

参考資料

- ・ 橋梁と基礎投稿原稿

少数主桁橋梁の耐風性について

A Fundamental Study on Wind Resistant Characteristics of Plate Girder Deck Bridges

山田 均* 上島 秀作**
 枝元 勝哉*** 台原 直****
 澤田 繁樹***** 篠原 修二*****

はじめに

鋼少数主桁橋梁は、経済性に優れる合理化橋梁として近年わが国においても数多く建設されている。これらは数年来、支間長 50m 程度を中心に適用されていたが、次第にその適用支間長を伸ばし、最近では支間長 80m を越える事例が現れている。このような状況下で、耐風性も設計上重要な要素となりつつあり、特に長支間の橋梁に対しては、風洞試験による耐風性照査^{1),2)}、さらに実橋の振動実験による振動特性の確認^{3~6)}などが実施される例が出てきている。

少数主桁橋の耐風性を考える上で、重要な特徴として主に下記の2点が挙げられる。

- 1) 少数主桁橋では横構が省略されることが多いため、従来の多主桁板桁橋に比べてねじれ剛性の小さい構造であると言える。今後支間長 80m~90m を越すような長スパンの橋梁が各地に建設されることを想定した場合、現地の風特性によってはねじれ振動が顕在化する可能性がある。
- 2) 総幅(B)の空力的な有効高(D)に対する比(B/D)は空力現象を支配するパラメータの一つであるが、少数主桁橋では一般的に3以下となることが多い。この値は従来の桁橋に比べて小さく、縦長の断面であると言える。当然ながら、このようなB/Dが小さい橋梁断面の対風応答に関するデータは少ないのが現状である。

本稿では、鋼少数主桁橋梁を対象とした基礎的な風洞試験結果を中心に報告するものである。

1. 実橋の概略試設計

本検討では主桁本数と支間長を主なパラメータとし、これらが少数主桁橋の固有振動特性、さらには耐風性に対して、どのような影響を及ぼすかについて風洞実験により評価した。

風洞試験の前段階として、検討対象とする橋梁(モデル橋梁)の概略試設計を行った。径間比1:1:1の3径間連続橋を想定し、

- ・支間長 = 50m, 75m, 100mの3ケース
- ・主桁本数 = 2本, 3本, 4本の3ケース

合計9ケースについて試設計を行った。

試設計に際しては、以下に列挙した条件に従った。また、条件を統一して試設計を行ったことにより、道路橋示方書の規定を満足しない箇所があることを付記しておく。総幅は、2主桁橋、3主桁橋、4主桁橋とも、10,410mmで統一した。

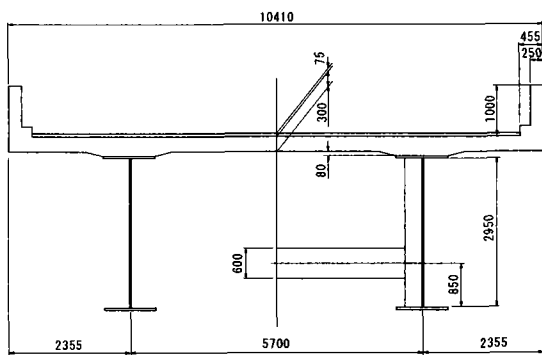
- ① ウェブ高さは、支間長、主桁本数に関係なく、2,950mmで統一した。
- ② 床版厚は、床版支間長、床版型式に関係なく2主桁橋、3主桁橋、4主桁橋とも300mmで統一した。

表-1 中央径間中央での鋼桁断面構成

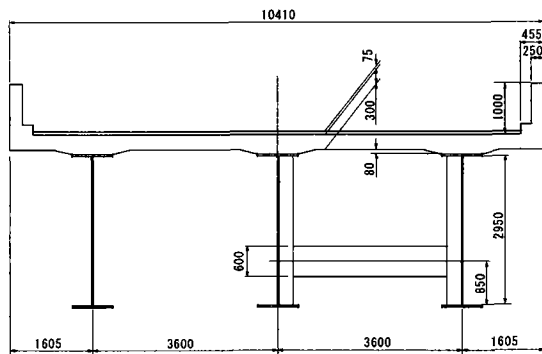
支間長	項目		2主桁橋	3主桁橋	4主桁橋
50m	鋼桁断面寸法	U-Flange (mm)	440×23	400×20	200×10
		Web (mm)	2950×15	2950×15	2950×16
		L-Flange (mm)	470×40	510×25	250×12
	平均死荷重 (KN/m)		142.5	137.0	144.0
75m	鋼桁断面寸法	U-Flange (mm)	850×43	530×28	450×25
		Web (mm)	2950×16	2950×16	2950×16
		L-Flange (mm)	920×48	740×39	350×19
	平均死荷重 (KN/m)		154.2	152.0	158.0
100m	鋼桁断面寸法	U-Flange (mm)	1040×53	750×44	660×36
		Web (mm)	2950×16	2950×16	2950×16
		L-Flange (mm)	1040×53	1040×53	520×32
	平均死荷重 (KN/m)		185.5	172.0	184.7

