

遮音壁付き並列高架橋の対風応答メカニズムと空力的制振対策の検討

A study on the mechanism and aerodynamic suppression device of wind-induced vibration of parallel viaducts with noise barrier

島 賢治*, 中村康輝**, 久保喜延***, 木村吉郎****, 山口栄輝****, 加藤九州男****, 古賀淳典*****

Kenji Shima, Kouki Nakamura, Yoshinobu Kubo, Kichiro Kimura, Eiki Yamaguchi, Kusuo Kato, Atsunori Koga

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

**宮崎県(〒880-8501 宮崎市橋通東 2-10-1 研究当時 九州工業大学大学院生)

***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)

****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)

*****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)

*****福岡北九州高速道路公社 建設部技術管理課(〒812-0055 福岡市東区東浜 2-7-53)

First, the wind-induced response characteristics of 3-span continuous parallel viaducts were studied by wind tunnel experiment using a full bridge model. Then the occurrence mechanism of the vibration was examined by using structurally simplified single-span model. By adding masses, model responses with different vibration mode shapes were measured and their effects were studied. Based on the unsteady pressure measurement on the upper deck of the models during the vibration and the flow visualization, possible cause of the vibration was discussed. Also aerodynamic device to suppress the vibration was sought by testing with various appendage shapes on single-span model and a fairing plate that was attached on the top of the noise barrier of the windward side was found to be effective to suppress the vortex-induced vibration to some extent.

Key Words: Parallel Viaducts, Vortex-induced vibration, natural mode of vibration, Fairing Plate

キーワード: 並列高架橋, 渦励振, 固有振動モード, フェアリングプレート

1. はじめに

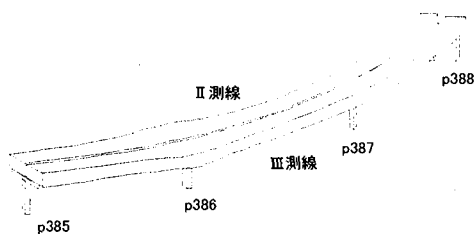
自動車交通量の増加に伴う慢性的な交通渋滞を解消するために, 各地で都市内高架高速道路の建設が行われている。その際, 橋脚本数をできるだけ少なくして径間長を長くする構造や, 高架橋を2本並列に架設する構造が採用される場合があり, 長大並列高架橋が架設されることとなる。長スパンの並列橋では, 並列構造としての空力的干渉作用により単独橋とは異なる複雑な対風挙動が発生し, 風に対して下流側に位置する橋梁に振幅の大きい空力振動が発生したり, 上流側の橋梁も影響を受ける場合があることが分かっている^{1)~4)}。

本論文で検討対象とした橋梁は, 最長径間長 113m の3径間連続鋼箱桁並列高架橋である。対象とした橋梁は長スパンの並列橋梁であることに加えて, 遮音壁の設置でブラフな桁断面となることから, 上述したような空力現象が発生する可能性が懸念され, 対象橋梁の対風応答について慎重に検討する必要があると考えた。そこで本論文では, 3径間弾性全橋模型を用いて風洞実験を行い, 対象とする並列高架橋の対風応答特性を明らかにした。

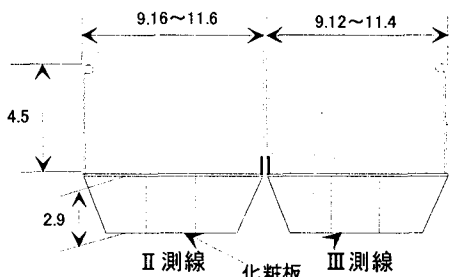
長いスパンの並列橋において空力振動が問題となる場合には, 安全性・使用性等を確保するために対策が検討される。制振対策として構造的制振対策と空力的制振対策とがあるが, 構造的制振対策であるTMDによる並列橋の空力振動の制振は報告されているものの⁵⁾, 振動を励起させる空気を抑制する空力的制振対策においては, 並列橋の空力振動発生メカニズムが明確に把握されていないこともあり, 適用範囲の広い制振方法はまだ確立されていない。

そこで本研究では, 桁断面は全橋模型と同じとするが, 構造系を単純化した単径間弾性模型を用いて風洞実験を行い, 並列高架橋に発生する空力振動のメカニズムを明らかにし, それに対する有効な空力的制振対策を見出すことをもう1つの目的とした。またその際, 並列高架橋の固有振動モードが対風応答特性に与える影響についても着目して検討した。

長スパン並列高架橋の建設が検討されることは今後もあると考えられ, その際の耐風性検討の資料として本研究は有用な情報を与えるものと考えられる。



(a) 検討対象橋梁の全体概略図



(b) 検討対象橋梁の断面概略図

図 - 1 検討対象とした並列高架橋(単位 : m)

2. 風洞実験手法

2.1 使用した弾性模型および各実験の位置付け

検討対象とした橋梁は、都市高速道路の一部として建設が予定されている連続 3 径間鋼箱桁並列高架橋(支間割 : 90.45m+113.00m+88.30m, II 測線)である。その概略図を図 - 1 に示す。一つの側径間(橋脚 P387~P388)のみ曲率($R=202.9\text{m}$)を有しており、その他の径間では直線橋となっている。以下、曲率内側の橋梁を II 測線、外側の橋梁を III 測線と呼ぶことにする。2 橋とも桁断面端部に 4.5m 高の遮音壁が設置されており、また橋脚 P386 付近において桁幅が拡幅している。2 橋それぞれは、構造的には 2 箱桁であるが、全スパンにわたり 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、空力的には桁の外形は 1 箱桁と同様になる。

風洞実験に使用した並列橋模型は、縮尺率 $1/n=1/144$ の 3 径間弾性模型および単径間弾性模型である。それぞれの橋梁断面中央部に剛性棒を配置し、鉛直曲げ剛性を相似させた。模型外形材はスパン方向に分割し、それぞれ 1mm の間隔を設けて剛性棒に固定し、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。支承部は板ばねを剛性棒に取付けることによりモデル化した。

本研究では、まず 3 径間弾性模型を用いて検討対象の並列高架橋の対風応答特性を検討した。また、並列高架橋の空力振動メカニズムを把握し、制振対策を検討するためには、曲率や桁幅の拡幅など並列橋の対風応答特性に複雑な影響を及ぼす要因は除いたほうがより望ましいと考えたため、両端を単純支持した直線状の剛性棒に模型外形材を設置した単径間弾性模型を用いることとした。単径間弾性模型には、3 径間弾性模型の直線部分の模型外形材を用いている。

3 径間弾性模型の鉛直および水平曲げ剛性の諸元について、実橋の解析値と相似則により求めた模型の所要値、模

表 - 1 3 径間模型の曲げ剛性

	単位(Nm)	実橋	所要値	模型
II 測線	鉛直曲げ剛性	1.44×10^{11}	2.326	2.056
	水平曲げ剛性	7.94×10^{11}	12.8	38.6
III 測線	鉛直曲げ剛性	1.23×10^{11}	1.987	2.056
	水平曲げ剛性	1.19×10^{12}	19.2	38.6

表 - 2 3 径間模型の振動特性(解析値)

	鉛直たわみ振動モード	固有振動数(Hz)			模型/所要値
		実橋	所要値	模型(解析値)	
II 測線	1 次	0.5981	7.177	7.340	1.023
III 測線	1 次	0.5804	6.965	7.036	1.010

