on which structural component is being considered. Therefore, the wind tunnel tests in turbulent flow have to be carried out for various wind directions and find the worst case of wind loading and wind-induced deflections. Since cable-supported bridges are important engineering structures, these loads are typically calculated for wind storms with 100-year return period.

## **A.2 Wind Tunnel Tests**

To reliably estimate the wind-induced structural response, wind tunnel tests are often used. The most widely used wind tunnel techniques involve sectional model tests and full aeroelastic models. Sectional model tests provide a simple method of assessing aerodynamic stability and of

refining the design of the deck cross-section to increase the flutter onset velocity and minimize vortex-shedding excitation. Flow visualization may be used to help understand the mechanisms of the aerodynamic phenomena involved. Sectional model tests are typically used in the preliminary design stage. In the final design stage, an aeroelastic model may be used to further assess some factors that cannot be handled with confidence by sectional model approach, such as three dimensional aerodynamic effects, wind directionality effects, and the impact of the complex surroundings and terrain.

### **A.2.1 Sectional Model Tests**

A sectional model is rigid, and represents geometrically a segment of the full scale deck. The length scale of the sectional model depends on the size of the wind tunnel and the dimensions of the structure. Typical length scales for sectional models are in the range 1:30~1:80.

A sectional model is usually constructed of aluminum, wood and steel, and designed to simulate the scaled mass and mass moment of inertia about the centre of gravity. It is essential that the geometrical shape of the cross-section of the prototype structure be modelled in the sectional model with all the details. Design features, especially those at the upwind edge, may have significant impact on overall aerodynamic behaviour.

The model is mounted on a spring suspension system as illustrated schematically in Figure A-1. The suspension system is built directly into the side walls of the wind tunnel with the springs placed outside the tunnel walls. This suspension system models the effective stiffness of the deck both vertically and torsionally. The ratio of the natural frequencies of the model for torsional and vertical motions can be altered by changing the spacing of the springs. This spring suspension system allows vertical and torsional motions to be simulated and measured by means of strain-gauged flexures incorporated into the spring system. In addition, the drag loading on the bridge section can be measured with a strain-gauged flexure attached to the model pivot point via a horizontal wire. Damping can be added to the system by two energy-absorption viscous-type dampers set outside the tunnel. These allow the damping for vertical and torsional motions to be adjusted as required. A typical sectional model in the wind tunnel is shown in Figure A-2.

### ***Similarity Requirements for Sectional Model Tests***

To obtain dynamic similarity between the sectional model and the bridge, it is necessary that the values of certain non-dimensional parameters be kept the same at model and full scale. For a bridge with roughly uniform deck properties along the span, and with the deck mass predominant over the mass of other flexible components such as the towers and cables, the most important of these parameters are:

$$\frac{m}{\rho B^2}, \quad \frac{I_m}{\rho B^4}, \quad \text{"}, \quad \text{and} \quad \frac{N_T}{N_V},$$

where

$m$  = mass per unit length of span (kg/m);

$I_m$  = mass polar moment of inertia per unit length of span (kg-m<sup>2</sup>/m);

$\rho$  = air density (1.225 kg/m<sup>3</sup>);

$B$  = bridge deck width;

" = structural damping ratio;

$N_T$  = torsional frequency (Hz); and

$N_V$  = vertical frequency (Hz).

Table A-1 summarizes the relations required among the full scale properties of a bridge and the corresponding model scale values used for the sectional model tests.

Provided the values of the above parameters are the same in model and in full scale, the model motions, as a fraction of deck width  $B$ , will correctly represent the full scale motions at the same reduced wind velocity  $U/NB$ , where  $N$  is either  $N_T$  or  $N_V$ .

### ***Stability Test Procedures***

Historically bridge deck sectional model tests have been primarily conducted in conditions with smooth flow wind. In smooth flow, the fundamental aerodynamic behaviour of the section can be found and assurance obtained as to the bridge deck's stability against flutter. However, for

serviceability considerations, such as vortex-induced oscillations, it is important to test not only in smooth flow, but also in flow with some turbulence present since smooth flow tests can give too pessimistic results for vortex-induced response in situations where the full scale wind is turbulent. It is not possible to obtain a complete simulation of the natural wind's turbulence on a sectional model. However, it is possible to simulate the higher frequency turbulence fluctuations. This approach still contains some element of conservatism but gives a good guide as to the beneficial effects of turbulence on vortex excitation.

Generally, the structural damping level for sectional model tests is set to a representative lower-bound value, which for cable-supported bridges typically is about 0.5%~1.0% of critical damping. The damping ratio on the model typically depends to some extent on the amplitude of vibrations, increasing for increasing amplitudes. The model structural damping ratio is therefore usually set at an amplitude representative of the allowable vortex-shedding motions for the bridge deck.

The wind tunnel tests to examine vortex-induced oscillations and flutter are conducted for a range of wind speeds and angles of attack both in smooth, uniform flow and in flow with a low level of turbulence. The model turbulence is tailored to represent only the small scale turbulence expected at full scale as it is difficult to simulate the large scale turbulence well on a sectional model. For each angle of attack, the wind speed is gradually increased in small steps and the motions in both the vertical sense and in torsion are recorded. For selected wind speeds, vertical and torsional motions of the model are manually induced and the decay of the oscillations recorded in order to calculate the aerodynamic damping. The wind speed is increased until the model displays flutter instability or until the maximum tunnel wind speed is reached. Clearly the maximum speed of the wind tunnel should be sufficient to allow an appropriate range of full scale speeds to be simulated, including the design speed for flutter.

The critical wind speed for the onset of flutter can be determined as the speed where the total damping, comprising the structural and aerodynamic components, become zero at given peak amplitude (typically 1.5° single amplitude for torsional motion) in smooth flow.

### *Static Force and Moment Coefficients*

The mean lift, drag, and torsional moment per unit span acting on a sectional model are recorded at given wind speeds. From these measurements the static force and moment coefficients are found by normalizing these drag, lift and pitching moments as follows:

$$\begin{aligned}C_D &= \frac{D}{\frac{1}{2} \rho U^2 d} \\C_L &= \frac{L}{\frac{1}{2} \rho U^2 B} \\C_M &= \frac{M}{\frac{1}{2} \rho U^2 B^2}\end{aligned}\tag{2}$$

where  $D$ ,  $L$ , and  $M$  = drag, lift and pitching moment per unit length, respectively;

$\rho$  = air density;

$U$  = mean wind speed at deck height;

$d$  = the deck depth with barriers;