- ④ 主桁の間隔，張出し床版長さは，主桁本数により変更した。
- ⑤ 橋脚と桁の支持条件は，反力分散支承（ゴム支承）による弾性支持とした。
- ⑥ 材質は，SM570 材を基本とした。
- ⑦ 遮音壁荷重は，3mの標準タイプのを考慮した。

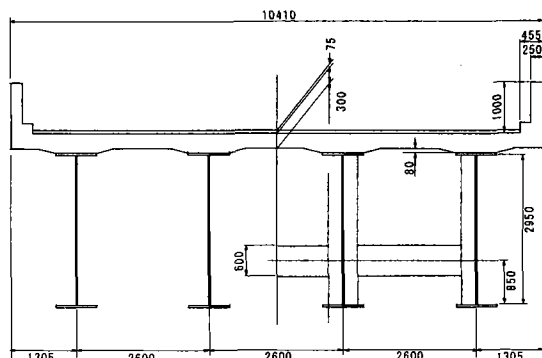
図-1，表-1に概略設計の結果を示す。図-1は2主桁橋，3主桁橋，4主桁橋の実橋断面，表-1は中央径間中央における鋼桁の断面構成と平均死荷重である。



(1) 2主桁橋



(2) 3主桁橋



(3) 4主桁橋

図-1 検討対象とした実橋断面

(3) 4主桁橋

2. 固有値解析

風洞試験に先立ち，事前検討として3次元 FEM モデルを用いた固有値解析を実施した。本解析は，主として試設計した橋梁の固有振動数を把握するためのものであり，解析により求められた振動数は風洞模型の設計やばね支持試験の条件設定に使用される。

2-1 解析モデル

固有値解析は，試設計を行った全ての橋梁モデルに対して実施した。FEM モデルの作成に際しては，3 径間すべてをソリッド要素，シェル要素で分割し，支点部には試設計時に想定した反力分散支承(ゴム沓)と等価な弾性支持条件を与えている。参考図として2主桁橋の FEM モデルを図-2に，また，解析条件を表-2に示す。

要素分割例

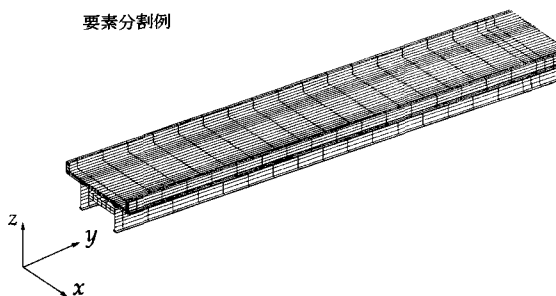


図-2 FEM 解析モデル(2主桁)

表-2 解析条件

項目	内容
使用要素	鋼部材(主桁，横桁)： 4 節点 シェル 要素 コンクリート部： 8 節点ソリッド要素 アスファルト部： 8 節点ソリッド要素
ヤング係数	鋼部材(＃) : 2.10×10^7 (tf/m ²) コンクリート(床版) : 2.95×10^6 (tf/m ²) コンクリート(壁高欄) : 2.50×10^6 (tf/m ²) アスファルト : 2.50×10^6 (tf/m ²)
ポアソン比	鋼部材(＃) : 0.30, コンクリート : 0.17, アスファルト : 0.17
単位重量	道路橋示方書に準ずる。
支点条件	反力分散支承(ゴム沓)と等価な弾性ばねで支持。

2-2 解析結果

解析により求められたモデル橋梁の固有振動数を表-3に総括して示す。また，支間長 75m の2主桁，3主桁，4主桁それぞれのモデルに対する固有値解析結果(振動モード形状)をそれぞれ図-3～5に示す。

表-3を参照すると，鉛直たわみ一次振動数 f_h は最大支間長に反比例する形で低下し，支間長 100m のケースを

除いては耐風設計便覧⁶⁾に示される経験式,
 $f_h=100/L$
 が良い近似を与えることが分かる.