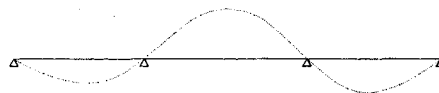


図 - 2 3 径間模型の固有振動モード(たわみ 1 次解析値)

表 - 3 単径間模型の振動諸元(強制加振測定値)

Case1	1次	7.4Hz
	2次	8.0Hz
Case2	1次	7.6Hz
	2次	8.1Hz
Case3	1次	7.3Hz
	2次	8.0Hz

表 - 4 単径間模型固有振動モード形(強制加振測定値)

	Case1	Case2	Case3
1 次モード			
振幅比	1.0	1.5	0.8
2 次モード			
振幅比	1.0	0.4	1.6

注) 振幅比=上流側(実線)の振幅/下流側(波線)の振幅

型の実現値をそれぞれ表 - 1 に示す。また、後述の全橋模型実験の結果、設計風速以下の風速域で問題となることが確認された鉛直たわみ 1 次振動数について、実橋の解析値、模型の所要値および解析値を表 - 2 に示す。図 - 2 に固有振動解析で得た鉛直たわみ 1 次の固有振動モードを示す。構造減衰率の測定値は、II 測線および III 測線の鉛直たわみ 1 次振動についてそれぞれ対数減衰率 $\delta_s=0.028, 0.033$ であった。

今回対象とした並列橋は、同じ橋脚上に 2 橋が設置されているため、両者の振動は構造的に連成するが、その連成状態を実験模型において再現することは容易ではないと

考えられる。連成状態が模型において再現されない場合に、応答がどのような影響を受けるかを明らかにするために、比較的単純な単径間弾性模型を用いて、並列橋の対風応答特性に固有振動モード形が及ぼす影響を検討することとした。単径間弾性模型の2つの橋梁は、同一フレームに板ばねを介して設置されるため、振動が連成する。これを利用して、並列橋全体系としての固有振動モード形が異なる3ケースについて応答実験を行った。3ケースの振動諸元を表-3、模型の固有振動モード形を表-4に示す。振動モード形の調整は、模型外形材の内部に鉛を設置させて模型質量を変化させることで行った。Case2は鉛を付加しない基本ケース、Case1はⅢ測線に鉛を付加して質量を6%大きくしたもの、Case3はⅡ測線に鉛を付加して質量を12%大きくしたものである。模型質量の変化により固有振動数も若干変化するが、風速 V (m/s)を換算風速 $V_r (=V/fD)$ にすることでその差の影響はある程度は除かれると考えている。なお、別途行った解析的検討により、片方の模型を支持する板ばねの厚さを2割程度変化させるだけで並列橋模型の全体系の固有振動モード形が大きく変化することがわかっており、表-4に示した程度のモード形の変化は支持条件の違いなどによって生じ得ると考えられる。

表-3および表-4に示した単径間弾性模型の振動特性の測定は、模型2体それぞれに加振器を取り付け、2橋を同相または逆相状態に加振することにより1次モード(同相)および2次モード(逆相)の固有振動数および固有モードおよび構造減衰率を求めた。Case2の構造減衰率は、同相モードでは対数減衰率 $\delta_s=0.026$ (Ⅱ測線)、 0.033 (Ⅲ測線)程度であり、逆相モードでは $\delta_s=0.022$ (Ⅱ測線)、 0.023 (Ⅲ測線)程度であった。

2.2 3径間弾性模型を用いた風洞実験

実験は、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(測定断面:1800mm×2500mm)を使用した。測定風速範囲は $0.6\text{m/s} \sim 5.0\text{m/s}$ である。模型の振動振幅および振動モードを各径間の1/2点に設置したレーザー変位計により測定し、模型の無風時における振動特性および送風時の応答特性を検討する。なお、並列橋だけでなく単独橋状態についても対風応答を測定した。

気流は、一様流と乱れ強度 I_u が6%, 8%, 10%, 14%の4種類の格子乱流を用いた。風向 β は、図-3のように定義し、Ⅲ測線が風に対して上流に位置し、風が直線桁部分に直角となるように作用する場合を風向角 $\beta=0^\circ$ とする。

2.3 単径間弾性模型を用いた風洞実験

(1) 応答実験 風洞は九州工業大学工学部建設社会工学科所属の回流式空力弾性試験用風洞(測定断面:1070mm×1070mm)を使用した。模型の振動応答振幅の測定は、レーザー変位計をⅡ、Ⅲ測線の支間中央および1/4点に設置して行った(図-4)。測定風速範囲は $0.6\text{m/s} \sim 6.0\text{m/s}$ である。2.2の風洞実験で風向角 $\beta=0^\circ$ で発生した渦励振を制振対象とした空力の制振対策を検討するため、風向は風に対して上流側にⅢ測線、下流側にⅡ測線を配置した。

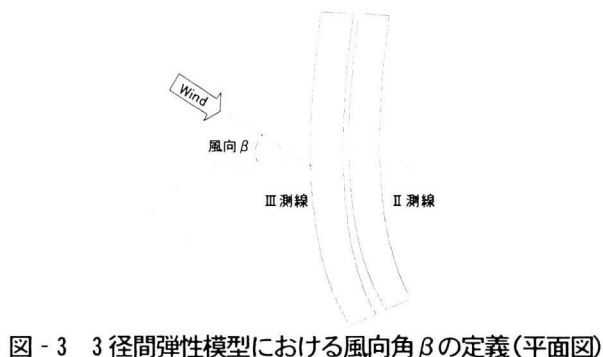


図-3 3径間弾性模型における風向角 β の定義(平面図)

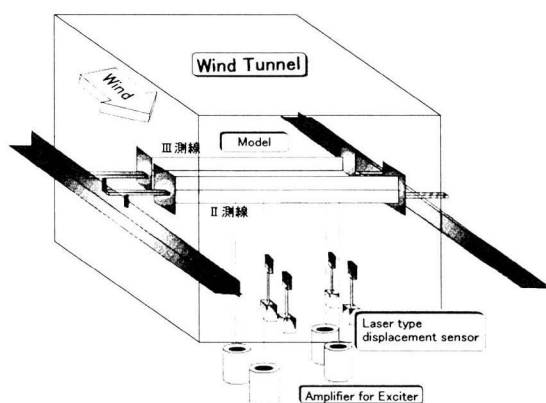


図-4 単径間弾性模型の設置状況および測定位置

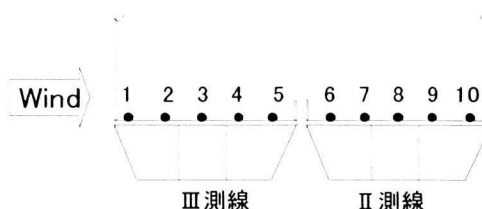


図-5 非定常圧力測定の測定箇所(床版上)

(2) 非定常圧力測定 本測定は、応答実験と同時に簡易的に非定常圧力を測定するものである。すなわち、弾性模型の支間中央部の床版上10点の圧力導入用導管における変動圧力をビニールチューブを介して差圧センサまで導くことにより、空力振動時の非定常圧力を測定した。導管は、Ⅱ、Ⅲ測線それぞれに5点設置しており、橋軸直角方向に13mmピッチとした(図-5)。なお、桁下面については、化粧板に圧力測定孔を設置する必要があるなど、弾性模型をそのまま用いることが困難であったため変動圧力測定を行っていない。

