

3次元模型による並列高架橋の対風特性

The aeroelastic responses of a scaled model of parallel viaducts

久保喜延*, 中村康輝**, 加藤九州男***, 山口栄輝****, 木村吉郎****, 吉崎信之*****

Yoshinobu Kubo, Kouki Nakamura, Kusuo Kato, Eiki Yamaguchi, Kichiro Kimura, Nobuyuki Yoshizaki

*工博, 九州工業大学教授, 工学部建設社会工学科 (〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町 1-1)

**九州工業大学大学院工学研究科 大学院博士前期課程 (〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町 1-1)

***九州工業大学助手, 工学部建設社会工学科 (〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町 1-1)

****Ph.D., 九州工業大学助教授, 工学部建設社会工学科 (〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町 1-1)

*****福岡北九州市高速道路公社設計課 課長 (〒812-0055 福岡市東区東浜 2-7-53)

The wind-induced responses of parallel viaducts with curved girders and relatively long spans are experimentally studied by using a full bridge model. The experiment was conducted in smooth and turbulent flows with various horizontal skew angles. In some cases, larger response was observed for parallel configuration rather than single bridge configuration; however in some other cases, opposite tendency was observed. The aerodynamic characteristics of parallel viaducts are very complicated and they require careful consideration.

Key Words: Parallel Viaducts, Vortex Induced Vibration, Galloping, Noise Barrier, Wind Tunnel Experiment

キーワード: 並列高架橋, 渦励振, ギャロッピング, 防音壁, 風洞実験

1. はじめに

自動車交通量の増大に伴う慢性的な交通混雑を解消するために, 都市内高架高速道路の建設が行なわれている。その際, 経済性の重視の観点から橋脚本数をできるだけ少なくするために径間長を長くしたり, 高架橋を2本並列に架設する構造が採用されるケースがある。また交通騒音対策のために, 防音壁の高さは高くなる傾向にあり, 空力的にはよりブラフな断面を持つこととなる。

本研究で対象とした橋梁は, 最長径間長が99mの連続3径間鋼箱桁並列高架橋である。これまでに建設されてきた並列高架橋は, 径間が短かったために風による振動は問題とならないことが多かった。しかし対象とした並列高架橋は, 径間が長いことに加えて, 曲線橋であることなどから, 対風応答を慎重に検討する必要があると考えられた。既往の研究^{1), 2)}において, 長スパンの並列橋では後流側に位置する橋が振動する場合があることが確認されている。これは, 並列橋では空力的な干渉作用により, 単独橋とは異なった複雑な空力振動が生じる可能性があり, 橋梁の安全性・使用性を確保するために対策が必要となる場合があることを示しており, 対象とした都市内高架橋においても同様の現象が生じる可能性がある。そこで本研究では, 3次元弾性模型を用いた風洞実験を行ない, 一樣流中および乱流中での対風応答特性を明らかにした。

比較的長スパンの並列高架橋が建設されるケースは今

後もあると考えられ, そうした場合に行なわれる耐風性検討の資料として有用と考え, ここに報告することとした。

2. 並列高架橋の実験模型

検討対象となった橋梁は, 都市高速道路の一部として建設が予定されている3径間連続立体鋼床版箱桁曲線橋(支間割: 79.35m+99.00m+49.35m, 曲率: $R=200\text{m}$)である。その概略図を図-1に示す。以下, 曲率の内側の橋梁をⅡ測線, 外側の橋梁をⅢ測線と呼ぶこととする。本橋の特徴は, 曲率を持っていると同時に, 橋脚P389からP391にかけてⅡ測線がⅢ測線に比べて徐々に高くなっていることである。どちらの橋梁も2箱桁であるが, 設置位置の低い, Ⅲ測線のすべてのスパンとⅡ測線のp388-p389のスパンについては, 2つの箱桁下面をつなぐ形で化粧板が設置されているため, これらのスパンについては桁の外形は1箱桁と同様となる。実験に使用した模型は, 縮尺率 $1/n=1/100$ の3径間弾性模型2体である。この3次元模型の剛性は, 断面中央に配置した剛性棒により鉛直曲げ剛性と水平曲げ剛性を相似させた。また, 桁部は剛性棒に長さ100mm程度の木製の模型外形材を1mmの間隔をあけて取り付け, 模型外形材の剛性が剛性棒に付加されないように配慮した。支承のモデル化は, 板バネを剛性棒に取り付けることにより行なった。防音壁および壁高欄の取り外しを行なうことによって, 3m, 4.5m, 7.0m 高さの防