表-3 固有振動数解析結果

橋梁形式	最大支間長 (m)	①鉛直たわみ一次 f_h (Hz)	②ねじれ一次 f_θ (Hz)	振動数比 η ②/①
2主桁	50	2.098	2.414	1.15
	75	1.191	1.518	1.27
	100	0.757	1.089	1.44
3主桁	50	2.385	2.515	1.05
	75	1.335	1.543	1.16
	100	0.882	1.111	1.26
4主桁	50	2.251	2.443	1.09
	75	1.090	1.387	1.27
	100	0.683	1.026	1.50

一方, 鉛直たわみ振動数 f_h とねじれ振動数 f_θ の振動数比 η に関しては, 表-3 から明らかなように $\eta=1.1 \sim 1.5$ 程度であり, 特に 50m や 75m といった標準的な支間長に対して η は 1.3 以下となる. 道路橋耐風設計便覧では経験的にねじれ振動数 f_θ を,

$$f_\theta = 2.0 f_h$$

すなわち $\eta=2.0$ としているが, 少数主桁橋に対して簡易的な照査を行う場合, 上式は高め(危険側)の推定値を与えることになる. このような場合には,

$$f_\theta = 1.1 f_h$$

とすれば, ねじれ振動数に対しておおむね妥当な推定値が得られるものと思われる.

なお, 固有振動モードに関しては, 風洞試験向けに桁高および床版支間を一定とした設計を行ったため, 図-3 ~ 5 に示すように各モデルとも類似の振動モード形状を呈する結果となった.

