

報告

# 陣ノ谷川橋（PC床版二主桁橋）の耐風性検討

木場 和義\* 細見 雅生\*\*

陣ノ谷川橋は、PC床版を有する鋼I形断面二主桁橋を採用した橋梁である。この構造形式は、コスト縮減を目的として近年施工実績が増えつつある新形式橋梁の一つである。一般的に桁橋は、支間長が長くなるとたわみ振動の固有振動数が低下し、耐風安定性の検討が必要になることが知られている。さらに二主桁形式の場合、横構の省略に伴ってねじれ剛性が低下するという特徴を有しており、ねじれ振動に対する耐風安定性確保にも注意が必要である。特に本橋の場合、従来の二主桁断面よりも幅員が広いことから、これまでと異なる空力特性を示す可能性が考えられた。ここでは、本橋で実施された一連の耐風性検討について報告する。

キーワード：二主桁橋，耐風性検討，風洞試験，許容振幅，耐風対策

## まえがき

陣ノ谷川橋は、静岡県浜松市の北部に位置し、第二東名高速道路の一部をなす橋梁である。最大支間長65m、有効幅員16.5mを有するPC床版二主桁橋として計画され、平成16年9月に竣工予定で現在施工中である。断面一般図を図-1に示す。

従来の2車線幅員を有する二主桁断面と比較すると空力特性に影響を及ぼす因子として、以下の特徴があげられる。

- ・幅員が比較的広く、従来の二主桁断面よりも扁平な断面形状となる。
- ・並列橋として計画されており、橋軸方向に断面配置も変化する。
- ・高欄形状が、風洞試験を実施されたことのない半壁高欄である。

上記の特徴より、本橋は従来の二主桁橋<sup>1)</sup>と異なる空力特性を示す可能性が高く、耐風安定性に関する検討は必要不可欠と考えられた。

以上より、本橋の基本的な空力特性を把握するとともに、風環境を考慮して耐風安定性を照査することを目的として風洞試験を実施した。図-2に一連の検討の流れをフローチャートで示す。

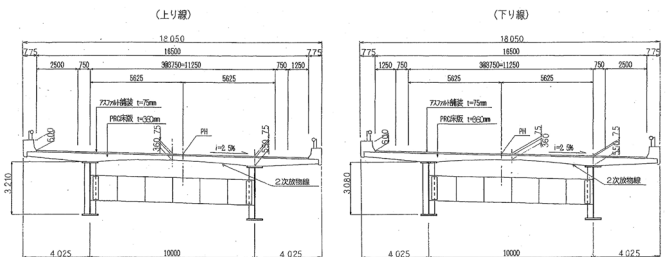


図-1 陣ノ谷川橋 断面一般図

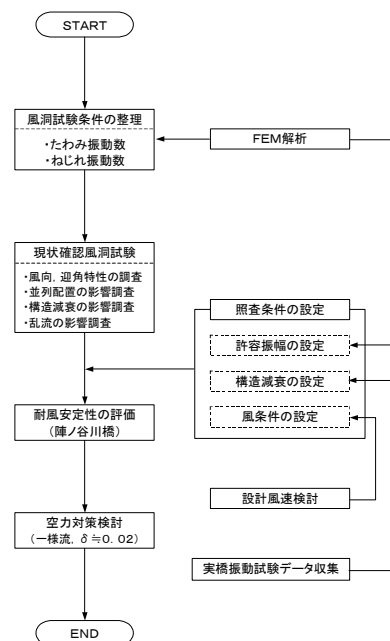


図-2 陣ノ谷川橋の耐風性検討のフロー図

\* 技術研究室課長 \*\* 技術研究室長

### 1. 橋梁の概要

陣ノ谷川橋(上り線)の構造諸元を表-1に示す。構造諸元の算出にあたっては、図-3の標準断面を基準としている。また、本橋の設計内容については参考文献<sup>2)</sup>で述べられている。

表-1 陣ノ谷川橋(上り線)の構造諸元

形式	5径間連続鋼2主鈹桁橋	
支間構成	61+65+60+60+49m	
最大支間長	65m	
支承	ゴム支承	
標準断面	幅員	18.05m
	桁幅	10m
	桁高	3.21m
	横桁高	1.00m
	P C床版厚	360mm
	舗装厚	100mm
	並列間隔	2.49m
	遮音壁	最大 8+3m
	高欄	半壁高欄
	単位長さ重量	28.66t/m
単位長さ極慣性モーメント	78.55t・s <sup>2</sup> ・m/m	