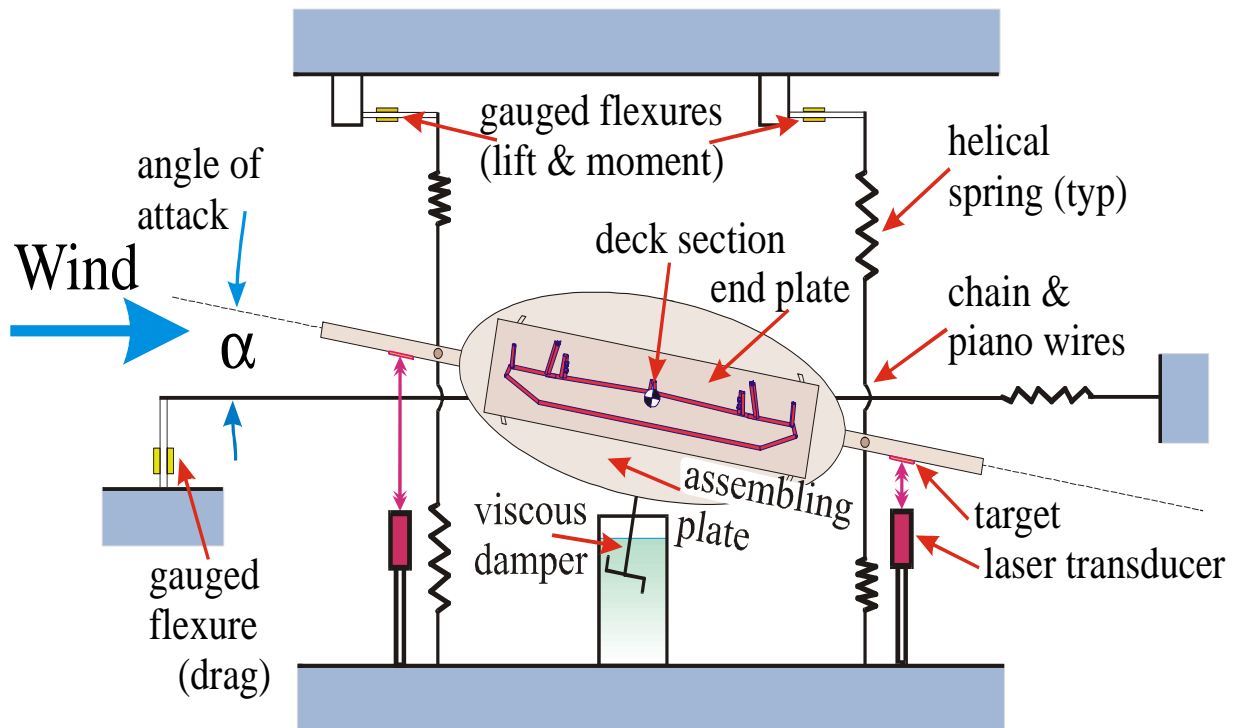
$B$  = the deck width.

Coordinate transforms on  $C_D$  and  $C_L$  are necessary at each angle of attack to obtain the force coefficients  $C_x$  and  $C_z$  relative to the deck axis system as illustrated in Figure A-3. Using the same suspension rig as for stability checks, tests are conducted to measure the mean force and moment coefficients on various deck forms representative of the completed bridge and particular construction stages. In addition, wind load coefficients can be obtained for selected traffic patterns on the completed bridge. These tests are typically conducted for 11 angles of attack between  $-10^\circ$  and  $+10^\circ$  at  $2^\circ$  intervals.

**Table A-1:** Scale Factors Required for Sectional Model Design

<b>Quantity</b>	<b>Model/Full Scale</b>
Length	$f_L = 1 : s$
Mass [kg/m]	$f_m = f_L^2 = 1 : s^2$
Polar Moment of Inertia [kg-m <sup>2</sup> /m]	$f_I = f_L^4 = 1 : s^4$
First Vertical Frequency $N_v$ , [Hz]	$f_H$
First Torsional Frequency $N_t$ , [Hz]	$f_H$
Wind Velocity	$f_U = f_H \times f_L$
Frequency Ratio ( $N_t/N_v$ )	1
Damping Ratio " [%]	1

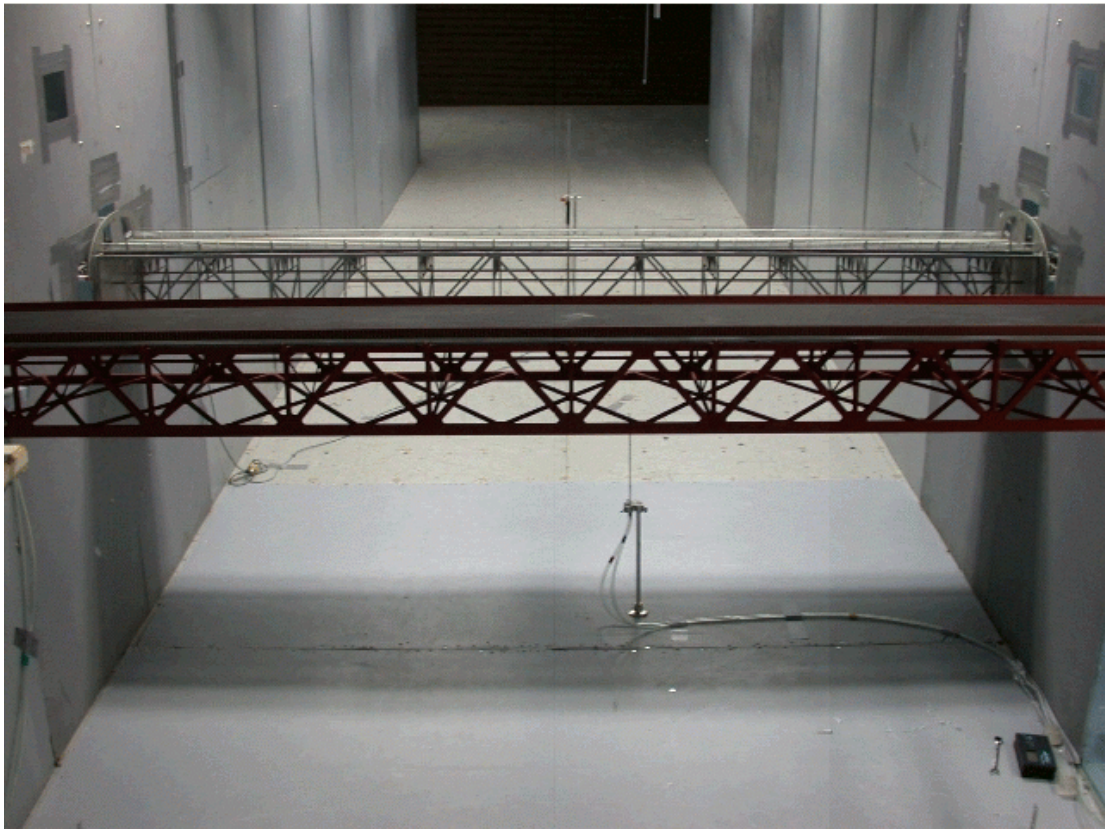
Notes: For a sectional model, the length scale and the frequency scale can be selected independently.



