

完成後に得られた減衰特性と気流特性を考慮した 「門崎高架橋」(4径間部)の耐風性再調査

Re-Investigation of the Aerodynamic Stability of the 4-Span Continuous Bridge Section of “Tozaki Viaduct”

杉本高志 物流・鉄構事業本部橋梁事業部設計部
松田一俊 技術開発本部総合開発センター機械システム開発部 部長代理 P. Eng.
楠原栄樹 本州四国連絡高速道路株式会社社長大橋技術センター耐風・構造グループ

「門崎高架橋」(4径間部)は「大鳴門橋」の淡路島側に接続する最大支間長190 mの4径間連続鋼箱桁橋である。約20年前の架設段階において風洞試験が実施され、耐風安定化部材が設置されていたが、厳しい腐食環境下において、これら耐風安定化部材の補修が必要となった。本調査の目的は、架設後の調査で得られた構造減衰、風環境を反映した風洞試験によって、耐風安定化部材の設置範囲を見直すことである。調査の結果、岬側に面するすべての耐風安定化部材を撤去しても十分な耐風性が確保できることが分かった。

The “Tozaki Viaduct” leading to the “Ohnaruto Bridge” is a steel box-girder bridge consisting of two sections of four-span continuous and three-span continuous girders. The four-span section is formed by two 190.4 m spans and two 149.6 m spans, and of the three-span section, each span measures 108 m. Over twenty years ago, the aerodynamic stability of the viaduct was investigated and aero equipment was adopted to control the aerodynamic oscillations. However, repair is now required for the equipment due to the severely corrosive environment. In this report, IHI re-investigated the aerodynamic stability of the four-span continuous section by conducting wind tunnel tests with a fully elastic model reflecting the structural damping data acquired in the vibration tests on the completed viaduct. The results show that the “Tozaki Viaduct” has adequate wind stability only with the aero equipment on the Naruto Strait side.

1. 緒 言

「門崎高架橋」は、淡路島と四国を結ぶ「大鳴門橋」の淡路島側に接続する高架橋で、4径間部(149.6 m + 190.4 m + 190.4 m + 149.6 m)と支間長108.0 mの3径間部から構成される(第1図-(a))。本橋には、「大鳴門橋」と同等の高い基本風速50 m/sが設定されていることや、門崎半島と近接し気流特性も複雑であることから、1980年から1982年にかけて風洞試験による耐風安定性が検討された⁽¹⁾。

当社もその一連の業務のなかで、耐風安定化部材の検討を行っている。検討の結果、本橋は渦励振や鉛直たわみの発散振動であるギャロッピングなどの風による有害な振動が発生することが確認され、ダブルフラップや下部スカートと呼ばれる耐風安定化部材が設置された(第1図-(b))。しかし、厳しい腐食環境下において約20年が経過し、これらの耐風安定化部材は補修が必要な状況となった。

一方、本橋は架設直後に行われた実橋振動試験⁽²⁾によって、耐風安定性調査時に想定された構造対数減衰率 $\delta = 0.02$ を超え、少なくとも $\delta = 0.05$ をもつことが明らか

