

PC 斜張橋 (新丹波大橋) の風洞実験

白石 成人*

1. まえがき

第2次世界大戦によって多くの橋梁を失った西ドイツにおいて、斜張橋形式の構造系が開発され、爾来40年間に多数の斜張橋が設計・施工されてきた。わが国においても初期の試作的計画から大きく前進し、ようやくわが国独自の構造系を追求しようとする気運が生まれようとしている。斜張橋に関するいま一つの新しい流れは、従来の鋼材使用の構造からコンクリート材料を用いた構造についても目が向けられてきた点である。1975年、大和橋(54m+83m+54m)が竣工したが、この斜張橋の特徴は主塔がコンクリート、桁は合成箱桁にある。また、1984年3月に竣工した高梨大橋(100m+58m)は2径間連続斜張橋であるが、ここでも主塔は鉄骨鉄筋コンクリート構造で、桁は鋼床版逆台形箱桁断面が採用された。

こうしたわが国における新しい流れの中にあつて、京都府北部の国道173号線バイパス建設に際して、由良川に新丹波大橋(PC斜張橋、52m+110m+75mの3径間連続コンクリート箱桁、1本主塔、ケーブル5段2面吊り形式)が計画された。これまでのPC斜張橋あるいは複合斜張橋においては風洞実験が実施された例もまた実施されなかった例もあるが、1970年代前半までの例では風洞実験が行われなかった場合が多いのに対して、それ以後はその多くが耐風性の照査を受けている。新丹波大橋についても、これまでのわが国のPC斜張橋の中では最長の中央径間長をもつことから、風洞実験を実施することとなった。ここに、その概要を報告するものである。



* Naruhito SHIRAIISHI
京都大学工学部教授

2. PC 斜張橋の耐風性に関する問題点

橋梁の耐風性がその安全性に深くかかわりをもつものであることは1940年のTacoma Narrows Bridgeの落橋によって明らかにされたところであるが、この落橋事故が吊橋でかつプレートガーダー形式の桁断面の構造であったところから、橋梁の耐風性の問題は吊橋特有のものとか、H形断面についてのみに生ずるものであると考えられがちである。しかし、橋梁は地表に設けられる構造物であり、風の影響を避けて通ることはできない。問題は、対象とする構造物にどのような風が作用するか、また、風が作用した場合構造物がどのような挙動を示すのか、という点にあり、これを的確に把握したうえで、その耐風性が評価されなければならない。

本節ではPC斜張橋の耐風性に関する基本的問題点について考察してみたい。一般に構造物の耐風性が設計上問題となるのは、(1)構造物の建設される場所が強風の生起する確率の高いところである、(2)構造物の固有振動数や減衰率が小さいと考えられる、(3)構造物の断面形が空気力学的に不安定な形状をしている、というような場合である。これら3つの特性についていまいし詳細に述べ、PC斜張橋との関連を述べれば次のようになる。

2.1 気象条件

橋梁の架設地点の気象条件は、本来、構造物と直接関係をもたない、外的に加えられる設計条件である。しかし、橋梁、特にPC斜張橋が検討される架設地点は、その支間長が大きくなる構造系であるところから、部分的に開けた空間を有し、概して谷間や幅ひろい河川を横断することになることから、風の強い地形に該当することが多い。

加えるに、架橋地点の強風に関する統計資料がある場合が少ないことから、どの程度の設計風速を想定すべきかは工学的にも極めて困難な問題である。このような問題に対処するためには、周辺の気象官署で記録されている風速記録を調査することは勿論、地形因子を用いた回帰分析をも併用して、構造設計に供しうる基本風速の推定をしなければならない。

2.2 構造物の振動特性

一般に、橋梁構造物の耐風性を評価する場合には、静

的風荷重と空気力学的不安定挙動を検討しなければならないが、特に空力挙動を取り扱う場合には、構造物の振動性状が極めて重要な要因となる。しかしながら構造物の振動性状、すなわち固有振動数や振動モードなどは設計された構造体に対して求められるもので、設計前に与えられる情報でないところに問題がある。更に、構造減衰は振動数以上に不確定性の高い特性である。一般に、コンクリート構造物は鋼構造物に比して、単位長あたりの重量が大きくなり、また、振動減衰能は大きいといわれている。しかし、PC斜張橋のように、可撓性を大きくしたコンクリート構造物の場合には重量があることが減衰性を減少させることになると考えられる。このような問題に対処するにはデータの蓄積が必要であり、今後、実構造物を対象にした調査、計測が不可欠であるとされる。

2.3 断面特性

構造物の耐風設計を行うということは、具体的には次の3つの照査を行うことを意味することが多い。

- ① 設計風荷重に対して、構造物が十分な抵抗力をもっているか否かを照査する。
- ② 設計風荷重を低減するために断面形状を改良し、これが他の設計条件を満足するか否かを照査する。
- ③ 動的空力挙動を照査し、対象となる設計風速以下では不安定問題はなく、また、動的応答も許容レベル以下であることを確認する。

もとより、構造物によってはこれ以外に固有の問題をもつ場合がある可能性もある。しかし、従来の耐風設計が、上述の①に該当する強度照査にのみ終始していたのは事実である。PC斜張橋は内的な力のバランスを利用する構造物であり、また、フレキシブルとなることから、動的応答に対する照査が重要になると思われる。橋梁断面は、流体力学的にみるならば、非流線形であり、固有の流体効果が想定される。極めてブラントな断面、(幅員/桁高)比が小さな断面、では抗力係数が大きくなり、(幅員/桁高)比が大きくなるにつれて渦励振やギャロッピング振動、ストール・フラッターが顕著になり、平板に近づくにつれて、バフエッティング振動や連成フラッターが問題となる。これらを総合的に検討して断面形状を選定する必要があり、このためにも風洞実験が有力な手段となるといえる。

3. 相似則および実験条件

風洞実験を実施する場合、以下に示すパラメータが実物と模型とでは同じでなければならない。

二次元剛体部分模型 (パネ支持試験、鉛直たわみ、ねじれ 2 自由度系)

質量パラメータ $m/\rho B^2, I/\rho B^4$ $[(m/\rho B^2)_m = (m/\rho B^2)_p, (I/\rho B^4)_m = (I/\rho B^4)_p]$

減衰パラメータ $\delta_\eta, \delta_\varphi$ $[(\delta_\eta)_m = (\delta_\eta)_p, (\delta_\varphi)_m = (\delta_\varphi)_p]$

風速パラメータ $V/Bf_\eta, V/Bf_\varphi$ $[(V/Bf_\eta)_m = (V/Bf_\eta)_p, (V/Bf_\varphi)_m = (V/Bf_\varphi)_p]$

