

I-112 自然風による実橋の振動観測例(第2報)

○中央大学 正員 岡内 功 東京大学 正員 伊藤 学
東京大学 正員 小栗英和 首都高速道路公園 正員 矢作 柁
東京大学 学生員 久保喜延 東京大学 学生員 矢野善章

1 はしがき

従来、構造物の耐風性を検討する手段として風洞実験がしばしば利用され、そして成果が挙げられていることは周知の通りである。しかしながら、現在までのところ実物の強風時における挙動に関する資料がごく少ないために、風洞実験結果についての縮尺の影響が必ずしも明らかではない。したがって、風洞実験結果から推定される

実物の耐風性に関する諸数値の精度についても検討の余地が残っており、この問題の解明が構造物の耐風性に関する研究を促進する上においてきわめて重要な課題であると考えられている現状である。

この課題を究明するにあたって、第一に考えられる方策はこれまで不十分であった実物の強風時における状態の観測を追加補充することであつて、その結果が多く集まれば、これらと風洞実験結果と対比することによつて、風洞実験の信頼性を正しくめることが可能になると考えられる。このような事情にもとづいて、筆者らは、昨年、マイプロトラスで補剛された吊橋である金比羅橋について実橋観測を試みたが、その後、図-1に示すような横断面をもつ斜張橋の荒川大橋について、金比羅橋とほぼ同様の実測と行なう機会をえた。もともと、この荒川大橋は充腹構造と主げたとするので設計段階から風による振動の発生が心配され、風洞実験によつて耐風性が検討された上で建設されるに至つたものである。したがって、本橋が強風とうけに際どのような挙動と示すかを実測できれば、単に本橋自体の耐風性が確認されるばかりでなく、風洞実験による予測結果の信頼性、さらにはこの種の斜張橋の耐風設計方法などの問題の解決にも役立つ資料がえられると考えられ、これらの実を目標として本実測が実施されたわけである。以下、測定結果のあらましを報告する。

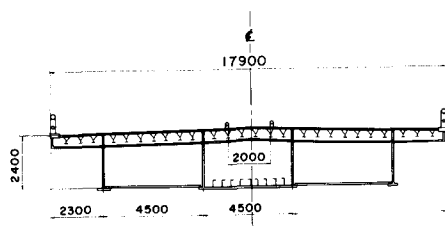
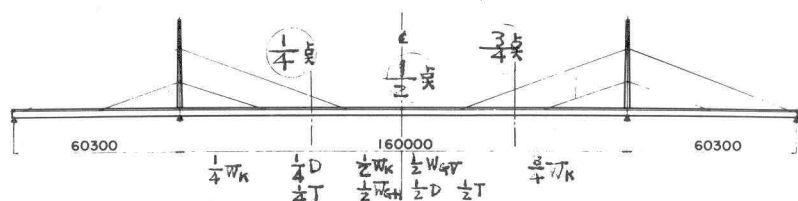


図-1 荒川大橋横断面

2 実測方法

これまでに実際の構造物、特に橋梁の観測例が僅かしか存在していない理由としては、観測そのものが困難であつたことが第一にあげられるのであるが、その他に、橋梁の場合には、それが供用中であると風による現象だけを取り出して測定することが難かしいということも挙げられるであらう。この点、今回の荒川大橋の場合には、完成後供用開始までにかかりの時間的余裕があつたので、この好条件と利用して秋期の台風および冬期の季節風による現象と実測する計画とをたてた。しかし昨年には目星いい台風が襲来せず、結局、有意義な実測の機会をえたのは、昨1970年11月10日(以下第1次測定という)と、今1971年2月10日(以下第2次測定という)の2回にとまつている。

測定量、測定対象としては図-2に示すようなものを選び、これらの諸量を記録機の容量に応じ数回ずつ適宜組合せて、それらの同時測定と行なつた。測定計器は下記のものを主として利用しているが、このうち、