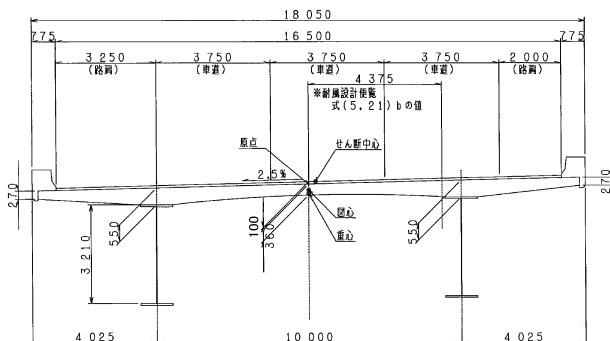


図-3 標準断面図

### 2. 設計風速の検討

設計風速の検討に関するフローチャートを図-4に示す。

設計風速は、橋梁建設地点の近傍で継続的に風速が観測されていたことから、この観測データを利用して設計風速を設定した。具体的には、長期観測データを有する浜松測候所の観測データから、極値解析で100年再現期待値を求め、さらに現地観測点(観測点 No.4)の観測データと浜松測候所データの相関解析から、現地観測点の風向別100年再現期待値を求めた。この結果、風向別100年再現期待値は、風向SSWで最大となり、その風

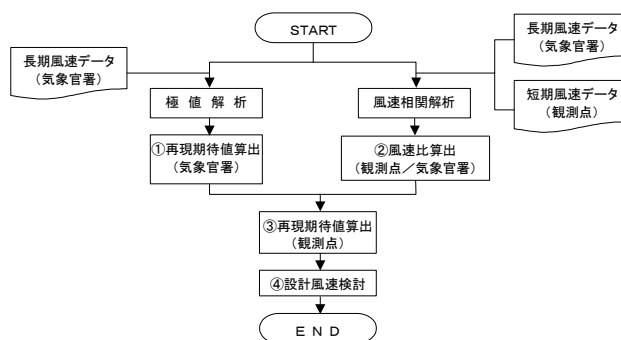


図-4 設計風速検討のフロー図

表-2 基本風速算定条件

	粗度区分	高度
観測点 No.4		10m
陣ノ谷川橋		42m

表-3 設計風速検討結果

設計基準風速	39.2m/s
たわみ渦励振照査風速	47.0m/s
フラッター照査風速	56.4m/s

速は37.8m/sとなった。これが橋軸直角方向に近い風向であることから、本橋の設計風速として風向別最大の再現期待値(37.8m/s)を設定した。

表-2に設計基準風速を算出する際に用いた観測点 No.4 と本橋の粗度区分および高度を示す。また、以下には設計基準風速、たわみ渦励振照査風速、およびフラッター照査風速の算出式をそれぞれ示す。

$$U_d = U \cdot \left(\frac{Z_G}{10}\right)^\alpha \left(\frac{42}{Z_G}\right)^\alpha \quad (1)$$

$$U_{rvh} = E_{rl} \times U_d \quad (2)$$

$$U_{rf} = 1.2E_{rl} \times U_d \quad (3)$$

ここで、

- $U_d$  : 設計基準風速
- $U$  : 観測点No.4の100年再現期待値(37.8m/s)
- $Z_G$  : 上空高度 ( $Z_G = 600m$ ,  $Z_G = 700m$ )
- : べき指数 (  $= 0.16$ ,  $= 0.22$  )
- $U_{rvh}$  : たわみ渦励振照査風速
- $U_{rf}$  : フラッター照査風速
- 1.2 : 安全率
- $E_{rl}$  : 変動風速補正係数 (=1.2)
- \*添字の  $\alpha$ ,  $\beta$  は粗度区分を示す。

上記から求められた設計風速の算出結果を表-3に示す。設計基準風速、たわみ渦励振照査風速、

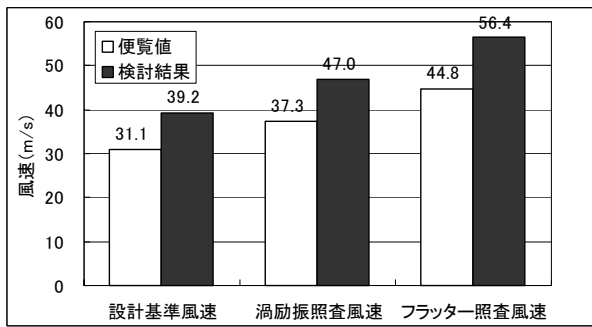


図-5 設計風速と照査風速

フラッター照査風速は、それぞれ 39.2m/s、47.0m/s、56.4m/s になる。また、道路橋耐風設計便覧<sup>3)</sup>(以下、便覧)から本橋の条件で算出される値との比較を図-5 に示す。本橋で設定した設計風速は、便覧の値に比べて約 26%大きくなっている。