風速倍率: (V_p/V_m) は適宜決定

三次元弾性体全体模型

弾性パラメータ $(E/\rho V^2)_p = (E/\rho V^2)_m$ } →

慣性パラメータ $(\rho/\rho_s)_p = (\rho/\rho_s)_m$ } →

→ 風速パラメータ V/Bf

→ 質量パラメータ $m/\rho B^2, I/\rho B^4$

重力パラメータ $(gB/V^2)_p = (gB/V^2)_m$

→ 風速倍率: $V_p/V_m = \sqrt{B_p/B_m} = \sqrt{n}$

減衰パラメータ $(\delta)_p = (\delta)_m$ (結果的には質量分布、剛性分布、振動モード等も相似される)

ただし、 B : 断面代表長 (例えば幅員)

f : 固有振動数

V : 風速

ρ : 空気密度

ρ_s : 構造材料密度

E : 構造材料弾性係数

m, I : 単位長当りの質量, 質量慣性モーメント

g : 重力加速度

δ : 構造減衰 (対数減衰率)

n : 縮尺率

添字 η, φ : 鉛直たわみ, ねじれ

添字 m, p : 模型, 実物

このほかに、乱流中や、乱流境界層流れの中での実験においては、更に気流についての相似条件として、

i) 平均風速鉛直方向分布 (平均風速鉛直プロフィール)

ii) 乱れの強さ $(\sigma_u/\bar{U}, \sigma_u$: 変動風速標準偏差, \bar{U} : 平均風速)

iii) 乱れのスケール比 $(L_u/B, L_u$: 乱れのスケール, B : 構造代表長)

iv) 乱れのスペクトル特性

等が実際の風と対応しなければならない。

新丹波大橋の風洞実験においては、基本的な空力特性を明らかにするために、二次元実験を行い、更に振動モードの影響等を検討するために三次元模型実験を実施した。それぞれの実験で要求される構造特性は次表のようである (表—1, 表—2)。

3.1 模 型

実験に使用した風洞模型の形状ならびに寸法を 図—1 より 図—2 に示す。二次元剛体模型は、断面 1 より断面

表—1 二次元剛体模型実験条件所要値

項 目	縮 尺	実 橋 値	実 験 所 要 値	実 験 値*
幅 員	$1/n$	10.75 m	0.3583 m	0.3584 m
単位スパン長あたりの質量	$1/n^2$	$1.996 \text{ t}\cdot\text{sec}^2/\text{m}^2$	$2.2177 \text{ kg}\cdot\text{sec}^2/\text{m}^2$	$2.2185 \text{ kg}\cdot\text{sec}^2/\text{m}^2$
単位スパン長あたりの質量慣性モーメント	$1/n^4$	$12.94 \text{ t}\cdot\text{sec}^2$	$0.01598 \text{ kg}\cdot\text{sec}^2$	—
たわみ・振れ固有振動数比 (最低次モード)	1	6.416	6.416	—
たわみ対数構造減衰率	1	—	—	0.01~0.05
振れ対数構造減衰率	1	—	—	—
たわみ風速倍率	—	—	—	5.20
振れ風速倍率	—	—	—	—

(縮尺率 $n=30$)

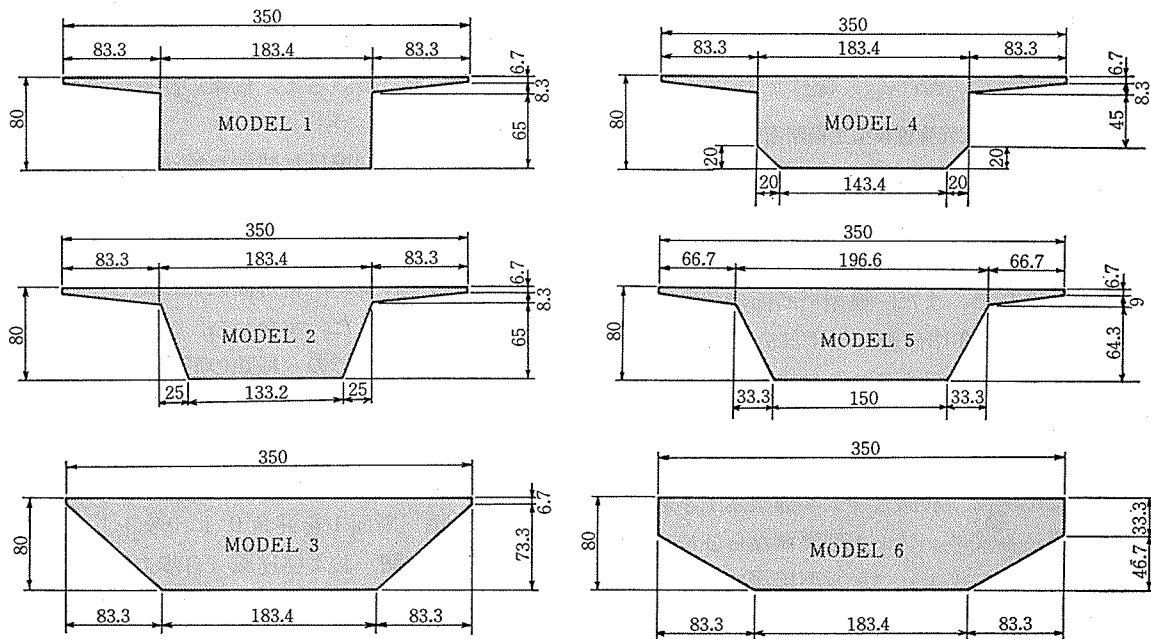
表—2 三次元弾性模型実験条件所要値

項 目	縮 尺	実 橋 値	実 験 所 要 値	実 験 値*
幅 員	$1/n$	10.75 m	8.96 cm	8.95 cm
単位スパン長あたりの質量(含ケーブル重量)	$1/n^2$	$2.408 \text{ t}\cdot\text{sec}^2/\text{m}^2$	$0.1672 \text{ kg}\cdot\text{sec}^2/\text{m}^2$	$0.16 \text{ kg}\cdot\text{sec}^2/\text{m}^2$
単位スパン長あたりの質量慣性モーメント (含ケーブル)	$1/n^4$	$13.366 \text{ t}\cdot\text{sec}^2$	$6.446 \times 10^{-5} \text{ kg}\cdot\text{sec}^2$	—
鉛 直 曲 げ 剛 性	$1/n^5$	$1.835 \times 10^7 \text{ t}\cdot\text{m}^2$	$0.7374 \text{ kg}\cdot\text{m}^2$	$0.5737 \text{ kg}\cdot\text{m}^2$
横 曲 げ 剛 性	$1/n^5$	$1.491 \times 10^8 \text{ t}\cdot\text{m}^2$	$5.9903 \text{ kg}\cdot\text{m}^2$	$5.603 \text{ kg}\cdot\text{m}^2$
振 れ 剛 性	$1/n^5$	$1.469 \times 10^7 \text{ t}\cdot\text{m}^2$	$0.5905 \text{ kg}\cdot\text{m}^2$	$0.7201 \text{ kg}\cdot\text{m}^2$
たわみ固有振動数	\sqrt{n}	0.8186 Hz	8.9673 Hz	8.306 Hz
振れ固有振動数	\sqrt{n}	5.2521 Hz	57.5339 Hz	—
たわみ・振れ固有振動数比	1	6.416	—	—
たわみ対数構造減衰率	1	—	—	0.06~0.07
振れ対数構造減衰率	1	—	—	—
たわみ風速倍率	\sqrt{n}	—	10.95	11.83
振れ風速倍率	\sqrt{n}	—	10.95	—