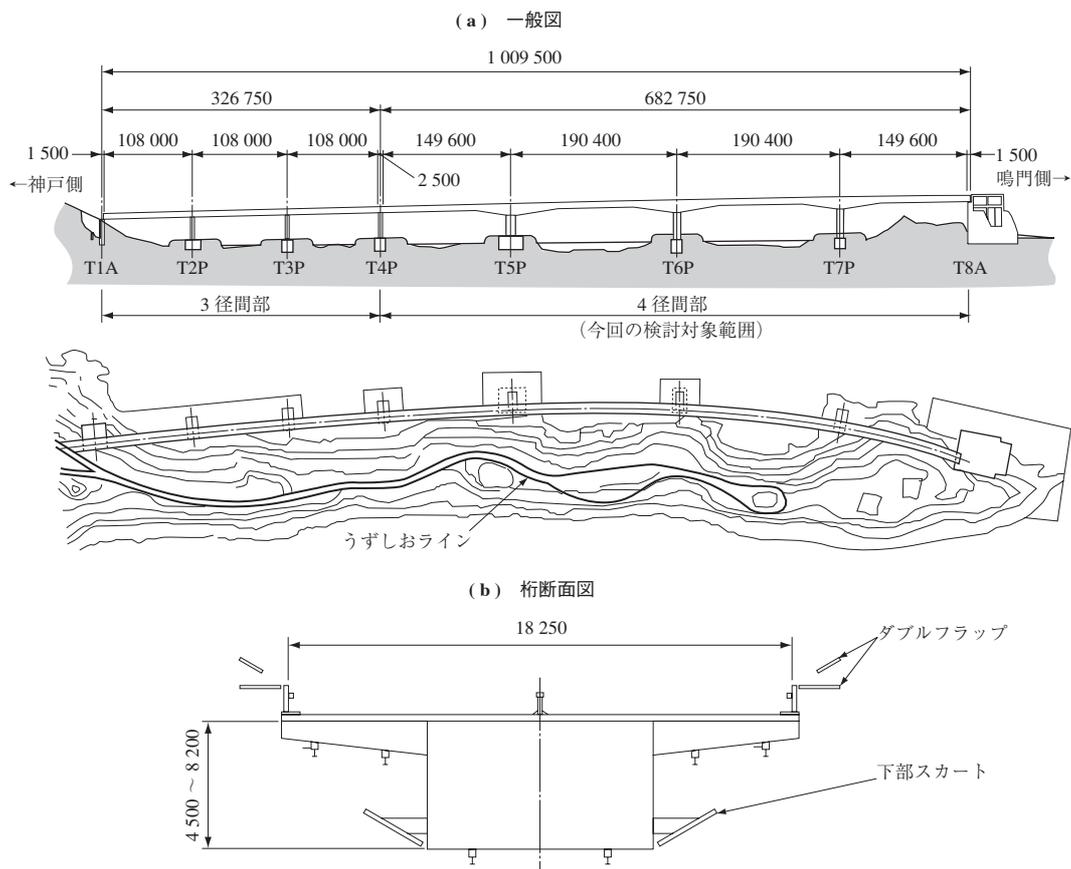
となった。さらに、現地における風観測結果から、橋軸直角方向の風が卓越していること、特に台風の場合は海側からの風が卓越していることが確認されている^{(3),(4)}。そこで、耐風安定化部材の補修に際して $\delta = 0.05$ を考慮し、耐風安定化部材の設置範囲を見直すことを目的とした風洞試験が実施された。

その結果、耐風安定化部材の設置範囲について、既設の片側半分を撤去しても耐風安定性が確保できることを確認したので報告する。

2. 気流計測

本橋は、橋軸方向に桁高の変化する変断面の曲線橋である。さらに背後に岬が接近し、岬と橋梁の位置関係も橋軸方向に変化することから、周辺地形も模型化した三次元弾性全橋模型(縮尺1/100)を用いることにした。応答試験に先立ち、地形模型のみを風路に設置した状態での気流を計測し、橋桁に作用する気流特性を計測した。

本調査では、独立行政法人土木研究所内にある本州四国連絡高速道路株式会社所有の大型風洞施設を使用した。風洞の測定胴の大きさは、幅41 m × 高さ4 m × 長さ30 m、

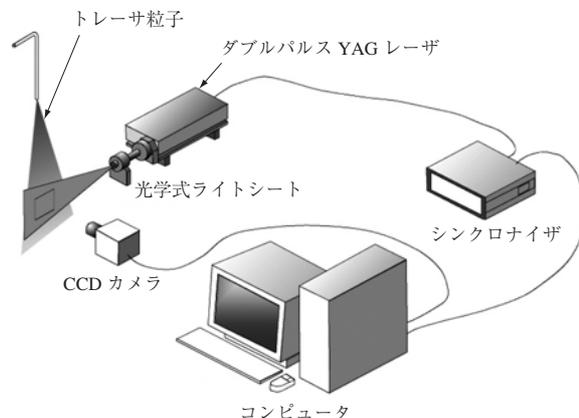


第 1 図 「門崎高架橋」(単位: mm)
Fig. 1 “Tozaki Viaduct” (unit: mm)

最大風速は 12 m/s である。

現地の風観測結果⁽⁵⁾によると、気流傾斜角として最大約 + 25 度 (吹上げ) を示しており、熱線流速計では精度よく計測できない恐れがあった。そのため、気流計測では粒子画像流速測定法 (PIV: Particle Image Velocimetry)⁽⁶⁾ を用いた。PIV では、レーザパルスライトシートにして流れ場中に混入されたトレーサ粒子に照射し、ライトシート内の粒子の位置をカメラに記録する。