the tunnel wall (not shown) is between the end plate and the assembling plate

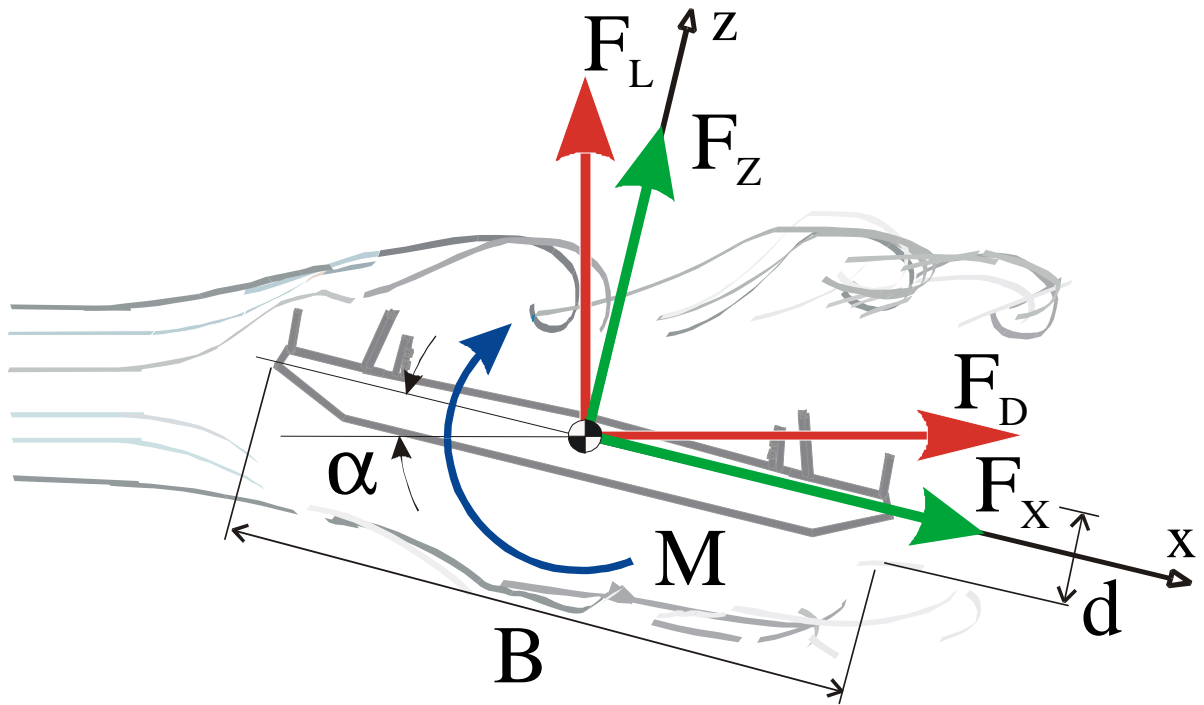
View from the wind tunnel outwards

**Figure A-1:** Sectional model set up (not to scale)



**Figure A-2:** Sectional Models in RWDI's Boundary Layer Wind Tunnels





**Figure A-3:** Definition of forces and moments on a bridge deck

---

## **APPENDIX B**

---

# WIND INDUCED CABLE VIBRATIONS

## 1.1 MECHANICS OF WIND-INDUCED VIBRATIONS

### 1.1.1 General Background

There are a number of possible types of wind-induced vibrations of cables.

1. Vortex excitation of an isolated cable.
2. Vortex excitation of groups of cables.
3. Wake galloping for groups of cables.
4. Galloping of single cables inclined to the wind.
5. Rain/wind induced vibrations of cables.
6. Galloping of cables with ice accumulations.
7. Galloping of cables in the wakes of other structural components (e.g. arches, towers, truss members etc.).
8. Aerodynamic excitation of overall bridge modes of vibration involving cable motion, e.g. vortex shedding off the deck may excite a vertical mode that involves relatively small deck motions but substantial cable motions.
9. Motions due to buffeting by wind turbulence.
10. Motion due to Fluctuating Cable Tensions

Some of these are more critical or probable than others but they are all listed here for completeness. They are discussed in turn in the following sections.

### 1.1.2 Vortex Excitation of an Isolated Cable and Groups of Cables

Vortex excitation of a single isolated cable is caused by the alternate shedding of vortices from the two sides of the cable when the wind is approximately at right angles to the cable axis. The vortices are shed from one side of the cable at a frequency,  $n$ , that is proportional to the wind velocity  $U$  and inversely proportional to the cable diameter  $D$ . Thus

$$n = S(U/D)$$

where  $S$  is a non-dimensional parameter, the Strouhal number, that remains constant over extended ranges of wind velocity. For circular cross-section cables in the Reynolds number range  $10^4$  to about  $3 \times 10^5$ ,  $S$  is about 0.2.

Each time a vortex is shed it gives rise to a force at right-angles to the wind direction. The alternate shedding thus causes an oscillating across-wind force. If the frequency of the oscillating force matches the frequency  $N_r$  of the  $r^{\text{th}}$  natural mode of vibration of the cable, then oscillations of the cable in that mode will be excited. The wind velocity  $U_{VS}$  at which this matching of vortex shedding frequency  $n$  to natural frequency  $N_r$  occurs can be deduced from the above expression for  $n$  and is

$$U_{VS} = N_r D / S \quad (1)$$

Thus, as an example of a typical situation for a long stay cable, if the cable natural frequency  $N_r$  were 2 Hz and its diameter were  $D = 0.15$  m then, using a Strouhal number  $S = 0.2$ , it can be determined that the vortex shedding excitation of the  $r^{\text{th}}$  mode will occur at a wind speed of  $U_{VS} = 1.5$  m/s (3.4 mph). This is clearly a very low wind speed, showing that vortex shedding can begin in the lower modes at very modest speeds. For higher modes the wind speed will be higher.

The amplitude of the cable oscillations depends on the mass and damping of the cable. An approximate formula for the maximum amplitude  $y_0$  as a fraction of the diameter is

$$y_0/D \approx 0.008 C_L (m''/8D^2)^{-1} (U_{VS}/nD)^2 \quad (2)$$

where  $C_L$  = oscillating lift coefficient,  $m$  = mass of cable per unit length,  $''$  = damping ratio,  $U_{VS}$  = wind velocity at peak of oscillations and  $\delta$  = air density. The lift coefficient  $C_L$  has some dependence on oscillation amplitude as well as Reynolds number, but a rough value suitable for order of magnitude estimates is  $C_L \approx 0.3$ .

It can be seen from this relationship that increasing the mass and damping of the cables reduces oscillation amplitudes. The parameter  $(m''/8D^2)$  is called the Scruton number. Higher values of Scruton number will tend to suppress vortex excitation and, as will be seen later, other types of wind-induced oscillation also tend to be mitigated by increasing the Scruton number.

It is difficult to give a precise estimate of the damping expected to occur in the cables of cable-stayed bridges, however, cable damping ratios can range anywhere from 0.0005 to 0.01. The lower end of this range is typical of very long cable stays prior to cement grouting, while the upper end of this range is more typical of shorter cable-stays with grouting and some end damping. It is realistic to expect cable damping ratios on completed bridges to range from 0.001 to 0.005.

For a bundled steel cable stay with a damping ratio of  $'' = 0.005$  the Scruton number  $(m''/8D^2)$  has a value in the range of about 7 to 12 depending on the sheathing material, on whether grouting is used and, if so, on how much of the cable system mass consists of grouting. The value of  $(U_{VS}/nD) \approx 5$ , so the above expression leads to  $y_0/D \approx 0.008 \times 0.3 \times (1/7) \times 25 = 0.0084$  for the lower end of the range of  $(m''/8D^2)$ . The lower end of the range of  $(m''/8D^2)$  would correspond to a typical cable on a cable-stayed bridge prior to grouting. The predicted amplitude of oscillation is small, of order one percent of the cable diameter and it would drop to about  $y_0/D \approx 0.0049$  (i.e. about one half of a percent of the cable diameter) for the higher value of  $(m''/8D^2) = 12$  that corresponds to a grouted cable with 0.005 damping ratio.