### 3. 風洞試験

#### (1) 試験実施概要

試験風洞は、三菱重工所有の風洞設備を使用し、幅 3m×高さ 10m、最大風速 28m/s の風路断面で試験を実施した。模型には、縮尺 1/35 の二次元部分模型を用いて、たわみ振動とねじれ振動の 2 自由度独立支持系の振動系を再現した。模型の諸元を表-4 に示す。表中の重量および振動数比の括弧内の数値は、「本州四国連絡橋 風洞試験要領

表-4 風洞試験模型の諸元 (模型長: 2.7m)

項目	実橋値(解析値)	計画値	実験値
縮尺	—	1/35	1/35
単位長さ質量	2.924 ton·s <sup>2</sup> /m <sup>2</sup>	2.387 kg·s <sup>2</sup> /m <sup>2</sup> (±0.0477 kg·s <sup>2</sup> /m <sup>2</sup> )	2.387 kg·s <sup>2</sup> /m <sup>2</sup>
単位長さ極慣性モーメント	78.547 ton·s <sup>2</sup>	0.0522 kg·s <sup>2</sup> (±0.00104 kg·s <sup>2</sup> )	0.0515 kg·s <sup>2</sup>
振動数	たわみ	1.361 Hz	—
	ねじれ	1.588 Hz	—
振動数比 (ねじれ/たわみ)	—	1.167 (±0.0583)	1.196
風速倍率	たわみ	—	—
	ねじれ	—	—
構造減衰 (対数減衰率)	たわみ	—	0.02±0.005
	ねじれ	—	0.02±0.005

\*1: 模型片振幅 2.6mm(桁幅の 0.5%)における値。 \*2: ねじれ片振幅 0.5° における値



写真-1 風洞試験実施状況 (並列状態)

(1980)・同解説<sup>4)</sup>の許容偏差量である。風洞試験の実施状況を写真-1 に示す。

#### (2) 単独状態の特性

応答試験結果の例を図-6 に示す。たわみ振動については、渦励振が風速 40m/s 付近から発生し、54m/s 付近で 0.3m 程度の最大振幅となっている。またねじれ振動については、風速 33m/s 付近に振幅の小さな渦励振のピークがあり、風速 50m/s を超えたあたりからフラッターが発生している。

図-7 にフラッター限界風速の迎角特性を示す。図中、阪神高速道路公団の照査規準案<sup>5)</sup>(以下、HDL)と便覧による推定値を示す。また上り風向とは、横断勾配に対して風が上る風向を表す。

フラッター限界風速の迎角特性は、全体的に“下り風向”の方が“上り風向”よりも不安定であり、既往の二主桁に関する試験結果と一致する傾向である。発生風速は、前述したフラッター照査風速(56.4m/s)よりも高い風速となっており、フラッターに対する安全性は確保されていると考えられる。ギャロッピング振動は今回の試験風速範囲(～100m/s)で発生しておらず、本振動に対しても十分に安全性は確保されている。

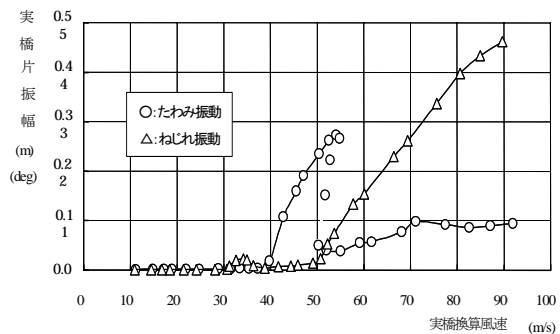


図-6 応答試験結果

(単独, 一樣流,  $\alpha=0.02$ , 迎角 3°)

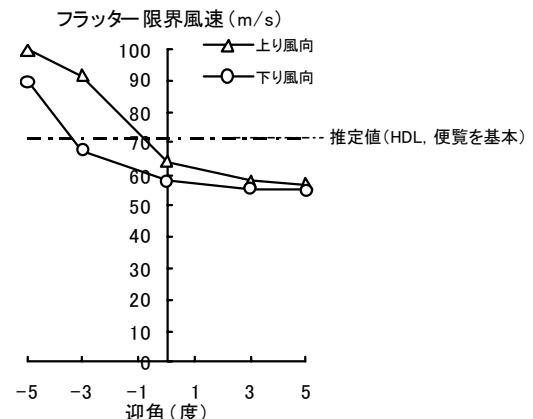


図-7 迎角-フラッター-限界風速の特性

(単独, 一樣流,  $\alpha=0.02$ )

