

少数主桁橋の耐風特性
Wind resistant characteristics of plate-girder deck bridges

山田 均
Hitoshi Yamada

ABSTRACT Plate-girder deck bridges with 2 or 3 main girders are one of reasonable and promising choice among cost-conscious alternatives of bridge projects. From a viewpoint of aerodynamics they are understood as vulnerable against wind actions. Under demands of increasing span of those bridges, it will be important to optimize their wind resistant design process. In this paper, their aerodynamic characteristics are discussed.

KEYWORDS: Wind action, Plate-girder bridge

1. まえがき

少数主桁橋の規模が大きくなるにつれ風洞試験をはじめとする詳細な耐風検討を実施する例が増えている。落橋事故で有名なタコマナローズ橋とは、幅一桁高の非が異なるものの、基本的には類似のI桁を基本とする構造であることや、ねじれ剛性が確保しづらい構造形式で同規模の橋梁と比べてねじれ振動数が小さいことにより、風による振動が起こりやすいことは確かである。また、振動の構造減衰率についても、道路橋耐風設計便覧にあるように大型橋梁に比べ比較的大きな減衰率を考えてもよいように思われてきたが、最近の実測例では、その例に当てはまらないものもでてきてているといわれており、概論として減衰率が多く傾向はあるが、各論的に各橋梁をみると減衰率が極めて小さい例もあるという、各事例それぞれに対応しなければならない背景からは対応に苦しむことが多い。しかし、径間長は高々80-90mていどであり、海外の事例を参照しても、必ずしも同様な事情で耐風設計を施しているとはみえず、耐風設計の位置づけについては「既往の検討とは異質の部分」と見なさざるを得ない状況にある。少数主桁橋は幅員一桁高の比（断面比）でいうと、通常片側2車線の通常のもの（場合によっては並列となる）で、3前後、第二東名で使われるような片側3車線の大型の例で、5程度であり、主桁の外一外を幅と見るとこれより減少する。空気力学的には断面比が異なると発生する現象の特性が異なる。比が大きくなつて扁平になると検討事例が多い吊り形式橋梁の知見が適用できるが、比が小さい場合には既往の知見は例えば部材のレベルのものが多く、この意味でも「新しい世界」ともいえる。

少数主桁橋はプレートガーダーI桁で構成される開断面桁であり、対傾構や桁下面のブレースが省略されることが通例であつて、ねじれ剛性（ねじれ振動数）の確保は本来的に困難な形式であることは容易に推測がつく。固有値解析を実施してみると、たわみの基本振動数は耐風設計便覧¹⁾にあるよう

$$\text{な } f_h = \frac{100}{L} \quad (\text{Lは最大スパン長}) \quad \text{でおおむね良さそうであるが、ねじれの基本振動数とたわみの基本振動数の振度数比は } 1.1 \text{ から } 1.2 \text{ 程度になることがわかる。吊り形式橋梁では } 2 \text{ から } 3 \text{ 程度のねじれ-たわみ振動比があることを考慮すると、この値は極めて小さい。つまり、特にねじれ振動に関しては、スパン長で示す橋梁規模より、より長大橋に近い検討を必要としていることがわかる。さて、本論文での検討は、JH四国松山道の少数主桁橋と鋼橋技術研究会耐風制振部会で実施した少数}$$

工博 横浜国立大学教授 大学院環境情報研究院人工環境と情報研究部門

(〒240-8501 横浜市保土ヶ谷区常盤台79-7)

主桁橋の風洞実験結果を元にとりまとめたものである。

2. 実験と基本的特性について

2. 1 風洞実験の諸元

部分模型風洞実験を実施した桁断面形状を図1に、実験諸元を表1にまとめる。いずれも壁高欄付き2車線の設定である。断面の幅と高さの比をほぼ同一とするためにウェブ高はあえて同じとした。遮音壁を取り付けることも考慮しているため、桁断面によっては詳細が少し煩雑になっている。