If the damping ratio of stay cables is extremely low, e.g. 0.001, as has been observed on some cable-stayed bridges prior to grouting being applied, then the amplitude could conceivably increase to about  $y_0/D = 0.044$ , i.e. about 4% of the cable diameter. Typically, 4% of the cable diameter would amount to not more than a few millimetres, i.e. still a small amplitude. Over many cycles at this amplitude it may be possible for fatigue problems to arise, but these larger oscillations are expected to be primarily a construction phase phenomenon when low values of  $(m''/ED^2)$  occur on ungrouted and lightly damped cables. Therefore the time period involved is less likely to be long enough for fatigue problems to develop.

From the above discussion it is clear that the classical vortex type of excitation of a single isolated cylindrical shape is unlikely to lead to serious oscillations of typical bridge cables. The predicted amplitudes are small even for lightly damped stay cables prior to grouting.

When one cable is near to other cables, especially when it lies in their wakes, the interactions become very complex especially at close spacings, e.g. 2 - 6 diameters. The vortex shedding behaviour is modified, occurring at slightly different wind speeds, and leading to amplitudes that can be several times larger than for the isolated cable. However, even with this further magnification of the vortex response due to interaction effects the amplitudes still do not reach magnitudes sufficient to explain the vibrations observed on some bridges.

Therefore a general conclusion is that vortex shedding from the cables themselves is unlikely to be the root cause of cable vibration problems on bridges. There are other more serious forms of wind-induced oscillations, as explained below, that are more likely candidates for causing fatigue problems. Almost any small amount of damping that is added to the cables will be sufficient to effectively suppress vortex excitation.

### **1.1.3 Wake Galloping for Groups of Cables**

When a cable lies in the wake of another cable the wind forces on it depend on its position in the wake. When the cable is near the centre of the wake the wind velocity is low and it can move upwind against a lower drag force. If it is in the outer part of the wake it experiences a stronger drag

force and will tend to be blown downwind. Also, because of the shear flow in the wake of the upwind cable, the downwind cable will experience an across wind force tending to pull it away from the wake centre, the magnitude of this across wind force being a function of the distance from the wake centre. These variations in drag and across wind forces can lead to the cable undergoing oscillations which involve both along wind and across wind components, i.e. the cable moves around an elliptical orbit. Over each complete orbit it can be shown that there is a net transfer of energy from the wind into the cable motion. For smaller spacings of the cables, say 2 - 6 diameters, the downwind cable moves around a roughly circular orbit. For larger spacings the orbit becomes more elongated into an ellipse with its major axis roughly aligned with the wind direction.

This type of instability is called wake galloping. The wind speeds involved are typically substantially higher than those for the onset of vortex excitation. It can cause oscillations much larger in amplitude than those seen in vortex excitation. For example oscillation amplitudes of order 20 cable diameters have been observed on bundled power conductors for cable spacings in the 10 - 20 diameter range. In some cases adjacent cables clashed with each other. This type of wake galloping could potentially occur on the cable arrays on cable stayed bridges or for grouped hangers. Less severe forms of galloping, but still problematic can occur at smaller spacings in the 2 - 6 diameter range.

As for vortex excitation of the isolated cable, the Scruton number ( $m''/\mathcal{D}^2$ ) is an important guide as to the likelihood of there being a problem due to wake galloping effects. Cooper<sup>1</sup> has proposed an approximate global stability criterion, based on earlier work by Connors<sup>2</sup>. This criterion gives the wind velocity  $U_{CRIT}$  above which instability can be expected due to wake galloping effects. It is given in terms of ( $m''/\mathcal{D}^2$ ) as follows:

$$U_{CRIT} = c N_r \mathcal{D} (m''/\mathcal{D}^2) \quad (3)$$

where  $c$  is a constant. For close cable spacings (e.g. 2 - 6 diameters) the value of the constant  $c$  appears to be about 25 but for spacings in the 10 to 20 diameter range it goes up to about 80. This relationship shows that increasing the Scruton number ( $m''/\mathcal{D}^2$ ) or natural frequency  $N_r$  will make the cable array stable up to a higher wind velocity.

Thus, if for example  $(m''/8D^2) = 10$ ,  $D = 150$  mm (- 6 inches) , and  $N_r = 1$  Hz then for the spacing in the range 2 - 6 diameters we find  $U_{CRIT} = 44$  kph (- 27 mph). This is quite low and is a common enough speed to have the potential to cause fatigue problems. However,  $N_r$  may be increased by installing spacers along the cables to shorten the effective length of cable for the vibration mode of concern. If spacers were used at two locations along this cable, dividing it into three equal lengths, the frequency  $N_r$  would be tripled resulting in  $U_{CRIT} = 129$  kph (80 mph) which is high enough to have a much smaller probability of occurring. Added to the stiffening effect of the spacers is the additional damping that they most likely cause. For a cable the damping occurs primarily at the points where it is clamped such as at its ends or at spacers placed along its length.

It should be noted that the values of  $c$  in Equation 3 quoted above were for wind normal to the axis of the cable. For cable-stayed bridges, wind normal to the axis of the cable typically is not possible, at least for wind directions where wake interference can occur. The angle is typically in the range  $25^\circ$  to  $60^\circ$  rather than  $90^\circ$ . Therefore, it is probable that for stay-cable arrays the values of  $c$  would be higher than those quoted above. More research is needed in this area to better define wake galloping stability boundaries for inclined cables.

The oscillations caused by wake galloping are known to have caused fatigue of the outer strands of bridge hangers at end clamps on suspension and arch bridges. Fatigue problems of this type have yet to be encountered on cable-stayed bridges, but could potentially occur on cross-cables. Therefore, it is good practise to avoid sharp corners where the cross-cables enter the clamps linking them to the main cables or the deck. Bushings of rubber or other visco-elastic materials at the clamps can help reduce fatigue and can be a source of extra damping.

#### **1.1.4 Galloping of Single Cables**

Single cables of circular cross-section do not gallop when they are aligned normal to the wind. However, when the wind velocity has a component along the span it is no longer normal to the cable axis and for cables inclined to the wind an instability with the same characteristics as galloping has been observed. In Figure 1 the data of Saito, Matsumoto and Kitazawa<sup>3</sup> are shown plotted in the form of  $U_{crit}/(nD)$  versus  $S_c$ . The data came from a series of wind tunnel experiments



on a section of bridge cable mounted on a spring suspension system. Also plotted are curves calculated from Equation 3 for several values of  $c$  in the range 25 to 55. It can be seen that all the data points except one lie above the curve for  $c=40$  and that this value could be used to predict the onset of single inclined cable galloping.

Another possible mechanism of single inclined cable galloping which has not received a lot of attention in the literature is the notion that the wind “sees” an elliptical cross-section of cable, for the typical wind directions where single cable galloping has been seen<sup>4</sup>. Elliptical sections with ellipticity of about 2.5 or greater have a lift coefficient with a region of negative slope at angles of attack between 10° to 20°. An ellipticity of 2.5 would correspond to an angle of inclination of the cable of approximately 25°, which can occur in the outer-most cables of long-span bridges. The negative slope of the lift coefficient may result in galloping instability if the level of structural damping in the cables is very low. The ellipticity range and angle range where galloping occurs is likely to be sensitive to surface roughness and Reynolds number.