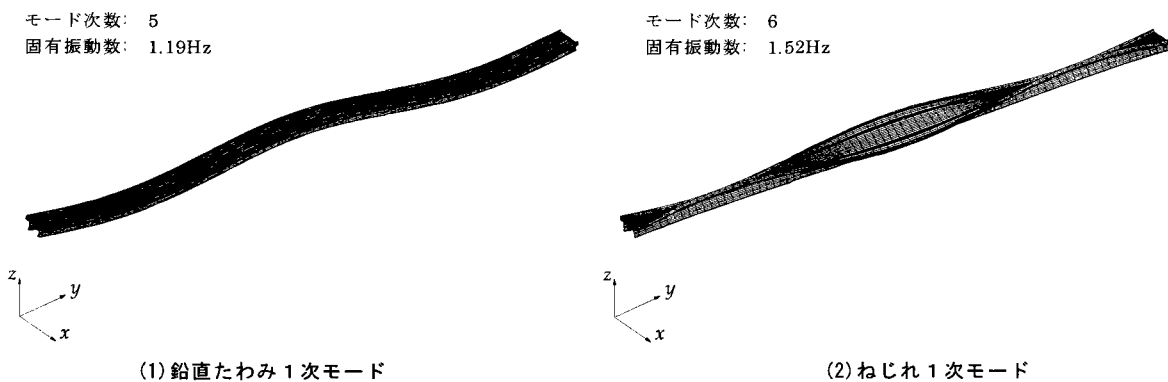


図-3 2主桁橋の固有振動モード

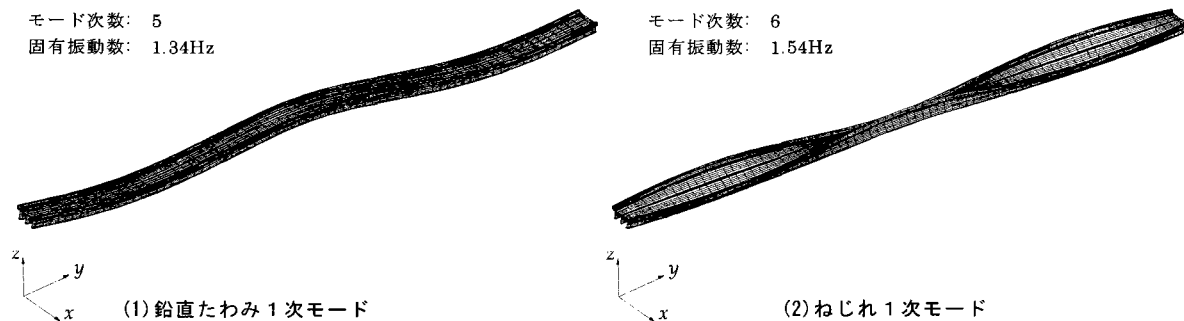


図-4 3主桁橋の固有振動モード

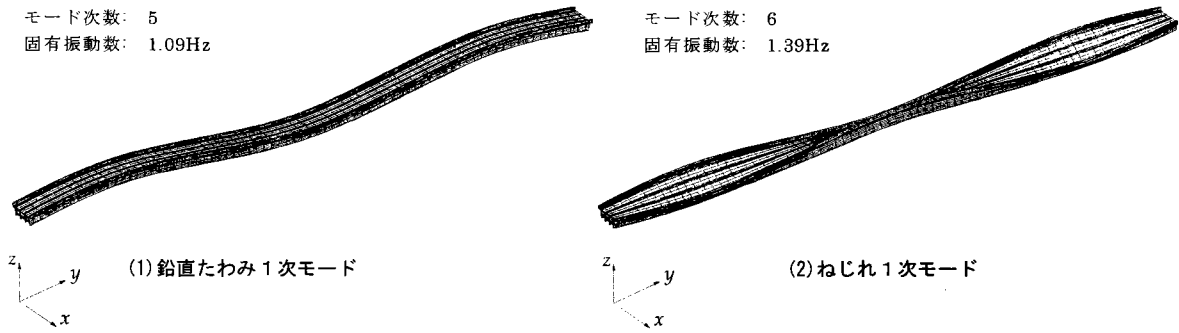


図-5 4主桁橋の固有振動モード

表-4 風洞実験条件一覧

項目		実橋値	模型値	備考		
総幅: B		10.4 (m)	174 (mm)			
質量: m	2主桁橋	15.7 (t/m)	4.45 (kg/m)	質量, 極慣性モーメントは支間長により異なるが, 実験条件としては支間長 75m の値を参照した.		
	3主桁橋	15.5 (t/m)	4.59 (kg/m)			
	4主桁橋	16.1 (t/m)	4.42 (kg/m)			
極慣性モーメント: θ	2主桁橋	153 (t・m ² /m)	0.0120 (kg・m ² /m)			
	3主桁橋	151 (t・m ² /m)	0.0121 (kg・m ² /m)			
	4主桁橋	157 (t・m ² /m)	0.0119 (kg・m ² /m)			
固有振動数	曲げ f_b	2主桁橋	1.19 (Hz)	実橋値として支間長 75m の固有値解析結果を参照した. (表-2 参照)		
		3主桁橋	1.34 (Hz)			
		4主桁橋	1.10 (Hz)			
	ねじれ f_θ	2主桁橋	1.52 (Hz)			
		3主桁橋	1.54 (Hz)			
		4主桁橋	1.39 (Hz)			
	構造減衰: δ		-		0.015, 0.050, 0.080	

3. 風洞実験

3-1 風洞実験方法

風洞実験は横浜国立大学所有の回流型風洞において行った。試設計を行った2主桁, 3主桁, 4主桁モデル橋梁に対して, それぞれ縮尺 1/60 の2次元剛体模型を製作した。これらを用いて鉛直たわみモードとねじれモードを対象に, それぞれ1自由度系のばね支持応答実験を行った。3主桁橋梁に関しては, さらに高さ3mの直立型の遮音壁を付設したケースも検討した。また, すべての試験は一様流中において実施した。

詳細の実験条件を表-4に総括した。振動諸元は試設計, 固有値解析結果で得られたものを参照している。試設計の結果, 質量, 極慣性モーメントの実橋諸元は主桁本数に関わらず概ね同値であった。よって, 模型値としても2, 3, 4主桁橋の質量, 極慣性モーメントは統一した。

少数主桁橋の構造減衰特性については現在実測データが蓄積されている段階であり, 現時点ではまだ不明な点

が多い。現在までの実測例によると橋梁毎, 振動モード毎にも構造減衰値はばらついているようであり, 必ずしも大きな構造減衰が期待できるとは言えない。よって, 本試験では, 構造減衰の設定に幅を持たせて, $\delta=0.015, 0.05, 0.08$ の3種類に設定した。