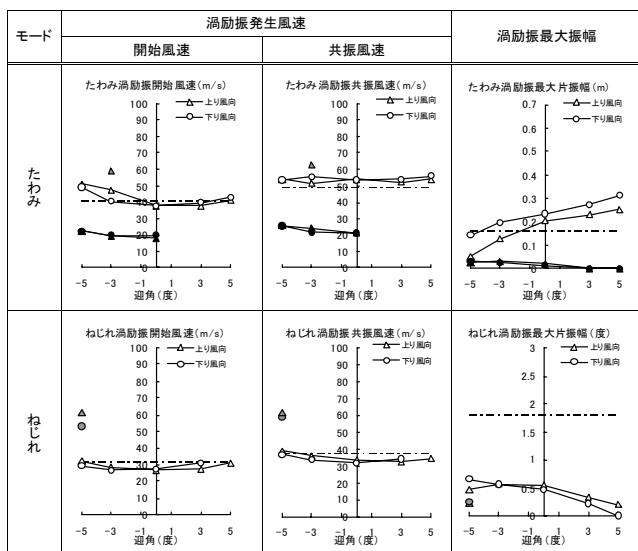


図-8 渦励振特性 (単独, 一樣流,  $\delta r = 0.02$ )

図-8にたわみとねじれそれぞれについて、渦励振の発生風速と最大振幅の迎角特性を示す。たわみ渦励振の振動発生風速は 40~50m/s 程度であり、照査風速 (47.0m/s) 以下で発生するため、応答振幅に対する安全性の評価が必要となる。この振幅は、正迎角で便覧による推定値よりも大きい。ねじれ渦励振は、20~30m/s とたわみ渦励振よりも低風速域で発生するものの、応答振幅が小さく、設計上問題となる可能性は低い。

(3) 並列状態の特性

図-9に並列状態における応答特性を示す。フラッターは単独状態よりも安定化される傾向

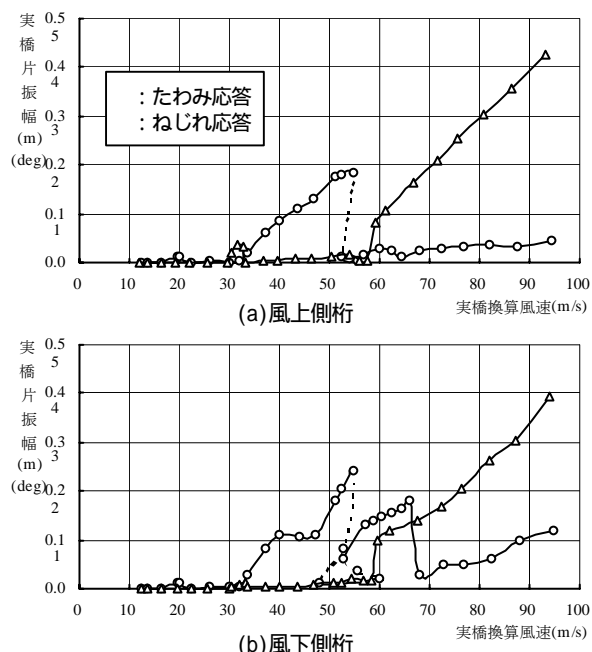


図-9 応答試験結果 (並列: 間隔 20m, 一樣流,  $\delta r = 0.02$ , 迎角  $3^\circ$ )

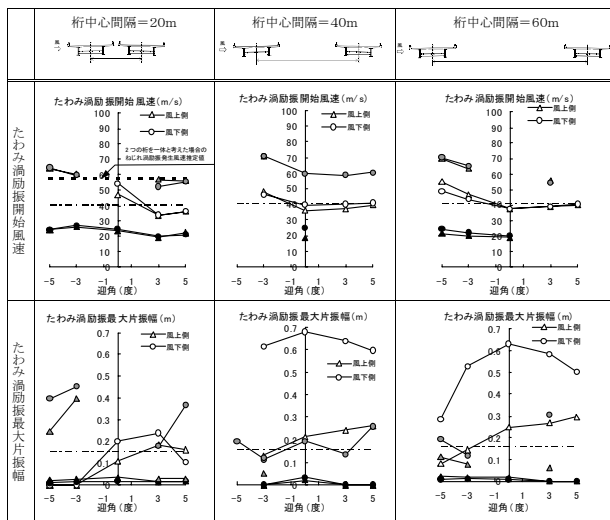


図-10 渦励振特性 (並列, 一樣流,  $\delta r = 0.02$ )