It is worth noting also that bridge cables typically are in a sensitive range of Reynolds number  $Re$ , which is defined as:

$$Re = \rho \frac{UD}{\mu}$$

Where  $\rho$  = air density  
 $\mu$  = air viscosity (Representative values and  $\rho = 1.225 \text{ kg/m}^3$   
and  $\mu$  are P §  $1.79 \times 10^{-5} \text{ kg/ms}$  at 15°C)

At around  $Re = 2 \times 10^5$  the flow patterns around smooth circular cylinders change dramatically and the drag coefficient drops in a precipitous manner. Surface roughness modifies this behaviour. It is likely, for example, that if deposits of atmospheric particles settle on the top surface of the cable but not on the bottom then the flow around the cable could become asymmetrical. This could in turn lead to classic Den Hartog galloping. The influences Reynolds number and surface roughness need further research before the possibility of cables galloping can be properly assessed.

### 1.1.5 Rain/Wind Induced Vibrations

It has been observed on several bridges that the combination of rain and wind will cause cable vibrations. Hikami and Shiraishi<sup>5</sup> described this phenomenon as it was observed on the Meikonishi cable stayed bridge on cables of about 140 mm (~5.5 inches) diameter. This well documented case is a good illustration of the phenomenon. Oscillation single amplitudes of more than 250mm (10 inches) developed. In other cases, amplitudes in excess of 0.9 m (- 3 ft) have been observed. The cables, consisting of parallel wires inside a polyethylene pipe, had masses of 37 kg/m (- 25 lb/ft) and 52 kg/m (- 35 lb/ft) before and after cement grouting respectively. The damping ratio was reported to be in the range 0.0011 to 0.0046 depending on cable length, vibration mode and construction situation. It is probable that the lower values of damping corresponded to the ungrouted case. With this assumption the Scruton number for the ungrouted cables was as low as  $(m''/8D^2) = 1.7$ . The cable lengths were in the range 64 m to 198 m (210 ft to 650 ft).

The oscillations were seen in the wind speed range of 29 to 48 kph (18 to 30 mph) and the modes of vibration affected by oscillations all had frequencies in the 1 to 3 Hz range and were any one of the first four modes. Based on wind tunnel tests that reproduced the oscillations it was established that rivulets of water running down the upper and lower surfaces of the cable in rainy weather were the essential component of this aeroelastic instability. The water rivulets changed the effective shape of the cable. Furthermore they moved as the cable oscillated causing cyclical changes in the aerodynamic forces which led, in a not fully understood way, to the wind feeding energy into oscillations. The wind directions causing the excitation were at about 45 degrees to the plane of the cables with the affected cables being those sloping downwards in the direction of the wind. The particular range of wind velocities that caused the oscillations appears to be that which maintained the upper rivulet within a critical zone on the upper surface of the cable. A lower velocity simply allowed the water rivulet to drain down to the bottom surface and a higher velocity pushed it too far up onto the upper surface for it to be in the critical zone.

As with vortex excitation and galloping, any increase in the Scruton number  $(m''/8D^2)$  is beneficial in reducing the cable's susceptibility to rain/wind vibrations. It is noteworthy that many of the rain/wind vibrations that have been observed on cable-stayed bridges have occurred during

construction when both the damping and mass of the cable system are likely to have been lower than in the completed state, resulting in a low Scruton number. The grouting of the completed cables adds both mass and probably damping, and often sleeves of visco-elastic material are added to the cable end connections which further raises the damping. The available circumstantial evidence indicates that the rain/wind type of vibration primarily arises as a result of some cables having exceptionally low damping, down in the  $\zeta = 0.001$  range.

Since many bridges have been built without experiencing problems from rain/wind vibration of cables it appears probable that in many cases the level of damping naturally present is sufficient to avoid the problem. The rig test data of Saito et al (1994), obtained using realistic cable mass and damping values, are useful in helping to define the boundary of instability for rain/wind oscillations. Based on their results it appears that rain wind oscillations can be avoided provided that the Scruton number is greater than 10,

$$m \zeta / \rho D^2 > 10 \quad (4)$$

This criterion<sup>3</sup> can be used to assess how much damping a cable needs to avoid rain wind oscillation problems.

Since the rain/wind oscillations are due to the formation of rivulets on the cable surface it is probable that the instability is sensitive to the surface roughness, or to small protrusions on the surface and to the type of sheathing material. One approach to solving the rain/wind problem is to have small protrusions running parallel to the cable axis or coiled around its surface. For example, Matsumoto et al.<sup>6</sup> indicate that they found axially aligned protrusions of about 5mm (3/16 inches) in height and 11 mm (7/16 inches) in width at 30 degree intervals around the perimeter of 150 mm (6 inch) diameter cables were successful in suppressing oscillations. This method has been used on the Higashi-Kobe Bridge, and has proven effective. However, for longer main spans, the additional drag force on the cables introduced by the protrusions can become a substantial part of the overall wind loads.

Flamand<sup>7</sup> has used helical fillets 1.5 mm (1/16 inch) high and 2.5 mm (3/32 inch) wide with a pitch length of 0.6 m (2 ft) on the cables of the Normandie Bridge. This technique has proven successful, with a minimal increase in drag coefficient. Recent work by Miyata et al.<sup>8</sup> has shown that lumped surface roughness elements, typically of order 1% of cable diameter, can be used to introduce aerodynamic stability in rain/wind conditions with no appreciable increase in drag force.

Examples of these techniques are illustrated in Figure 2 (C).

### **1.1.6 Galloping of Cables with Ice Accumulations**

The accumulation of ice on a cable in an ice or freezing rain storm can lead to an effective change in shape of the cable to one that is aerodynamically unstable. This has caused large amplitude oscillations of long power conductor cables and could occur on bridge cables. RWDI has received one informal verbal account of this occurring on a cable-stayed bridge in Europe. In principal this problem can be combatted by adding damping and restraining the cables by cross-ties. However, the required amount of damping or the degree of restraint from cross-ties has not been researched.

### **1.1.7 Galloping of Cables in the Wakes of Other Structural Components**

The wakes of bridge components such as towers or arches have velocity gradients and turbulence in them and if a cable becomes impacted by these disturbed flows they can in principle experience galloping oscillations. It might be difficult to distinguish oscillations caused by this mechanism from those due to other causes such as buffeting, galloping in the wakes of other cables, or rain/wind oscillations. There do not appear to be any reports of cases where galloping in the wake of another structural component such as a bridge tower has been specifically identified. As with other types of instability, ensuring the cable has as high a damping as possible would be a good general preventive measure against this type of galloping.

### **1.1.8 Cable Oscillations due to Aerodynamic Excitation of Other Bridge Components**

The natural modes of vibration of a long span bridge and its cables, treated as a single system, are numerous. Many of these modes involve substantial cable motions accompanying relatively small motions of other major components such as the deck. It is conceivable therefore that the deck could be excited, by vortex shedding for example, into very small oscillations which are of little significance for the deck but which involve concomitant motions of one or more of the cables at much larger amplitude. To the observer this type of response to wind could well appear like pure cable oscillations if the deck motions were too small to notice, and yet the source of the excitation would in this case be wind action on the deck.