* 断面1の値を示す。

** 表中—は測定せずの意。

(縮尺率 $n=120$)



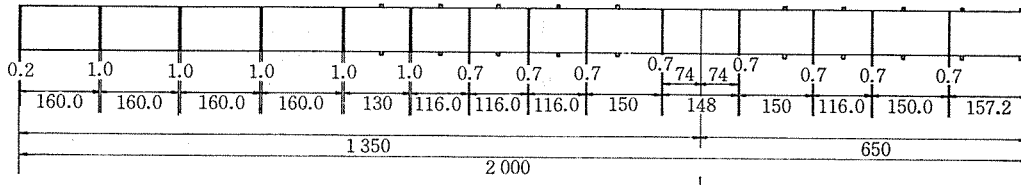
図—1 二次元剛体模型断面図

6まで桧製の軽量模型を製作し、これと同じく桧製の床板・高欄部をネジ止めし、主桁断面形状の変化による空力応答特性の変化を調べた。更に断面1および2については実橋との相似条件を満足させたメタル製の重量模型を追加製作した。模型スパン長はすべて 93 cm である。

また、三次元弾性模型は、主桁の剛性をメタルスチー

ル製の心材で代表させるため、主桁を橋軸方向に 14 ブロックに分割し、各ブロック (バルサ材製) は心材と 1 点でピン支持させた構造となっている。なお、主桁重量を所要値に合わせるため、心材には鉛板を巻きつけ、更に模型両端のスプリングにより心材に張力を与え、剛性を調節した。ケーブルは 0.3 mmφ のピアノ線を用い、

上 面 図



側 面 図

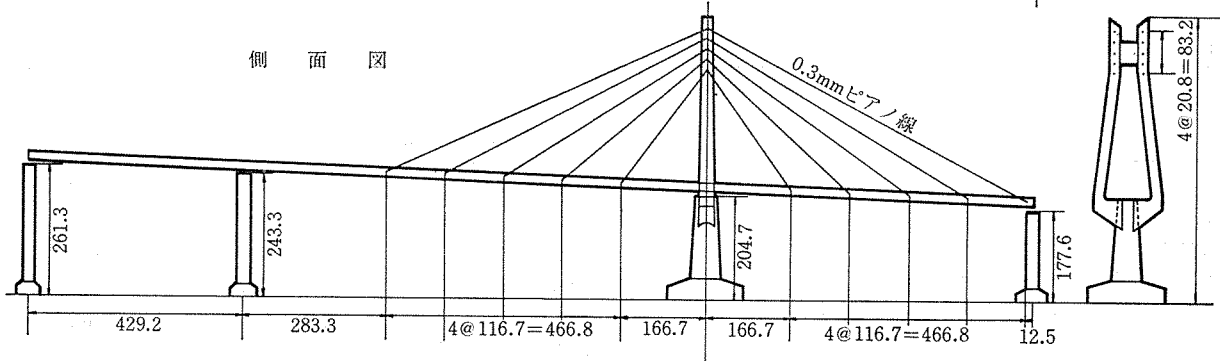


図-2 三次元弾性模型

主 桁

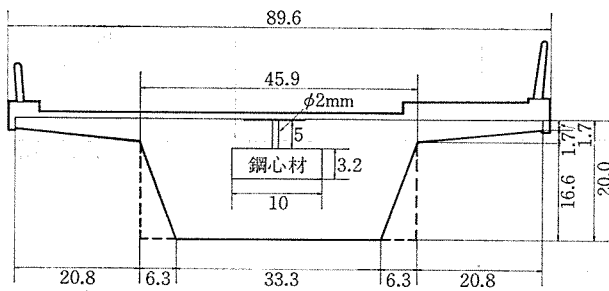


図-3 三次元弾性模型主桁断面図

タワーと結合部には黄銅製の板バネを設置し、ケーブルの伸び剛性を確保した。更に板バネとケーブルの間には小型のターンバックルを取り付け、ケーブル張力の微調整が可能な構造とした。また、模型桁断面形状は断面2に一致させたが、図-3中破線で示す部分にΔ形のブロック（バルサ材製）を付設することにより断面1の桁断面形状を再現させた。

3.2 実験装置

実験に用いた風洞は、京都大学工学部土木工学教室内に設置された吸込み式エッフェル型風洞ならびに京都大学防災研究所の吹出し式エッフェル型風洞である。前者は二次元剛体模型バネ支持実験および三次元弾性模型実験に用い、測定部断面寸法は高さ1.5m、幅2.5m、測定部長さは約8mであり、風速は動翼開度制御により0~20m/sにわたり連続可変である。なお、二次元剛体バネ支持実験では、風洞内に設けられた模型支持装置による気流の攪乱を防ぐために、測定部天井および床面に導風壁を設置した。この状態では、測定部高さ1.0m、風速0~15m/sである。一方、後者の風洞は、三次元弾性模型実験に使用し、測定部断面寸法は高さ2.0m、幅

2.5m、測定部長さは20mであり、風速は主電動機回転数制御により0~25m/sにわたり連続可変である。

4. 風洞実験結果の概要

4.1 風洞実験の目的

橋梁構造の耐風性を評価するためには、現在のところ風洞実験結果を施し、これより判断するのが最も信頼される場所である。さて、橋梁の耐風安定性を確保するのに、

- ① 原断面に制振付加装置を施す方法
- ② 原断面を変更する方法
- ③ 構造システムを変更する方法

などが考えられるが、新丹波大橋に関しては②の方法を考えることになった。すなわち、二次元模型実験では断面1から断面6までの6種類の形状についてその耐風応答特性を検討し、基本断面（断面1）より優れた断面を選び出すことが今回の実験の目的であった。