表-1 実橋と模型の曲げ剛性

	単位(kgfm^2)	実橋	所要値	模型
II	鉛直曲げ剛性	1.15×10^{10}	1.15	1.12
	水平曲げ剛性	9.93×10^{10}	9.93	7.00
III	鉛直曲げ剛性	1.25×10^{10}	1.25	1.23
	水平曲げ剛性	1.21×10^{11}	12.1	9.32

模型縮尺=1/100

表-2 実橋および模型の固有振動数

	鉛直たわみ振動モード	固有振動数 (Hz)			模型実測値／所要値
		実橋	所要値	模型	
II	1次	0.844	8.440	8.362	0.991
III	1次	0.739	7.390	7.335	0.993

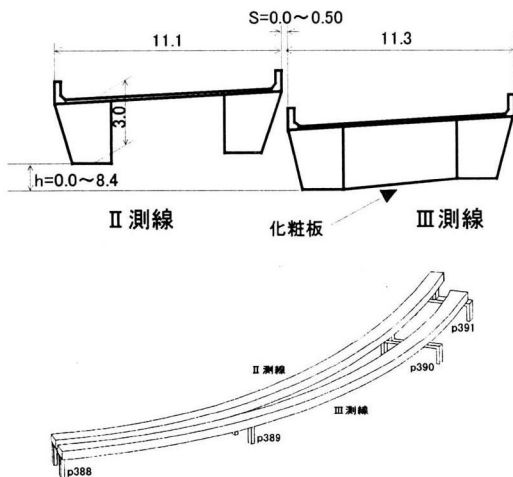


図-1 検討対象とした並列高架橋 (単位: m)

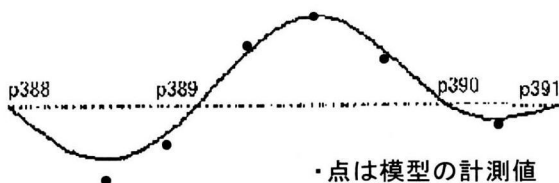


図-2 固有振動モード(鉛直たわみ1次)

音壁、壁高欄(0.7m 高さ)の4種類の形状に変更することができる。鉛直曲げ剛性と水平曲げ剛性について、実橋の値と、模型の振動数が実橋の10倍となるように決めた場合に相似則により得られる模型の所要値、ならびに模型の設計値をそれぞれ表-1に示す。表-2には、設計風速以下の風速域で問題になる鉛直たわみ1次の固有振動モードの振動数について、実橋の解析値、模型の所要値と模型での実測値を示す。所要値に対する実測値の比を見ると、両測線とも1%程度以下の誤差で模型が製作されていることがわかる。図-2には鉛直たわみ1次の固有振動解析による振動モード形を模型の実測値とともに示す。ねじれ振動

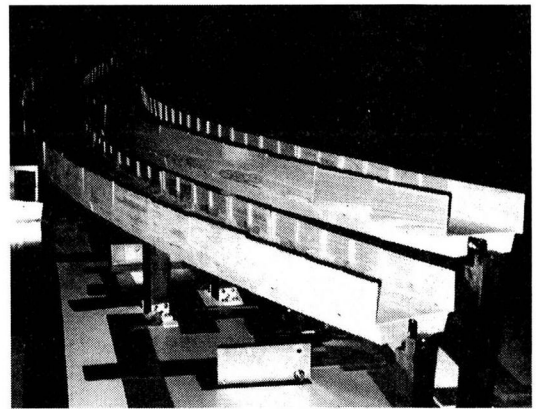


写真-1 4.5m高防音壁付き並列高架実験用模型

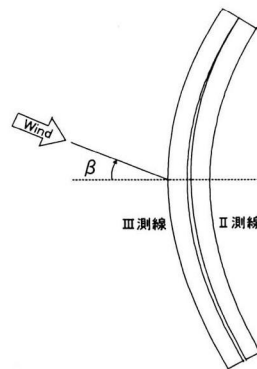


図-3 風向角 β の定義(平面図)