W_k : コーシンベーン
 W_{GH} : ギル(水平)
 W_{GV} : ギル(垂直)
 D : 曲げ加速度計
 T : ねじれ加速度計

ギル風速計は応答速度が早く、また特定方向の風速成分だけを測定する点で、本測定の目的に対しては、コーシンベーンなどより便利と考えられるものである。

風速(風向に沿ったもの)及び風向 : コーシンベーン

風速(橋軸に直角でかつ水平および鉛直方向成分) : ギル風速計

振動加速度 : 低域加速度計

号真-1に測定器の設置状況を示すとともに、図-3に記録の一部を併示する。

3 風速の測定結果

荒川大橋は、荒川と大体東西方向に渡っているが、その橋軸と東西方向として風向と記録した。そこで橋軸に直角で下流側と指す方向が南となっている。これに対して、実測された風向は第1次測定ではおおむね南南西、

第2次測定では北北西であって、橋軸に対しては若干斜めに風が吹いていた。なおギル風速計の記録によれば"多少吹き上げ"の傾向が認められたが、これは構造物の存在によって風向が変化している影響も考えられる。

風速測定は、第1次および第2次測定とも数回繰返して行なっているが、そのうち主な結果を表-1および図-4に示す。すなわち表-1はそれぞれの記録時間中における平均風速、最大風速、変動風速の2乗平均などを示すものであり、一方図-4はパワースペクトルを示すものである。これらの結果から、風が橋軸に対して斜めに吹いているため、橋軸直角方向の風速成分の値が風向に沿った風速の値より若干小さくなっていることが知られる。ただしギル風速計の方がフロベリ型風速計よりも応答速度が早く、したがって風速も大きく出からであることを評価にあたっては留意すべきであろう。



号真-1 測定状況

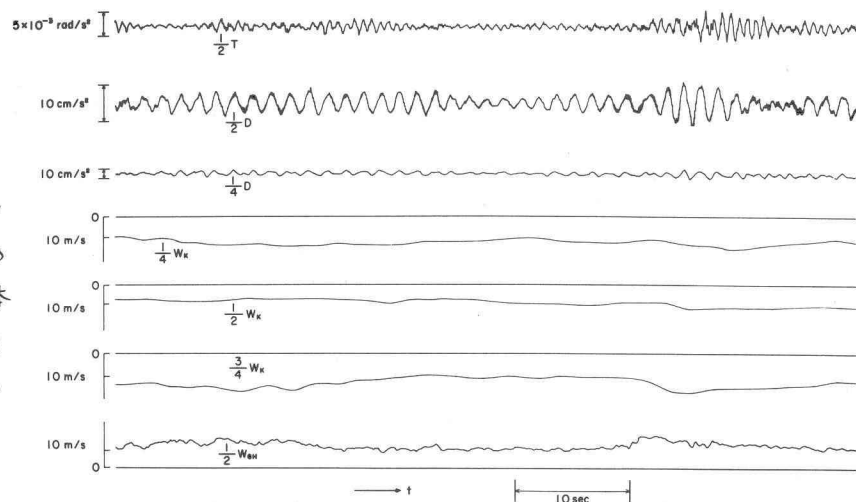


図-3 測定記録の一例

るが、そのうち主な結果を表-1および図-4に示す。すなわち表-1はそれぞれの記録時間中における平均風速、最大風速、変動風速の2乗平均などを示すものであり、一方図-4はパワースペクトルを示すものである。これらの結果から、風が橋軸に対して斜めに吹いているため、橋軸直角方向の風速成分の値が風向に沿った風速の値より若干小さくなっていることが知られる。ただしギル風速計の方がフロベリ型風速計よりも応答速度が早く、したがって風速も大きく出からであることを評価にあたっては留意すべきであろう。

