

立命館大学大学院 学生員 ○扇本 剛 立命館大学大学院 学生員 長澤哲之介
立命館大学大学院 学生員 奥村 学 立命館大学理工学部 正員 小林 純士

1.まえがき スパンが長いアーチ橋は固有振動数が低くなるため、風による渦励振やガスト応答が設計上問題となる¹⁾。本研究では図1に示すような最大支間長260mのプレースドリブアーチ橋²⁾の耐風性について検討してみる。このプレースドリブアーチ橋を2次元模型でモデル化し、風洞試験を実施し、渦励振応答特性に関して検討する。

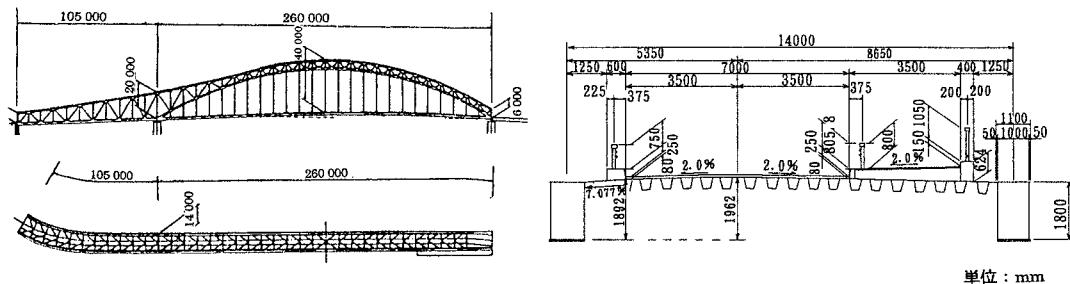


図1 一般図及び横断面図

2.構梁の構造特性 対象とする橋の重量と極慣性モーメントを表1に示す。極慣性モーメントは、アーチリブと桁、それぞれが単独構造として回転運動するときの値である。このアーチ橋の固有振動数は、たわみ1次、2次がそれぞれ約0.74Hz、0.79Hz、ねじれ1次が約1.2Hzと推定されている。

3.実験方法 立命館大学理工学部のゲッチンゲン型風洞を用い、高さ1800×幅1200mmの測定部に模型を設置し、一様流中で応答実験を行った。模型は実橋の主スパン中央部を対象とする縮尺1/50の2次元模型を用いた。模型は図2に示すように、トラス部分と桁部分をピアノ線で結合し、曲げ、ねじれの2自由度でバネ支持した。図2(b)に示した歩道側、車道側のそれぞれから風を作用させた場合について試験した。模型の動特性についての実測結果は表2に示すとおりである。

4.実験結果 迎角を $\alpha=0^\circ, \pm 3^\circ, \pm 5^\circ, \pm 7^\circ$ (頭上げ正)として一様流を作らせた。曲げ応答、ねじれ応答の結果をそれぞれ図3、図4に示す。図の横軸は風洞風速、縦軸は応答の片振幅のR.M.S.値である。図3の曲げ応答の結果を見ると $\alpha=+3^\circ, +5^\circ$ に関しては、歩道側上流を上流とした場合、振動はほとんど見られなかったが、車道側を上流とした場合には、はっきりとした振幅の振動が現れた。 $\alpha=+7^\circ$ のときのみ歩道側上流としたときよりも車道側上流としたときの方が振幅が小さくなっている。負の迎角では、

表1 単位重量、極慣性モーメント
(スパン中央部)

単位重量 (tf/m)	アーチリブ	6.1
	桁	9.2
極慣性モーメント (tf s ² m/m)	アーチリブ	29.8
	桁	45.0

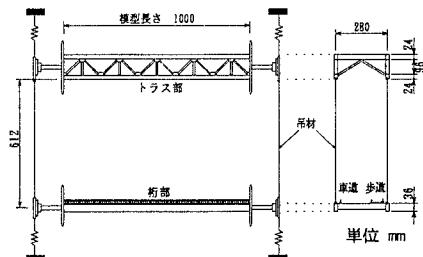
(a) 側面図 (b) 断面図
図2 スパン中央の部分模型

表2 模型諸元

重量(kg/m)	6.106	
極慣性モーメント (kgf s ² m/m)	0.1197	
固有振動数(Hz)	曲げ	5.69
	ねじれ	9.93
構造対数減衰率	曲げ	0.032
	ねじれ	0.031