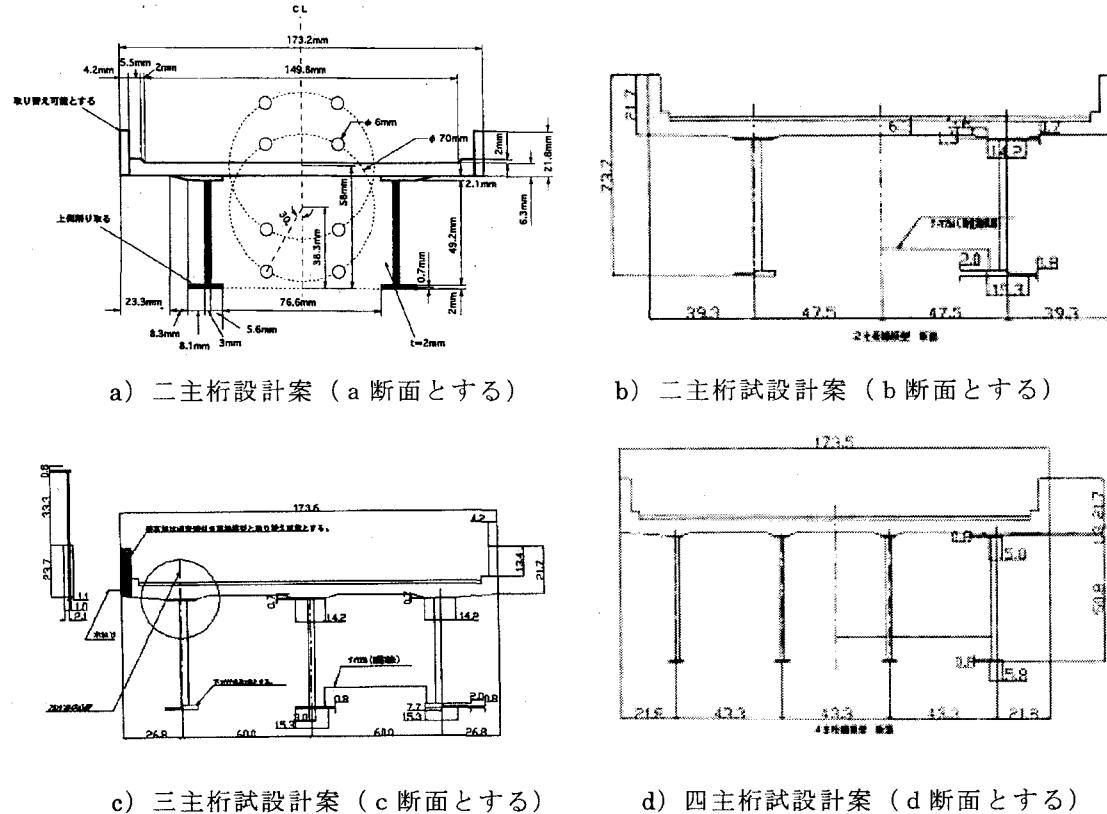


図1 実験を実施した模型桁形状

表1 実験諸元 (模型)

	a) 二主桁設計案	b) 二主桁試設計案	c) 三主桁試設計案	d) 四主桁試設計案
縮尺			1 / 60	
幅員	173.2mm		173.6mm	
ウェブ高			49.2mm	
模型化した質量	3.61kg/m	4.45 kg/m	4.44 kg/m	4.42 kg/m
模型化した極慣性モーメント	0.0125kgm ² /m	0.0120 kgm ² /m	0.0121 kgm ² /m	0.0119 kgm ² /m

なお、a) の案は径間 4.5. 3 + 8.5 + 8.5 + 4.5. 3 mの中間橋脚剛結の四径間連続橋であり、b) から、d) の各案は 50 ~ 100 mの等三径間連続橋を試設計したものである。a) と c) については 3 mの遮音壁の設置も実験ケースとして考慮した。また、並列橋として、a) のモデルで中心間隔 2.5 mのケースを想定した。

これらの詳細条件を用いて固有値解析を実施すると、条件により高い場合もあるが、たわみ振動数は $f_h = \frac{100}{L}$ にほぼ近い値が得られ、ねじれとたわみの固有振動数比（ねじれモード明確に判断するの

は極めて困難ではあるが) は、1. 1ないし1. 2程度の値を得ている。

3. 少数主桁橋の応答特性

3. 1 主桁本数の変化が耐風特性に与える影響

(1) 二主桁設計断面 (a 断面)

a 断面で対数減衰率 $\delta = 0.04$ としたときのねじれ応答を示す。横軸の換算風速 $U_r = U/fB$ で2程度から振動が起きるが、大きな振動へ発達する性状は換算風速で4弱から高風速で見える。正迎角での振動は負迎角での振動に比べ低風速で大きいが、この減衰範囲では換算風速で2-3の領域での振動は残る。たわみ振動は換算風速4付近より発生する発散的な振動となる。この場合も負の迎角で安定化の性状が見える。