Pinto da Costa et al.<sup>9</sup> have shown analytically that small amplitudes of anchorage oscillation can lead to large cable responses if the exciting frequency is near the natural frequency of the lower modes of the cables. Anchorage displacement amplitudes as low as 38 mm (1.5 inches) are shown to cause steady-state cable displacements of over 2 m (- 6 ft) for a 442 m (1450 ft) stay cable with a critical damping ratio below 0.1%, typical of bridge stay cables during erection. Anchorage motions with frequencies equal to or double the first natural frequency of vibration of the cables are most likely to excite the cables. This type of excitation appears not to have been specifically identified in full scale observations of bridges. On the other hand it is a subtle effect that could easily be confused with other forms of cable excitation. It is a subject requiring further research.

### **1.1.9 Motions due to Buffeting by Wind Turbulence**

Flexible structures such as long bridges and their cable systems undergo substantial motions in strong winds simply due to the random buffeting action of wind turbulence. Very long cables will have their lower modes of vibration excited by this effect but it is not an aeroelastic instability. Even very aerodynamically stable structures will be seen to move in strong winds if they are flexible. Buffeting motions are not typically a problem for bridge cables. However, they may be mistakenly identified as the beginnings of an aeroelastic instability. The buffeting motions increase gradually with wind speed, rather than in the sudden fashion associated with an instability.

### 1.1.10 Motion due to Fluctuating Cable Tensions

Fluctuating forces due to turbulence produces fluctuating tension in the stays, which induce fluctuating forces at the anchorage points (lifting on the deck and pulling on the tower). Davenport<sup>10</sup> has noted that the fluctuating axial tension in cable stays produced by drag is an additional excitation mechanism for the cables. Denoting the change in drag per unit length of the cable by  $\Delta F_D$ , the magnitude of the fluctuating tension as a fraction of the fluctuating lateral load on the stays is

$$\Delta T / (\Delta F_D L) = (k_e / k_g) [T / (mL)] / [1 + (k_e / k_g) - (H / H_o)^2] \quad (5)$$

where  $L$  is the cable length,  $k_e$  is the elastic stiffness of the cables, equal to  $AE/L$ ,  $k_g$  is the gravitational stiffness equal to  $[m \omega^4 / 8][T / (mL)]^3$ ,  $H_o$  is the natural frequency of the cable, and  $H$  is the exciting frequency. A strong multiplier effect is indicated in Equation 4 through the term  $[T / (mL)]$ , and the term  $[1 + (k_e / k_g) - (H / H_o)^2]$  which has resonance characteristics at  $H = H_o$ .

It is important to note the relationship between anchorage displacements and cable tension. A combination of fluctuating tension in the stay cables and oscillation of the anchorage points will likely have the effect of feeding energy into the cables, amplifying the motion. Ensuring adequate damping levels for the stay cables will help reduce this cable motion.

## 1.2 MITIGATING MEASURES

From the above discussion it is clear that there are a number of causes of aerodynamic excitation of cables so there are several possible approaches to developing mitigating measures. Some of these may not be practical for implementation on all bridges, but they are all listed below for completeness.

- (i) **Modify Shape:-** Increasing the surface roughness with lumped regions of roughness elements or helical fillets has the benefit of stabilizing the cables during rain/wind conditions without an increase in drag. Well defined protrusions on the cable surface with a view to modifying the behaviour of the water rivulets in rain/wind vibration (as discussed earlier)

have been used in Japan. These methods are most effective for the rain/wind instability problem. Shape changes are not likely to be so effective against wake galloping.

- (ii) **Modify Cable Arrangement:**- The wake interaction effects of cables can be mitigated by moving the cables further apart. Clearly, the implications of this must be weighed against other design constraints such as aesthetics and structural design requirements.
- (iii) **Raise Natural Frequencies:**- By raising the natural frequencies of the cables the wind velocity at which aerodynamic instability starts is increased. The natural frequency depends on the cable mass, the tension and on the length. Often the tension and mass are not quantities that are readily adjusted without impacting other design constraints, but the effective cable length can be changed, at least in arrays of cables, by connecting the cables transversely with spacers or with secondary cross cables. Vertical motions are the most likely to be excited by aerodynamic mechanisms and vertical natural frequency can be easily be raised several fold by addition of cross-ties. An example was given earlier in the section on wake galloping.
- (iv) **Raise Mass Density:**- By increasing the mass density of the cable one may increase the Scruton number and, as discussed in the earlier sections this is universally beneficial in reducing susceptibility to aerodynamic instability. However, in practice the cable mass density can only be varied within a limited range.
- (v) **Raise Damping:**- The inherent damping of long stay-cables appears to be low. Even with visco-elastic end collars the damping ratios likely to be no higher than 0.3% to 0.5%.<sup>11</sup> However, much lower values on the order of 0.1% have been measured. Therefore, increasing the damping is one of the most effective ways of suppressing aerodynamic instability, or postponing it to higher wind velocity and thus making it rare enough not to be of concern. Several techniques have been successfully used on existing structures, including viscous (oil) dampers, neoprene bushings at the cable anchorages, petroleum wax in-fill in the guide-pipes, and visco-elastic dampers in the cable anchorage pipe. The addition of cross-cables to the primary stay cables can also be expected to introduce additional damping

to the system, because much of the damping of cables originates at end connections. The attachment of cross-cables has the effect of adding more end connections per unit length of cable. The amount of damping added by cross-cables will also depend on their construction. For example wire-rope cross-cables are likely to add more damping than parallel stands.

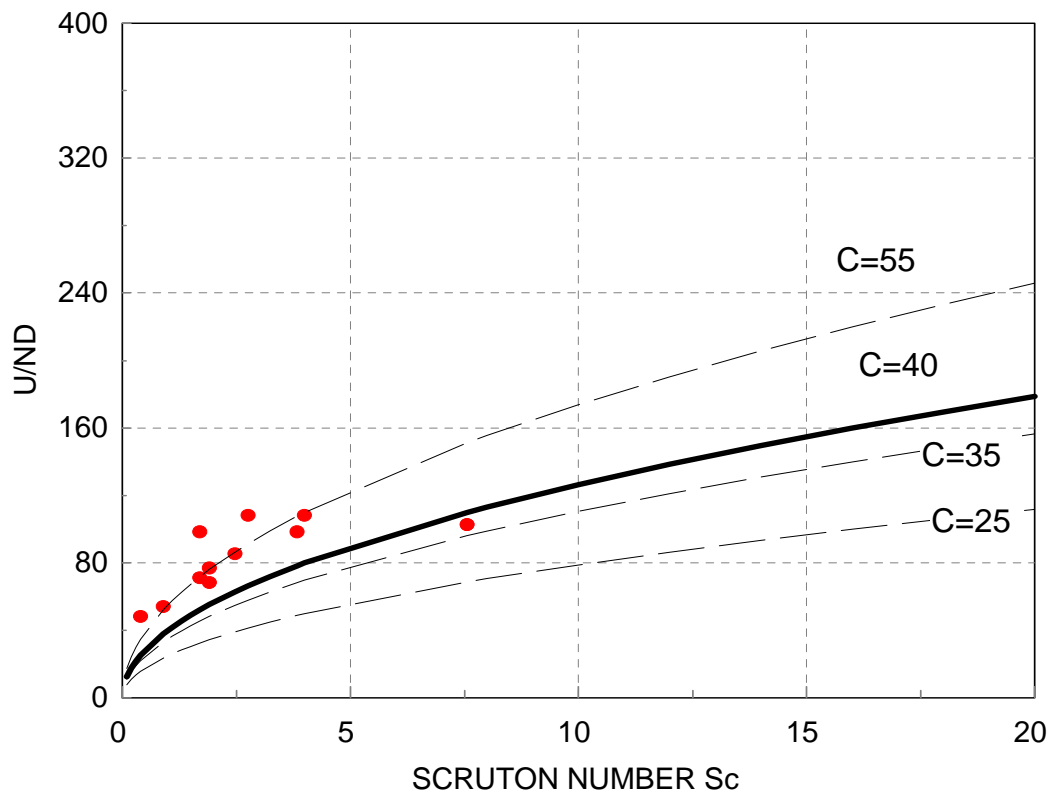
A number of bridges which have reported cable vibration problems are listed in Table 1. Also listed in Table 1 are remedies used to solve the cable vibration problem. All of the remedies listed in the Table 1 use some of the measures discussed above, and have been effective for suppressing the cable vibration problem. They are illustrated in Figure 2. In Figure 2A the damper is shown in the vertical plane. Most observations of cable vibrations show the motions to be primarily vertical. However, as an added precaution, some installations are arranged to damp both vertical and lateral motions.