に関しては、箱型断面のため振動数が高く模型化の対象としなかった。写真-1は橋脚 P391 側から見た高さ 4.5m の防音壁付きの実験用模型の設置状況である。

3. 風洞実験方法

まず模型の動的特性を検討するために、無風状態で実験模型を小型加振器で加振し、各径間の1/4点および中央点に設けられたレーザー変位計を用いて振動振幅および振動モードを測定した。送風時の応答の測定も同様に行なった。構造減衰は、II、III測線の鉛直1次振動に対してそれぞれ対数減衰率 $\delta=0.024, 0.011$ であった。

風洞実験は、測定断面寸法が $2.5 \times 1.8 \times 20\text{m}$ の九州工業大学工学部建設社会工学科所属の境界層型風洞で行なった。測定風速範囲は、 $0.6\text{m/s} \sim 7.0\text{m/s}$ である。並列橋の状態だけではなく、片方の測線を取り外して単独橋の状態としても応答を測定したが、3.0m 高防音壁を設置した場合では、単独橋の検討は行なわなかった。

気流は、一様流と、乱れ強度が6%、10%、14%、18%の4種類の格子乱流を用いた。乱れのスケール Lux は、それぞれ、45, 55, 32, 21cmである。乱流格子を用いているために、乱れのスケールは小さめとなっている。風向角は、図-3に示すように、平面に投影した曲線橋の形状が風洞軸に対して対称となる方向を基準として、曲率の外側

に位置するⅢ測線側から風が作用する場合を風向角 $\beta = 0^\circ$ とし、時計回りに定義すると、一部のケースについては種々の風向について実験したが、大半のケースでは、風向角 $\beta = 0^\circ, 20^\circ$ と曲率の内側に位置するⅡ測線側から風が作用する風向角 $\beta = 180^\circ$ の3種類について実験した。 $\beta = 20^\circ$ の場合は、後述するようにこの風向角付近で応答振幅が最も大きくなることから、実験ケースとして選んだ。

4. 風洞実験結果

4.5m 高さの防音壁を設置したケースと 7.0m 高さのものを設置したケースでは、応答はあまり異ならなかったため、7.0m 高さの結果については示さないこととする。以下、風洞実験を行なった順番に従い、まず、壁高欄付きのケースの結果を示し、次に 4.5m 高さの防音壁付きの場合を示す。続いて 4.5m 高防音壁付きの場合について検討した空力的制振対策について述べ、最後に、防音壁付きとしては空力特性がそれほど悪くないことが期待された、3.0m 高さの防音壁付きで、特に防音性が要求されるⅡ測線の円弧の内側のみに 4.5m 高防音壁を付けた場合の風洞実験結果を示す。風洞実験は一樣流中と乱流中で行なわれたが、乱流中の結果は乱れ強度が6%のものについて示す。

図-4~10, 12, 14~17 は、横軸に換算風速 ($V_r = V/fD$)、縦軸に無次元倍振幅 ($2A/D$) をとり、風速に対するⅡ測線およびⅢ測線の中央径間中央の応答振幅 (振幅は応答において支配的だった鉛直たわみ 1 次モードに対応する rms 値) を示したものである。但し、 V : 風速、 f : 鉛直たわみ固有 1 次振動数(Hz)、 D : 防音壁を含まない桁高 (実橋 3m、模型 0.03m)、 A : 振動応答片振幅 (m) である。