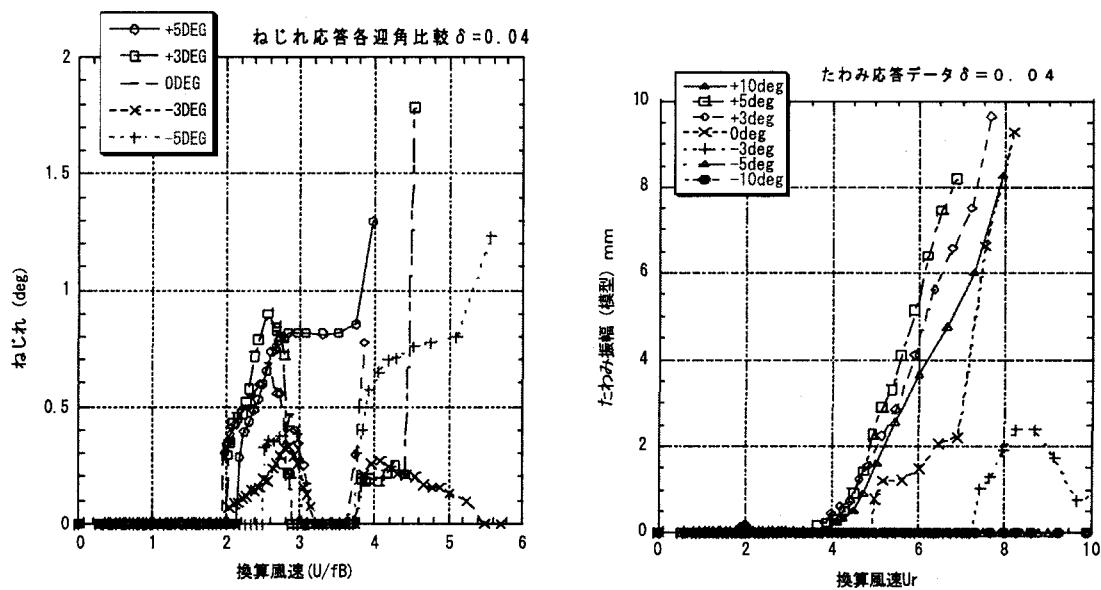


図2 a 断面桁のねじれとたわみ振動応答

(2) 二主桁断面

図3と2を比較して、ねじれ、たわみとも孤立峰状の応答になる場合にはピークの値が異なることがわかる。これは減衰が違うためであり、図2の0.04の対数構造減衰に対し、ここの0.015では応答振幅は相対的に大きくなっている。一方で、ねじれで換算風速で2-3, 4の領域の応答と4以降の発散振動の発生がみられる特性、およびたわみで換算風速4より高風速で発散型の振動が生じる特性は3.1の設計案でもこここの試設計案でも変わらない。

(3) 三主桁断面

三主桁の場合も同様に対数減衰率0.015の場合を図4に示す。ねじれ振動については2主桁の場合と極めて似ている。発生する風速、発生する状況もほど同等と見てよい。たわみ応答についても同様であるが、換算風速4より高風速領域で発生している発散振動はわずかながらも二主桁より高風速側にシフトしていることがわかる。

(4) 四主桁断面

図5に対数構造減衰率0.015の場合をまとめる。傾向的には二主桁で主桁を1つ増やし三主桁とした場合の延長線上にあり、ねじれでは大きな変化はなく、たわみの発散振動に発生風速がより高風速へ移動する傾向がある。

