

美原大橋の耐風性再評価について

Re-Evaluation of Aerodynamic Stability of the Mihara Ohashi Bridge

独立行政法人北海道開発土木研究所 ○正会員 三田村 浩
 独立行政法人北海道開発土木研究所 正会員 石川 博之
 国土交通省北海道開発局札幌開発建設部 正会員 赤代 恵司
 (株)ドーコン 正会員 加藤 静雄

1. はじめに

美原大橋は道央圏連絡道路のうち、北海道縦貫自動車道江別東インターから江別市美原を結ぶ延長 3.9km の美原バイパスの中央部に位置する石狩川を渡河する延長 972m の橋梁で、3 径間連続鋼斜張橋と 3 径間連続鋼床版箱桁から構成される長大橋梁である。

斜張橋部については、昭和 63 年から基本設計が行われ、平成 3 年に主桁の動的耐風性を評価するため、建設省土木研究所（当時）において風洞実験を実施し、安全性を確認した。その後の基準の改訂等により、いくつかの構造諸元の変更されたこと、主桁閉合から完成（橋面施工完成）まで 1.5 年程度の時間を要することから、架設系も含めて耐風性の再評価が必要となった。

耐風性の再評価は、時間的、費用的に風洞実験を実施することは困難であるので、平成 3 年に実施した風洞実験結果に補正を加えて耐風安定性を評価した。本文は、美原大橋の耐風性について再評価した結果を報告するものである。表-1 に構造諸元を、図-1 には一般概要図（実橋）を示す。

表-1 構造諸元

	基本設計(H3)	実橋
支間割り	159.0+340.0+159.0	154.0+340.0+154.0
幅員	26.8 m	28.8 m
代表質量	26.1 kN・S ² /m	完成系 26.84
		架設系 15.15

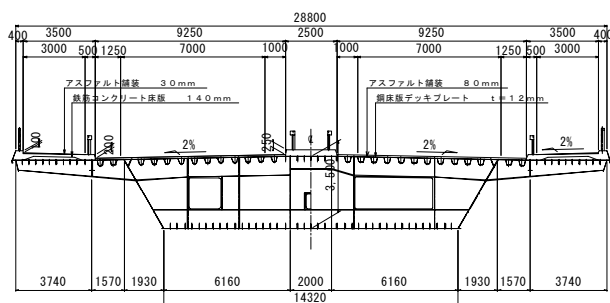


図-1 一般概要図

2. 風洞試験結果概要

主桁の風洞試験は、通常、迎角および構造減衰をパラメータとして実施されるが、本橋では架橋位置の特殊性も考慮して、積雪による高欄の閉塞の有無もパラメータとした。風洞試験により、以下の結果が得られている。

(1)無積雪時では迎角+3° において風速 8.3m/s と 18.4m/s において振幅はそれぞれ 4.5cm および 31.4cm と予想される。迎角+2° になると振幅は半減し、迎角 0° ~+1° では全く発生しない。また、気流の乱れを考慮すると発生しないため、無積雪時の耐風性は良好と判断できる。

(2)積雪時（高欄閉塞）にはフラッターは迎角 0° では発現しないが、迎角+3° で風速 V=42.5m/s で発現する。

積雪時に生じるフラッターについては、現地の冬期間の風向は橋軸方向が卓越し、現地での風観測（平成元年～平成6年）でも V=25m/s 以上の風速が観測されていないこと、現地の地形状況から風速 42.5m/s では迎角は+3° となることはなく、フラッターは発現しないと考えられた。従って、耐風性を検討するのは風速 18.4m/s に発生する渦励振とした。尚、ねじり渦励振は、風速 24.8m/s で 0.3° の振動が発生するが、非常に小さいため問題とならない振動と考えられる。

図-2 は、風洞試験によって得られた迎角+3° における風速-振幅-減衰曲線（V-a-δ 曲線）を示す。

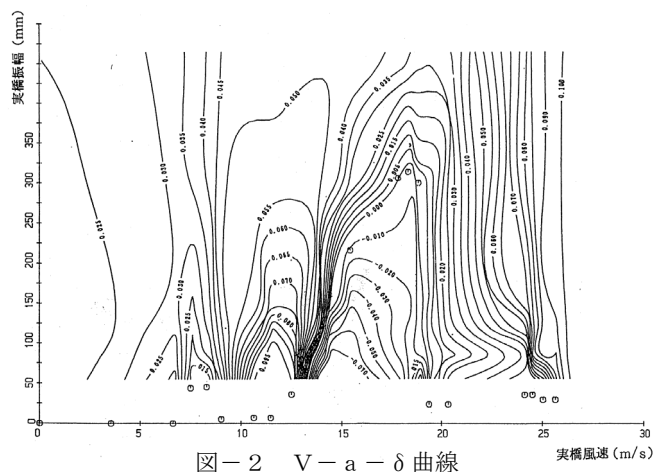


図-2 V-a-δ 曲線

実橋風速 (m/s)