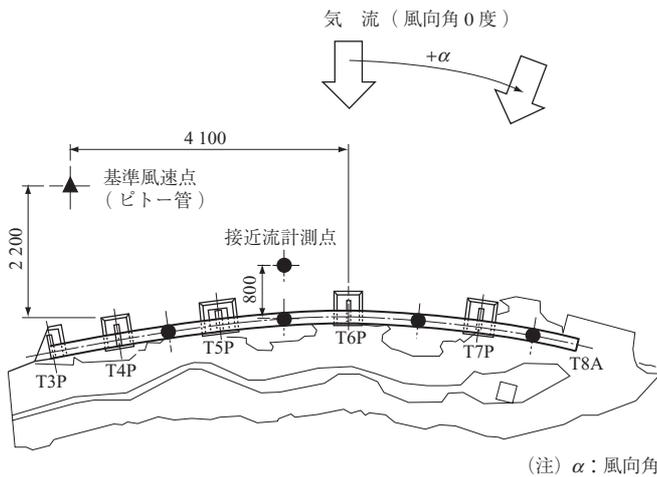
次に微小な時間間隔において 2 回目のレーザパルスを同一面に照射し記録する。こうして、微小時間差をもって記録された二つの画像の差 (微小な粒子群の移動量) からベクトルマップを作ることができる。第 2 図に PIV による計測システムを示す。風向角の定義を第 3 図に示す。T4P と T8A を結ぶ直線に対し、海側から直角に吹く風向を風向角 0 度、岬側からを 180 度とする。また正の風向角は風向角 0 度を基準に時計回りとする。気流計測を行った計測点を図中 ● 点に示す。桁付近の気流計測点は各径間の中央とし計 4 か所である。また、接近流の計測点は T5P と T6P の中央から 800 mm 上流の地点とした。基準風速点 (図中 ▲ 点) ではピトー管による計測を行った。計測風速



第 2 図 PIV による計測システム
Fig. 2 PIV measuring system

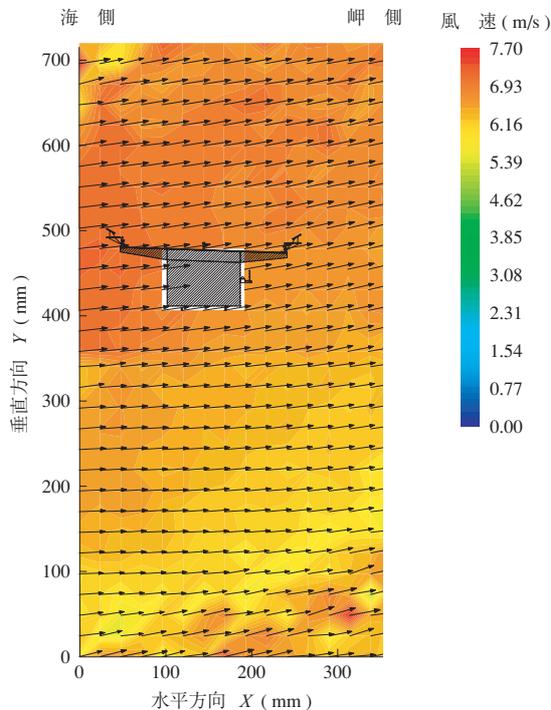
は、鉛直曲げ 1 次モードの渦励振が懸念される実橋風速 15 m/s (風洞風速 1.5 m/s) と設計基準風速 76.8 m/s (風洞風速 7.7 m/s) の 2 種類とした。

PIV によって得られた計測結果の一例を第 4 図に示す。図中右側には岬が接近しているため、岬の勾配に沿って気流が傾きはじめています。20 年前では、一点ずつトラバース装置にセットした熱線流速計によって計測された情報が、1 回の計測で把握することが可能であり、コンター図の作成



第 3 図 風向角の定義 (単位: mm)

Fig. 3 Definition of wind direction relative to bridge axis (unit: mm)