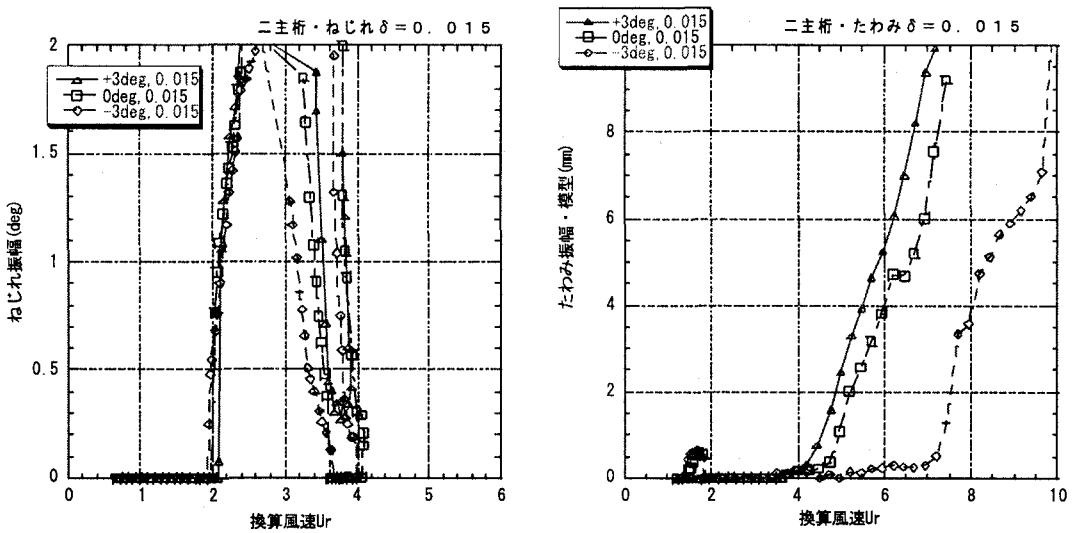


図3 b 断面桁のねじれとたわみ振動応答（対数減衰率0.015）

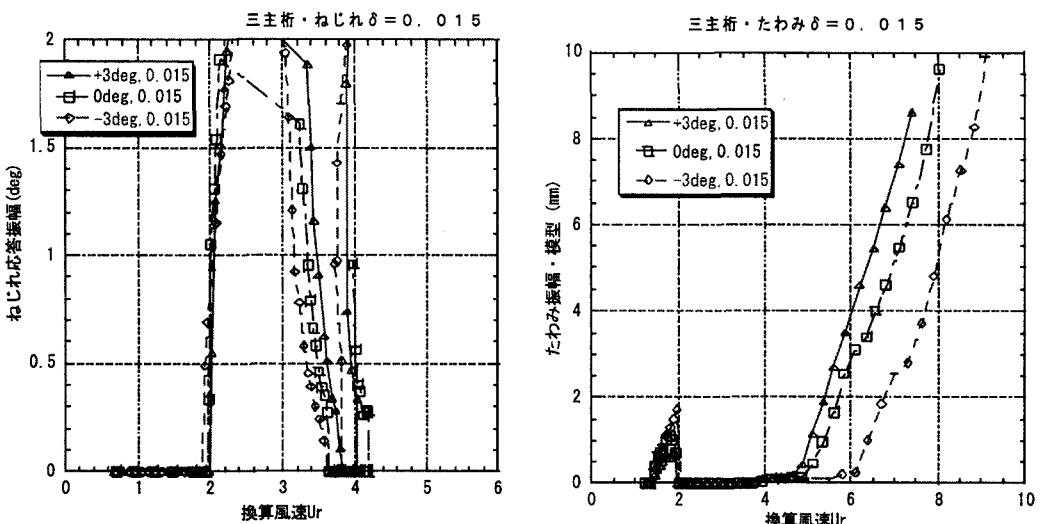


図4 c 断面桁のねじれとたわみ振動応答（対数減衰率0.015）

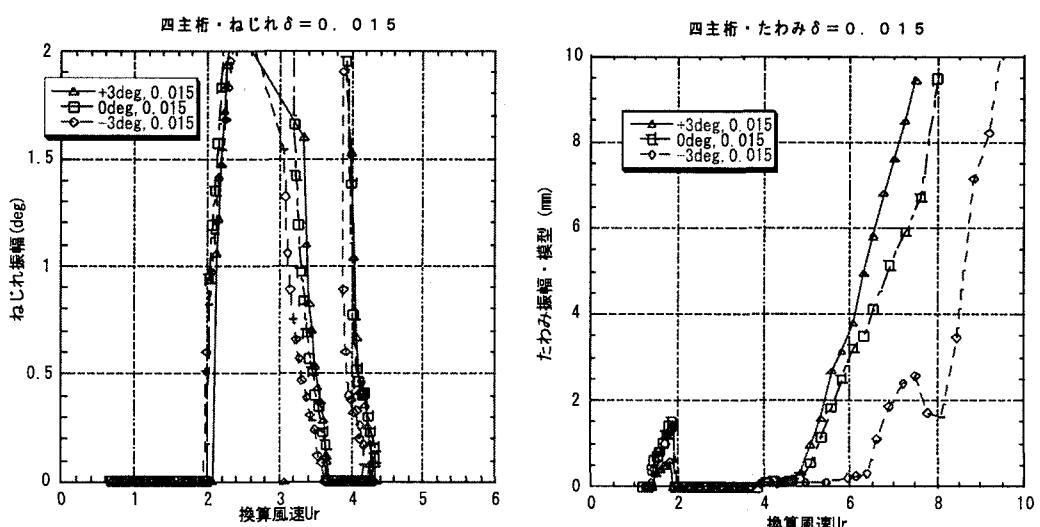


図5 d 断面桁のねじれとたわみ振動応答（対数減衰率0.015）

3. 2 減衰率の変化の影響

図6, 7, 8に二、三、四主桁断面試設計桁の構造減衰を0.015から変化させた場合の振動応答性状を示す。迎角は0度の場合である。3つのケースいずれも、ねじれ振動応答で換算風速2-3.5付近の振動応答が対数構造減衰率0.015とした場合にはみられるが、減衰調整し0.05あるいは0.08と増加させた場合には、消滅し発生していないことがわかる。図2で示した二主桁設計案の場合では対数構造減衰が0.04とここで設定している0.015と0.05の間のケースであり、応答特性が基本的には差がないとみると、この振動を制振するためには対数減衰率で0.05を越える減衰が必要であるといえよう。また、この振動は減衰を増やすことにより風速域が高風速側へシフトするというよりもむしろ振動応答が小さくなる、渦励振的な動きを示す。また、換算風速4以降高風速領域のねじれ発散振動は減衰の増加とともに傾きが少し穏やかとなっている。一方、たわみ振動では二主桁で対数構造減衰率を0.08と増加させた場合にたわみの発散振動が消滅しているが、三主桁、四主桁の場合ではその傾向は見えずに減衰変化の影響はこの発散振動に関してはみられない。たわみの低風速の領域でみられる孤立峰状の渦励振とみられる振動は減衰増の影響が大きく、いずれの場合でも対数構造減衰率0.05で消滅している。

