

論文・報告

箱根西麓・三島大吊橋の耐風検討

Wind Tunnel Test for the Longest Suspension Footbridge in Japan

畠中 真一 *1
Shinichi HATAKENAKA

小笠原 照夫 *2
Teruo OGASAWARA

大野 克紀 *3
Katsunori OHNO

箱根西麓・三島大吊橋は、静岡県三島市に建設予定の人道吊橋である。本橋は、主径間長 400m を有する国内最大規模の人道吊橋であり、富士山や駿河湾を一望できる風光明媚な高台に架設されることから、多くの観光客の利用が期待されている。構造形式は、幅員 1.6m の無補剛吊橋形式となり、谷筋からの高度約 70m に架かる極めてフレキシブルな構造であることから、特に海側からの強風を受けた場合の振動現象が懸念されたため、風に関する安全性の検討が進められてきた。本稿では、この橋の耐風安定性を確認するために実施した部分模型風洞試験の結果について報告する。

キーワード: 吊橋, 風洞試験, 耐風安定性, グレーチング, スリット, 床版開口

1. はじめに

箱根西麓・三島大吊橋は、静岡県三島市（図 1）に建設予定の人道吊橋であり、図 2 に示すように、完成時には主径間長 400m を有する国内最大規模の人道吊橋となる。本橋の架橋地点からは北西に富士山を一望でき、南西方向には駿河湾を見通せる風光明媚な立地であることから多くの観光客の利用が期待されている。構造形式は図 3 に示すように幅員 1.6m の無補剛吊橋形式であり、谷筋からの高度約 70m に架かる極めてフレキシブルな構造である上、海からの強い風を頻繁に受けることが予想されることから計画当初より、架設予定地点近傍での風観測¹⁾を実施するなど、風に関する検討が進められてきた。

筆者らが過去に実施した類似構造物の耐風検討としては、もみじ谷大吊橋²⁾（主径間長 320m）や九重“夢”大吊橋³⁾（主径間長 390m）について風洞試験および振動対策を実施しており、床版の中央グレーチング幅やフェア

リング形状を改良することにより、有害な振動の発生を抑制している。

箱根西麓・三島大吊橋においては、国内における最大径間を有し、デザイン性が高く開口部分の多い高欄形状が採用されているほか、海側からの強風に対しては遮蔽



図 1 架設位置

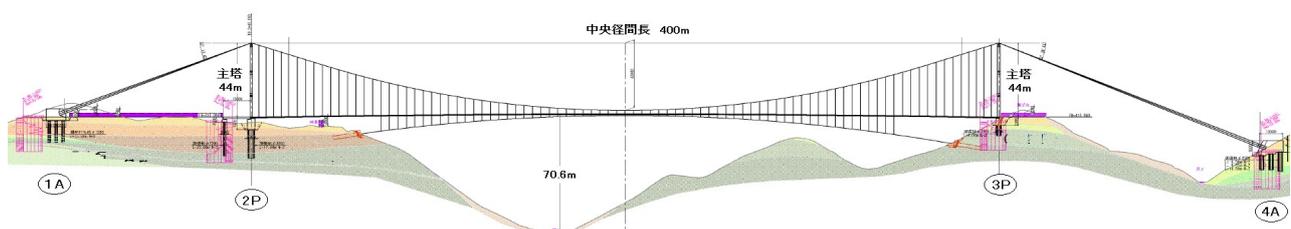


図 2 箱根西麓・三島大吊橋一般図

*1 川田工業(株) 技術研究所風洞試験室 室長
*2 川田工業(株) 橋梁事業部技術部東京技術部 次長
*3 川田工業(株) 橋梁事業部技術部東京技術部設計課 課長

物の無い地点に架設されることなどから、部分模型風洞試験により耐風安全性を直接確認するに至ったが、対策検討の結果、本橋の場合には床版の中央グレーチングに加えて、地覆に沿って細く開口したスリットを追加することにより、ねじり振動を抑制できることが確認された。本検討結果は、今後の長径間の人道橋の耐風設計にあたり有用な知見を提示していると思われることから、ここに結果を報告する。なお、本論文の内容の一部は既に発表済みである⁴⁾。