2.4 可視化用模型を用いた流れの可視化実験

実験は、九州工業大学工学部建設社会工学科所属可視化

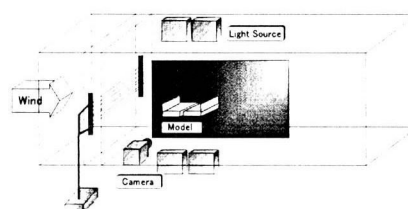


図-6 可視化実験設置状況

実験用小型風洞(測定断面:400mm×400mm)を使用した。模型は2.1で示した1/2のサイズとした(縮尺率 $1/n=1/288$)。流れの可視化にはスモークワイヤ法を用いた。風速は、可視化映像が良好であった風速 $V=0.7\text{m/s}$ とし、模型は静止状態とした(図-6)。

3. 実験結果及び考察

3.1 全橋模型による並列高架橋の対風応答特性の検討

本実験は、対象とする並列高架橋の対風応答特性を検討するために行った。応答図は、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、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R.M.S値)を示したものである。但し、 V :風洞風速(m/s)、 f :鉛直たわみ1次振動数(Hz)、 D :遮音壁を含む桁高(模型値で0.053m)、 A :振動片振幅(m)である。

(1) 並列高架橋の対風応答の風向による違い

一様流中において、風向角 $\beta=0^\circ$ 、 180° となる場合の並列高架橋の応答を図-7、8に示す。 $\beta=0^\circ$ の場合(図-7)、換算風速 $V_r=4.5$ 付近からⅡ、Ⅲ測線に渦励振が発生しており、その応答振幅は、換算風速 $V_r=5$ で上流側に位置するⅢ測線では無次元倍振幅 $2A/D=0.04$ 程度と微小なもの、下流側橋梁のⅡ測線では $2A/D=0.41$ 程度とかなり大きい。高風速域では、換算風速 $V_r=13$ 付近よりⅡ、Ⅲ測線にギャロッピング振動が発生する。 $V_r=14$ 付近での2橋の応答振幅は、無次元倍振幅 $2A/D=0.18$ (Ⅱ測線)、 0.26 (Ⅲ測線)程度となり、高風速域($V_r \geq 13$)で発生するギャロッピング振動に関しては、渦励振と対照的に上流側橋梁のⅢ測線のほうがⅡ測線よりも応答振幅が大きい。

風向角 $\beta=180^\circ$ の場合(図-8)、風向角 $\beta=0^\circ$ の場合と同様に換算風速 $V_r=4.5$ 付近からⅡ、Ⅲ測線に渦励振が発生する。その振幅は、換算風速 $V_r=5$ で $2A/D=0.02$ (Ⅱ測線)、 0.05 (Ⅲ測線)程度と $\beta=0^\circ$ の場合(図-7)と比較してその応答振幅はかなり微小である。2橋の渦励振応答が減衰した換算風速 $V_r=6$ 付近でⅡ、Ⅲ測線にギャロッピング振動が発生し、換算風速 $V_r=12.5$ 付近までの2橋の応答は、換算風速の増加に伴って下流側橋梁のⅢ測線の振幅がⅡ測線を上回るように2橋とも応答振幅が増加する。しかし、それ以上の換算風速では、2橋の応答振幅の大小関係が逆転して上流側橋梁(Ⅱ測線)のほうが下流側橋梁(Ⅲ測線)の振幅よりも大きくなる。その振幅は $V_r=14$ では $2A/D=0.4$ 程度と極めて大きい。

以上より、並列高架橋の対風応答特性は風向により全く異なる。2橋の断面形状が類似している場合の風向による空力特性の違いについて既往の研究^{1), 2)}では、2橋の固有振動数の差が大きな影響を及ぼすと考察している。対象とする並列高架橋も2橋の桁断面が類似していることから並列橋の応答特性の風向による相違に対して並列2橋の振動数の差などの振動特性が影響を及ぼしている可能性が考えられる。

(2) 単独橋の応答特性との比較

図-9にⅢ測線の単独橋状態における応答を示す。換算風速 $V_r=6$ 付近よりギャロッピング振動が発生する。換算風速の増加に従い、その振幅も無次元倍振幅 $2A/D=0.56$ 程度($V_r=8$)まで増加する。単独橋(図-9)と並列橋(図-7)との間でその応答特性を比較すると、並列橋は単独橋と全く異なっており、渦励振が発生するもののギャロッピングの発現は逆に抑制されている。

(3) 乱流中における並列高架橋の対風応答

図-10、11に乱れ強度 I_u が8%および10%である乱流中における並列高架橋の対風応答を示す。風向は $\beta=0^\circ$ に固

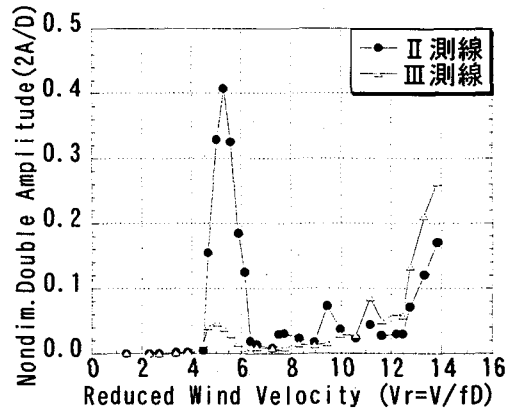


図-7 並列高架橋の応答(3径間、一様流、 $\beta=0^\circ$)

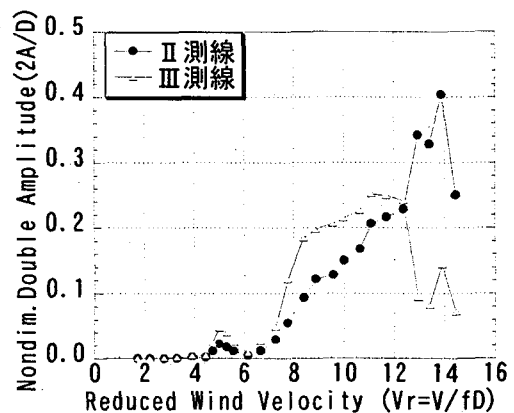


図-8 並列高架橋の応答(3径間、一様流、 $\beta=180^\circ$)

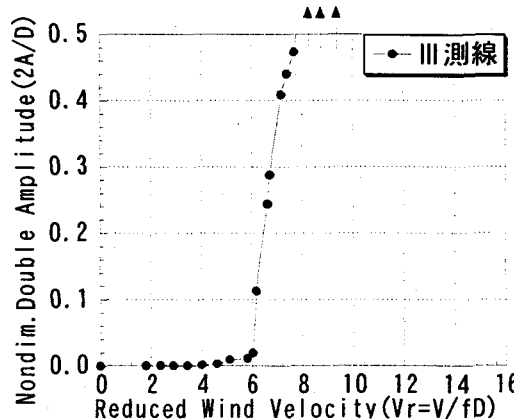


図-9 単独橋の応答(Ⅲ測線、3径間、一様流、 $\beta=0^\circ$)

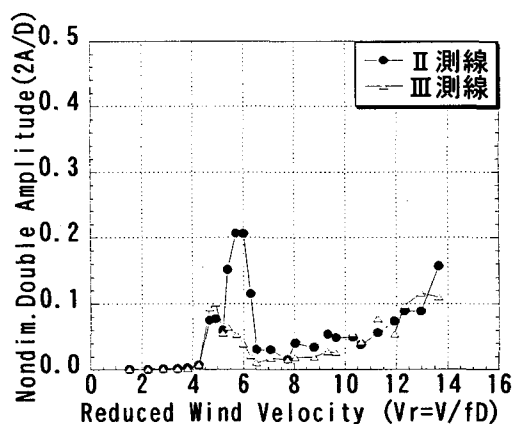


図 - 10 並列高架橋の応答(3 径間, 乱流 $I_u=8\%$, $\beta=0^\circ$)