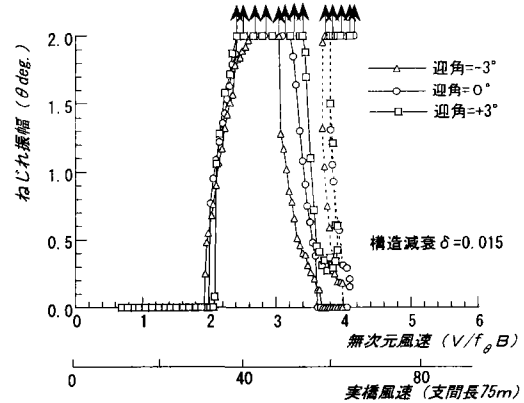
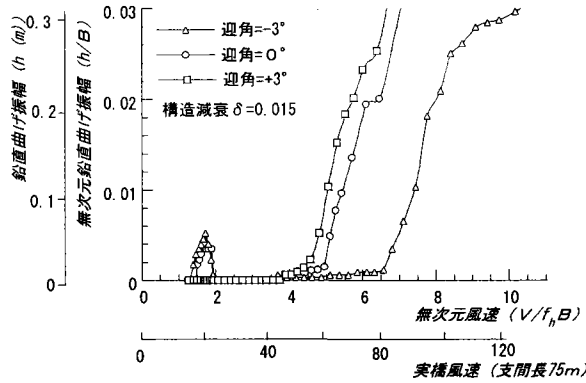
3-2 主桁本数が耐風性に及ぼす影響

図-6において, 2主桁橋, 3主桁橋, 4主桁橋の $\delta=0.015$ における応答を比較した。図の横軸には, 支間長75mの橋梁に対する実橋風速を併記した。図より, 総幅(B)および有効高(D)が一定の条件下では, 主桁本数が異なっても基本的な応答特性には際立った変化がないことが分かる。

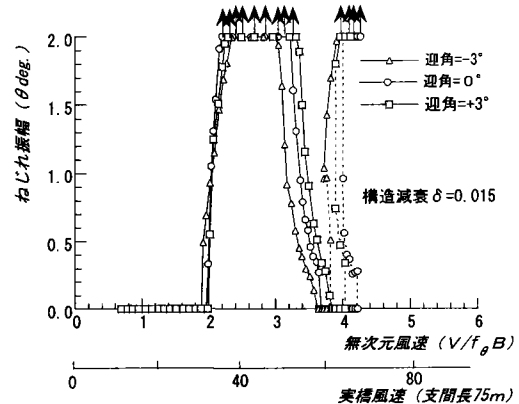
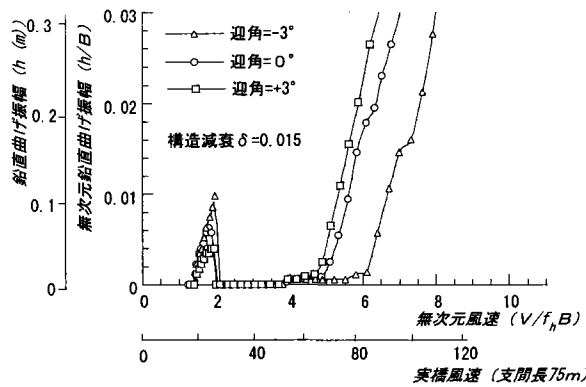
特に, ねじれモードについては, 2, 3, 4主桁橋の振動の発現風速はほとんど差異が無く, 無次元風速($V/f_\theta B$, ここで, V は風速) ≈ 2 付近で振幅の大きいねじれモードの限定振動が発現し, 4付近で発散振動が発現する。鉛直たわみモードに関しては, 無次元風速($V/f_b B$) ≈ 1.5 付近で鉛直たわみ限定振動, $V/f_b B=4$ 以上の高風速

域において発散振動が発現する。2主桁橋に比べて、3、4主桁橋の方が限定振動の振幅が若干大きい傾向にある。一方、風の迎角の影響に関しては、負迎角から正迎角、すなわち吹下げ風から吹上げ風となるに従って、鉛直曲げモードの渦励振振幅が小さくなり、発散振動の限界風速が低下する傾向がある。

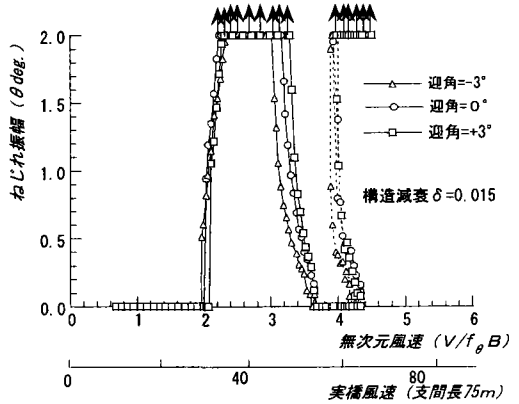
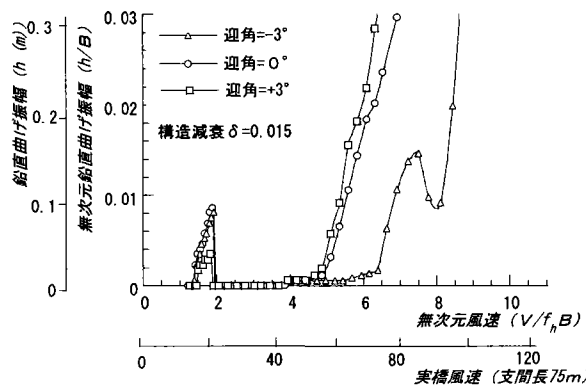
本検討では、 $-3^{\circ} \sim 3^{\circ}$ の迎角範囲の検討に留まっている。少数主桁橋梁の架設地点、現地の風条件は極めて多様であることを考慮すると、今後、さらに幅広い迎角範囲での検討も必要であると考えられる。