にあり、桁中心間隔 20m の場合にはその傾向が顕著である。ギャロッピング振動に対しては単独状態の場合同様に安定である。

図-10には、代表的な振動現象としてたわみ渦励振に関する特性を示す。たわみ渦励振は単独状態の場合同様に 40~50m/s 程度の風速で発生する。単独状態と比較すると、桁中心間隔 20m の場合にはやや安定化される傾向にあるものの、その他の桁中心間隔の場合には風下桁が著しく不安定化される傾向にある。特に桁中心間隔 40m の場合が、最も厳しい条件となる。ねじれ渦励振も単独状態の場合同様に 30m/s 程度の風速で発生するが、目立った不安定化傾向はない。

(4) 減衰の影響

本橋の耐風性評価に対して最も支配的な振動は、風速 40~50m/s 付近で発生するたわみ渦励振で

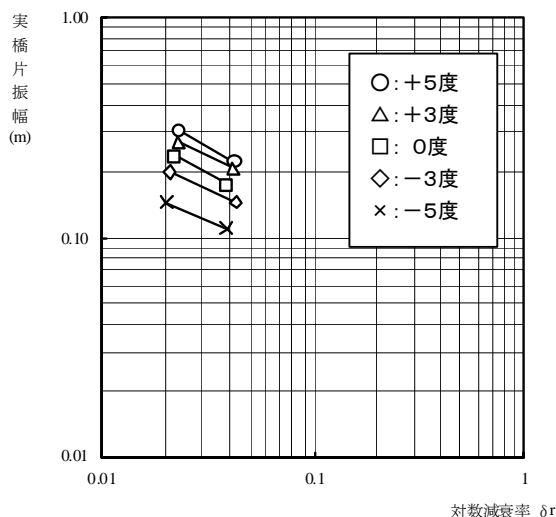


図-11 たわみ渦励振の減衰効果 (単独)

あることから、この振動に対する構造減衰の変化 (  $\gamma = 0.02 \sim 0.04$  : 対数減衰率 ) による影響度を調べた。単独状態の構造減衰による変化を図-11に、並列状態の変化を図-12にそれぞれ示す。

単独状態では、構造減衰の増加に伴う振幅低減はさほど大きくなく、また迎角による特性の差異も大きくない。  $\gamma = 0.04$  の場合には  $\gamma = 0.02$  の場合の 7~8 割程度となる。

並列状態では、桁中心間隔 20m 以外の場合には、風上桁および風下桁ともに単独状態同様に構造減衰の増加に伴う振幅低減度は小さく、  $\gamma = 0.04$  の場合には  $\gamma = 0.02$  の場合の 6~8 割程度となる。

(5) 気流の乱れの影響

図-13に、単独状態および並列状態(桁中心間隔=40m)における乱流試験結果に対して、主流方向(流れ方向)乱れ強さを横軸に、たわみ渦励振振幅を縦軸にとって整理したものを示す。

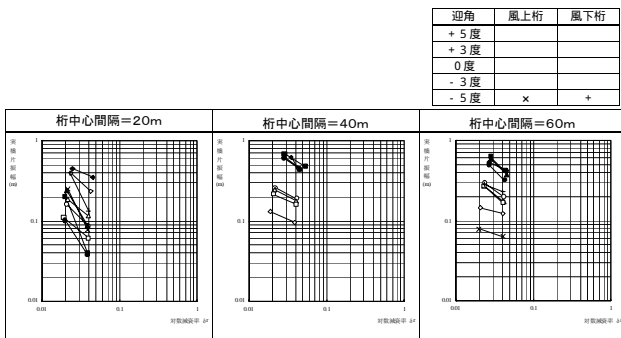


図-12 たわみ渦励振の減衰効果(並列状態)

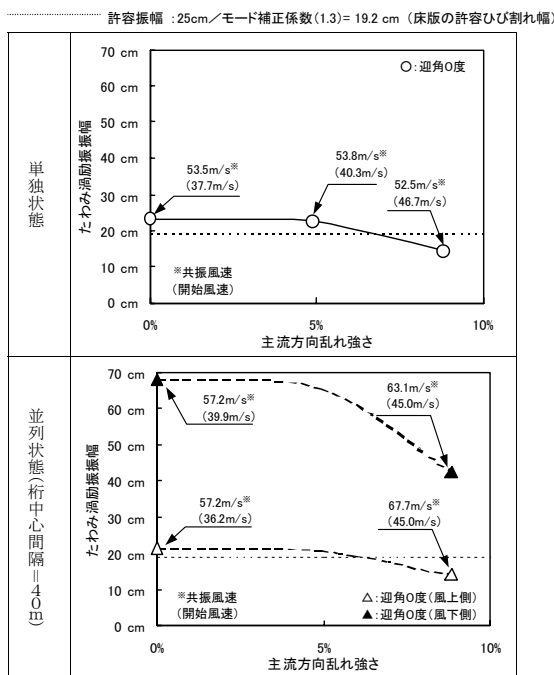


図-13 たわみ渦励振の乱流効果 (迎角 0°,  $\gamma = 0.02$ )