2. 試験概要

(1) 設計風速

本橋の架設地点近傍に設けられた現地風観測点における約1年間にわたる風観測結果と、三次元的な地形を考慮した気流解析から求められる増速率、および、近隣の気象官署である三島測候所での過去80年におよぶ風観測結果から総合的に判断して、耐風検討における設計基準風速は、 $U_d=42\text{m/s}$ と決定された⁵⁾。この値に基づき、耐風設計便覧⁶⁾による本橋架設地点での風環境を推定した結果、表1に示すようにフラッター照査風速は $U_{jf}=63\text{m/s}$ と推定された。また、地形の影響を受けた気流の傾斜や、風荷重による橋体のねじり変位の試算結果より、接近風の吹上げ角(迎角： α)の範囲を $\alpha=-15^\circ \sim +10^\circ$ と定めて耐風安定性の確認を行うものとした。

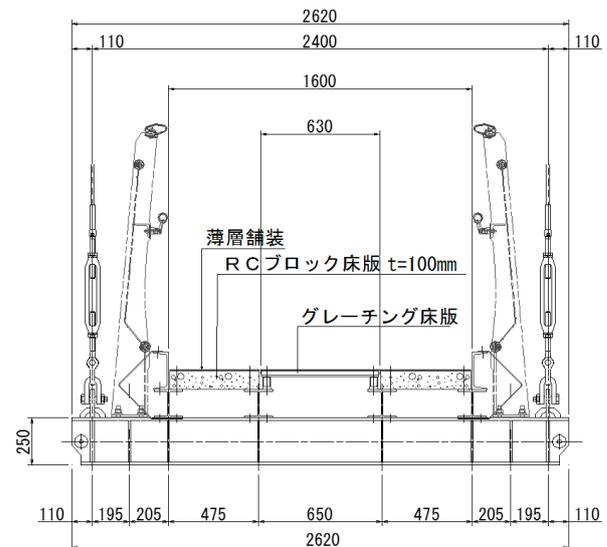


図3 標準断面図

(2) 振動特性

ねじり振動に関する対数構造減衰率 δ_θ は、類似形式橋梁における振動試験での実測結果⁷⁾において $\delta_\theta=0.04$ を上回る値が測定されたことを参考に、本橋においても同程度の減衰率が期待できると考え、 $\delta_\theta=0.03$ と仮定して検討を行った⁵⁾。固有振動数については立体骨組モデルによる固有値解析を行い、得られた振動モードから、たわみとねじりの最低次数を同定した結果、たわみ振動数

表1 風環境の推定結果

項目	記号	推定値	備考	
設計基準風速	U_d	42 m/s	現地風観測結果に基づく100年再現期待値(32.1m/s) × 架橋地点の風速比(1.3)	
乱れ強さ	I_u	13 %		
粗度区分		IV		
照査風速	ギャロッピング	U_{rg}	50.4 m/s	$U_d \times \text{安全率 } 1.2$
	フラッター	U_{jf}	63.0 m/s	$U_{rg} \times \text{変動風速補正係数 } 1.25$ (粗度区分IV)
	渦励振	U_d	42.0 m/s	

表2 風洞試験諸元

項目	実橋値	模型(縮尺 1/9 模型長 1.62m)	
		計画値	実験値
質量	995.5 kg/m	19.81 kg/model	19.81 kg/model
極慣性モーメント	849.5 kg・m ² /m	0.209 kg・m ² /model	0.209 kg・m ² /model
固有振動数	たわみ	0.2445 Hz	0.88 Hz
	ねじり	0.3415 Hz	1.24 Hz
振動数比	1.40	—	1.41
対数構造減衰率	たわみ	—	0.02
	ねじり	—	0.03

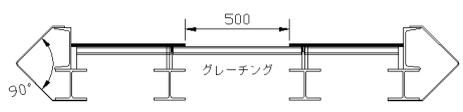
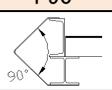
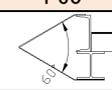
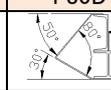
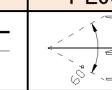
$f_y=0.2445\text{Hz}$, ねじり振動数 $f_\theta=0.3415\text{Hz}$ であった。以上の諸元設定に基づく風洞試験諸元を表2に示す。