(1) 2主桁橋



(2) 3主桁橋



(3) 4主桁橋

図-6 2, 3, 4主桁橋の対風応答

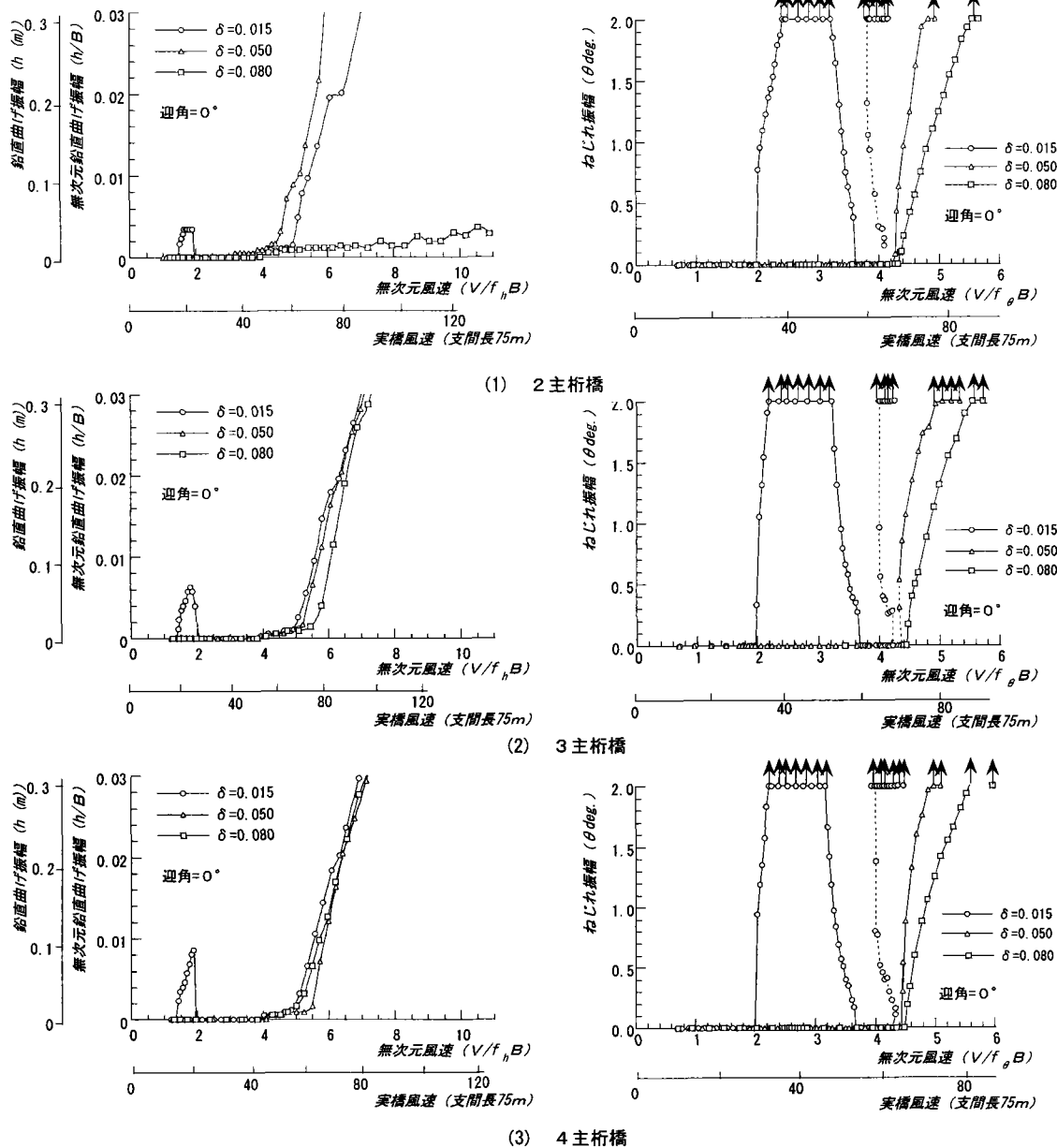
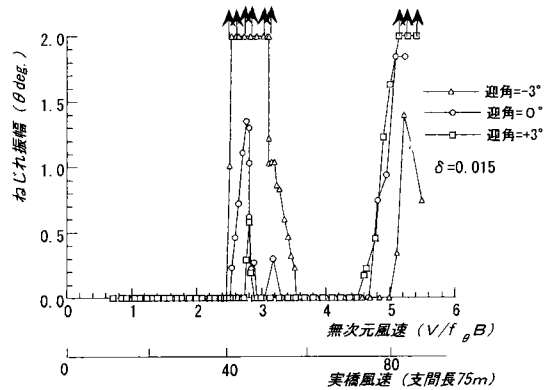
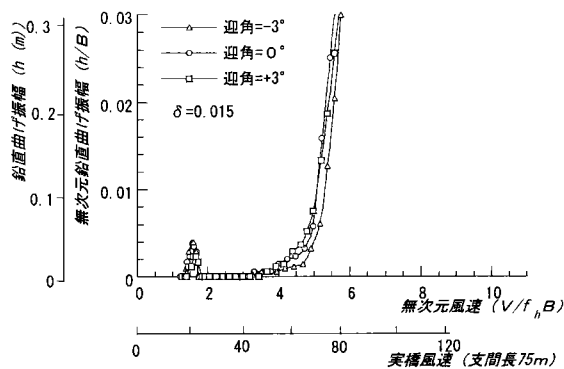