本橋の断面に対しては、基本的に乱流効果(振幅の低減度)が小さく、乱れによる大幅な振幅低減は望めないと考えられるが、 $I_u = 10\%$ 、迎角 0 度(水平風)で評価すると、単独・並列状態(風下側に着目)とともに振幅は一樣流の場合の 6 割程度となる。

4. FEM 立体解析と許容振幅の設定

(1) 固有振動モードと振動数

立体 FEM モデルによる固有振動解析を実施して、風洞試験対象とする固有振動モードと固有振動数を設定した。検討対象とする振動モードを図-14に示す。

(2) 許容振幅の設定

FEM 固有振動解析結果より、照査対象となるたわみ振動(5次モード)における発生応力度を検討し、構造の限界状態に対応する応力度と振動振幅の関係から許容振幅を推定した。

応力度の検討は、振動モードの変位が大きい第 2 径間(P1~P2, 65.0m)の床版表面および主桁下フランジにおける橋軸方向応力度に着目して行った。着目部材の各種状態における、応力度と振動振幅を推定した結果を表-5に示す。また、主要部材の状態が変化する点に着目して、振動振幅を整理したものを表-6に示す。

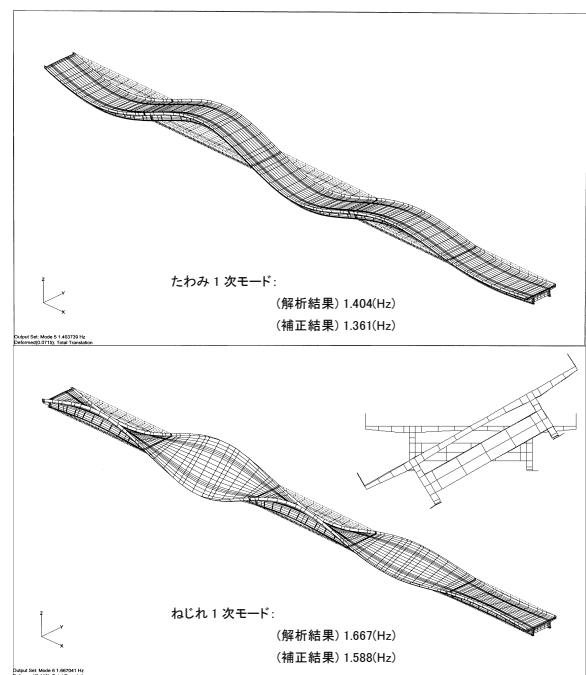


図-14 固有振動モードと振動数

表-5 着目部の応力度と振動振幅

状態	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	応力度余裕 (N/mm <sup>2</sup> )	振動応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	振動振幅 (mm)	状態の説明
床版コンクリートの許容引張応力度	2.5	1.5	3.9	38	初期ひび割れ
床版水密性に対する許容ひび割れ	6.6	5.6	3.9	144	ひび割れ幅0.10mm以内
床版鋼材腐食に対する許容ひび割れ	10.9	9.9	3.9	254	ひび割れ幅0.14mm以内
床版コンクリートの許容圧縮応力度	-14	-10.0	3.9	256	許容応力度レベル
下フランジ:許容曲げ引張	255	118.5	161	74	合成断面 許容応力度レベル
下フランジ:許容局部座屈	-108	-244.5	161	152	
下フランジ:降伏点	450	307.9	161	195	非合成断面 降伏応力度レベル
下フランジ:降伏点 (非合成断面)	450	307.9	168	311	
下フランジ:局部座屈(推定) (非合成断面)	-184	-326.1	168	330	
活荷重たわみ(推定値) (G1,G2の平均)				37.7	参考 L/1700相当
活荷重たわみ(許容値) (G1,G2の平均)				130	
たわみ振動許容振幅 (耐風設計便宜 0.04/fh)				29	