キーワード：アーチ橋、空力弹性応答、風洞実験、ばね支持模型

滋賀県草津市野路町1916 TEL:0775-66-1111 FAX:0775-61-2667

いずれの場合も約2.2m/s（実橋で約14m/s）あたりから渦励振が発生している。また、正の迎角と同様に車道側を上流としたときの方が振幅が大きくなっている。

図4に示したねじれ応答に関して言うと、正の迎角ではほとんど応答が見られなかつたが、 $\alpha=+7^\circ$ のとき歩道側を上流とした場合にほとんど現れなかつた渦励振が車道側を上流とした場合、約4.2m/sで比較的小さい振幅の渦励振が現れている。負の迎角では比較的大きな振幅の渦励振が現れた。歩道側を上流とした場合と比較して、車道側を上流とした場合では渦励振発現風速は変わらなかつたが、約2倍の振幅が現れた。

実験した風速範囲ではフラッターの発生はなかつた。

5.まとめ ここで取り上げた橋はアーチ構造であるが、スパンが長いので比較的低風速で渦励振が発生した。さらに気流の乱れを再現し、応答実験を行うことで乱れの振幅低減効果についても調べていきたい。

アーチの面外振動の固有振動数は上述のたわみ振動よりも低い振動数となることが推定されている。この振動現象についても検討する予定である。

参考文献

- 吉村健、角和夫、前田潤滋、大江豊：新北九州空港連絡橋の耐風安定性、第14回風工学シンポジウム論文集（1996）、pp.587~592
- 芦原栄治：「常吉連絡橋」「千歳洲」「舞州～夢洲」—大阪市西部地域の主要橋梁—、橋梁 Vol.31 No.7, 1995.7

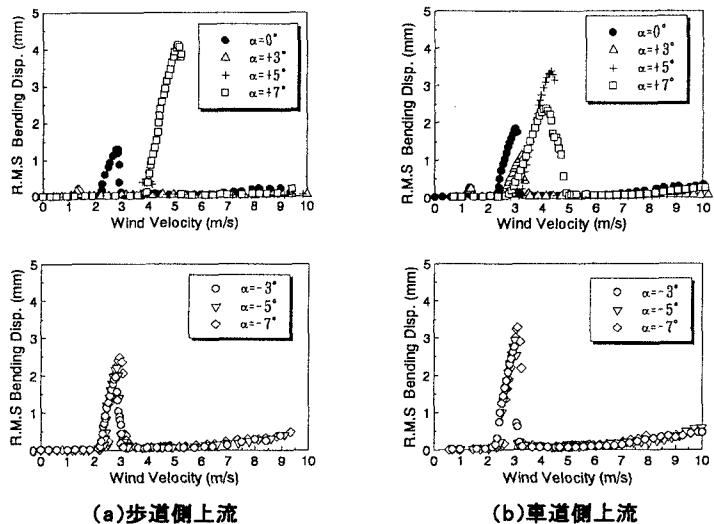


図3 曲げ応答図

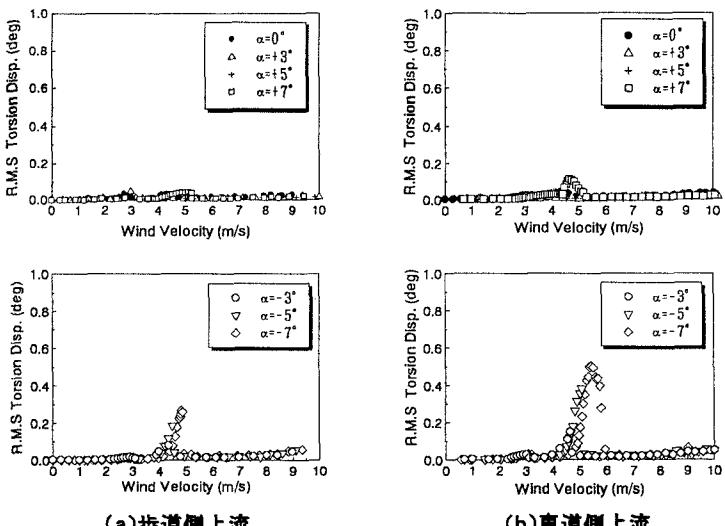


図4 ねじれ応答図