また、架橋地点の周辺が開けた水面であるために、平均風速や、乱れの強さ σ などは橋軸方向に各測定点ともほぼ一樣な大きさで分布している。

表-1 風速の測定結果

測定番号	測定量	記録時間(s)	平均風速 $\bar{v}$ (m/s)	最大風速 v_{max} (m/s)	変動風速 2乗平均 $\sqrt{\overline{v'^2}}$ (m/s)	乱れの強さ $\sigma/\bar{v}$	ガスト ファクター $v_{max}/\bar{v}$	測定番号	測定量	記録時間(s)	平均風速 $\bar{v}$ (m/s)	最大風速 v_{max} (m/s)	変動風速 2乗平均 $\sqrt{\overline{v'^2}}$ (m/s)	乱れの強さ $\sigma/\bar{v}$	ガスト ファクター $v_{max}/\bar{v}$
第1次測定	$\frac{1}{2}W_K$	740	9.13	12.86	1.50	0.136	1.41	第2次測定	$\frac{1}{2}W_{GH}$	600	8.16	14.15	1.55	0.191	1.73
	$\frac{1}{2}W_{GH}$	600	6.43	12.97	1.55	0.241	2.02		$\frac{1}{2}W_{GV}$	600	-2.24 (吹上)	-6.81 (吹上)	0.91	-0.409	3.03
	$\frac{1}{2}W_{GV}$	600	-1.99 (吹上)	-7.07 (吹上)	1.22	-0.616	3.55		$\frac{1}{4}W_K$	1000	12.32	19.09	2.44	0.198	1.55
	$\frac{1}{2}W_K$	1010	11.56	16.28	1.78	0.155	1.40		$\frac{3}{4}W_K$	1000	13.43	19.42	2.05	0.153	1.44
	$\frac{1}{2}W_{GH}$	600	10.16	14.80	1.48	0.146	1.46		$\frac{1}{2}W_{GH}$	600	7.99	16.53	2.48	0.310	2.07
	$\frac{1}{2}W_{GV}$	600	-1.70 (吹上)	-3.93 (吹上)	0.58	-0.343	2.31		$\frac{1}{2}W_{GH}$	600	6.99	14.56	3.95	0.565	2.08
第2次測定	$\frac{1}{2}W_K$	860	9.71	15.11	1.52	0.157	1.56		$\frac{1}{2}W_{GH}$	600	9.00	14.47	2.11	0.235	1.61

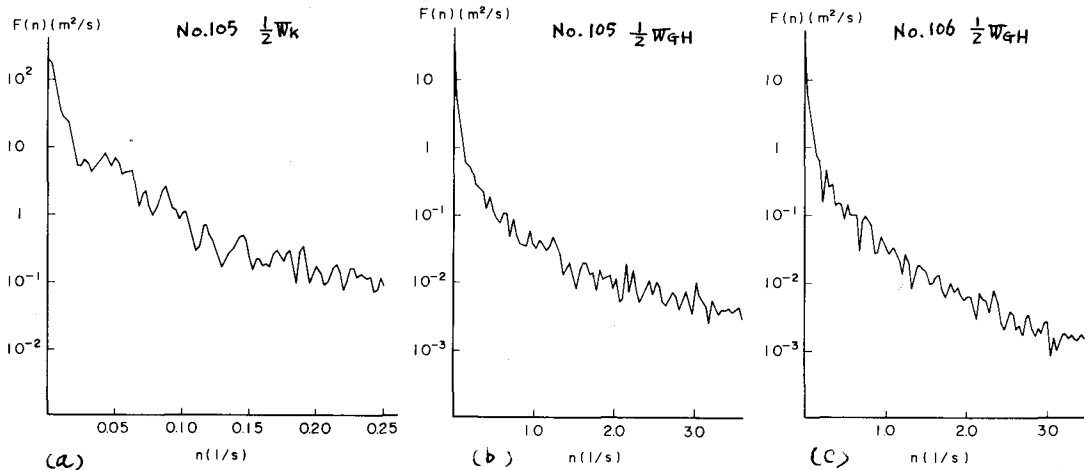
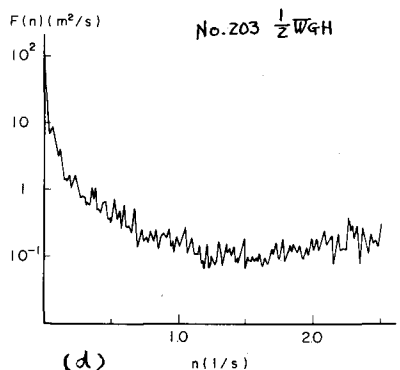