3. 架設系の振動性状の検討

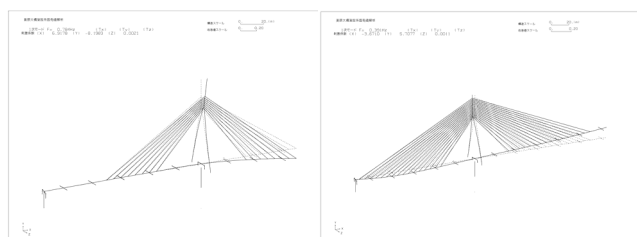
本橋は主塔を独立状態で、側径間部はトラッククレーンベント工法で先行して架設し、中央径間部はケーブルを使用しながら P-1、P-2 側それぞれから主桁を張り出して架設を行った。この工法では主桁を張り出す過程で構造系が変化するため、それぞれのケースでの検討が必要であるが、本検討においては、鋼重完成時（橋面施工前：Case-3）、閉合直前（Case-2）、1/2 ケーブル架設時（Case-1）について検討を行うこととした。

耐風性を検討するにあたり、各構造系における振動性状を把握するため、固有値解析を実施し、それぞれの固有振動数および等価質量を算出した。これらの結果から架設系における耐風性を評価して、架設時の安全性を確認するとともに、最終的には、鋼重完成時に実橋の加振実験により振動数および構造減衰を求め、妥当性を検証した。

各ケースにおける固有振動数、等価質量の算出結果を表－2に、振動モードを図－3に示す。

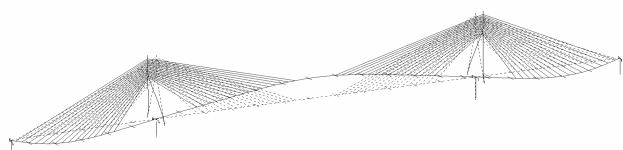
表－2 各ケースの振動数および等価質量

	Case-1	Case-2	Case-3	実橋
固有振動数(Hz)	0.784	0.391	0.379	0.397
等価質量($\text{tf} \cdot \text{s}^2/\text{m}^2$)	1.490	1.420	1.515	—



図－3(a) Case-1

図－3(b) Case-2



図－3(c) Case-3

表－3に示すように実橋における加振実験による振動数は 0.397Hz、鋼重完成時 0.379Hz で、4 %程度の差でほぼ一致した結果が得られた。また、加振実験によって減衰定数は $h=0.023$ が得られ、風洞試験時に仮定した $h=0.02$ と一致しているため、この固有値解析によって耐風性の評価が可能と考えられる。今後、橋面工事の完了後に完成系における加振実験を行う予定であり、その結果から完成系の耐風性も評価する予定である。

4. 耐風性の検討

振動の発現の可能性は、発現風速を求め、その風速が現地で発生すると予想される風速域であるかどうかで判断される。また、発現の可能性があると予想される場合の安全性に対する検討が必要である。ここで、安全性と

は、振動によって生じる構造安全性、作業の安全性、疲労などが考えられる。

4. 1 発現風速の推定

各ケースの発現風速は、風洞試験によって得られた発現風速を無次元化し、実橋の振動数、桁幅で発現風速を算出する。

$$V_c = U \cdot F_c \cdot B_c$$

ここに、 V_c ；実橋の発現風速(m/s)

U ；無次元風速 $U = V_e / F_e / B$

V_e ；風洞試験時発現風速(m/s)

F_e ；風洞試験時固有振動数(Hz)

B ；桁幅(m)

これにより求められる実橋の桁断面に対する無次元風速は、 $U=2.215$ が得られ、各ケースにおける発現風速の推定結果を表－3に示す。

表－3 各ケースの発現風速

	Case-1	Case-2	Case-3	完成系
無次元風速	2.215			
振動数	0.784	0.391	0.397	0.313
発現風速	50.0	24.9	25.3	20.0

表－3より、Case-1の発現風速は十分に高く、閉合直前（Case-2）および閉合後（Case-3）に発現する可能性がある。また、表－3に示す完成系は、橋面完了後の完成系の振動数および発現風速の推定値である。

これにより、問題となるケースとして Case-3 および完成系であり、これに対して振幅を推定して耐風応答を推定した。

4. 2 耐風応答の推定

耐風応答は、桁断面の変更が小さいため質量減衰パラメータ S は変化しないと考えられ、これを用いて、幅員、減衰定数、質量の差を補正して推定する。質量減衰パラメータは次式で表され、

$$S = m \cdot \delta / (2 \cdot \rho \cdot B^2)$$

m は等価質量、 ρ は空気密度、 δ は風洞試験による振幅である。実橋と風洞試験時との違いを全て減衰定数に置き換えて、図－2に示す $V-a-\delta$ 曲線を用いて振幅を推定した。推定した結果を表－4に示す。

表－4 推定振幅

	基本断面	Case-2	Case-3	完成系
換算減衰値	0.02	0.040	0.042	0.022
推定振幅(cm)	31.4	21.6	21.6	31.4

4. おわりに

風洞試験によって得られた振動性状から、諸元の違いを含めて架設系、完成系の耐風応答を推定した結果、いずれの場合でも耐風性は良好と判断され、耐風対策を施さなくても安全であることが確認された。現在は橋面工事が残されるのみで、平成17年の供用開始を目指している。

参考文献

- 1) 土木研究所；美原大橋耐風性調査報告書（H4. 3）
- 2) 日本道路協会；道路橋耐風設計便覧（H3. 7）