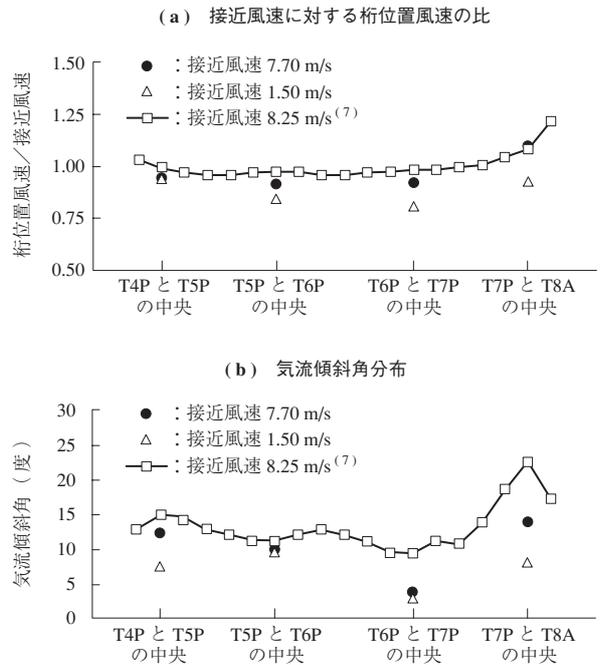
(注) 計測条件
 ・スケール: 風洞スケール
 ・風向角: 0度
 ・計測位置: T5P と T6P の中央
 ・基準点風洞風速: 7.76 m/s

第 4 図 PIV による計測結果

Fig. 4 Contour of wind velocity measured by PIV

も容易である。ただし、トレーサやライトシートの調整など、計測範囲や計測面数によっては準備に時間を要するため、従来の計測法と使い分ける必要がある。

第 5 図に桁位置の気流特性を示す。海側 0 度の風向における接近風速に対する桁位置風速の比を第 5 図 - (a) に、気流傾斜角分布を - (b) に示す。風速分布は定性的に 1981 年の風洞試験⁽⁷⁾ (以下、前回試験と呼ぶ、使用風洞



第 5 図 桁位置の気流特性

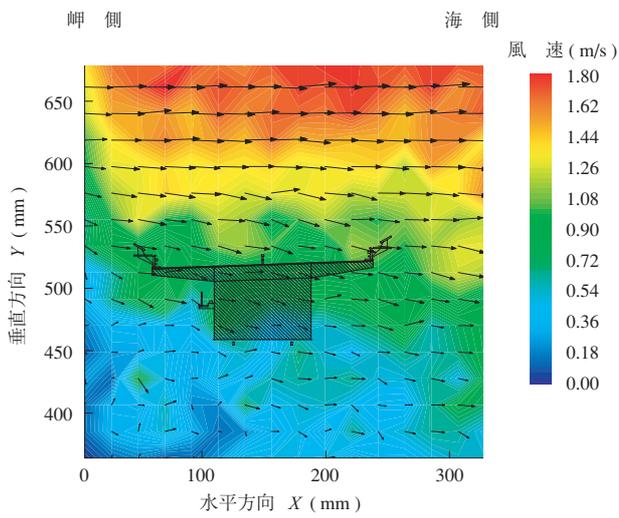
Fig. 5 Characteristics of the flow at the height of bridge

の測定胴の大きさ: 幅 6 m × 高さ 3 m × 長さ 24 m) 結果と一致しているが、全体的に接近風速に対し低めの風速を示した。気流傾斜角は、2 風速とも前回試験よりも若干小さい傾斜角となった。この原因として、本試験では模型端から風洞壁まで十分な距離があるのに対し、前回試験では風洞幅一杯に地形模型および橋梁模型が設置されていた。このため、特に両端の径間部では、気流が閉そくされた可能性が考えられる。

岬側からの風向では、気流は岬に衝突し大きくはく離する。そのため、桁位置付近は気流の死水域となり、トレーサ粒子は十分拡がることができず、気流ベクトルが一定の方向を指していない (第 6 図)。ただし、桁位置よりさらに上部付近では、すべての風向において負の傾斜角 (吹下ろし) を示した。

3. 全橋模型試験

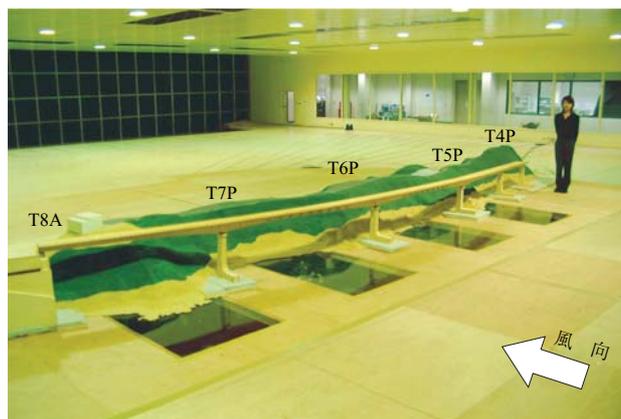
全橋模型は縮尺 1/100 とし、検討対象である 4 径間部のみを弾性模型とした。また模型端部の気流のパターンを可能な限り相似させるため、3 径間部のうち隣接する 1 径間 (T3P ~ T4P) および T8A 橋台についても模型化した (第 7 図)。着目する振動モードは、鉛直曲げ 1 次モードから 4 次モードの四つである。模型の振動特性と実橋解析値⁽⁸⁾ との対応を第 1 表に示す。また固有振動モードを第 8 図に示す。