**Table 1: Bridges Reporting Cable Vibration and Mitigating Measures**

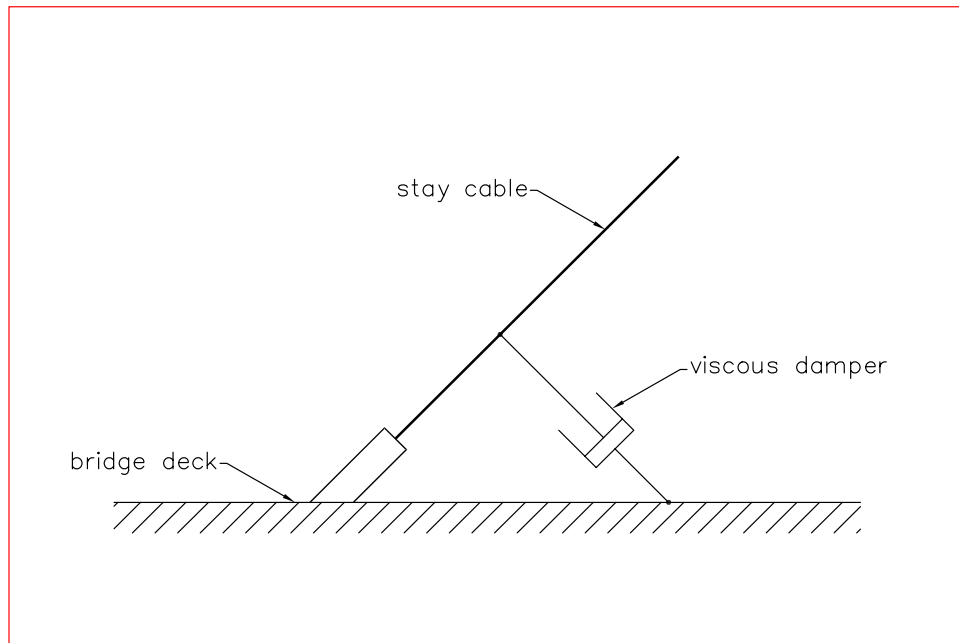
Name	Location	Length of main span m (ft)	Observations	Double Amplitude of Vibration m (ft)	Remedy*
Normandy	Le Havre, France	853 (2800)	cable vibrations during steady 1-2m/s winds	1.5 (5.0)	viscous dampers installed
Second Severn	Bristol, United Kingdom	457 (1500)	cable vibrations with and without rain	0.5 - 1.5 (1.5 - 5)	cross-cables installed
Helgeland	Sandnessjoen, Norway	427 (1400)	large cable vibrations; depending on deck motion	0.6 (2.0)	cross-cables installed
Meiko Nishi	Aichi, Japan	404 (1325)	vibration during light rain / low wind speeds	0.55 (1.8)	cross-cables installed
Tjorn Bridge	Gothenburg, Sweden	360 (1180)	vibration during light rain	-	viscous dampers installed
Tenpozan	Osaka, Japan	350 (1150)	vibration during rain and 10m/s winds-	2 (6.5)	-
Kohlbrandt	Hamburg, Germany	326 (1070)	-	1 (3.3)	viscous dampers installed
Brotonne	Rouen, France	320 (1050)	vibrating in 15m/s winds	0.6 (2.0)	viscous dampers installed
Weirton-Steubenville	W. Virginia, USA	250 (820)	vibrations noted when winds are parallel to deck	0.6 (2.0)	visco-elastic dampers to be installed in the guide pipe at deck level
Yobuko	Saga, Japan	250 (820)	vibration during light rain	0.15 (0.5)	manila ropes attached to cables
Aratsu	Kyushu Is., Japan	186 (610)	vibration during light rain	0.6 (2.0)	viscous dampers installed
Wandre	Wandre, Belgium	168 (550)	vibration during light rain and 10m/s winds	0.5 (1.6)	petroleum wax fill in the guide pipe
Ben-Ahin	Huy, Belgium	168 (550)	vibration noted during light drizzle and 10m/s winds	1 (3.3)	petroleum wax grout added in the guide pipe and cross-cables also added
Alzette	Luxembourg	130 (425)	vibration during drizzle and light winds	-	neoprene guides inside the guide pipe at deck and petroleum wax fill in the guide pipe