(3) 対策断面および実験諸元

耐風性能への寄与は、床版開口やフェアリングの効果が大きいと予想されることから、表3に示す対策断面について風洞試験を行い、耐風性能の比較検討を行った。また、図4に示すように高欄のネット構造は幾何形状を一致させた開口率90%程度の格子を用い、床版の中央グレーチングも実構造を概ね模擬した開口率74%程度の模型を製作した。

使用した風洞は、川田工業(株)所有の水平回流式ゲッチンゲン型風洞(幅2.0m×高さ2.5m×測定洞長さ15.0m)であり、試験模型として縮尺1/9の2次元剛体模型を製作し、ばね支持試験および3分力試験を実施した。ばね支持試験の状況を図5に示す。

表3 対策断面形状

名称	断面			
基本断面 G50S00				
G63S00				
G63S20				
フェアリング	F90	F60	F80D	PL60
				

3. 試験結果と考察

(1) ばね支持試験

本検討で実施した全ての試験ケースにおいて、安全上問題となるようなたわみの振動現象は発生しなかったため、以下ではねじり振動のみに着目して応答測定の結果を示し、考察を加える。

a) 基本断面 (G50S00) のねじり応答特性

橋梁の断面を流線型に近づけることで大きな剥離流を抑制することにより、有害な振動を制御する目的から先端角度が 90° となるフェアリングを設置し、さらに最も風の力を受けやすい面状の部材となる床版の中央部分 500mm 部分をグレーチングに置き換えた基本断面 G50S00 では、図6に示す通り迎角 $\alpha=0^\circ$, $\pm 3^\circ$, $+6^\circ$ の迎角条件の下では、有害な振動現象の発生は見られなかった。しかし、迎角 $\alpha=-6^\circ$ の迎角(図6中○印)では、実橋換算風速 $V_p=7\sim 8\text{m/s}$ 付近からねじり振動が発現し、風速の上昇につれて振幅 $\theta=6^\circ$ 以上となるようなねじり振動に発達し、さらに高い風速域でも振幅は低下しないことが確認された。

過去に行った九重”夢”大吊橋の風洞試験においても同様に迎角 $\alpha=-6^\circ$ の場合に、比較的低い風速域で振幅がやや大きく発達するねじり振幅が確認されたものの、さらに風速を増加させたところ振幅が減少し、また、構造減衰 δ_θ を変化させることで振幅が敏感に変化したことから、最終的に渦励振に類する振動現象と判断された



(a) 高欄



(b) 中央グレーチング

図4 風洞模型

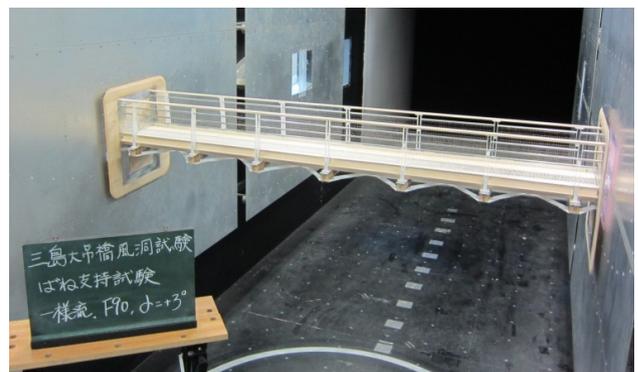


図5 風洞試験状況

例があった。しかしながら、本ケースでは照査風速に近い風速に至るまで強い励振力による振動現象が発生しており、かつ、図6(●印)に示すように構造減衰を $\delta_p=0.03$ から $\delta_p=0.04$ に増加させても振幅があまり変化しないことから、フラッターであると判断した。

b) フェアリングによる制振効果

基本断面 G50S00 のフラッターを抑制する目的で、表3に示すような数種のフェアリングによる制振を試みた。迎角 $\alpha=-6^\circ$ の条件の下で端部形状を、フェアリング F60 や F 80D, 水平プレート PL60 などへ変更したモデルについて、実橋換算風速 $V_p=15\sim 25\text{m/s}$ の範囲でのフラッターの発現の有無を確認したところ、発現風速の差はあるものの、いずれの形状の場合にもねじり振幅 $\theta=6^\circ$ を超えるような大きなフラッターの発現が認められたことから、フェアリング形状は基本断面の F90 に固定して、以降の検討を実施することとした。