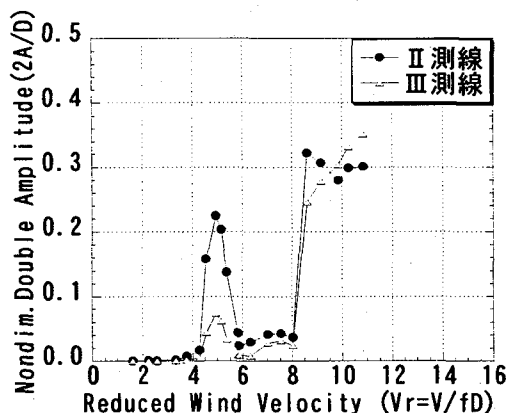


図 - 11 並列高架橋の応答(3 径間, 乱流 $I_u=10\%$, $\beta=0^\circ$)

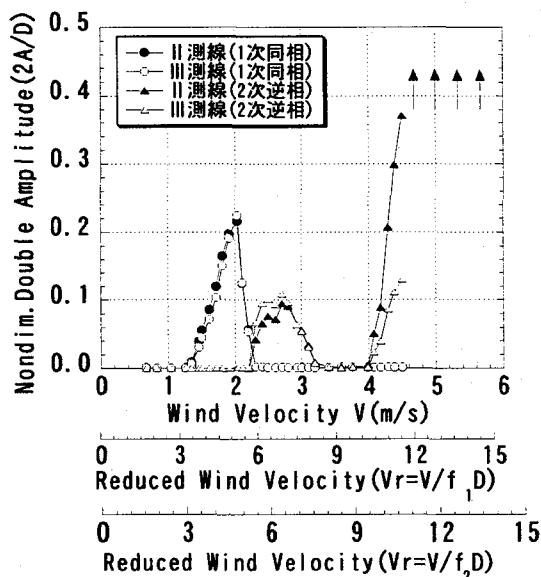


図 - 12 並列橋の応答(単径間, 基本断面, Case1)

定した。なお、乱れ強度 6%, 14% の場合における並列高架橋の応答は、乱れ強度 6% では 8% の応答(図 - 10)に、乱れ強度 14% では 10% の応答(図 - 11)に類似していたため、ここでは特に結果を示さないこととする。

乱れ強度 8% の場合(図 - 10)、換算風速 $V_r=4$ 付近から II、III 測線に渦励振が発生する。渦励振の応答振幅は $V_r=5 \sim 6$

付近で最大となり、II 測線では無次元倍振幅 $2A/D=0.2$ 程度($V_r=6$)、III 測線では $2A/D=0.1$ 程度($V_r=5$)である。下流側に位置する II 測線に関しては、一様流中における渦励振の振幅よりも小さく、その応答が抑制されているが、上流側橋梁の III 測線では、一様流中よりも振幅が若干大きくなっており、その耐風性はやや悪化している。また、換算風速 $V_r=8$ 付近から II 測線および III 測線に空力振動が発生し、換算風速の増加に従い、2 橋の応答振幅も徐々に増加する傾向が認められる。

乱れ強度 10% の場合(図 - 11)、乱れ強度 8% の場合と同様に換算風速 $V_r=4$ 付近から 2 橋に渦励振が発生する。その振幅は換算風速 $V_r=5$ で最大となり、無次元倍振幅 $2A/D=0.24$ (II 測線)、 0.08 (III 測線) 程度であり、一様流中における渦励振応答振幅からの変化は 8% のケースと同様である。また、換算風速 $V_r=8$ 付近で II、III 測線にギャロッピング的な発散振動が発生しており、 $V_r=9$ での II 測線の応答振幅は無次元倍振幅 $2A/D=0.32$ 程度で、上流側の III 測線も II 測線と同程度の応答振幅となっている。渦励振発生風速域より高い換算風速($V_r \geq 8$)で発生するギャロッピング的な発散振動に関して、乱れ強度 8% と 10% との間で応答特性に顕著な相違が認められる。特に、ギャロッピング的な発散振動の発振風速は一様流中での場合(図 - 7)よりも低風速となっている。

以上より、本研究で対象とした並列高架橋の対風応答特性においては、気流の乱れが必ずしも対風応答を抑制させるものではないことがわかった。

3.2 単径間弾性模型による並列橋の対風応答特性の検討

3.1 の検討から風向角 $\beta=0^\circ$ の場合、一様流中、乱流中に関わらず、設計風速(実風速で 34.2 m/s、換算風速で約 8 程度)以下で発生する渦励振により橋梁に損傷が生じる可能性が懸念された。そこで、振動発現メカニズムおよび渦励振を制振対象とした空力的制振対策を単径間弾性模型により検討した。本節では、空力的制振対策を施していない基本断面について行なった一連の風洞実験結果を示す。

3.2.1 固有振動モードが並列橋の応答特性に及ぼす影響

異なる 3 ケースの固有振動モード(表 - 4)をもつ並列橋(基本断面)の一様流中における応答をそれぞれ図 - 12 ~ 14 に示す。なお図 - 12 ~ 14 では、2 つの振動モードの発生風速域の関係を明示するために、風洞風速を横軸として応答をプロットし、それぞれのモードに対する換算風速を補助軸として示すこととした。風速の無次元化は、表 - 4 に示した同相モードおよび逆相モードそれぞれに対応する振動数を用いた。

(1) Case1 の場合(図 - 12)

換算風速 $V_r=3$ 付近で II、III 測線に同相モードの渦励振が発生する。その振幅は換算風速 $V_r=5$ で無次元倍振幅 $2A/D=0.22$ 程度まで増加し、2 橋の応答振幅にはほとんど差が見られない。また、換算風速 $V_r=5.4$ 付近から逆相モードの渦励振が発生し、振幅が無次元倍振幅 $2A/D=0.1$ 程度($V_r=6.3$)まで増加する。逆相モードの渦励振に関して

2 橋の応答振幅はほぼ等しい。高風速域では、換算風速 $V_r=9.5$ 付近で逆相モードのギャロッピング振動が発生する。その振幅は $V_r=10.5$ で無次元倍振幅 $2A/D=0.37$ (Ⅱ測線), 0.13 (Ⅲ測線) 程度と大きくなる。この換算風速 ($V_r=10.5$) では 2 橋の応答振幅に顕著な差異が見られ、下流側橋梁のⅡ測線のほうがⅢ測線よりも振幅が大きい。

(2) Case2 の場合 (図 - 13)

(1) と同様に換算風速 $V_r=3$ 付近で 2 橋に同相モードの渦励振が発生しており、その振幅は $V_r=4.7$ で無次元倍振幅 $2A/D=0.14$ (Ⅱ測線), 0.17 (Ⅲ測線) 程度まで増加する。 $V_r=4.7$ では、Ⅲ測線の応答振幅のほうがⅡ測線よりも若干大きい。また、換算風速 $V_r=5$ 付近から逆相モードの渦励振が発生しており、その応答振幅はⅡ測線で無次元倍振幅 $2A/D=0.42$ 程度 ($V_r=6.1$) と非常に大きくなる。 $V_r=6.1$ では、Ⅱ測線 (下流側) の応答振幅のほうがⅢ測線 (上流側) よりも大きく、下流側橋梁に非常に大きな振幅の振動が発生する。高風速域では、 $V_r=12$ 付近でギャロッピング的な発散振動 (逆相モード) が発生しており、Case1 の場合 (図 - 12) よりもその発振風速が高風速化している。この振動に関してもⅡ測線 (下流側) の方がⅢ測線 (上流側) の応答振幅よりも大きい。