(注) 計測条件
 ・スケール：風洞スケール
 ・風向角：180度
 ・計測位置：T7PとT8Aの中央
 ・基準点風洞風速：1.44 m/s

第6図 岬側からの気流

Fig. 6 Contour of wind velocity flowing over the peninsula model



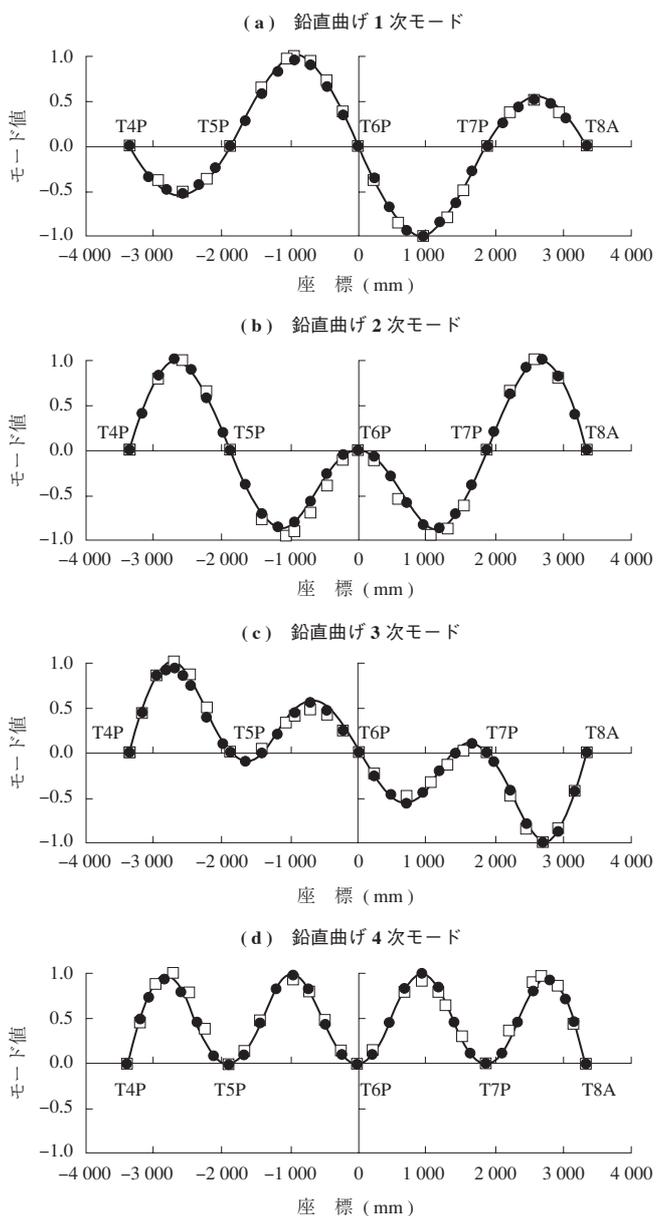
(注) 模型縮尺：1/100

第7図 三次元弾性全橋模型

Fig. 7 Fully elastic model in the wind tunnel

第1表 模型振動諸元
 Table 1 Experimental conditions

物理量	振動モード	実橋解析値	相似比	模型設計値	模型計測値	偏差
固有振動数	鉛直曲げ1次	0.399 Hz	1:√100	3.99 Hz	3.90 Hz	-2.2%
	鉛直曲げ2次	0.569 Hz		5.69 Hz	5.57 Hz	-2.1%
	鉛直曲げ3次	0.808 Hz		8.08 Hz	7.83 Hz	-3.1%
	鉛直曲げ4次	0.991 Hz		9.91 Hz	9.34 Hz	-5.7%
構造対数減衰率	鉛直曲げ1次	0.02	1:1	0.02	0.019	-
	鉛直曲げ2次	0.01		0.01	0.017	
	鉛直曲げ3次				0.015	
	鉛直曲げ4次				0.015	
風速倍率	鉛直曲げ1次	-	-		10	10.2
	鉛直曲げ2次			10.2		
	鉛直曲げ3次			10.3		
	鉛直曲げ4次			10.6		