表-6 部材の状態と振動振幅

部材	部材の状態	振幅	【構造の状態】
① 構造	活荷重たわみ、床版許容引張応力度	38mm	初期ひび割れ
② 床版	水密性に対する許容ひび割れ	144mm	(ひび割れ進展)
③ 床版	鋼材腐食に対する許容ひび割れ	254mm	合成断面
④ 床版	コンクリートの許容圧縮応力度	256mm	↓
⑤ 下フランジ	降伏(非合成断面)	311mm	非合成断面
⑥ 下フランジ	局部座屈(非合成断面)	330mm	↓
⑦ 床版	コンクリートの圧縮降伏		部材の破壊
⑧ 下フランジ	引張強さ		

※振幅は、第2径間中央部における数値

風による限定振動に対する許容振幅は、便覧では低風速域で振動が発生することを想定して、使用性に対する許容振幅として、振動加速度で100galに相当する振幅を規定している。一方、設計風速付近の発生確率の低い高風速域で振動する状態に対しては、構造的な限界から許容振幅を設定する考え方もある。本橋における許容振幅は、後者の考え方から、構造的な限界に対する許容振幅として設定するものとした。本橋の構造的な限界は、床版表面に鋼材腐食に対する許容ひび割れ幅(本橋の条件では0.14mm)を生じる状態と考えられることから、許容振幅として250mmを設定した。

### 5. 耐風安定性の評価

#### (1) 照査条件の整理

本橋においては、耐風設計上支配的となる振動現象がたわみ渦励振であることから、この振動現象に対する照査条件を表-7に整理した。

表-7 耐風安定性評価の照査条件(たわみ渦励振)

項目	数値	備考
照査風速	39.2m/s	乱流中における照査であることから変動風速補正係数は考慮せずに設計基準風速を設定した。
許容振幅	25cm	床版に対する許容ひび割れ幅より設定した。
気流条件	乱れ強さ	$I_u = 10\%$ の乱流 道路橋耐風設計便宜で設定される架橋位置の主流方向乱れ強さが約20%であることから、安全側としてその半分の乱れ強さに相当する強乱流(主流方向乱れ強さ10%程度)を適用した。
	気流傾斜角	単独状態: +3度 並列状態: 0度 単独状態: 正迎角で不安定化、並列状態: 迎角0度の場合が最も不安定との一様流中での空力特性、および乱流による迎角の変動を考慮して設定した。
構造減衰	対数減衰率 $\delta = 0.02$	支間長50m前後では $\delta = 0.04$ の実測結果があるが、本橋の支間長が約65mと長いこと、および安全側への配慮として吊橋・斜張橋で採用される最低レベルの値を設定した。

#### (2) 評価結果

単独状態の場合、表で設定した条件を適用した場合に評価対象となる応答図と照査風速および許容振幅を比較した結果(図-15参照)、照査風速以下の風速で有意な振動は発生しておらず、耐風安定性は確保されている。

並列状態の場合、最も不安定になる桁中心間隔40mの場合に対して、単独状態の場合と同様に応答図と照査風速および許容振幅を比較した結果(図-16参照)、単独時同様に照査風速以下の風速

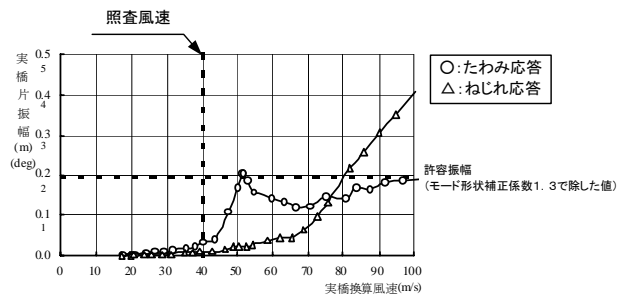


図-15 単独状態応答振幅と照査風速・許容振幅 (  $I_u=10\%$ ,  $\delta=0.02$ , 迎角  $0^\circ$  )

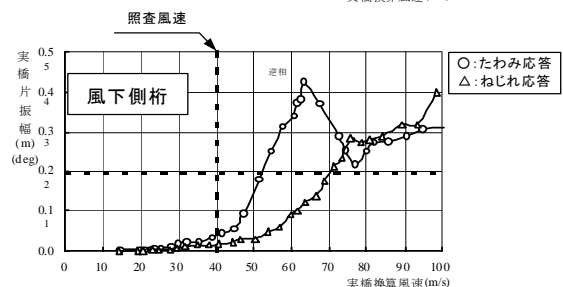
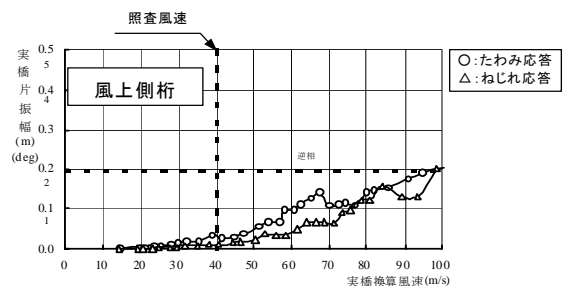