1) 壁高欄付きの場合の単独橋と並列橋の応答

図-4 は一樣流中で、 $\beta = 0^\circ$ における単独橋の応答である。Ⅱ測線で換算風速 $V_r = 5$ 付近から渦励振が発生し、その振幅は換算風速 $V_r = 7$ で無次元倍振幅 $2A/D = 0.48$ 程度と大きなものとなっている。Ⅲ測線においても、 $V_r = 5$ 付近から渦励振が発生し、振幅が換算風速 $V_r = 6$ で無次元倍振幅 $2A/D = 0.14$ 程度となっている。Ⅱ測線とⅢ測線で応答の大きさが異なるのは、前述の桁下の化粧板がⅡ測線では p388-p389 のスパンしか存在しないのに対して、Ⅲ測線においてはすべてのスパンの桁下において化粧板が設置されて平らになっていることが一つの原因となっていると考えられる。

次に、図-5 の風向角 $\beta = 0^\circ$ における並列橋の場合では、Ⅱ測線で換算風速 $V_r = 5$ 付近から渦励振が発生し、その振幅は、換算風速 $V_r = 7$ で無次元倍振幅 $2A/D = 0.21$ 程度と大きなものとなっている。Ⅲ測線においても、 $V_r = 4$ 付近から渦励振が発生し、振幅が換算風速 $V_r = 5$ で無次元倍振幅 $2A/D = 0.04$ 程度となっている。単独橋の場合よりも並列橋の方が応答振幅が小さくなっている。

また風向角 $\beta = 180^\circ$ においても、換算風速 $V_r = 5$ 付近で渦励振が発生し、単独橋よりも並列橋の方が応答振幅が

小さくなり、風向角 $\beta = 0^\circ$ と同様の結果となった。

2) 4.5m 高防音壁付きの場合の単独橋と並列橋の応答

図-6 は一樣流中で、 $\beta = 0^\circ$ における単独橋の応答である。Ⅱ測線、Ⅲ測線どちらについても $V_r = 10$ 付近で渦励振が発生している。無次元倍振幅 $2A/D$ はそれぞれ 0.14, 0.06 程度となっている。

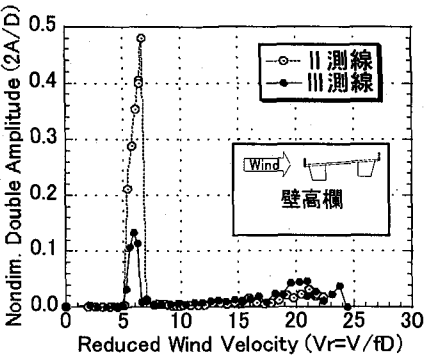


図-4 単独橋の対風応答 (壁高欄, 風向角 $\beta = 0^\circ$, 一樣流)

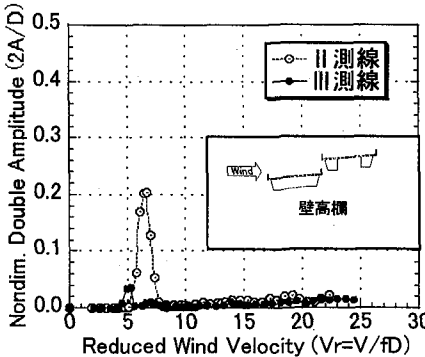


図-5 並列橋の対風応答 (壁高欄, 風向角 $\beta = 0^\circ$, 一樣流)

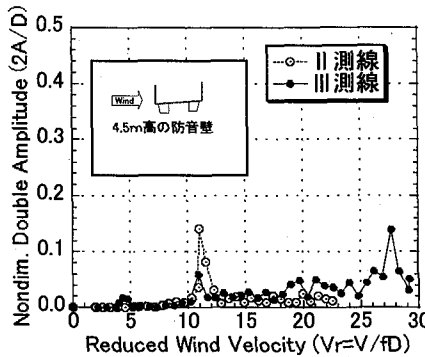


図-6 単独橋の対風応答 (4.5m 防音壁, $\beta = 0^\circ$, 一樣流)