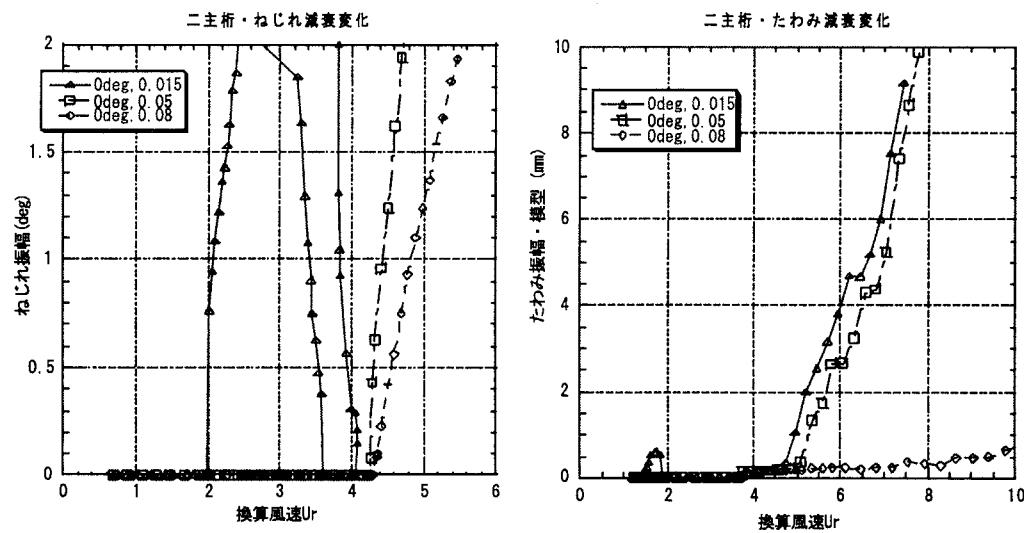


図6 b 断面の減衰変化の影響（迎角0度）

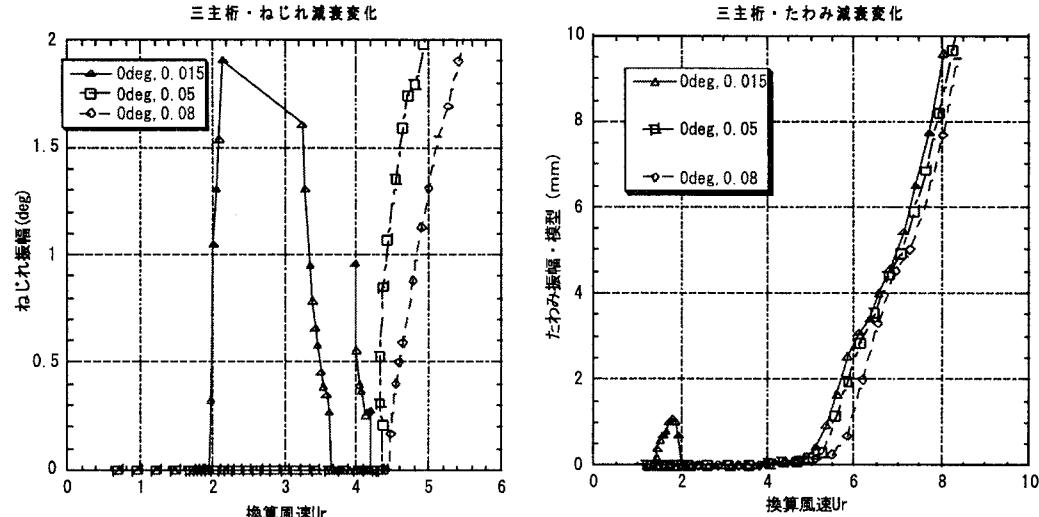