図-16 並列状態応答振幅と照査風速・許容振幅 (中心間隔40m,  $I_u=10\%$ ,  $\delta=0.02$ , 迎角  $0^\circ$  )

で有意な振動は発生しておらず、並列状態に対しても耐風安定性は確保されている。

6. 空力耐風対策の検討

以上で述べたように、現地の風況条件を考慮した場合、本橋は概ね耐風安定性が確保されていると考えられるが、一方で、特殊な条件では何らかの制振対策が必要となる可能性も残されている。そこで、比較的軽微な部材設置による空力的対策の可能性を探ることを目的として、種々の空力対策を施した風洞試験を実施した。

検討においては、単独状態を対象として最も厳しい条件（一様流， $\beta=0.02$ ）を基本とした。

二主桁断面への適用が有望と考えられた数種の空力対策案について、応答試験を実施してそれ

ぞれの効果を評価した。検討した対策案とその評価を表-8に示す。

代表的な試験結果例として、フラップ案における空力特性変化を図-17に示す。フラップ案の場合には、「フラップ 1m+スカート 50cm」を高欄上に設置した場合、たわみ渦励振発生風速を上昇させ、なおかつ応答振幅も低減させる効果が認められ、たわみ渦励振をほとんど振動が発生しないレベルにまで抑制できることが確認できた。

あとがき

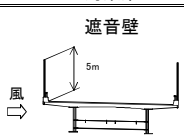



陣ノ谷川橋（鋼上部工）工事で実施した風洞試験による耐風性検討について報告した。実橋に関する構造減衰の評価は、建設実績が少ないことなどから評価が十分とは言い切れないが、現地観測に基づいた風特性ならびに、構造的限界状態から床版コンクリートのひび割れ幅を基に設定した許容振幅を考慮した、適切な耐風性評価が出来たものとする。

最後に、本業務では、日本道路公団静岡建設局ならびに浜松工事事務所のご指導・ご協力をいただきました。また、風洞試験は三菱重工業株式会社で実施した結果を使用しています。ここに記して、本業務の関係者の方々に対して深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 例えば、今泉安雄・兼重寛・青木大輔・小幡大輔・佐々木保隆：鋼2主桁複合ラーメン橋「今別府川橋」の耐風安定性に関する検討，鋼構造年次論文報告集，第9巻，pp.325-332，2001.11.
- 2) 太田検志・本郷 智：陣ノ谷川橋（鋼I形断面2主桁橋）の設計，駒井技報，Vol.22，pp.40-44，2003.4.
- 3) 日本道路協会：道路橋耐風設計便覧，1991.7.
- 4) 本州四国連絡橋公団：本州四国連絡橋風洞試験要領(1980)・同解説，1980.6.
- 5) 阪神高速道路公団：耐風設計における動的照査法（案）

表-8 空力対策の評価

対策案	評価
	<p>【△】</p> <p>現状断面の半分程度の振幅となる。遮音壁が不要な地域では適用困難。</p>
	<p>【○】</p> <p>大迎角になると、やや不安定になるが、乱流効果も期待できる。</p>
	<p>【△】</p> <p>遮音壁と同様、現状断面の半分程度の振幅となる。共振風速を高める効果がある。</p>
	<p>【◎】</p> <p>最も安定性の高い対策である。景観面への配慮が必要である。</p>

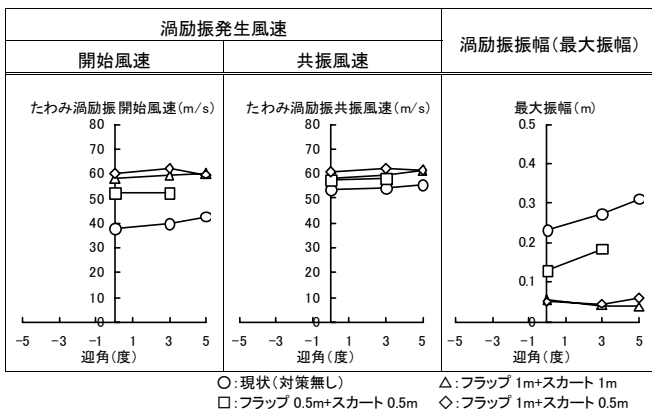


図-17 フラップ案による効果 (単独, 一様流,  $\beta=0.02$ )