(注) □：前回試験（実橋解析値）
 —：今回試験（模型設計値）
 ●：今回試験（模型計測値）

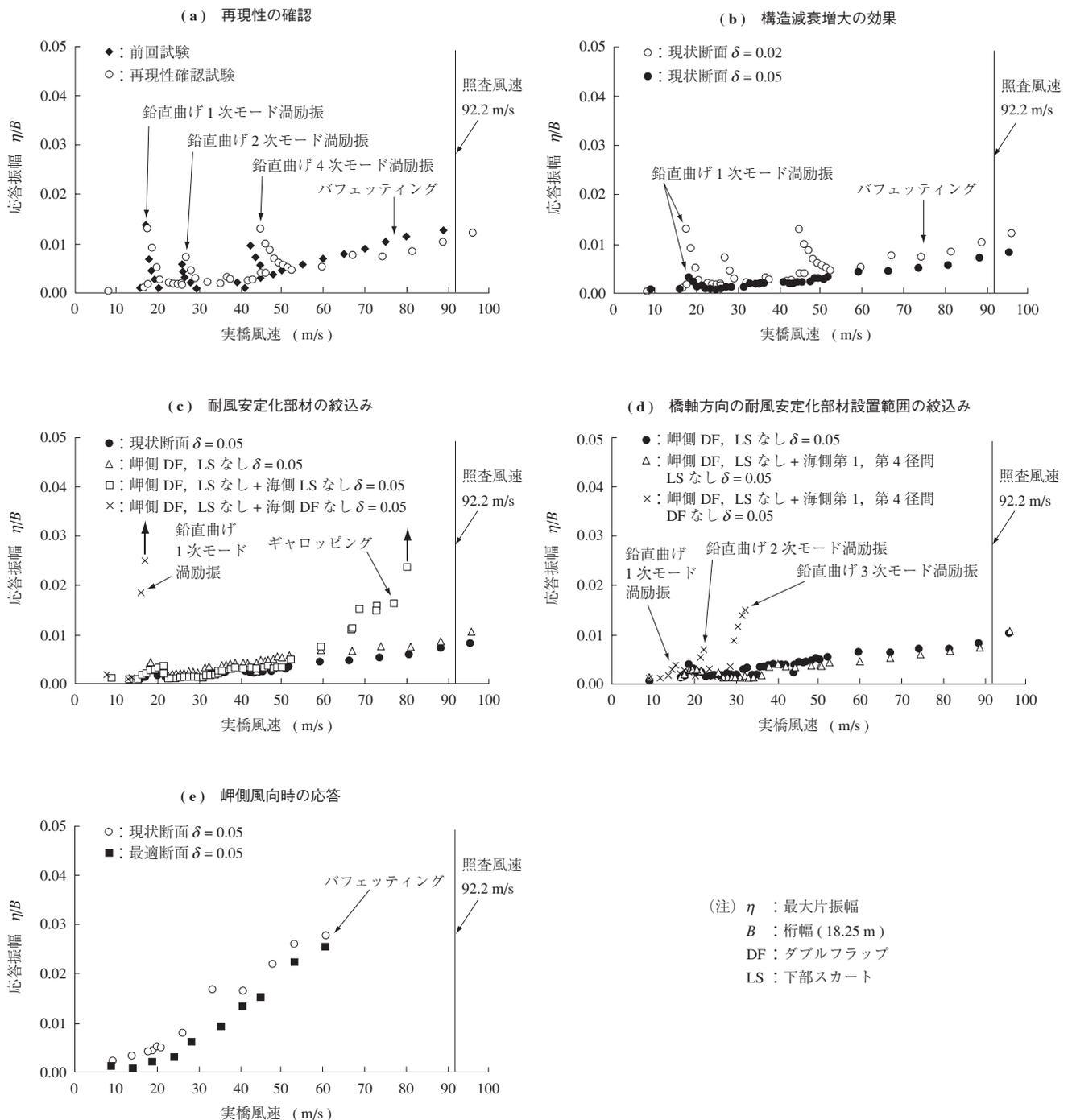
第8図 固有振動モード

Fig. 8 Vertical vibration mode of the fully elastic model

応答計測は、振動モードごとにそれぞれのモード最大位置の応答変位をレーザ変位計によって計測した。応答試験の結果を第9図に示す。応答振幅はすべて最大値を示している。また横軸は、桁平均高度における接近流の実橋換算風速である。