図-4 a~d 風速のパワースペクトル

4 風による振動の加速度の測定結果

風速と同時に、その風による振動を測定しているが、この記録を整理した結果を表-2に示す。さらに、スペクトル解析した結果の一部を図-5に示す。本橋については、この測定とは別に、加振機を使用して固有振動性状の測定が行なわれているが、その測定値を表-2に併記してある。これによつて本実験で観測された卓越振動数が曲げおよびねじれとも対称1次の固有振動数とよく一致していることが知られる。なお第1次測定の場合と、第2次測定の場合で観測された卓越振動数が異なっている

が、これは、第1次測定時には鋼床版上のアスファルト舗装がまだ施工されていなかったのに対して、第2次測定時には工事が完了して、アスファルト舗装分の質量が追加されたためである。



風による振動の振幅を直接測ることはできなかったが、表-2から推定すると、最大でも10mmと越

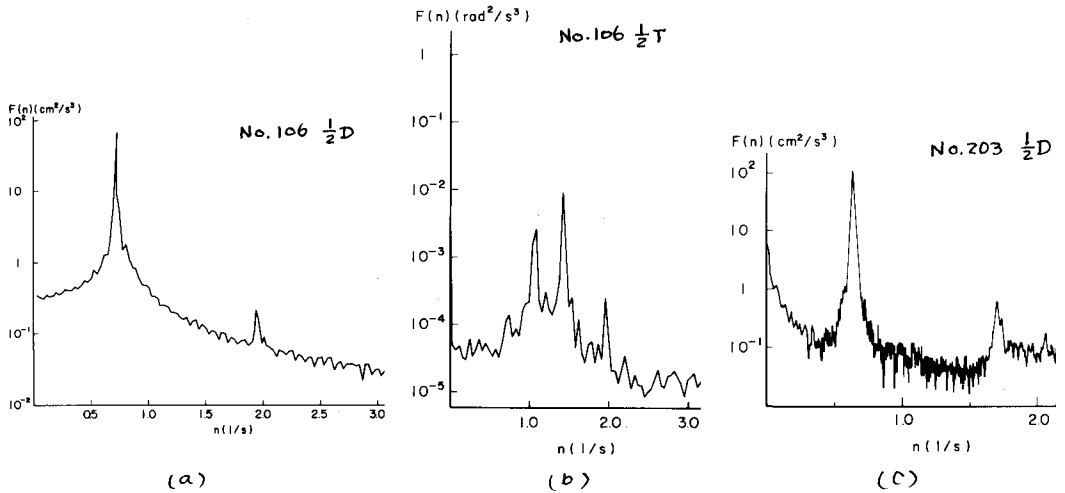


図-5 a-c 振動加速度のスペクトル密度

表-2 振動の測定結果

えない程度におさまっていたと考えられる。

5 おすび

はじめにも述べたように、本橋については風洞実験と実施しているが、全橋模型を用いた実験によると、原設計案すなわち外側にフレート板、中央に箱板を配置した断面では、風琴振動 (Aeolian Osc.) とみなされる振動が迎角 0 度で各振動形に応じて次々と現われ、その

振幅がかなりの大きさ (実橋の場合に換算して最大約 20cm) になることが知られた。そこで、この図-1に示されたように、フレート板と箱板の下フランジ間に鋼板を張り渡して外観上1箱板の形式に設計変更されたのであるが、この断面の場合、迎角 0 度付近では顕著な振動の発生が認められなくなっている。

今回の実験においても、上記の風琴振動の発生する兆候はうかがわれておらず、もし原設計案のまま架設した場合に顕著な振動が起つたかどうかはわからないが、風洞実験結果と実橋観測結果と総合して推定する限り、本橋の場合、断面修正によって耐風安定性が増大したことを認めることができよう。ただし、観測時期に期待していたような強風が吹かず、したがって、設計条件で与えられているような高風速の作用に対する挙動を検討することができなかったが、この点、今回の測定のように一時的設備による実験では測定目的と完全に達することはほとんど無理であるように思われた。したがって、今後研究をさらに進展させるためには、半永久的な設備によって長期にわたり実験と継続することがぜひ必要と思われることを終りに付言しておきたい。