図-7は、 $\beta=0^\circ$ における並列橋の場合の応答である。下流側に位置するⅡ測線は換算風速 $V_r=9$ 付近から渦励振が発生し、その振幅は、換算風速 $V_r=11$ で無次元倍振幅 $2A/D=0.42$ 程度と大きなものとなっている。すなわち、壁高欄付きの場合とは異なり、単独橋よりも並列橋の方が応答振幅が大きくなっている。一方Ⅲ測線には顕著な応答は生じていない。

次に図-8に示す $\beta=180^\circ$ における単独橋の応答では、換算風速 $V_r=17$ 付近の高風速域でⅡ測線にギャロッピングが発生し、また換算風速 $V_r=5$ 付近において振幅の小さな渦励振が発生している。Ⅲ測線においては顕著な応答は見られないが、こうしたⅡ測線とⅢ測線の応答特性の違いは、前述の化粧板の設置スパンの違いに加えて、防音壁の形状の違いも原因となっていると考えられる。すなわち、Ⅱ測線の防音壁は一様に4.5m高さであるのに対し、Ⅲ測線のⅡ測線側の防音壁は、Ⅱ測線との高さが異なる部分においてのみ、その高さのギャップをふさぐような形で設置されている(写真-1)。つまり、Ⅲ測線の防音壁のうちの片方は場所によって高さが異なっており、こうした形状の違いが応答特性に影響したものと考えられる。

さて一方図-9に示す $\beta=180^\circ$ における並列橋の応答では、単独橋で発生していたⅡ測線のギャロッピングや渦励振は発生していない。これは、Ⅱ測線の下流側にⅢ測線が存在するために、流れ場が変化したためであると考えられる。すなわち、風向角 $\beta=180^\circ$ では、単独橋よりも並列橋の方が振動を誘起されにくい。つまり、4.5m高防音壁付きの場合は、風向角 β が 0° と 180° のケースによって、並列橋となることによる影響は全く異なっている。

図-10に示す風向角 $\beta=20^\circ$ における並列橋の場合では、下流側に位置するⅡ測線は換算風速 $V_r=9$ 付近から渦励振が発生し、その振幅は換算風速 $V_r=11$ で無次元倍振幅 $2A/D=0.50$ 以上の極めて大きなものとなった。これは、曲率を有する橋梁に対して風が直角に当たる部分が異なっていることにより生じる違いである可能性がある。つまり、 $\beta=0^\circ$ では中央支間、 $\beta=20^\circ$ では橋脚P388~P389区間において風が直角に作用する。中央支間ではⅡ測線とⅢ測線に高低差があるが、P388~P389区間ではⅡ測線とⅢ測線の高さがほぼ等しくなっており、この部分に風が直角に作用する $\beta=20^\circ$ のケースにおいて、並列橋の干渉効果がより大きくなって応答が大きくなっている可能性がある。

3) 空力的制振対策についての検討

4.5m高防音壁付きで風向角 $\beta=20^\circ$ の場合に発生する渦励振は、設計風速以下で発生しているため、空力的制振対策を検討した。数多くの対策について試行錯誤を繰り返しながら空力振動を抑制し得るものを検討したところ、図-11に示すようなⅢ測線の桁下部のⅡ測線側に鉛直に3mの板を垂直に取りつける対策により、振動を抑制することがわかった。対策を施した場合の応答を図-12に示す。桁下に板を設置することにより振動が抑制されたことから、4.5m高防音壁付きの場合に発生する渦励振は桁

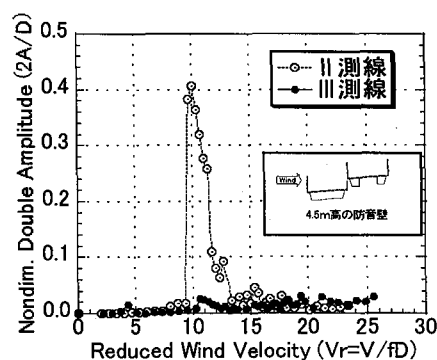


図-7 並列橋の対風応答 (4.5m, 風向角 $\beta=0^\circ$, 一様流)