c) 床版開口による制振効果

グレーチング開口部の幅を 500mm 相当から 630mm 相当へと拡大した (G63S00)。図7の▲に示すように中央グレーチングを拡大することにより、ねじりの最大振幅を $\theta=1.8^\circ$ 程度にまで低減できることが判明したものの、供用するには振幅が大きく安全とはいえないことから、引き続き、床版の開口部分を大きくする方向で、改良を加えることとした。ただし、歩行者の安心感やグレーチング製品の規格といった観点から、中央グレーチング幅をこれ以上拡大することは好ましくないと判断されたため、床版の地覆付近にスリットを設け、床版の開口部を増加させることとした。

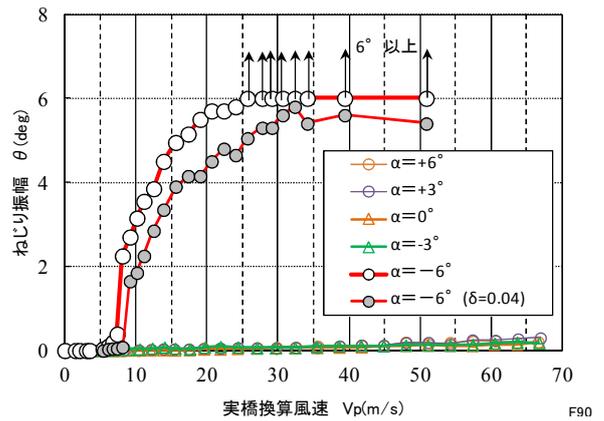


図6 基本断面 (G50S00) のねじり応答

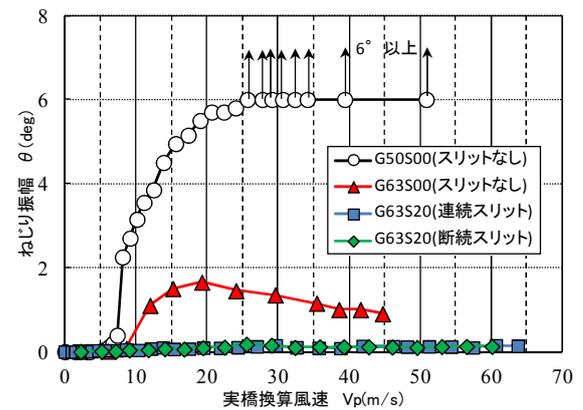


図7 床版開口を変化させた場合のねじり応答

幅 20mm に相当するスリット開口を有する G63S20 では、迎角 $\alpha=-6^\circ$ の条件下で図7(■印)に示すように、フラッターの発現が抑えられる事が確認された。この断面について迎角を変化させた実験では、迎角 $\alpha=-15^\circ \sim +10^\circ$ の広い範囲で照査風速域以下のフラッターは発生しなかった。

以上の検討の流れを総括すると、表4の通りである。

表4 ばね支持応答試験結果 (抜粋)

対策断面 気流傾斜角	グレーチング 50 スリット なし	グレーチング 63 スリット なし	グレーチング 63 スリット 40mm	グレーチング 63 スリット 20mm
	G50S00 (基本断面)	G63S00	G63S40	G63S20
$\alpha=-15^\circ$				○
$\alpha=-10^\circ$				○
$\alpha=-6^\circ$	× フラッター	△ フラッター	○	○ (連続・断続とも)
$\alpha=-3^\circ$	○			○
$\alpha=0^\circ$	○			○
$\alpha=+3^\circ$	○			○
$\alpha=+6^\circ$	○			○
$\alpha=+10^\circ$			○	○

d) 実橋への適用性

この結果に関して実橋への適用を検討したところ、本橋の床版は、長さ1m程度のプレキャストRC床版を敷き並べる構造となることから、一枚一枚の床版の四隅についてはスリットを設ける事が困難であること、すなわち、風洞試験にて模型化した地覆に沿って連続した20mmの開口部を設けることができないことが判明した。そこで、連続スリットと等価な開口面積を断続的に設けることで、フラッターが抑えられることを確認するために、図8に示すような断続スリットを有する断面を製作し、風洞試験により確認したところ、図7（◆印）に示すように連続スリットと同様の効果が得られ、良好な振動応答特性を示すことが確認された。