3.1 再現性確認試験

再現性確認試験の結果を第9図-(a)に示す。前回試験と同様に、低風速から順に鉛直曲げ1次、2次モードおよび4次モードの渦励振が発生し、鉛直曲げ3次モードは発生しなかった。



第9図 応答試験結果
Fig. 9 Dynamic response

高風速域では、鉛直曲げ1次モードが卓越した不規則振動であるバフェッティングが発生し、振幅値も前回試験とほぼ同程度であった。これらの結果から、前回試験の再現性は十分である。なお、このバフェッティングの最大応答振幅は許容応力度以下であり、耐風設計上問題はないことを確認している。

3.2 構造減衰増大の効果

次に構造減衰増大の効果を確認するため、再現性確認試

験と同じ断面（以下、現状断面と呼ぶ）で、実橋の振動試験で得られた構造対数減衰率 $\delta = 0.05$ に設定し試験を行った（第9図 - (b)）。その結果、鉛直曲げ1次モードの渦励振が同じ風速で発生したが、その振幅のピーク値は $\delta = 0.02$ 時のピーク値の約 1/4 まで低下した。さらに、そのほかの渦励振は発生せず、構造減衰増大の効果は非常に大きい。ただし、高風速域でのバフェッティングは $\delta = 0.02$ 時とほとんど変化がない。

本橋は実橋での動態観測⁽⁵⁾が行われている。このとき観測された風速は 15 ～ 23 m/s である。この風速範囲において、前回風洞試験時に計測された渦励振のピークとなるようなデータは観測されておらず、今回の風洞試験結果は、実橋における現象を再現していると考えられる。

3.3 耐風安定化部材の絞込み

第9図-(c)に耐風安定化部材を順次外した場合の応答結果を示す。

まず、岬側のダブルフラップ、下部スカートを外した断面(図中△)では、現状断面と同程度の鉛直曲げ1次モードの渦励振および高風速域でのバフエッティングが発生する。海側0度の風に対しては、海側の耐風安定化部材のみで十分制振効果が期待できる。

さらに、海側の下部スクートを撤去した断面(図中□)では、渦励振については影響がみられないが、風速 67 m/s においてギャロッピングの振幅が $B/100$ ($B = 18.25$ m: 実橋)を超えた。このことから、海側の下部スクートがギャロッピングの抑制に不可欠であることが分かる。

また、海側のダブルフラップを撤去した断面(図中×)では、鉛直曲げ1次モードの渦励振が発生し、そのピーク値では片振幅 460 mm (実橋換算値)を超えた。よって海側のダブルフラップは渦励振の抑制に不可欠である。また、このケースの試験は模型の破損が懸念されたため、実橋風速 17 m/s までとした。

以上の結果から、岬側のダブルフラップおよび下部スクートを4径間とも撤去した断面(以下、最適断面と呼ぶ)が有望であることが分かったため、さらに4径間のうち径間長の短いT4P～T5P(第1径間)およびT7P～T8A(第4径間)における海側の耐風安定化部材の撤去の可能性について検討した(第9図-(d))。

第1、第4径間の下部スクートを撤去した場合、ギャロッピングが発生することもなく、最適断面とほとんど変わらない耐風特性を示した。これはギャロッピングが鉛直曲げ1次モードで発生するため、振動モード値の大きい中央の2径間に下部スクートを設置すればギャロッピング抑制に効果が高いことに起因していると考えられる。

第1、第4径間の下部スクートとダブルフラップを撤去した場合、鉛直曲げ1次モードの渦励振に加え、鉛直曲げ2次モードおよび鉛直曲げ3次モードの渦励振が発生した。特に鉛直曲げ3次モードの渦励振では、ピーク値の片振幅が 270 mm (実橋換算値)に達した。これは、第8図より鉛直曲げ2次、3次モードともに第1、第4径間の振動モ

ード値が大きいため、振動モード値の小さな中央2径間のみの耐風対策では橋梁全体の振動を抑制できなかったと考えられる。よって、第1、第4径間のダブルフラップを撤去することは、耐風設計上危険である。