図7 c 断面の減衰変化の影響（迎角0度）

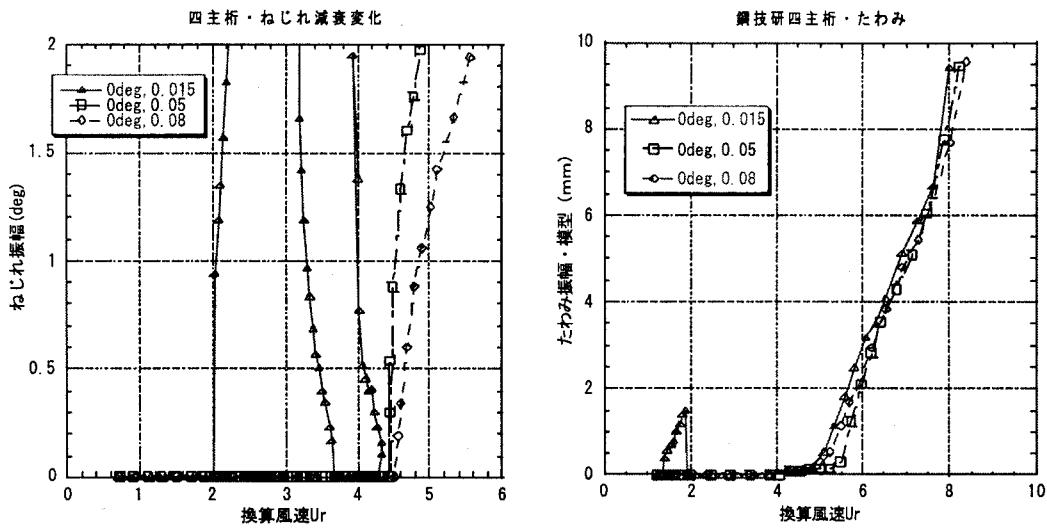
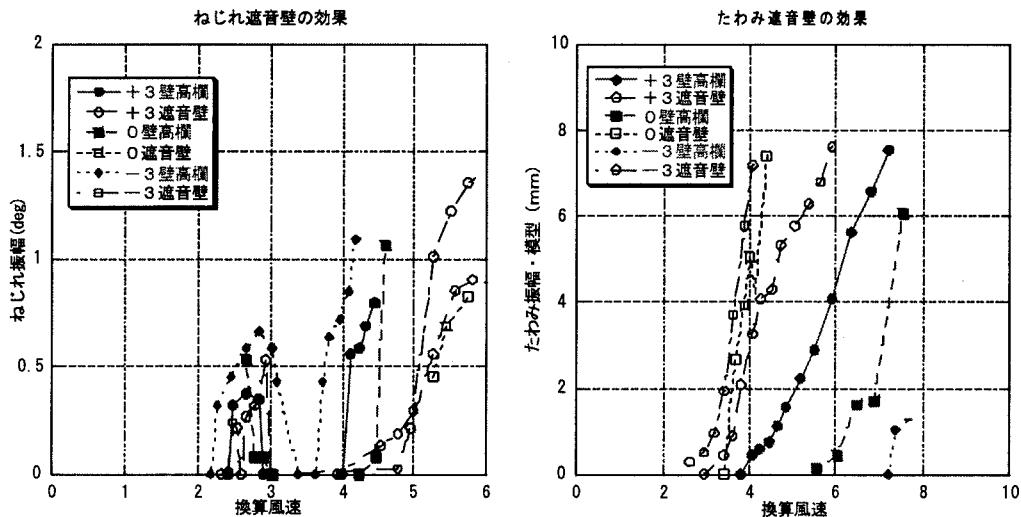