\*see Figure 2 for illustrations of mitigating measures

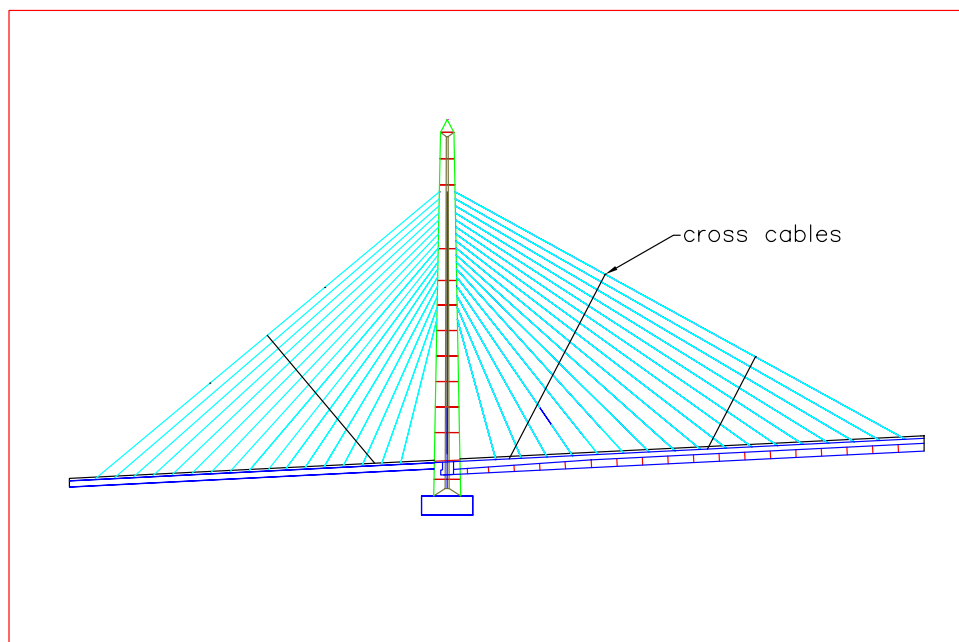


**Figure 1:** Galloping of Inclined Cables

A) Viscous Damping

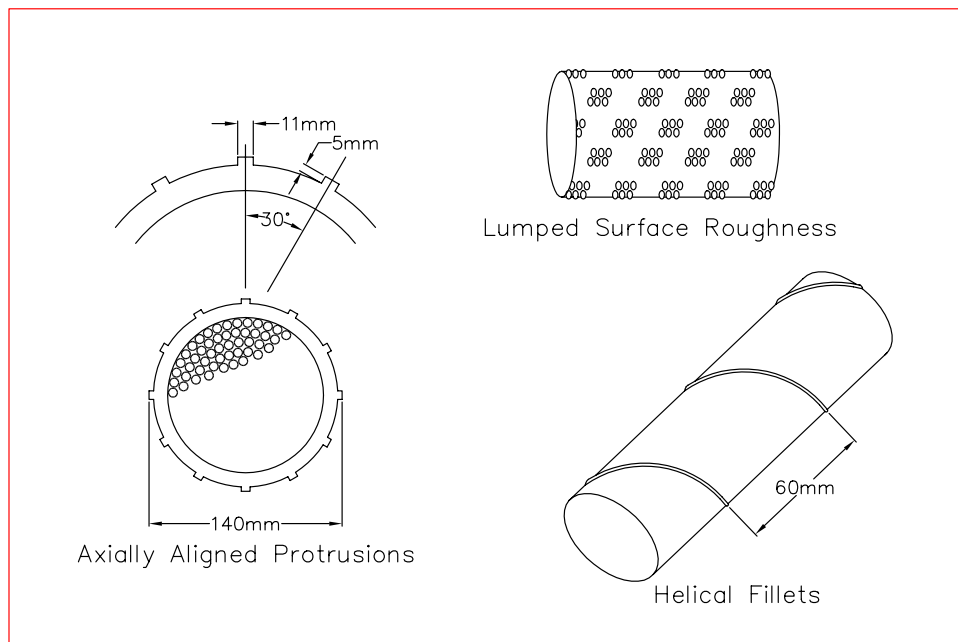


B) Cross-Cables

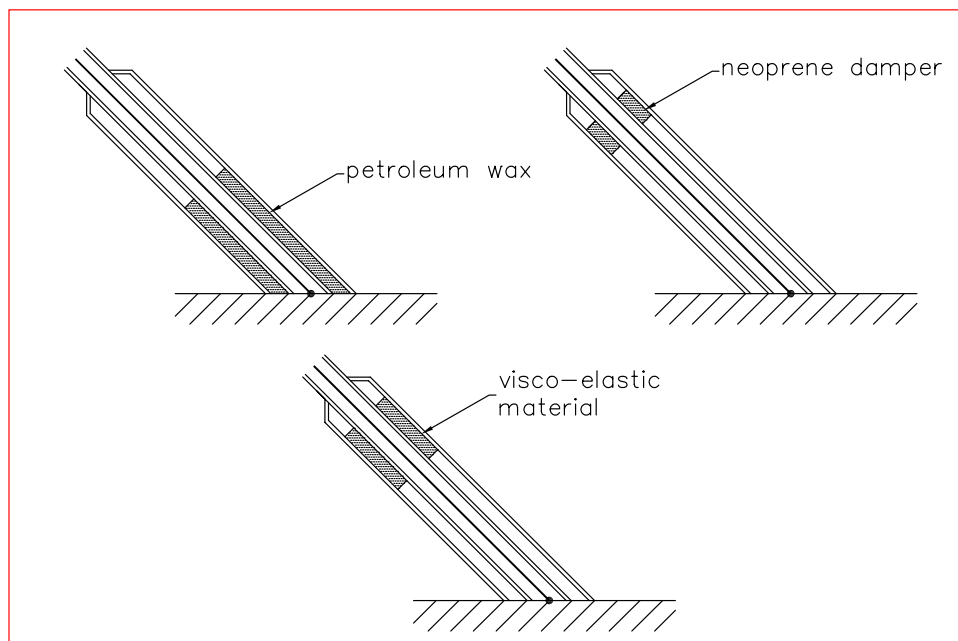


**Figure 2:** Remedies for Wind-Induced Stay Cable Vibration

C) Aerodynamic Devices



D) Material Damping



**Figure 2:** Remedies for Wind-Induced Stay Cable Vibration

## REFERENCES

- 1 Cooper, K.R. "A Note on the Wind Induced Vibrations of Bundled Bridge Stay Cables", National Research Council of Canada, Note provided to RWDI circa 1985.
- 2 Connors, H.J. "Fluidelastic Vibration of Tube Arrays Excited by Cross Flow", Winter Annual Meeting of the ASME, New York, 1970.
- 3 Saito, T. Mutsumoto M, and Kitazawa, M., "Rain-Wind Excitation of Cables in Cable-Stayed Hiyashi-Kobe Bridge and Cable Vibration Control". Proceedings of Cable-Stayed and Suspension Bridges, Deauville, France, October 1994.
- 4 Irwin, P.A., "Wind Vibrations of Cables on Cable Stayed Bridges", Building to Last- Proceedings of Structures Congress XV Structural Engineering Institute/ASCE, Portland, Oregon, 1997, pp 383-387.
- 5 Hikami, Y. and Shiraishi, N., "Rain-Wind Induced Vibrations of Cables in Cable Stayed Bridges", Seventh International Conference on Wind Engineering, Aachen, Germany, 1987, pp 293-302
- 6 Matsumoto, M. Knisely, C.W., Shiraishi, N. and Saitoh, T., "Inclined Cable Aerodynamics" Proceedings of the ASCE Structures Congress, San Francisco, 1989, pp 81-90.
- 7 Flamand, O., "Rain-Wind Induced Vibration of Cables", Proceedings of Cable-Stayed and Suspension Bridges, Deauville, France, October 1994.
- 8 Miyata, T., and Yamada, H., "On Aerodynamically Stable PE Stay Cables with Decreased Drag Force by Introduction of Newly Developed Lumped Surface Roughness", Proceedings of Symposium on Cable Dynamics, Liege, Belgium, October, 1995.
- 9 Pinto da Costa, A., Martins, J.A.C., Branco, F., and Lillen, J.L., "Oscillations of Bridge Stay Cables Induced by Periodic Motions of Deck and/or Towers", Journal of Engineering Mechanics, V122, No. 7, July, 1996, pp 603-612.
- 10 Davenport, A.G., "The Dynamics of Cables in Wind", Proceedings of "Symposium on Cable Dynamics", Liege, Belgium, October 1995.
- 11 Stiemer, S.F., Taylor, P., and Vincent D.H.C., "Full-Scale Dynamic Testing of the Annacis Bridge", I.A.B.S.E. Proceedings, 1998, p 122.