図-7 対風応答に対する構造減衰の影響

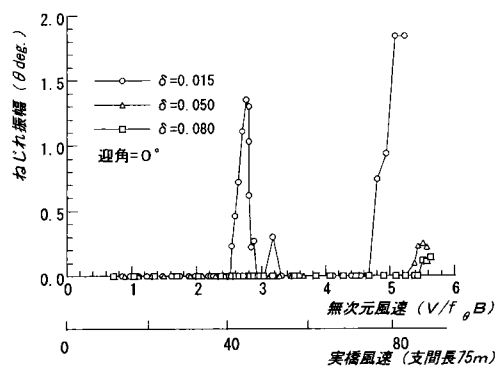
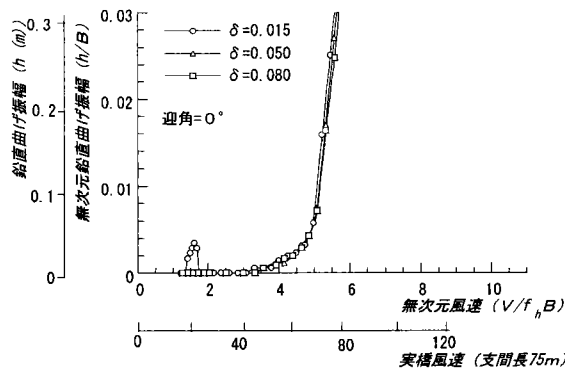
3-3 構造減衰の影響

図-7は2, 3, 4主桁橋のそれぞれについて、構造減衰の変化に伴う応答特性の違いに着目したものである。無次元風速=2~3.5で発現するねじれモードの限定振動は構造減衰が $\delta=0.05$ 以上になると、すべて消滅することがわかる。鉛直たわみモードの限定振動も同様、 $\delta=0.05$ 以上で消滅する。既往の研究例 1), 2)においても構造減衰が $\delta=0.04$ 程度で限定振動が概ね抑制されていることが報告さ

れている。これらを踏まえると、少数主桁橋梁の限定振動は $\delta=0.05$ 以上でほぼ抑制されると考えられる。鉛直たわみ発散振動については、2主桁橋のみ $\delta=0.08$ で振動が消滅するが、3, 4主桁橋では構造減衰の影響は見られない。一方、ねじれ発散振動については、2, 3, 4主桁橋すべてにおいて減衰が増加するに従って次第に風速に伴う振幅の立ち上がりが緩やかになる傾向があることが分かる。



(1) 迎角の影響



(2) 構造減衰の影響

図-8 遮音壁が設置された橋梁の対風応答 (3主桁橋)