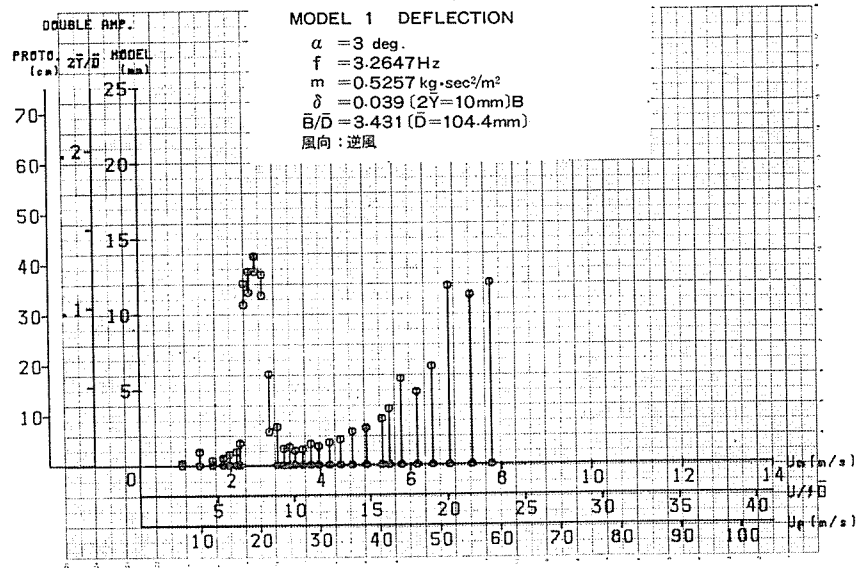
(1) 基本断面（断面1）の空力応答特性

表-3は、断面1を迎角0°にセットし、風向を順風（自歩道風上側）および逆風（自歩道風下側）とした場合の応答特性をまとめたものである。捩れ振動は渦励

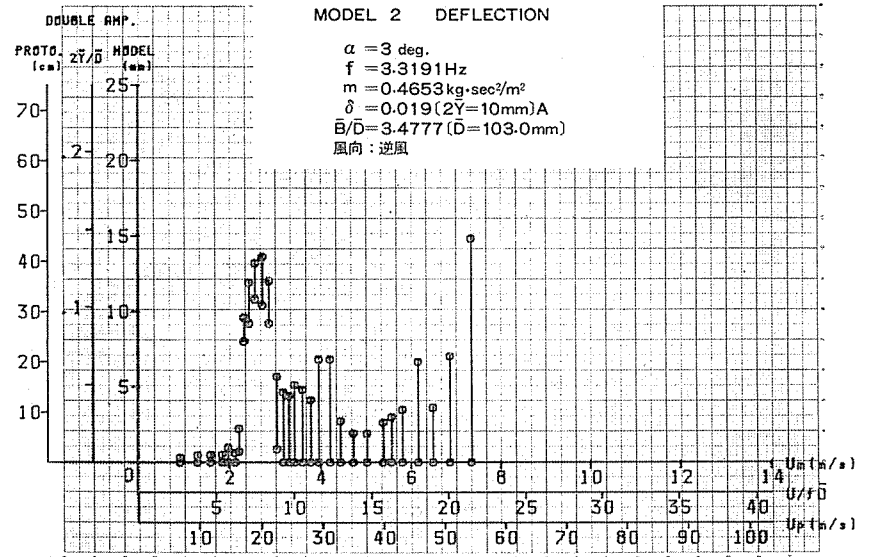
表-3 順風、逆風による空力応答特性の比較

(断面1, 軽量模型, 迎角0°, 構造減衰小, δ=0.01)

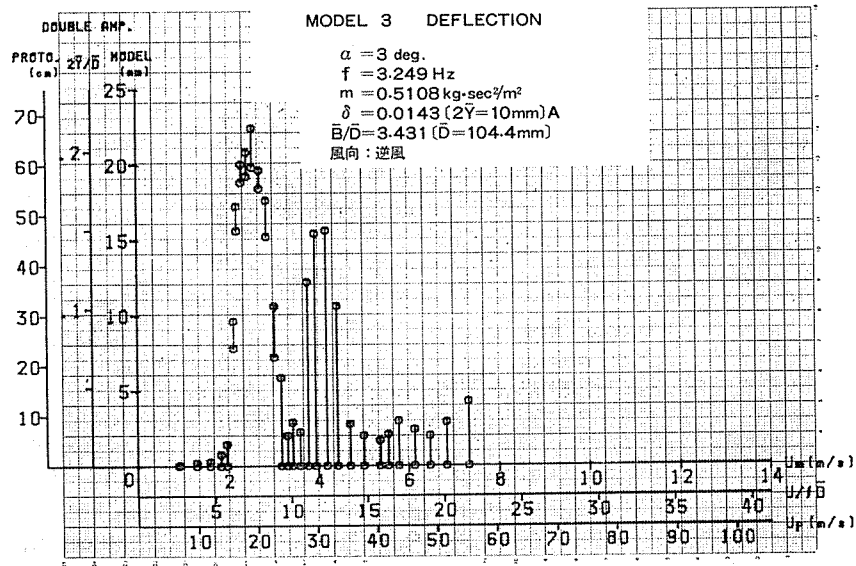
	たわみ渦励振	捩れ渦励振	捩れフラッタ 限界風速 (2φ=0.025rad)
順風 (→)	2η _{max} =25.8cm (V _p =17.3m/s)	2φ _{max} =0.034rad (V _p =83.7m/s)	145m/s
逆風 (→)	46.2 (17.3)	0.035 (81.1)	145