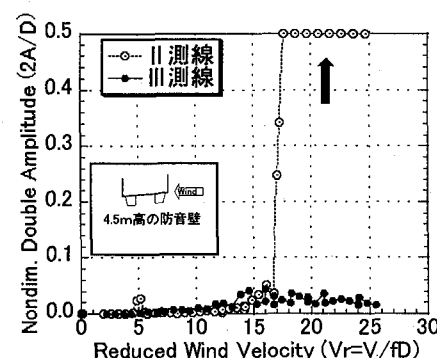


図-8 単独橋の対風応答 (4.5m 防音壁, $\beta=180^\circ$, 一様流)

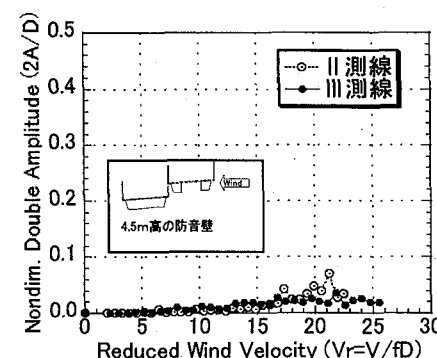


図-9 並列橋の対風応答 (4.5m 防音壁, $\beta=180^\circ$, 一様流)

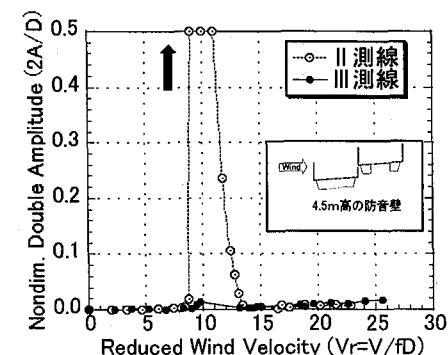


図-10 並列橋の対風応答 (4.5m 防音壁, $\beta=20^\circ$, 一様流)

下の流況状況に強く影響を受けていることが推察される。

板を設置することにより渦励振を抑制することができたが、桁下空間での建築限界および景観上の問題から、この空力的制振対策を採用することはできなかった。壁高欄と4.5m高防音壁付きの結果を比較すると、壁高欄付きの場合の方が渦励振の振幅が小さかったことから、防音壁の高さを以下のように低くした。すなわち防音性能を特に高くする必要のあるⅡ測線の円弧の内側にあたる片側のみ4.5m高防音壁を設置することとし、Ⅱ測線の残りの片側と、Ⅲ測線の両側（ただしⅡ測線側については4.5m高と同様場所によって高さが異なる）については3.0m高防音壁付きとした状態での検討を以下に行なった。

4) 3.0m高（一部4.5m高）防音壁付きの場合における一様流、乱流中での応答の比較

図-13に、一様流中において発生した渦励振について、風向角の違いによる応答振幅の変化を示す。これによると、下流側に位置するⅡ測線は、風向角 $\beta=20^\circ$ の時に換算風速 $V_r=8.1$ で無次元倍振幅 $2A/D=0.32$ 程度の大きな振動となっている。また、風向角 β が $0^\circ \sim 40^\circ$ 以外では顕著な振動は生じなかった。以下、応答が大きくなる $\beta=20^\circ$ と、風向が反対となる $\beta=180^\circ$ を代表的な風向として測定した結果を示す。

図-14に、一様流中における風向角 $\beta=20^\circ$ の場合の応答を示す。これによると、下流側に位置するⅡ測線は換算風速 $V_r=7$ 付近から渦励振が発生し、 $V_r=8$ 付近で無次元倍振幅 $2A/D=0.31$ 程度となる。Ⅲ測線は $V_r=4$ から渦励振が発生するが、振幅は $V_r=5$ 付近で $2A/D=0.07$ 程度と小さい。

