

I-353 戸田公園大橋（歩道用斜張橋）の耐風性に関する実験的研究

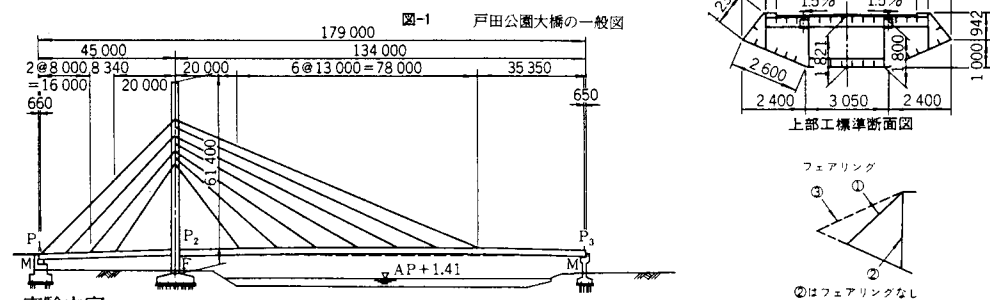
パシフィックコンサルタンツ（株） 正会員 伊東 靖

1. まえがき

斜張橋のように可撓性に富む構造物は、風の影響を受けやすい。本橋は幅員とスパン長で見ると最近の長大橋にも比肩される規模であり、可撓性に富む構造となっている。さらに落下物防止を考慮して、桁高に対し非常に高い高欄を採用するため、耐風安定性に対する十分な検討が必要と判断された。なお、本橋は、耐風安定性向上のためフェアリングを有する箱桁断面を計画した。本報告は、高欄形状及びフェアリング形状の変化により風に対する振動応答がどのように変化するかを風洞実験により検証した結果を概説するものである。

2. 橋梁概要

構造形式：2径間連続鋼床版箱桁複合斜張橋 主塔：RC2本柱



3. 実験内容

模型は検討の結果、縮尺1/34として2次元模型実験の相似則から、模型諸元を表-1のように定めた。なお模型は部分剛体模型とし、使用した風洞は横浜国立大学土木工学教室所属の「乱流風洞」で、低風速用開回路型、押込みエッフェル型風洞と呼ばれるものである。実験内容は、表-2に示す通りである。フェアリングを3タイプ、高欄を4タイプに対し、自由度、風種、迎角を表中のように考えた。なお構造減衰率（対数減衰率）は、 $\delta = 0.02$ が一般的であるが、発現する現象をより明確に観測し得るように、 $\delta = 0.005$ の低い値に設定したケースも行なった。

表-1 模型諸元

	実	橋	模型 (1/34)
単位長さあたりの重量	2.889 (t/m)*		2.499 (kg/m)
単位長さあたりの極慣性モーメント	14.79 (t・m・s ² /m)		1.107 (kg・cm・s ² /m)
固有振動数	曲げ1次	1.04 (Hz)	3.55 (Hz)
	ねじり1次	6.05 (Hz)	5.35 (Hz)
対数減衰率	—	—	0.005および0.020
模型長	—	—	1.25 (m)

注) *: 全体系固有値解析による換算質量

表-2 実験項目

対象モデル	フェアリング		タイプ①(基本モデル), ②, ③	
	高欄タイプ	①	②	③
実験種別	自由度	①	高欄H=1.2m	曲げ1自由度, ねじり1自由度, 曲げ・ねじり2自由度
	風種	②	* H=1.7m	曲げ1自由度, ねじり1自由度, 曲げ・ねじり2自由度
	風迎角	③	高欄H=1.2m+ポリカーボネイトH=0.5m	曲げ1自由度, ねじり1自由度, 曲げ・ねじり2自由度
	風迎角	④	* +フェンスH=0.5m	曲げ1自由度, ねじり1自由度, 曲げ・ねじり2自由度

注) 迎角④は吹上げ, ③は吹下げの場合。

4. 実験結果

1) 応答振幅：表-3に各ケースの実橋換算での最大応答振幅を示す。また、図-2, 3に一樣流、乱流それぞれの場合の代表的な風速と振幅の関係図を示す。図-2はたわみ1自由度、フェアリング①、高欄④、迎角-3°で一樣流の場合、図-3は同ケースの乱流の場合である。なお2自由度におけるねじり振動は、実験風速中では発生しなかったため、鉛直たわみ振動のみについて以下に述べる。