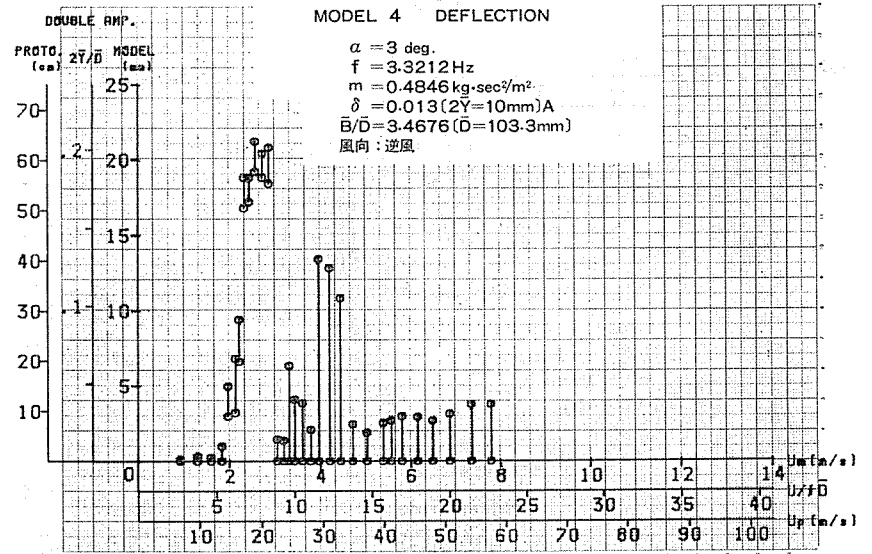
圖—4



圖—5



圖—6



圖—7

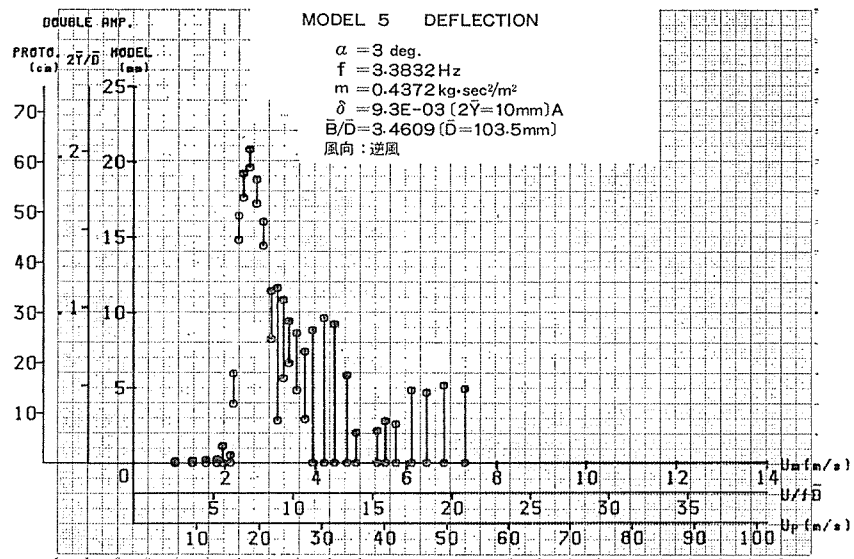


図-8

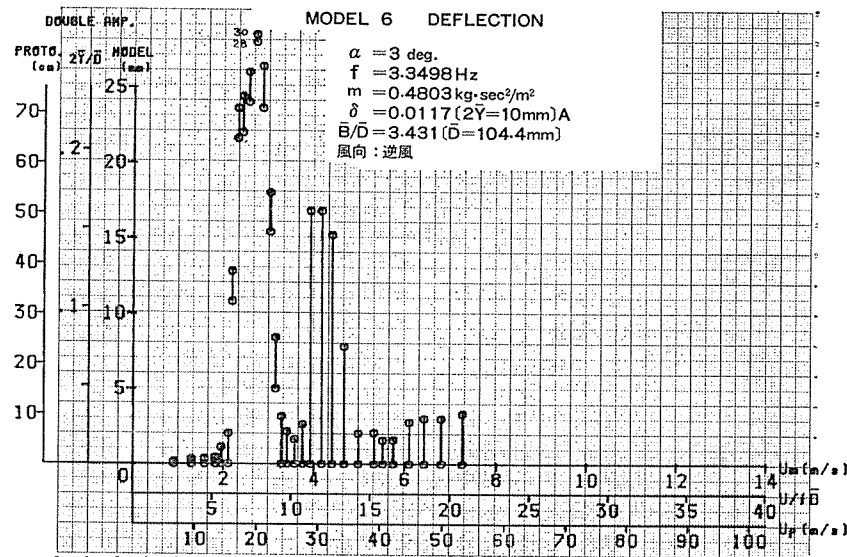


図-9

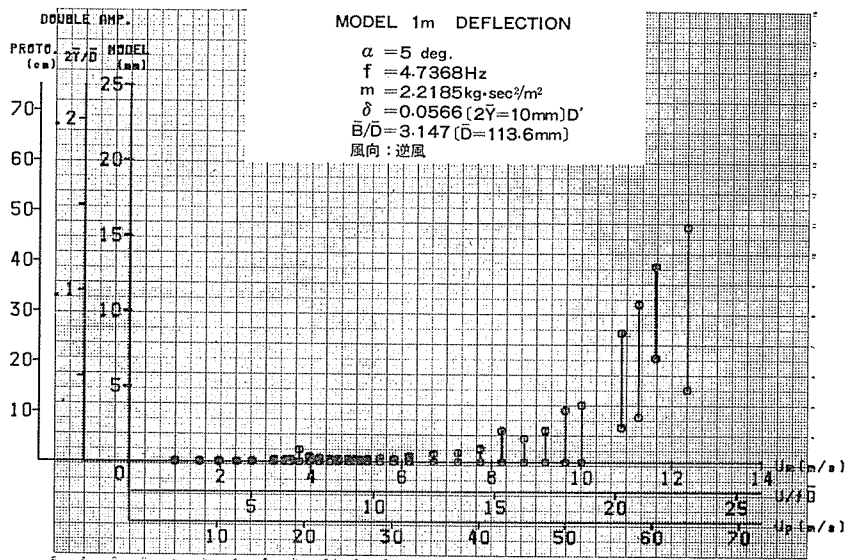


図-10

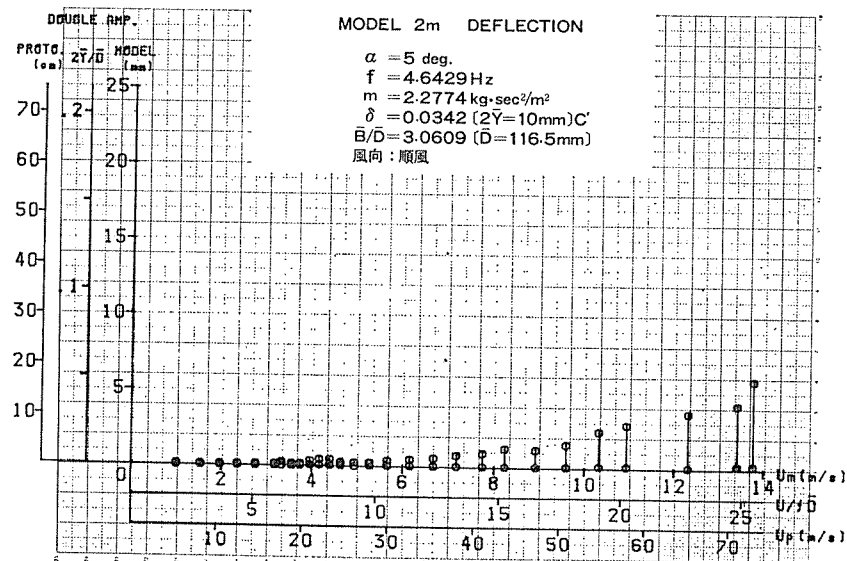


図-11

表—4 断面形状による空力応答特性の比較
(軽量模型, 逆風, 構造減衰 $\delta_\gamma = 0.01$)

断面	迎角	たわみ渦励振	振れ渦励振
1	0°	$2\eta_{max} = 46.2 \text{ cm}$ ($V_p = 17.3 \text{ m/s}$)	$2\varphi_{max} = 0.035 \text{ rad}$ ($V_p = 81.1 \text{ m/s}$)
2	0°	21.6 (20.0)	0.05 (80.4)
3	0°	58.2 (16.6)	0.043 (81.9)
4	0°	40.5 (17.7)	—
5	0°	48.9 (17.4)	0.046 (77.9)
6	0°	63.0 (18.0)	0.043 (86.2)
1	3°	66.6 (18.0)	0.023 (83.9)
2	3°	40.5 (20.0)	0.047 (80.3)
3	3°	66.9 (19.0)	0.049 (81.4)
4	3°	63.6 (19.2)	0.043 (83.0)
5	3°	62.4 (18.9)	0.028 (82.6)
6	3°	90.0 (19.8)	0.048 (86.1)