(3) Case3 の場合 (図 - 14)

同相モードおよび逆相モードの渦励振に関しては、

(1) (2) と同様な換算風速付近で発生するものの、渦励振発生風速域における 2 橋の最大応答振幅は、同相モードの渦励振ではⅡ測線、Ⅲ測線それぞれ無次元倍振幅 $2A/D=0.31$, 0.25 程度 ($V_r=5.2$) であり、逆相モードの渦励振ではⅢ測線について $2A/D=0.06$ 程度 ($V_r=6$) とかなり微小である。また、2 橋の振幅の大小を比較すると、同相モードの渦励振では、Ⅱ測線 (下流側) のほうがⅢ測線 (上流側) よりも振幅が大きく、逆相モードの渦励振では、逆にⅢ測線 (上流側) のほうがⅡ測線 (下流側) よりも振幅が大きい。また、Case1 の場合 (図 - 12) と同程度の発振風速である $V_r=9.5$ 付近から逆相モードのギャロッピング的な発散振動が発生する。

以上より、構造的に連成する並列橋において、固有振動モード形がその対風応答特性に大きな影響を及ぼすことが考えられる。渦励振における 2 橋の応答振幅の比率は、固有振動モード形の振幅比 (表 - 4) とほぼ対応している。一方ギャロッピング的な発散振動に関しては、2 橋の応答振幅の比率が固有振動モード形の振幅比と対応しない。また、ギャロッピング発振風速はケースにより異なっている。

既往の研究^{1), 2)}では、2 橋の振動数比によって 2 橋の干渉影響の度合いが変化し、並列橋の応答特性が敏感に変化するとされている。本研究でも厳密には振動数比も変化していること、またケースによって模型の質量も異なっていることから、並列橋梁の振動数比や固有振動モードのどちらが並列橋の対風応答特性に対して支配的な影響を及ぼすかなどについては、さらに検討していく必要がある。

3.2.2 空力的対策を施していない並列橋の桁上面周辺の非定常圧力特性

本測定は、検討対象の並列橋に作用する非定常圧力特性

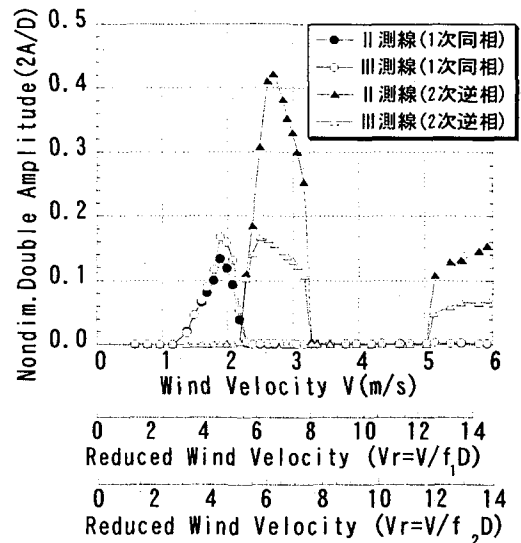


図 - 13 並列橋の応答 (単径間, 基本断面, Case2)

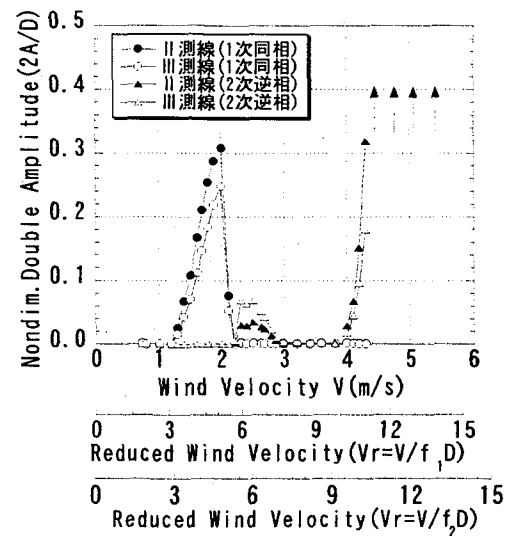


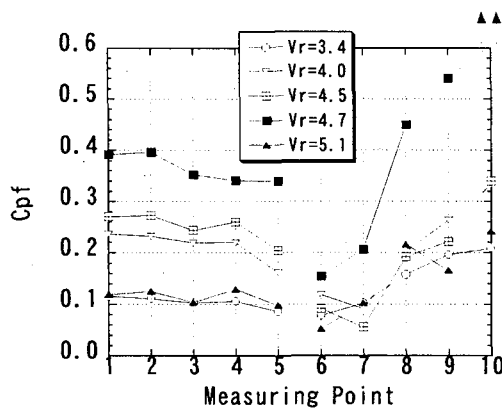
図 - 14 並列橋の応答 (単径間, 基本断面, Case3)

を検討し、空力振動の発生機構を明らかにするために行った。非定常圧力係数 (C_{pf}) は、各測定点の測定圧力の時系列データから模型の固有振動数成分の圧力変動振幅 (R.M.S 値) を取り出し、それを風洞動圧 ($1/2 \rho v^2$) で除した値である。横軸には測点番号 (Ⅲ測線 1~5, Ⅱ測線 6~10) をとり、縦軸に非定常圧力係数 (C_{pf}) を示す (図 - 15)。位相差 (Phase) は、各測点で測定された圧力の固有振動数成分の模型変位に対する位相差とした。横軸に測点番号、縦軸に位相差 (deg.) を示す (図 - 16)。なお測定は 3 径間模型と比較的近い応答特性の Case2 の場合のみ行った。

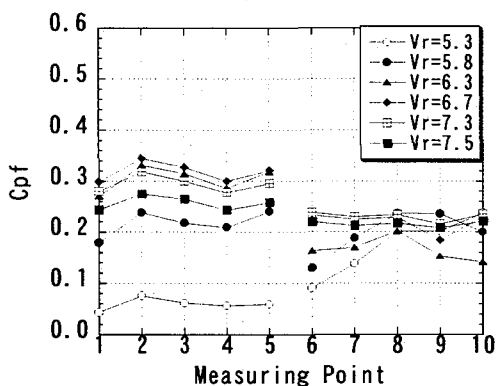
(1) 非定常圧力係数 (C_{pf}) (図 - 15)

同相モードの渦励振発生風速域における非定常圧力係数を図 - 15 (a) に、逆相モードの渦励振発生風速域における非定常圧力係数を図 - 15 (b) に示す。

同相モードの渦励振発生風速域 (図 - 15 (a)) における非定常圧力係数は換算風速により異なる。この風速域における並列橋応答 (図 - 13) を考慮すると、2 橋の応答振幅の増



(a) 同相モードの渦励振発生風速域



(b) 逆相モードの渦励振発生風速域

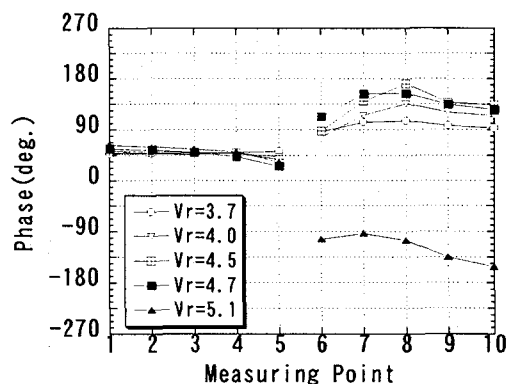
図 - 15 基本断面の非定常圧力係数(Cpf)