3-4 遮音壁の影響

さらに、3主桁橋梁に対しては、高さ3mの遮音壁を設置した場合の耐風性を調べた。図-8に実験結果を示す。

遮音壁を設置すると応答特性は大きく変化し、ねじれ振動が安定化する傾向がある。特に、迎角=0°、3°における限定振動の安定化が顕著である。さらに、発散振動についても構造減衰が $\delta=0.05$ 以上のとき、振幅の小さい限定振動に変化していることが分かる。

一方、鉛直たわみモードに関しては、遮音壁を設置すると発散振動が若干、不安定化する傾向にある。すなわち、発散振動の発現風速が若干低風速側に移動し、風速増加に伴う振幅の立ち上がり若干急になる傾向がある。

5. まとめ

鋼少数主桁の耐風性に関して、本検討で得られたいくつかの成果をまとめた。

(1) 少数主桁橋では従来形式の桁橋に比べて、ねじれの振動数が低い。耐風設計便覧ではねじれ振動数の推定式

として、鉛直たわみ振動数に対して経験的に $f_{\theta} = 2.0 f_h$ を与えているが、本橋梁形式に対しては、振動数を高く評価し、危険側の評価につながるため、十分な配慮が必要である。

(2) 構造減衰が $\delta=0.015$ と小さい場合、鉛直たわみ振動については、無次元風速($V/f_h B$)=1.5から限定振動、4以降で発散振動が発現する。ねじれ振動については、無次元風速($V/f_{\theta} B$)=2から限定振動、4以降で発散振動が発現する。

(3) 鉛直たわみ、ねじれモードの限定振動は構造減衰が $\delta=0.05$ 以上で消滅する。

(4) 3m遮音壁を設置することは、鉛直たわみ振動に対しては大きな影響を及ぼさないが、ねじれ振動は安定化させる傾向にある。

従来、桁橋については、ねじれモードの渦励振やフラッターは発現風速が十分高いことから、一般的に問題とならず、ねじれ振動については耐風設計便覧による動的耐風設

計照査フローの中で照査を免除されている。しかしながら、今回の実験結果によると例えば支間長 75m 程度になると、風速 30~35m/s でねじれ限定振動が発現し、風速 60m/s 付近でねじれ発散振動が発現することになる。特に限定振動は設計基準風速以下で発現することが考えられ、注意を払う必要があると考えられる。

また、本検討は一樣流中における基礎的検討に留まっている。個々の橋梁の耐風性を評価する際には、風の乱れ特性など架橋地点の風特性の影響を取り入れることが必要であろう。

本検討結果は鋼橋技術研究会 耐風制振設計研究部会の活動成果の一つである。本検討成果が今後の橋梁建設の一助となれば幸いである。

また、風洞実験の遂行に際して大成建設 清水智仁氏(当時、横浜国大大学院生)には大変お世話になった。ここに謝意を表する。

[参考文献]

- 1) 中村・中東・今泉・佐々木・兼重・小川：今別府川橋の設計・施工、橋梁と基礎 2000-12, pp.2-9
- 2) 植田・山口・猪原：合理化構造形式 2 主桁橋梁の空力振動特性、第 55 回土木学会年次学術講演会論文集, I-B61, 平成 12 年 9 月
- 3) 中村・宮越・藤浪・橋・畠中・枝元：利別川第一橋(PC 床版連続合成 2 主桁橋)の実橋振動試験、第 55 回土木学会年次学術講演会論文集, I-B108, 平成 12 年 9 月
- 4) 大垣・西尾・山本・石毛・中村・川尻・長井：千鳥の沢川橋—PC 床版連続合成 2 主桁橋—の実橋振動試験、第 54 回土木学会年次学術講演会論文集, I-B253, 平成 11 年 9 月
- 5) 水口・西星：PC 床版連続合成 2 主桁橋(日計平高架橋)の実橋振動実験、第 55 回土木学会年次学術講演会論文集, I-B103, 平成 12 年 9 月
- 6) 日本道路協会：道路橋耐風設計便覧, 平成 3 年 7 月

*横浜国立大学大学院 環境情報研究院人間環境と情報研究部門 教授

**石川島播磨重工(株) 機械プラント開発センター 大型機械システム開発部

***川田工業(株) 技術開発本部技術開発室 室長

****株式会社 長大 構造事業部 メンバーチーフ

***** (株) CRC ソリューションズ 建設情報部 技術開発課

***** (株) 総合技術コンサルタント 東京技術部 部長