振, 振れフラッタ共にほとんど有意な差が認められないのに対し, たわみ渦励振では逆風の最大応答振幅値が順風の場合に対し約1.8倍であった。なお, 渦励振開始無次元風速は(断面1, 迎角0°, 逆風)の場合, たわみが $V_{cr\eta} (= U/f\bar{D}) = 7.40$, 振れが $V_{cr\varphi} = 4.72$ となり, これらの値は渦励振開始無次元風速評価式¹⁾

$$V_{cr\eta} = 1.67 \left(\frac{\bar{B}}{\bar{D}} \right) \dots\dots\dots (3.1)$$

$$V_{cr\varphi} = \frac{2}{3} V_{r\eta} \dots\dots\dots (3.2)$$

に近く(上式によれば $V_{cr\eta} = 6.63$, $V_{cr\varphi} = 4.42$), 断面1は前縁剝離渦型に属するものと思われる。

(2) 各種桁断面の空力応答特性

表—4に断面1より断面6の渦励振応答特性をまとめて示すが, たわみ, 振れ渦励振の発現風速域はそれぞれ実風速換算で, たわみ 15~25 m/s, 振れ 65~85 m/s でありほとんど同一であった(図—4~図—9)。

新丹波大橋主桁断面の振れ固有振動数は 5.25 Hz と比較的高く, 振れ振動は実質上問題とはならない高風速で発生するものと判断されたため, 耐風安定性の優劣はたわみ渦励振最大応答振幅値をもとに評価を行った。これより最大応答振幅値は断面2(▽) < 断面4(◁) ≈ 断面1(◻) ≈ 断面5(◷) < 断面3(◻) < 断面6(◻) との結果が得られ, 断面2が最も耐風性に優れたものと結論づけられた。このため原断面である断面1と耐風性良好な断面2の重量模型を製作し,

表—5 重量模型によるたわみ渦励振安定度の比較

	断面 1	断面 2
$\delta_\gamma = 0.01$	$\alpha = 0^\circ, +3^\circ$ で発生	—
$\delta_\gamma = 0.015$	$\alpha = 0^\circ, +3^\circ, +5^\circ$ で発生	—
$\delta_\gamma = 0.04$	$\alpha = +5^\circ$ で発生	ほぼ安定*
$\delta_\gamma = 0.05$	$\alpha = +7^\circ$ で発生	—

* 非常に小さな振幅の渦励振発生

実橋との相似条件を満足させた状態でその応答特性に検討を加えた。

表—5には重量模型によるたわみ渦励振の安定度を示すが, 断面2では実験を行ったケースすべてにおいて安定またはほぼ安定であり, 耐風性が良好であることが確認された。なお, 断面1の迎角 +5°, +7°, および断面2の迎角 +7°では実風速約 50 m/s 以上でたわみの大振幅振動が発生したが, 迎角が 7°と大きいことまた風速が高いことから, 耐風性の面からすれば, 断面2の耐風性は総合的に良好とすることができる(図—10, 図—11)。

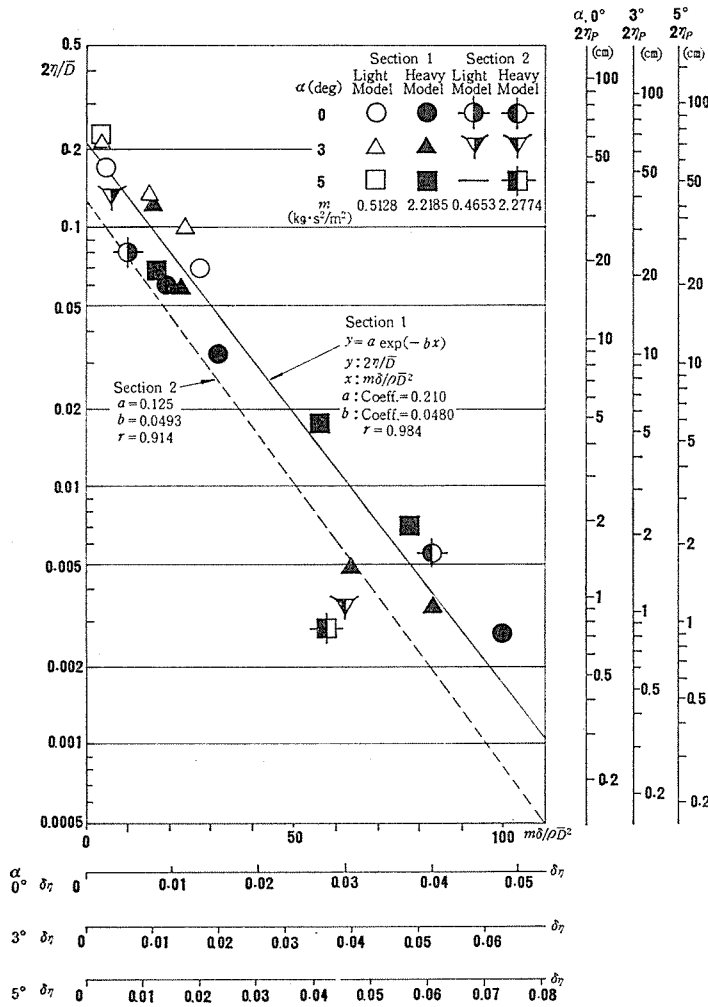
5. 新丹波大橋の耐風性について

5.1 概況

桁断面形状に関して, 6種類の箱形断面の二次元軽量模型による空力特性が求められたが, たわみ渦励振に関しては, 逆台形断面の断面2が最小応答振幅値を与えること, また, 振れ渦励振は最低次モードに対しても発現風速が約 50 m/sec と高く, 問題にならないと考えられることにより, 断面2の空力特性が最も安定したものであると考えられる。

次に, 相似則から要求される値に実験諸量を合わせ(ただし, 構造減衰はいくつかに変化させた), 断面1と断面2に関して二次元剛体ばね支持系で検討した結果, 次のことが明らかとなった。質量の効果は必ずしも線形強制振動的な応答の減少効果をもたらさず, また質量減衰パラメータ $m\delta/\rho\bar{D}^2$ と交番揚力係数 C_L の間には, ある $m\delta/\rho\bar{D}^2$ でピークをもつような形状となり, 質量減衰パラメータ $m\delta/\rho\bar{D}^2$ と応答振幅に関する基礎資料が得られた。

また, 全径間弾性模型実験においては減衰が $\delta_\gamma = 0.06$ と比較的大きくなったため, 渦励振振動の発現は認められなかったものの, 二次元剛体ばね支持系で得られた渦励振域の風速(実橋値 20 m/sec 近傍)において系の見かけの減衰の大きさが著しく低下しており, このことから, 二次元剛体模型実験結果と比較的良好な対応が得られている。一方, 高風速においては, 一樣流中といえどもたわみ第1次モードの卓越した不規則な振動が発現し, この応答は乱流中においては増大するという傾向が



図—12 二次元剛体模型のたわみ渦励振最大応答振幅 ($2\eta/\bar{D}$) と質量減衰パラメータ ($m\delta/\rho\bar{D}^2$)