加とともに床版上に作用する非定常圧力も全体的に増大する傾向が認められる。非定常圧力係数は、渦励振(同相)の応答振幅が最大となる換算風速($V_r=4.7$)にて最大となる。また、2橋の床版上に作用する非定常圧力分布に関しては、 $V_r=4.7$ での非定常圧力係数の分布をみると、上流側橋梁であるⅢ測線(測点番号1~5)では、遮音壁付近に位置する測点1から測点5にかけて非定常圧力係数に若干の減少傾向が見られるが、下流側橋梁のⅡ測線(測点番号6~10)では、測点6で非定常圧力係数が0.15程度まで急激に低下し、遮音壁付近に設置した測点10に移るにつれて非定常圧力係数が0.62程度まで増加している。

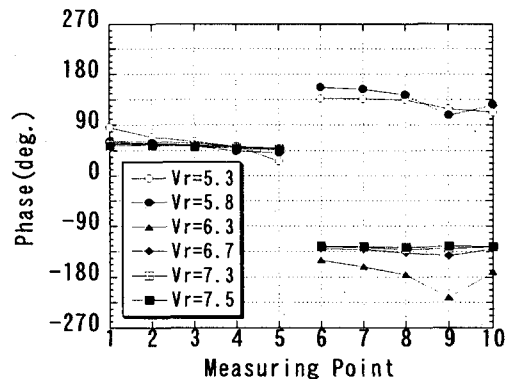
逆相モードの渦励振発生風速域(図-15(b))では、図-15(a)と同様に非定常圧力係数が換算風速により異なり、並列橋の応答振幅の増加に従い床版上に作用する非定常圧力も増大する傾向が見られる。しかし、2橋に作用する非定常圧力分布は同相モードの渦励振発生風速域(図-15(a))とは様相が異なっており、Ⅲ測線(上流側)のほうがⅡ測線(下流側)よりも作用する非定常圧力が大きい傾向が認められる。また、同相モードの渦励振発生風速域で見られた下流側橋梁の遮音壁付近での非定常圧力の卓越は見られなかった。

(2) 位相差(図-16)

同相モードの渦励振発生風速域における位相差を図-16(a)に、逆相モードの渦励振発生風速域における位相差を図-16(b)に示す。位相差が正($0^\circ \sim 180^\circ$)のとき、非



(a) 同相モードの渦励振発生風速域



(b) 逆相モードの渦励振発生風速域

図 - 16 基本断面の位相差(Phase)

定常圧力が模型変位よりも先に生じていることを示しており、模型に対して励振力が作用し、位相差が 90° のとき励振力が最大となる。逆に位相差が負($0^\circ \sim -180^\circ$)のとき模型に対して減衰力が作用する。

同相モードの渦励振(図-16(a))では、換算風速 $V_r=3.7 \sim 5.1$ において、非定常圧力と模型変位との位相差がⅢ測線の全測定点(測点番号1~5)で正であり、Ⅲ測線に励振力が作用すると考えられる。また、換算風速の増加や測定点によってその位相差はあまり変化せず、ほぼ一定である。下流側橋梁のⅡ測線(測点番号6~10)では、換算風速 $V_r=3.7 \sim 4.7$ における位相差が全測定点で正となり、Ⅱ測線にも励振力が作用すると考えられる。またこの換算風速域では、Ⅱ測線に設置した測定点での位相差は上流側橋梁のⅢ測線よりも位相が進んでおり、また換算風速が増加するとともに位相が進む傾向が認められる。 $V_r=5.1$ では位相差が全測点で負となり、桁上面には減衰力が作用している。

逆相モードの渦励振(図-16(b))では、Ⅲ測線上の位相差に関しては、同相の渦励振と同様な傾向を示しており、励振力が作用すると考えられる。Ⅱ測線上の位相差は換算風速により変化しており、 $V_r=5.3 \sim 5.8$ では正となるものの、 $V_r=6.3 \sim 7.5$ では位相差が負となり、Ⅱ測線上面には減衰力が作用することになる。しかし、並列橋応答(図-13)を考慮すると、換算風速 $V_r=6.1 \sim 7.5$ ではⅡ測線に振幅の大きい空力振動が発生しており、Ⅱ測線に減衰力が作用するという結果は、モード励振力への寄与を考慮すると応答特

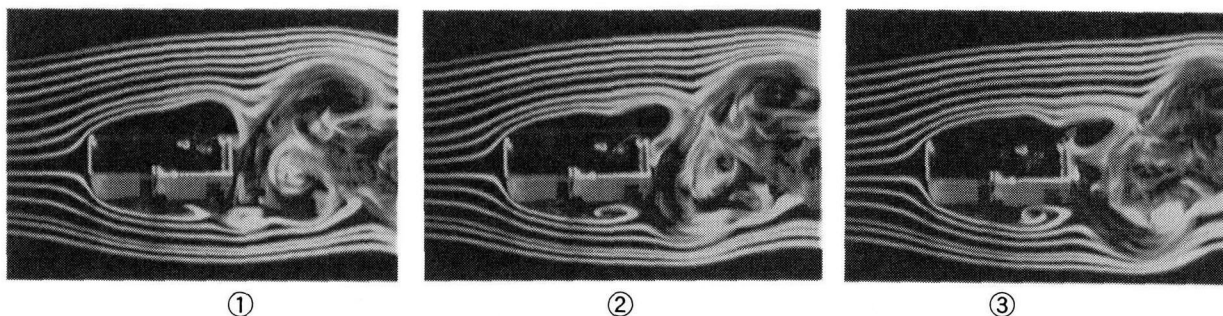


図 - 17 並列橋(基本断面)周辺流れの可視化映像(剥離渦生成の約半周期に対応)

性と整合しないように思われる。逆相モードの渦励振発生時の下流側橋梁に生じる空力振動の発生機構を把握するには、桁下面の非定常圧力測定を行い、下流側橋梁全体に作用する空気力を検討することなどが必要と考えられる。

3.2.3 流れの可視化による並列橋の周辺流れ特性

本実験は、ごく近接した並列橋周辺流れを可視化により明らかにし、並列橋に発生する空力振動の発生要因を流れ特性から把握することを目的として行った。

空力的制振対策を施していない基本断面の可視化映像を図 - 17 に示す。①～③は、剥離渦の生成パターンの約半周期を 3 等分した時刻における様子を順番に示したものである。流れは上流側橋梁の遮音壁上端および箱桁前縁下部で剥離し、剥離流が床版上および化粧板を流下して下流側橋梁の桁上下面で剥離渦の形成が見られる。下流側橋梁の桁下面付近に巻込みの強い剥離渦が見えており、その付近では大きな負圧が作用すると考えられる。この剥離渦は下流側橋梁の応答特性に強く影響を及ぼすものと推察される。また、下流側橋梁の遮音壁上端付近では、剥離流が遮音壁の干渉を受けるように巻込みを開始する。模型後流域では、下流側遮音壁背面近傍で剥離流が強く巻込み、明確な後流渦を形成している。