(2) 静的3分力測定試験

最終断面とした20mm相当のスリットを有する断面（G63S20）での抗力 C_D ・揚力 C_L ・空力モーメント C_M の各係数の測定結果を図9に示す。3分力係数の測定は、風洞風速 V_m を $V_m=10\text{m/s}$ （図中●▲■）および $V_m=15\text{m/s}$ （図中○△□）と設定した場合の2種の風速にて行い、両者の結果がほぼ一致していることが確認された。このことから、風洞試験結果全般に与える風速依存性の影響は殆ど考慮する必要がないものと判断される。

なお迎角 $\alpha = \pm 15^\circ$ の範囲に着目すると、抗力係数 C_M は、最大でも $C_M=1.6$ 程度の値となっており、過去の橋梁での実績値($C_M=2.0$ 前後)に比べると若干小さな値が測定された。これは図10に示すように、高欄支柱が板状の部材で構成されていることや、ハンドレールや横棧の断面が楕円形状を有していることなど、一つ一つの部材が抗力値の比較的小さい形状によって構成されていることから、高欄全体の見付面積に対する抗力値が小さくなったことに起因するものと考えている。

4. まとめ

床版中央に幅500mm程度のグレーチング開口部を有し、先端角度 90° となるフェアリングを設置した断面に対する風洞試験を行った結果、設計照査風速の風速域内でねじりフラッターの発現が確認された。

本橋の架設地点が、比較的強風の発生しやすい条件となっており、また、フラッター発現風速が実橋換算値で風速 $V_p=10\text{m/s}$ 程度以下という比較的低風速であることから、恒久的な耐風対策となるよう空気力学的な断面改良が必要であると判断された。

このため、フェアリングの種類や床版開口の幅と位置

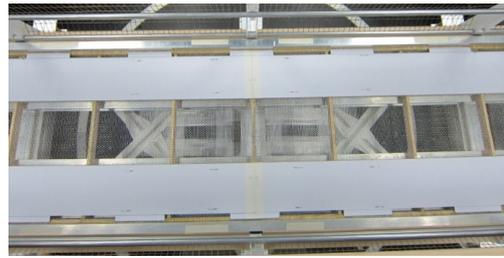


図8 断続スリット付き床版模型

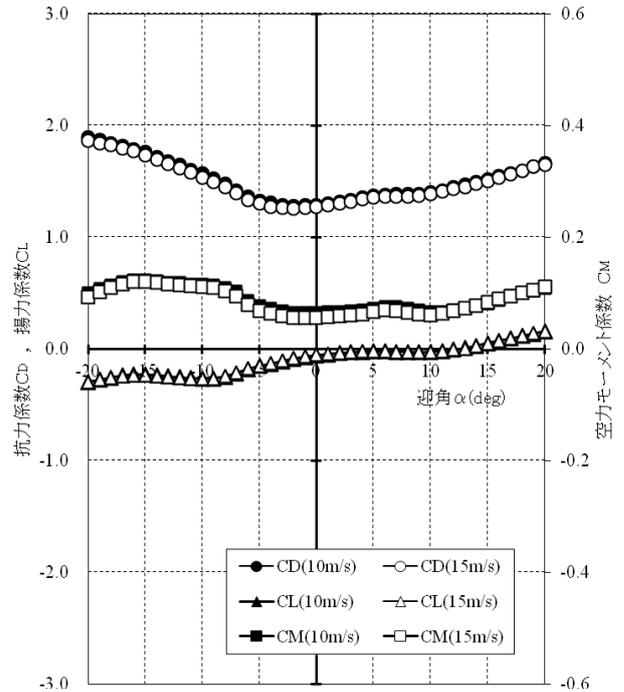


図9 静的3分力測定結果(風洞風速 $V_m=10,15\text{m/s}$,一様流)