ある。

5.2 新丹波大橋の耐風性

新丹波大橋の空力不安定現象としては、たわみ渦励振振動と高風速におけるたわみ第1次モードの卓越した不規則応答が認められており、まず最初にたわみ渦励振に関する考察を行う。

まず、直接質量減衰パラメータ $m\delta/\rho\bar{D}^2$ と渦励振最大応答振幅の関係は二次剛体実験結果より求めてみる。

図—12 は、断面1と断面2の渦励振最大応答振幅 $2\eta/\bar{D}$ と質量減衰パラメータ $m\delta/\rho\bar{D}^2$ の関係を示したものである。本図では実橋の構造減衰が不明であるため、各質量減衰パラメータ $m\delta/\rho\bar{D}^2$ の値に対して各迎角に応じた有効桁高 \bar{D} を考慮して、各迎角に対する構造減衰をも併せて横軸に示した。なお、最大応答振幅も各迎角ごとに実橋換算振幅値として示した。図中の実線は、断面1に関する軽量および重量模型*の渦励振最大

* 軽量模型は断面形状を相似させたのみで、重量模型は形状と質量を相似則に合わせたものである。

表—6 Maximum Response ($2\eta_{max}$ (cm))

δ_γ	$\alpha=0^\circ$	$\alpha=3^\circ$	$\alpha=5^\circ$
0.02	4.4	8.0	10.9
0.03	1.6	3.6	5.5
0.04	0.56	1.7	2.8
0.05	0.20	0.75	1.4
0.06	0.07	0.34	0.73
0.07	—	0.16	0.37
0.08	—	0.07	0.19

応答振幅 $2\eta/\bar{D}$ と、質量減衰パラメータ $m\delta/\rho\bar{D}^2$ の関係を示す最小二乗近似直線であり、迎角が変化すると \bar{D} が変化し、その結果断面形状が異なってくるものの、本ケースでは渦励振発現機構そのものが変化しない（前縁剝離型渦励振）ことより迎角が断面形状変化に及ぼす影響は小さいものとして、得られた実験結果すべてを用いてその関係を求めたものである。同様に断面2に対して求めたのが図中破線に示す直線であり、図に示されるように断面2の方が断面1に比較して空力的に安定側となっている。

二次元剛体模型実験結果がそのまま実橋の応答評価につながるものとすれば、この図より、不明である実橋の構造減衰に対して種々の構造減衰値を仮定することにより、概略の渦励振最大応答振幅（たわみ1次モード）が得られることとなる。例えば、構造減衰として $\delta_\gamma=0.04$ を仮定すると迎角 0° においては、最大応答振幅は中央径間中央部付近で $2\eta=0.56$ cm、迎角 3° の風に対しては $2\eta=1.7$ cm、仰角 5° だと倍振幅約 3 cm となることが予想される。表—6 に各迎角において、

構造減衰値 (δ_γ) を 0.02~0.08 と仮定したときの新丹波大橋（断面2）の予想されるたわみ最低次モードの渦励振最大応答振幅概略値を示す。

また、高風速におけるたわみ1次モードが卓越した不規則振動は、乱れの強さの増加とともにその最大振幅を増大する傾向にある。得られたデータより、最大応答振幅 ($2\eta_p$) と平均風速 (U_p) の関係を二次曲線近似を行った結果を図—13 に示すとともに、各平均風速における概略最大応答振幅を表—7 に示す。架橋地点の気流特性（乱れの強さ、スケール、空間相関等）には未知な点が多く、また構造減衰値も不明であることより本実験結果を実橋にそのまま適用することは問題が残されるものの概略の目安として、乱れの強さの大きい Grid B（乱れの強さ $I_u=10.5\%$ 、乱れのスケールが幅員程度）における迎角 5° の最大応答倍振幅値は、平均風速 30 m/sec ~ 60 m/sec において、9 cm ~ 34 cm 程度となる。迎角 0° での乱流中の乱流中の実験は実施していないものの、一様流中での実験結果（迎角 0° の応答振幅が迎角 5° に比

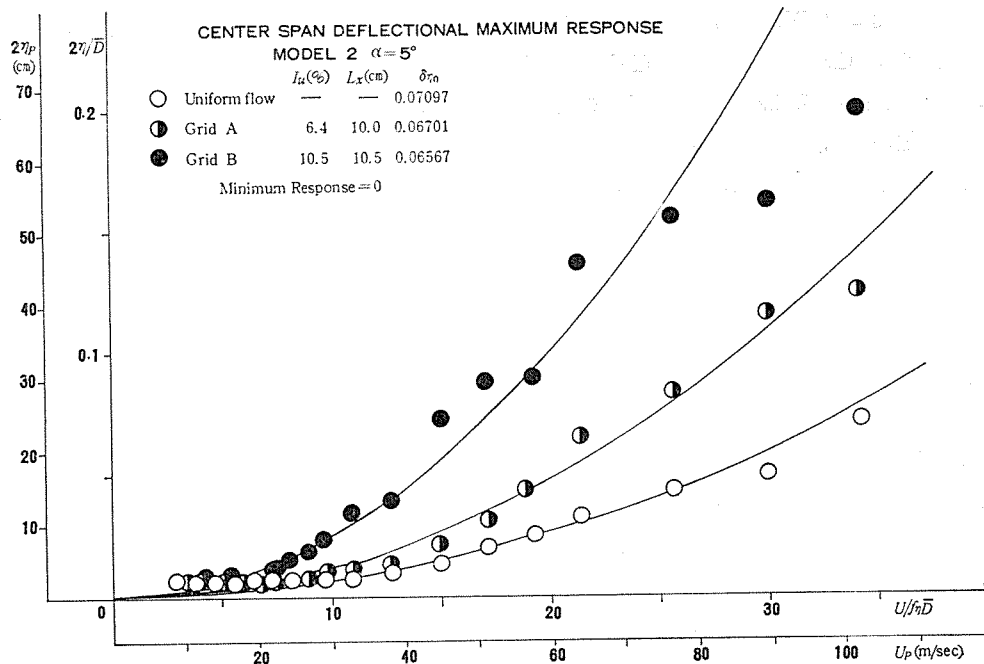


図-13 全径間弾性模型の中央径間最大応答振幅近似曲線 (断面 2, $\alpha=5^\circ$)

表-7 $\alpha=5^\circ$ における不規則たわみ振動の中央径間の概略実橋最大応答振幅 ($2\eta_{P\max}$ (cm))

U_p (m/sec)	一 様 流 $\delta\gamma=0.071$	Grid A $I_u \div 6.4\%$ $L_x \div 10 \text{ cm}$ $\delta\gamma \div 0.067$	Grid A $I_u \div 10.5\%$ $L_x \div 10.5 \text{ cm}$ $\delta\gamma \div 0.066$
10	0.3	0.5	1
20	1	1.8	3.8
30	2.3	4	8.6
40	4	7.5	15.2
50	6.3	11.5	23.8
60	9	16.5	34.2
70	12.3	22.5	46.6
80	16	29.5	60.8