桁上面では、基本断面の模型静止時および同相モード振動時において下流側橋梁の遮音壁付近での非定常圧力の卓越(図 - 15(a))が見られており、図 - 17 で見られた剥離流と下流側遮音壁上端との干渉の影響による可能性も推察されるが、逆相モード振動時には下流側橋梁上の非定常圧力が比較的小さくなっており(図 - 15(b))、メカニズムを明らかにしていく必要がある。

3.3 単径間模型による並列橋の空力的制振対策の検討

検討対象橋梁に発生する渦励振の制振を目的とした空力的制振対策について桁断面形状を試行錯誤的に変更して検討したところ、有効な空力的制振対策として上流側橋梁の遮音壁上端にプレートを傾けて設置する対策(図 - 18)を見出した。この対策を流れの剥離をスムーズに行なわせるという意味で「フェアリングプレート」と呼ぶこととした。また、表 - 5 に示すように、フェアリングプレートの幅と傾斜角度を変化させて渦励振に対する制振効果を検討したところ、プレート幅や傾斜角度によって同相モード振動に対して制振効果が見られたり、逆相モード振動

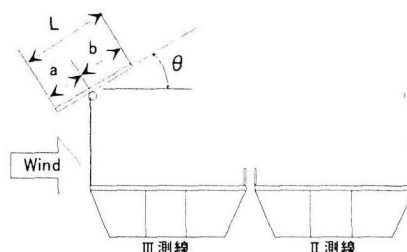


図 - 18 空力的制振対策(フェアリングプレート)の概要

表 - 5 フェアリングプレートの諸元(実橋寸法)

制振対策ケース	幅 L (m)	$a : b$
TypeA	4	1 : 1
TypeB	2	1 : 1
TypeC	2	1 : 0
TypeD	3	2 : 1
TypeE	2	2 : 1

注) 傾斜角度 θ の範囲は $15 \sim 50$ (deg.) (5° 刻み)

に対して効果が現れたりする場合があるなど、制振効果が敏感に変化することがわかった。ここでは、寸法がそれ程大きくない割に制振効果が大きいことから、実橋に設置する空力的制振対策として採用の可能性が期待できる対策ケース (TypeD, $\theta = 30$ (deg.)) についてその制振効果を詳細に示す。なお、応答実験および非定常圧力測定は固有振動モードが Case2 (表 - 4) となるケースについて行った。

3.3.1 空力的制振対策設置時の対風応答特性

フェアリングプレートを上流側遮音壁上端に設置した

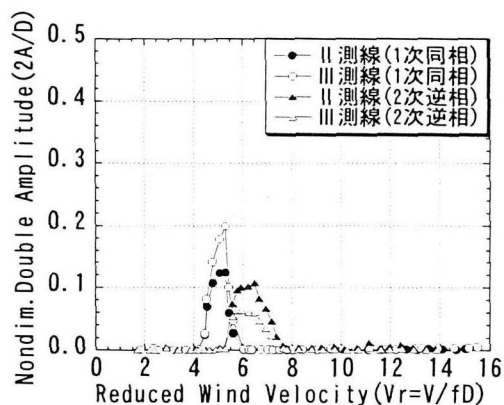


図 - 19 並列橋の応答(単径間, 対策断面, Case2)

場合の対風応答を図 - 19 に示す。

換算風速 $Vr=4$ 付近から同相モードの渦励振が発生し、その振幅は無次元倍振幅 $2A/D=0.2$ 程度(Ⅲ測線)まで増加する。基本断面の場合(図 - 13)と比較して発振風速はやや高くなったものの、振幅はⅢ測線についてやや大きくなっている。しかし、基本断面のCase2において顕著な応答がみられた逆相モードの渦励振についてはフェアリングプレートによる制振効果が大きく、換算風速 $Vr=6.5$ でのⅡ測線の応答振幅は $2A/D=0.1$ 程度まで減少した。また、基本断面で発生した高風速域での空力振動も抑制されている。

3.3.2 空力的制振対策設置時の非定常圧力特性

本測定は、空力的制振対策部材(フェアリングプレート)の設置が渦励振の抑制に寄与するメカニズムについて検討するために行った。

(1) 非定常圧力係数(図 - 20)

同相モードの渦励振発生風速域における非定常圧力係数を図 - 20(a)に、逆相モードについて図 - 20(b)に示す。同相モードの渦励振発生風速域における非定常圧力係数は基本断面の場合(図 - 15(a))と比較してもさほど大きな変化は見られず、非定常圧力分布に関しても、下流側橋梁(Ⅱ測線)の遮音壁に近付くにつれて非定常圧力が増加する傾向が認められる。

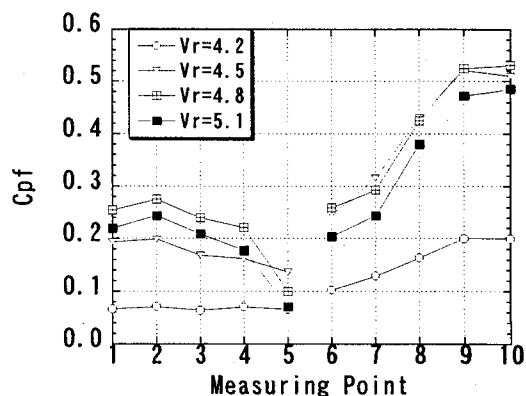
逆相モードの渦励振発生風速域(図 - 20(b))では、基本断面の場合(図 - 15(b))と比較して非定常圧力係数の値が全体的にかなり低下しており、床版上に作用する非定常圧力はⅡ測線、Ⅲ測線ともに抑制されていると考えられる。また、基本断面の場合ではⅡ測線、Ⅲ測線の2橋の間で作用する非定常圧力が異なっていたが、対策を施した場合では測定点によらず非定常圧力がほぼ一定の値である。

(2) 位相差(図 - 21)

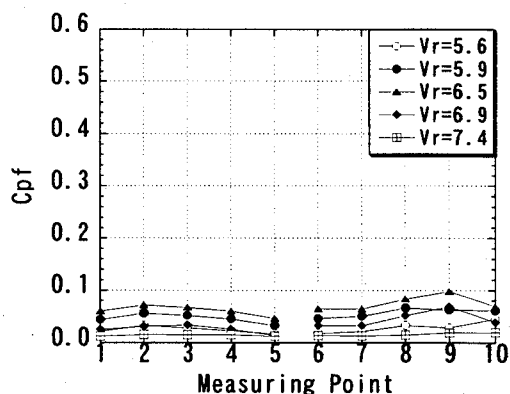
同相モードの渦励振発生風速域における位相差を図 - 21(a)に、逆相モードについて図 - 21(b)に示す。同相モードの渦励振発生風速域(図-21(a))における位相差はⅢ測線(測点番号 1~5)およびⅡ測線(測点番号 6~10)で正($0^\circ \sim 180^\circ$)となり、励振力が作用していると考えられる。

逆相モードの渦励振発生風速域(図 - 21(b))における位相差については、上流側橋梁のⅢ測線上の位相差は正であり、励振力が作用していると考えられる。しかし、Ⅱ測線上の位相差は負($0^\circ \sim 180^\circ$)であり、制振力が作用することになる。この風速域における並列橋応答は、Ⅱ測線の応答振幅は基本断面の場合と比較して減少しているものの、振動が発生している。床版上の位相差特性のみを用いて振動の発生機構を十分に把握することは困難と思われる。