図-15は、一様流中の風向角 $\beta=180^\circ$ の場合の応答である。Ⅱ測線は換算風速 $V_r=13$ 付近から徐々に桁が振動を始め、換算風速 $V_r=18$ からギャロッピングが発生している。これは、Ⅱ測線の上流側に設置されている防音壁が4.5mの高さであり、下流側が3.0mの高さとなっていることが要因ではないかと考えられる。つまり、断面形状がギャロッピングの発生しやすい台形に近いものとなっているためだと考えられる。また、Ⅲ測線では換算風速 $V_r=12$ 付近から徐々に振動が大きくなり、その振幅は、換算風速 $V_r=19$ 付近で無次元倍振幅 $2A/D=0.18$ 程度となり、それ以上の風速では振幅が小さくなっている。この場合（ $\beta=180^\circ$ ）はⅢ測線はⅡ測線の後流に位置し、Ⅱ測線の振動により空気力に変動が生じて、バフェティング的な振動

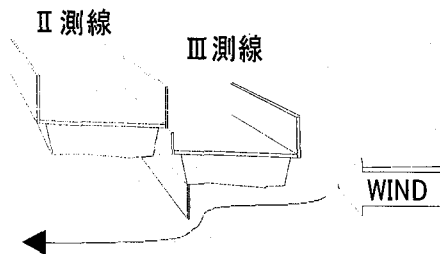


図-11 空力的制振対策の検討

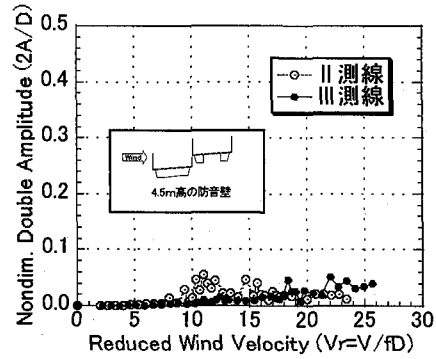


図-12 並列橋の対風応答（4.5m防音壁、 $\beta=20^\circ$ 、板を設置）

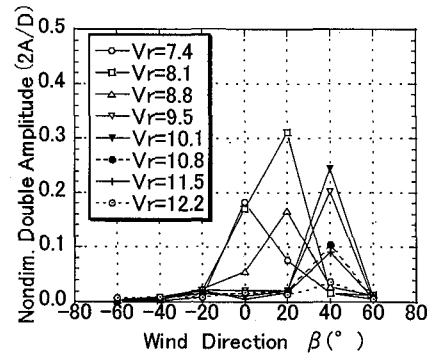


図-13 風向角 β の変化による渦励振域のⅡ測線の応答（3.0m防音壁）

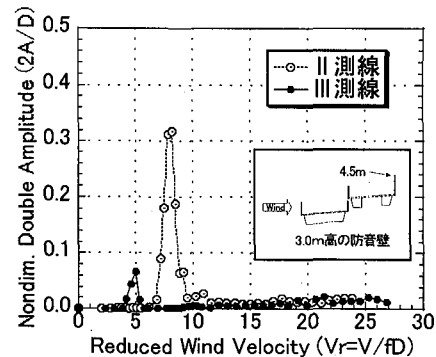


図-14 並列橋の対風応答（3.0m防音壁、 $\beta=20^\circ$ 、一様流）

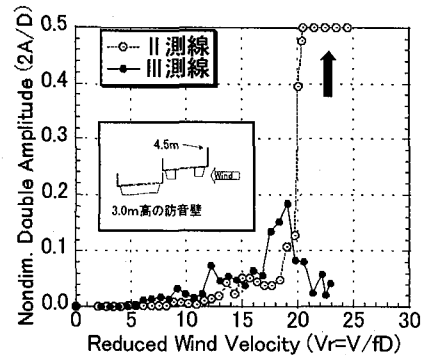


図-15 並列橋の対風応答（3.0m防音壁、 $\beta=180^\circ$ 、一様流）

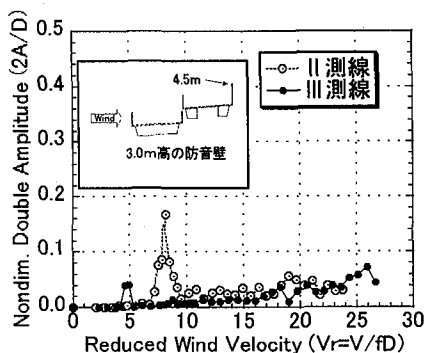


図-16 並列橋の対風応答 (3.0m 防音壁, $\beta=20^\circ$, 乱流)