べて小さい) を考慮すると水平風の場合の最大応答振幅は、迎角 5° における値より小さくなるものと考えられる。

5.3 使用性からの許容限界振動振幅⁹⁾

長大橋梁の耐風性を検討する場合に、渦励振や風の乱れに起因する空力不規則振動のように、通常設計風速以下の風速域で発現が予想される空力限定振動は、できるだけ抑制されることが望ましいが、現実問題として非常に困難な場合がある。そのため構造物の強度(疲労ならびに初通過破壊)や使用性の面から許容し得る振幅を予め設定することは、桁断面の耐風性を検討したり、あるいは断面の耐風改善策を検討するうえで一つの判断材料となると考えられる。本研究で対象としている PC 斜張橋においても、コンクリート部材、斜ケーブルおよびケーブル定着部等のくり返し荷重下における強度劣化(疲労)も重要な点であるが、本節では、新丹波大橋の空力限定振動の許容振幅として使用性の面から考察すること

とする。

橋梁の使用性の面からの振動許容限界については、走行車両の安全性の点、乗心地あるいは歩行者が振動に対して感じる不快感から、従来からいくつかの研究が行われている。紙面の関係で詳細は文献^{4)~6)}を参照していただくとして割愛するが、その基本的考え方は加速度レベルをある限界値とするものである。

さて、振動許容レベルで $0.15g$ とすると、新丹波大橋の鉛直たわみ最低次モードにおける許容振幅は、

$$|\eta|_{cr} = |\eta_0|_{cr} (2\pi f_0)^2 \leq 0.15g \dots\dots\dots (4.5)$$

したがって、

$$|\eta_0|_{cr} \leq \frac{0.15g}{(2\pi f_0)^2} = 4.7 \text{ (cm)} \dots\dots\dots (4.6)$$

ただし、 $g=980 \text{ (cm/sec}^2)$ 、 $f_0=0.889 \text{ (Hz)}$ となる。







風洞実験より推定される新丹波大橋のたわみ 1 次モードの渦励振最大応答振幅値ならびに、不規則振動最大応答振幅値の平均風速約 30 m/sec 以下では、この使用性の面から求めた許容振幅値より小さくなっている。

また、平均風速 30 m/sec 以上の風速の発生頻度が少ないこと、また、實際上そのような強風下では車輛走行は通常行われないうこと等を考慮すると、使用性については問題ないものと考えられる。

6. 結 論

以上の結果、得られた成果をとりまとめれば次のようである。

- 1) 新丹波大橋主桁断面として耐風性に優れた断面形状を見出すために、一連の二次元剛体模型実験を行

った。これより断面2 () が最も安定であり、以下、断面4 () ≈ 断面1 () ≈ 断面5 () < 断面3 () < 断面6 () の順に、不安定化の空力応答特性が得られた。

- 2) たわみ渦励振に対して、振動変位を線型1自由度微分方程式で表わし、質量減衰パラメータ ($m\delta/\rho\bar{D}^2$) と交番揚力係数 (C_L) との関係を明らかにした。その結果、 C_L は $m\delta/\rho\bar{D}^2$ に大きく依存する非線型特性が認められた。
- 3) 一様流中および格子乱流中における三次元空力弾性模型実験では系の構造減衰が大きく、たわみ渦励振は検出されなかった。しかし、みかけの減衰率 (空力減衰+構造減衰) は、二次元剛体模型実験結果より予想される渦励振発現可能風速域で小さくなり空力的に不安定化の傾向がみられた。
- 4) 三次元空力弾性模型実験では、一様気流中においても高風速域では振動振幅が時間とともに変動するバフエッティング的な振動がみられた。この振動は接近流が格子乱流の場合に大きくなる傾向がみられた。
- 5) 二次元剛体模型実験結果と三次元空力弾性模型実験結果におけるたわみ渦励振については、一応の対応づけが可能であった (前述のように、三次元実験では渦励振がみられなかったが、発現風速域でみかけの減衰率が小さくなっている)。
- 6) 新丹波大橋の桁断面として断面2の逆台形断面を使用した場合、鉛直たわみ最低次モード (対称1次モード) 渦励振発現風速は約 20 m/sec であり、また、構造減衰を対数減衰率 δ で 0.02 ($m\delta/\rho\bar{D}^2=27.28$) と小さめに見積り、更に迎角を 5° とした場合の渦励振最大応答振幅は 11 cm と推定され、 δ を 0.05 ($m\delta/\rho\bar{D}^2=68.20$) としたときにはほぼ 1 cm と推定されることから、本橋の渦励振に対する特性は比較的良好と考えられる。
- 7) 高風速域における対称1次モードの卓越した不規則振動は、乱流特性として乱れの強さ 10.5%、幅

員程度の乱れのスケールの格子乱流中での迎角 5° の状態で、例えば平均風速 30 m/sec, 60 m/sec に対して最大応答振幅値 ($2\eta_{\max}$) はそれぞれ 9 cm, 34 cm 程度となり、一様流中での結果をもとに判断すれば、迎角 0° では更に応答振幅が低下するものと考えられる。このことから、この空力不安定振動に対しても本橋は耐風工学的に問題ないものと考えられる。

- 8) 本橋の渦励振応答に関しては、最大応答振幅が 11 cm ($\delta=0.02$) の場合に加速度レベルで 0.175 g と比較的大きな値となるが、これは構造減衰を小さめに見積った場合であり、 δ を 0.05 としたときには最大応答振幅がほぼ 1 cm と推定されることから、本橋は使用性の面からも問題ないものと考えられる。

参 考 文 献

- 1) 白石成人, 松本 勝: “充腹構造断面の渦励振応答特性に関する研究”, 土木学会論文報告集 第 322 号, 1982 年 6 月
- 2) 成田信之, 山本邦夫, 佐藤弘史: “長大連続桁橋の対風応答特性について”, 第 7 回風工学シンポジウム論文集 1982 年 12 月
- 3) 京都大学工学部土木工学教室橋梁工学研究室: “大島大橋の耐風安定性および耐風設計法に関する研究 —耐風安定化対策の検討および空力振動許容限界振幅に関する研究”, 昭和 56 年度・本州四国連絡橋公団第 3 建設局委託研究成果報告書, 昭和 57 年 3 月
- 4) 小川慶策, 片山恒雄: “橋梁の振動限度について”, 土木学会第 27 回年次学術講演会概要集 1-191, 1972
- 5) 梶川康男: “道路橋の振動とその橋梁の使用性に与える影響に関する研究”, 京都大学工学博士論文, 昭和 54 年 8 月
- 6) R.L. Wardlaw, P.G. Buckland: “Some Aerodynamic Considerations in Bridge Design”, The Engineering Journal, April, 1972. The Journal of The Engineering Institute of Canada.
- 7) 本州四国連絡橋公団: “本州四国連絡橋の使用性について”, 本州四国連絡橋耐風研究小委員会幹事会資料 (k 39-4-2)
- 8) M.G. Melarano: “Wind in Architectural and Environmental Design”, van Nostrand Reinhold Company, 1982.