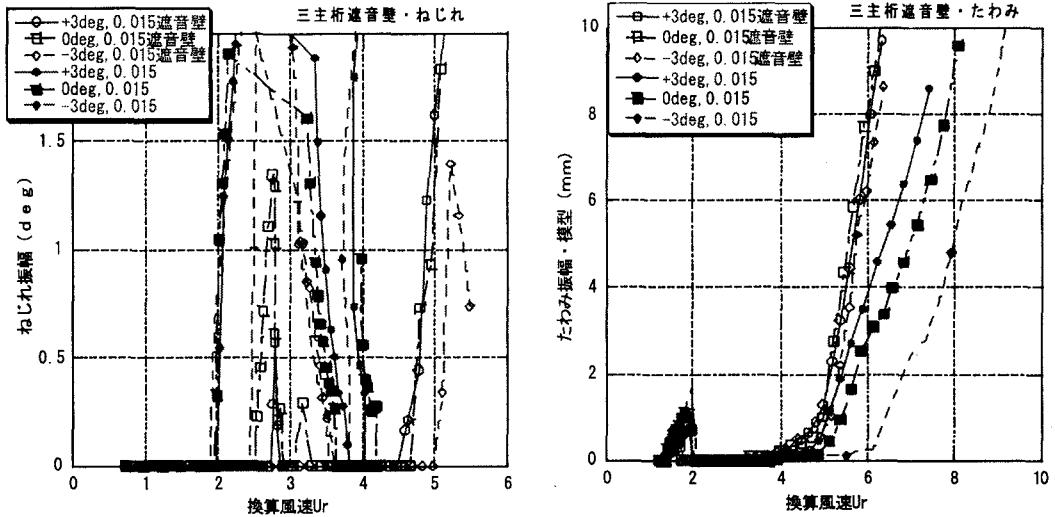
図8 d 断面の減衰変化の影響（迎角 0 度）

3. 3 遮音壁を取り付けた場合の影響

a 設計断面と d 試設計案に 3 m の直立遮音壁を取り付けた場合を図 9 に示す。○, □, ◇で示した、遮音壁付きのものと ●, ■, ◆の壁高欄のものを比較する。減衰率の設定差による応答性状の違いが若干みられるが 3 m 直立遮音壁設置による傾向的な応答差はほぼ同様である。ねじれ振動では、第 1 の領域の応答、第 2 の領域の発散振動とともに明らかに遮音壁付きの場合の方が安定化の傾向にある。一方、たわみ振動では傾向は逆で遮音壁付きのものの方が発散振動の風速増に対し発達する勾配は急であり、不安定化している。遮音壁をつけたことによる断面の幅員一桁高比の変化による影響が大であることは、断面比が通常の橋梁に比べ小さく、基本断面でのこの領域での傾向と合致するため、理由の一つと考えられる。



a) 二主桁設計断面での 3 m 直立遮音壁の効果



b) 三主桁試設計断面での3m直立遮音壁の効果

図9 3m遮音壁を取り付けた場合の応答

3. 4 少数主桁橋対風応答のまとめ

(1) 主桁本数の違いの影響

a - d の各モデルについて、幅員一桁高の比である断面比をほぼ固定した断面形状を用いたためか、ねじれ、たわみとともに主桁本数の違いによる応答特性に際だった違いはなかった。ねじれについては換算風速で2前後から発生し3-4の間で終息する風速限定型の振動の発生とそれに続く換算風速4以降高風速領域の発散振動の発生はほぼ同様である。たわみ応答については、換算風速で4を越える領域での発散振動は主桁本数の違いにより微妙な違いが生じるが、正迎角よりも負迎角の場合に比べればより安定であるように見える。

(2) 減衰の影響

少数主桁橋のどの程度の構造減衰を期待できるかという問題は、新しい形式でもあり、また、桁橋全体での構造減衰の見積もりに意見が分かれることもあるあって、明確な解がなく今後に解決が待たれる問題である。しかし、ここで示した振動応答を見る限りでは、構造減衰を対数減衰で0.04を越え、0.05以上確保できることができれば、ねじれ振動応答のうち比較的低風速で発生する換算風速で2-3半ばに発生する風速域限定型の振動は設計考慮からはずすことができ、設計自由度は拡大することは確かである。

(3) 耐風設計便覧推定式との関係

道路橋耐風設計便覧では¹⁾以下のような式を振動応答推定に提案している。

a) ねじれの発散振動 $U_{cf} = 2.5f_\theta B$

b) たわみの発散振動 (係数の大きい方は風の傾斜角がある場合) $U_{cg} = (4 \text{ or } 8)f_g B$

c) ねじれの渦励振の発信風速 $U_{cv\theta} = 1.33f_\theta B$

これらの式は風洞試験実績に照らして過度に安全側にならないように、あるいは危険側にならないように既往の風洞試験結果を参照して策定されたものである。比較的新しい構造形式である少数主桁構造はこの際のキャリブレーションの対象になっていないと想像される。したがって、精度の補償は難しいということになる。振動応答ごとに比較すると、ねじれの低風速域換算風速2-3半ばの振動は振動応答振幅が大きいための問題は生じるがa)の推定式では推定発現風速をわずかに下回り、c)

の渦励振としては悪くはない発現風速を与えていているように見える。ねじれの高風速側の振動は換算風速で4より高風速域であるので、a)の推定式適用に振動応答の発生性状からみても問題はないであろう。たわみ振動については、発生する可能性があるという意味でカバーしている係数4の領域であり、現実の適用上の問題としては推定式の表記に見直しが必要といえそうである。

4. 並列とした場合の影響

ここで検討は幅員10.4mの2車線の構造を想定している。したがって、場合によっては並列構造となることは十分にあり得ることであり、考慮の対象とすべきこととなる。a)の設計案が桁中心間隔で桁幅の2.4倍(桁一桁の中心離間で25m)で並列になる場合について検討する。

短尺の部分模型を仮設の実験装置に取り付けた制約上、上の実験条件(特に減衰特性)を再現できなかったくらいもあり、図中に示す単独時の応答にずれが見える。ここでの実験条件野本での検討結果として、ねじれでは上流側が不安定化、下流側が安定化、たわみでは逆に下流側が不安定化、上流側が安定化の傾向はある。不安定化の傾向があることは懸念すべき材料であり、ここでの結果が部分模型ベースの実験であることも考慮しても、より詳細な検討が必要になる場合が発生する可能性も大きい。