3.4 風向の影響

最適断面に対し、風向角の影響を確認するため海側 0 ± 10 度、 0 ± 20 度および岬側 180 度、 $180 + 20$ 度の風向について試験を行った。

第9図-(e)に岬側180度の風向に対する応答結果を、現状断面および最適断面について示した。両断面ともに渦励振は発生せず、終始バフエッティングが発生した。これは岬側からの気流が岬に衝突し、はく離れた不規則な流れが桁を強制振動させたためと考えられる。実橋風速 60 m/s において、最大片振幅が 500 mm に達し、模型の破損が懸念されたため試験を中断した。最大振幅は両断面とも非常に大きな値であるが、許容振幅を下回っており、また現状断面において供用後に異常な振動の報告がない。このため、岬側のダブルフラップと下部スクートを撤去しても岬側からの風向に対して問題は発生しないと考えた。さらに最適断面のバフエッティングの振幅(図中■)は、現状断面の振幅(図中○)よりも小さいことから、最適断面の有効性が認められる。

ほかの風向角についても、海側からの風向においては、特徴的な振動が発生する風向はなく、いずれも小さな鉛直曲げ1次モードの渦励振と高風速域でのバフエッティングが発生するのみであった。岬側からの風向においては、前述のとおりバフエッティングが発達するのみである。

4. 結 言

「門崎高架橋」(4径間部)について、地形の影響を考慮した縮尺 1/100 の全橋模型を用いた風洞試験を行い、耐風安定化部材の設置範囲を見直した結果、以下の結論を得た。

- (1) 実橋の振動試験データを基に構造対数減衰率 δ を 0.02 から 0.05 に増加させた結果、岬側のダブルフラップ(以下、DFと呼ぶ)および下部スカート(以下、LSと呼ぶ)を、4径間全体で撤去しても耐風安定性が確保できることが分かった。
- (2) 岬側4径間全体のDFおよびLSの撤去に加え、海側のLSまたはDFを4径間全体で撤去した場合、照査風速以下でギャロッピングおよび大振幅の渦励振が発生する。よって海側LSまたはDFを4径間全体で撤去することは耐風設計上危険である。

(3) 岬側 4 径間全体の DF および LS の撤去に加え、海側第 1, 第 4 径間の DF を撤去した場合、鉛直曲げ 3 次モードの渦励振が大振幅で発生した。これは、本振動モードでは海側第 1, 第 4 径間のモード値が大きいことに起因する。また海側の DF は、海側からの風に対しての防風壁を兼ねていることから、海側第 1, 第 4 径間の DF を撤去すべきでない。

— 謝 辞 —

本風洞試験による調査を進めるに当たっては、独立行政法人土木研究所および財団法人海洋架橋・橋梁調査会の関係者の皆様に多大なご指導とご支援をいただきました。また、試験準備・計測においては石川島検査計測株式会社の関係各位に多くのご協力とご助言をいただきました。ここに記し、深く感謝の意を表します。

参 考 文 献

(1) 大島 久, 宮下 力, 大橋治一: 門崎高架橋の風洞試験 本四技報 No.22 1982 年 10 月 pp.14-21

- (2) 本州四国連絡橋公団: 門崎高架橋上部工 (4 径間) 架設工事 振動実験報告書 1983 年 10 月
- (3) 秦 健作, 帆足博明, 楠原栄樹, 遠山直樹: 門崎高架橋 (4 径間部) の耐風安定性に関する再評価 土木学会第 58 回年次学術講演会 2003 年 9 月 pp.183-184
- (4) 遠山直樹, 秦 健作, 楠原栄樹: 門崎高架橋の耐風性再評価 第 18 回風工学シンポジウム論文集 2004 年 9 月 pp.491-496
- (5) 本州四国連絡橋公団: 門崎高架橋上部工 (4 径間) 架設工事 振動計測及び風観測報告書 1983 年 10 月
- (6) 山崎裕大, 杉本高志, 遠山直樹: PIV (粒子画像流速測定法) による流れ計測 IIC REVIEW No.31 2004 年 4 月 pp.40-46
- (7) 山本邦夫, 佐藤弘史, 中神陽一, 湯沢 聡, 神寄一夫, 福田 誠: 門崎高架橋の耐風性調査 土木研究所資料 第 1973 号 1983 年 3 月 pp.61-99
- (8) 本州四国連絡橋公団: 門崎高架橋上部工 (4 径間) 製作工事 全径間模型における動・静的解析 1981 年 8 月 pp.24-29