以上より、並列橋に適用する空力的制振対策としてフェアリングプレートの設置による制振効果は、2橋の床版上に作用する非定常圧力の大きさを抑制することによって生じたものと推察されるが、床版下面に作用する空気力の寄与も無視できない可能性があるため、床版下面の空気力特性についても明らかにすることなどが効果のメカニズ

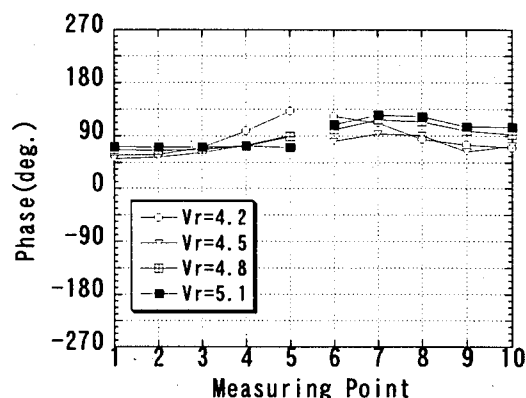


(a) 同相モードの渦励振発生風速域

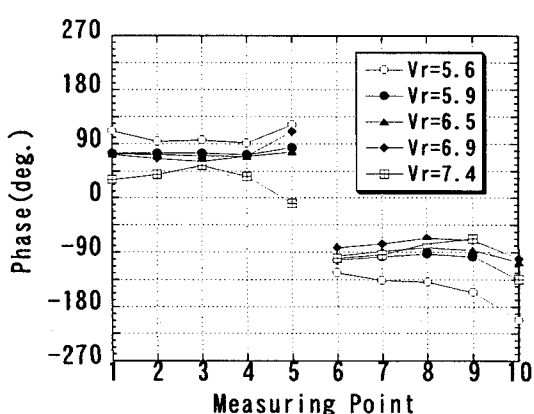


(b) 逆相モードの渦励振発生風速域

図 - 20 対策断面の非定常圧力係数(Cpf)



(a) 同相モードの渦励振発生風速域



(b) 逆相モードの渦励振発生風速域

図 - 21 対策断面の位相差(Phase)

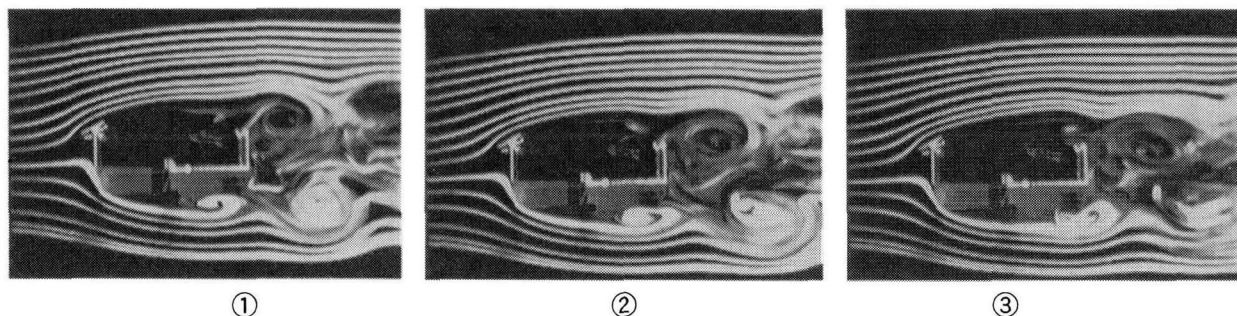


図 - 22 並列橋(対策断面)周辺流れの可視化映像(剥離渦生成の約半周期に対応)

ムの完全な把握のためには必要である。

3.3.3 空力的制振対策設置時の並列橋の周辺流れ特性

本実験は、上流側遮音壁上端に設置したフェアリングプレートによる制振効果を周辺流れの変化から視覚的に検討するために行った。図 - 17 と同様にして得られた可視化映像を図 - 22 に示す。

フェアリングプレートの設置により、桁上面における流れはプレート端部で剥離するようになる。剥離流は床版上および化粧板下を流下し、基本断面と同様下流側橋梁付近で剥離流の巻込みが見られる。しかし、基本断面の場合(図 - 17)と比較して剥離流の巻込み開始位置が若干下流側へ移動し、剥離渦を形成している。これは、プレートの設置により桁断面形状が流線形化するのと同様な効果をもたらし、剥離流がスムーズに流れるようになったためと考えられる。

以上より、フェアリングプレートの設置は流れの剥離点を変化させると同時に剥離渦をより下流側で形成させる効果があることがわかる。また、ここでは示していないがプレート幅や傾斜角度を変化させると桁周辺の流れ特性が変化することから、並列橋においても剥離の仕方が後流の流況に対して大きな影響を及ぼすものと考えられる。

4. まとめ

本研究では、並列高架橋の対風応答特性およびその空力的制振対策を検討することを目的として一連の風洞実験を行った。本研究で対象とした並列橋について、以下の知見が得られた。

(1) 3 径間弾性模型による並列高架橋の対風応答特性

- 並列橋の対風応答特性は単独橋とは全く異なり、風向や気流の影響を受けて応答特性がかなり変化した。
- 風向角 $\beta = 0^\circ$ の場合、下流側橋梁の振幅が大きい渦励振が発現した。しかし、高風速域で発生するギャロッピングでは下流側橋梁よりも上流側橋梁の応答振幅のほうが大きくなった。
- 乱流中の対風応答特性は乱れ強度により変化し、高風速域で発生したギャロッピング振動は、乱れ強度 8% から 10% へと増加したとき発振風速が低風速化した。

(2) 単径間弾性模型による並列橋の対風応答特性

- 2 橋が同相で振動するモードと逆相で振動するモードの 2 種類の空力弾性振動が発現した。
- 主に並列 2 橋全体としての固有振動モード形が異なる、3 種類のケースについて応答を測定した結果、渦励振については 2 橋の応答振幅がモード形にほぼ比例する形で変化した。高風速域で発生するギャロッピングの振幅はモード形と比例しないが、ケースによってギャロッピング発振風速が変化した。
- 下流側橋梁に振幅の大きい空力振動が発生する原因は、今回実施した非定常圧力測定では明らかにすることができなかったが、可視化との結果も合わせて考察すると下流側橋梁の桁下面付近で周期的に形成される剥離渦の影響が大きいことが推察される。

(3) 並列橋の空力的制振対策の検討

- 上流側橋梁の遮音壁上端に傾斜をつけて設置したフェアリングプレートは、検討対象の並列橋に発生する渦励振に対して有効な制振効果を有し、応答を抑制した。しかし、その制振効果はプレート幅や傾斜角度によって敏感に変化する。
- フェアリングプレートの設置による制振効果は、剥離渦がより下流側で巻込むようになり、床版上に作用する非定常圧力が抑制されたため生じたと推察される。

参考文献

- 1) 谷口貴成他：並列箱桁橋の対風応答特性，第 14 回風工学シンポジウム，pp. 575～580，1996。
- 2) 長井正他：偏平箱桁を有する並列斜張橋の対風応答特性，第 14 回風工学シンポジウム，pp. 581～586，1996。
- 3) 久保喜延他：3 次元模型による並列高架橋の対風特性，構造工学論文集，Vol. 47A，pp. 977～982，2001。
- 4) 島賢治他：箱桁並列斜張橋の対風応答の風洞実験による検討，平成 12 年度土木学会西部支部研究発表会，pp. A-192～A-193，2001。
- 5) 久保喜延他：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，pp. 713～720，2000。

(2001 年 9 月 14 日受付)