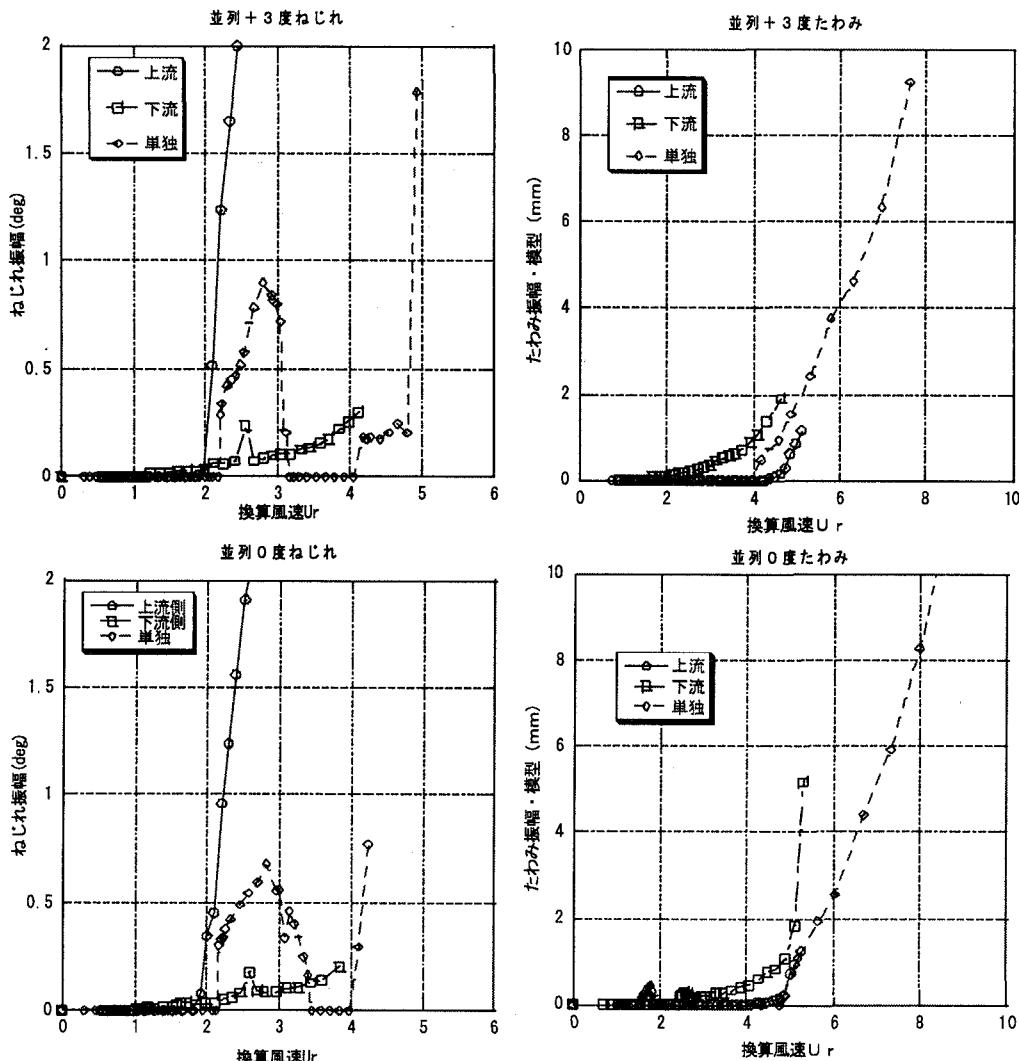


図10 二主桁設計断面の並列時の応答等性状

7. まとめ

少数主桁橋についていくつかの実験成果をまとめた。これらは、ある少数主桁橋の設計案と、少数主桁橋の耐風特性を調査する目的で試設計したものであり、必ずしも同種の橋梁の特性を代表しているものではない。実験結果に関し、以下のようにまとめることができる。

- 1) ねじれの振動応答は換算風速 (U/f_B ここで、 f はねじれ振動数) で 2 度程で始まり、 3 半ばで終わる振動応答と 4 以降の発散的な振動で構成される。
- 2) たわみの振動応答は低風速域で微弱な限定振動があるが、換算風速 (U/f_B ここで、 f はたわみ振動数) で 4 以降の発散的な振動となる。
- 3) 減衰を増加させた場合、対数減衰率 0.05 では 1) ねじれの振動応答のうち低風速側に振動応答は発生せず、高風速側の振動応答よりも構造減衰の変化の影響を受けやすい。
- 4) 3 m 直立遮音壁を取り付けた場合、ねじれではむしろ安定化し、たわみでは不安定化する。
- 5) 並列とした場合、振動応答が不安定化する場合もあり、詳細な検討が必要な場合もあり得る。

謝辞 本研究は、日本道路公団四国支社、(株) 巴ヨーポレーションおよび鋼橋技術研究会耐風設計部会（東大名誉教授伊藤学長、山田均部会長）の研究成果を使用している。また、実験実施に当たっては、当時の横浜国大大学院学生清水智仁君（現大成建設）によるところが大きかった。ここに深謝する。

参考文献

- 1) (社) 日本道路協会、道路橋耐風設計便覧、丸善、平成 3 年 7 月。