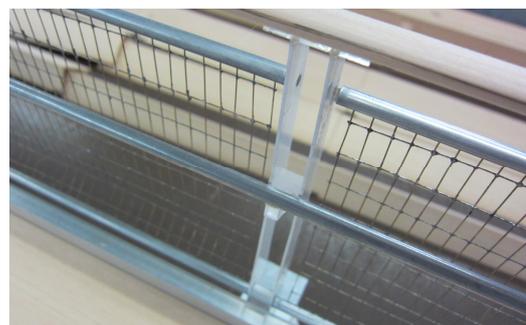


図10 高欄支柱形状

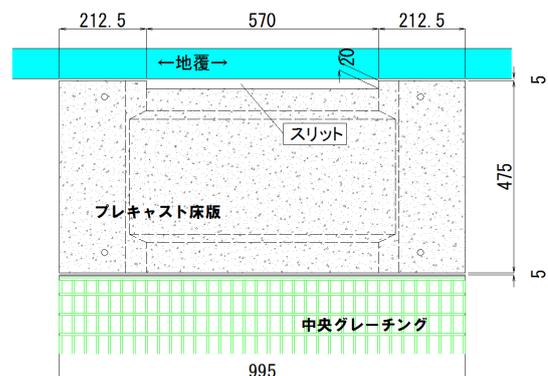


図11 プレキャスト床版(スリット付)



図 12 完成予想パース（株式会社フジコーよりご提供）

を変化させた検討を行った結果、フェアリング先端角度は 90° とし、床版の中央グレーチング（幅 630mm）に加え、地覆に沿った部分に実橋換算寸法で 20mm 相当のスリットを設ける対策を併用することにより、想定した全ての迎角に対して、フラッターを抑制することが確認された。さらに実橋に適用するために、耐風性能を保ちつつスリットの形状を断続的なものに改良し、最終的に図 11 に示すようなスリット付きのプレキャスト床版を採用することが決定された。

現在（2013 年 1 月）、2015 年の完成に向けて施工が開始されている。図 12 がその完成予想パースである。

謝辞

本検討に際し、事業主体である株式会社フジコーの宮澤俊二社長をはじめ大村正弘開発部長、岩井大課長には、耐風検討の機会を与えていただいたこと。また、『三島大吊橋建設に伴う技術評価委員会』（委員長：宮田利雄 横浜国立大学名誉教授、委員：米田昌弘 近畿大学理工学部社会環境工学科教授、勝地弘 横浜国立大学大学院都市イノベーション研究院教授、および、三島市役所都市整備部：植野良裕技監、岡本康孝土木課長、古長谷忠土木課管理係長）の皆様には多大なるご協力のご助言をいただきましたことに、深く感謝いたします。

参考文献

- 1) 宮澤俊二, 大村正弘, 岩井大, 森野真之, 加藤雅彦, 石原孟: 箱根西麓・三島大吊橋の計画 (2) 現地風観測および気流解析, 土木学会第 67 回年次学術講演会, 2012. 9.
- 2) 田口吉彦, 島田清明, 大野克紀, 森下光, 畠中真一: もみじ谷大吊橋の構造特性および架設, 川田技報 Vol.19, 2000.1.
- 3) 本摩敦, 新谷順也, 坂田正二, 額谷啓二, 畠中真一: 九重“夢”大吊橋の建設～日本一の歩行者専用吊橋～, 川田技報 Vol.27, 2008.1.
- 4) 宮澤俊二, 大村正弘, 岩井大, 畠中真一, 小笠原照夫: 箱根西麓・三島大吊橋の計画 (3) 耐風対策, 土木学会第 67 回年次学術講演会, 2012. 9.
- 5) 株式会社フジコー, 株式会社長大: 三島大吊橋建設に伴う技術評価委員会資料, 2011. 9.
- 6) 社団法人日本道路協会: 道路橋耐風設計便覧 (平成 19 年改訂版), 2007. 12.
- 7) 谷克浩, 枝元勝哉, 伊藤剛, 本摩敦, 畠中真一: 九重“夢”大吊橋の実橋振動試験, 土木学会第 62 回年次学術講演会, 2007. 9.
- 8) 岡内功, 伊藤學, 宮田利雄: 耐風構造, 丸善株式会社, 1977.5.