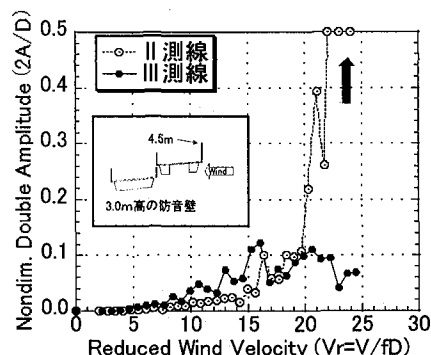


図-17 並列橋の対風応答 (3.0m 防音壁, $\beta=180^\circ$, 乱流)

が生じたのではないかと考えられる。また、III測線の振幅が換算風速 $V_r=19$ より上の風速で小さくなっているのは、上流側にあるII測線にギャロッピングが発生することにより、空気力の変動特性が変化したためであると考えられる。

次に、乱流中で風向角 $\beta=20^\circ$ における応答を図-16に示す。II測線は一樣流中と同様に換算風速 $V_r=7$ 付近から渦励振が発生し、 $V_r=8$ で振幅が最大になる。ただし、その振幅は無次元倍振幅で $2A/D=0.17$ 程度であり、一樣流中の応答よりかなり小さくなっている。III測線についても、一樣流中と同様に換算風速 $V_r=4$ 付近から渦励振が発生し、 $V_r=5$ で最大になるが、その振幅は無次元倍振幅で $2A/D=0.04$ 程度であり、一樣流中の応答よりかなり小さくなっている。

最後に、乱流中で風向角 $\beta=180^\circ$ における応答を図-

17に示す。II測線は換算風速 $V_r=15$ 付近から徐々に振動を始め、 $V_r=20$ からギャロッピングが発生している。ただし、一樣流中と比較すると同じ換算風速では振幅はやや小さい傾向がある。III測線は換算風速 $V_r=15$ 付近から無次元倍振幅 $2A/D=0.12$ 程度の振動が生じているが、これも一樣流中での $\beta=180^\circ$ の場合と同様に、II測線の振動の影響によるパフエーティング的な振動であると考えられる。

5. おわりに

本研究では曲線並列高架橋の対風特性を検討した結果、以下のことがわかった。

- 1) 単独橋で発生する渦励振やギャロッピングが、並列橋では発生しにくいケースがあることがわかった。また反対に、単独橋で発生しにくい渦励振が、並列橋では発生しやすいケースもあることがわかった。こうした特性は、桁形状や風向によって変わり、複雑である。
- 2) 並列橋において発生した渦励振に対して空力的制振対策を検討したところ、桁下の流況状況を変化させることにより、抑制できるケースがあることがわかった。

今後も並列橋の架設は行なわれるものと考えられるが、本研究でも明らかとなったように、並列橋においては空力干渉によって複雑な対風応答が生じるため、その発生機構についてさらに検討するなどして、空力的対策等の適用の可能性について研究を進めていく必要がある。なお、TMDの適用については別途研究を行っており³⁾、本研究で対象とした並列橋の3.0m高(一部4.5m高)防音壁付きの場合については、実用上有効と考えられる程度の効果があることがわかっていてる。

参考文献

- 1) 谷口貴成, 木村一也, 貴志友基, 尾関一成, 植田利夫, 南條正洋: 並列箱桁橋の対風応答特性, 風工学シンポジウム, pp.575~580, 1996.
- 2) A. Honda, N. Shiraishi, S. Motoyama, Aerodynamic Stability of Kansai International Airport Access Bridge, Journal of Wind Engineering, No.37, pp.521~528, 1988.
- 3) 久保喜延, 村松俊之, 中村康輝, 加藤九州男, 山口栄輝: 長大並列高架橋の空力弾性振動とTMDによる振動制御, 応用力学論文集, No.3, 2000.

(2000年9月14日受付)