表-3 各ケースの最大実橋応答振幅（単位 cm）

				対数減衰率 $\delta \approx 0.005$	対数減衰率 $\delta \approx 0.02$
たわみ1自由度	一樣流	フェアリング①	高欄①	13.4 (12) (-3°)	6.5 (12) (-3°)
			" ②	11.4 (12) (-3°)	5.4 (12) (-3°)
			" ③	9.1 (15) (-3°)	4.9 (14) (-3°)
			" ④	10.4 (12) (-3°)	4.9 (12) (-3°)
			" なし	9.4 (8) (0°)	1.8 (8) (-3°)
	乱流	" ①	" ①	7.1 (-3°)	おおむね左記に同じ
			" ④	6.6 (0°)	"
			" なし	8.5 (-3°)	"
2自由度	一樣流	" ③	" ①	17.1 (15) (-3°)	5.9 (15) (-3°)
			" ④	16.6 (16) (-3°)	満励振発生なし
		" ②	" ①	31.1 (17) (+3°)	23.2 (18) (+3°)
			" ④	17.9 (19) (0°)	満励振発生なし
			" なし	27.4 (18) (+3°)	"
	乱流	" ③	" ④	11.4 (0°)	おおむね左記に同じ
			" ①*	12.4 (+3°)	おおむね左記に同じ、満励振発生なし
		" ②	" ①*	29.5 (18) (+3°)	

注) ・()内は発生実橋風速(m/sec), ()内は最大値発生迎角。
・乱流は、すべて実橋風速55m/secの場合。
・*印下段は満励振

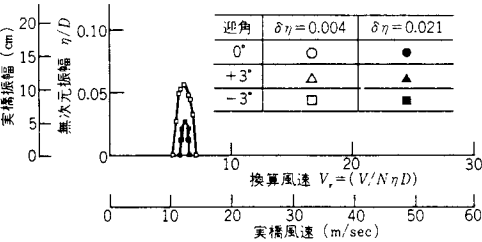


図-2 実験結果 (その1)

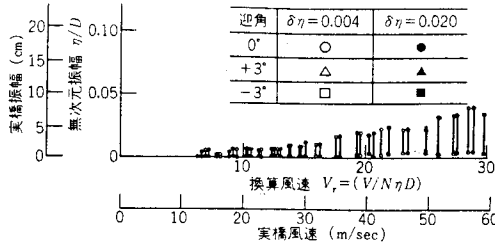


図-3 実験結果 (その2)

2) 考察

a) 高欄形状の差異による応答振幅

一樣流中の過励振の応答振幅は、高欄の低い方が、応答振幅が大きい。また、高欄なしの場合は、高欄有りの場合より、比較的、応答振幅が小さい。乱流中のガスト応答の応答振幅は、高欄の高い方が、応答振幅が大きい。また、高欄なしの場合は、高欄有りの場合より大きな振幅を示し、一樣流の応答振幅と反転した結果となった。

b) フェアリング形状の差異による応答振幅

フェアリングなしの場合は、一樣流中、乱流中いずれに於てもフェアリング有りの場合より大きな応答振幅を示した。なお、フェアリングなしの場合のみ乱流中において過励振が発生した。

($\delta \approx 0.005$ 高欄①の場合)

フェアリング①, ③の場合は、一樣流中、乱流中いずれも（一樣流中では過励振、乱流中ではガスト応答）応答振幅は、フェアリング③場合が、①より大きい結果を得た。

5. まとめ

以上の検討の結果、フェアリングは①案を採用した。なお、高欄の異差による対風安定性状の優劣は、判定しがたいものがあった。しかし、自然風を想定した乱流中において、高欄④とフェアリング①の組合せ（実施工に採用）は、風速55m/sで、実橋換算振幅6.6 cm（ガスト応答）を観測した（図-3）が、問題ないものと判断した。なお、本橋完成後、構造減衰率（対数減衰率）を実橋において観測したところ、 $\delta = 0.021$ の結果を得た。（本実験では $\delta = 0.02$ と仮定）この結果も含めて総合的に耐風安定性を判断すると、本橋耐風断面は、風に対して安定であると判断できる。