

門崎高架橋耐風安定性の再検証

Reevaluation of aerodynamic stability for the Tozaki viaduct

楠原栄樹*, 福永勸**, 遠山直樹***

Shigeki Kusahara, Susumu Fukunaga, Naoki Toyama

*工修, 本四高速(株), 長大橋技術センター, グループサブリーダー (〒651-0088 神戸市中央区小野柄通 4 丁目)

**本四高速(株), 長大橋技術センター, グループリーダー (〒651-0088 神戸市中央区小野柄通 4 丁目)

***工修, 本四高速(株), 長大橋技術センター, グループサブリーダー (〒651-0088 神戸市中央区小野柄通 4 丁目)

Since the serious corrosions on countermeasures for aerodynamic stability were found on the Tozaki viaduct, which was completed approximately 20 years ago, it is necessary to make the repair plan. In order to reduce the future maintenance cost, the reevaluation on aerodynamic stability of this bridge was conducted. As a result, it was clarified that the half of the original countermeasures have little effect on the aerodynamic stability of this bridge and those members were removed. Furthermore, it was also confirmed that there was no particular change of the dynamic characteristics of the girder before and after the removal of the half of the countermeasure.

Key Words: aerodynamic stability, reevaluation, full model test, box girder

キーワード: 耐風安定性, 再検証, 全橋模型試験, 箱桁

1. はじめに

本州四国連絡道路は、本州と四国を 3 つのルートで結ぶ我が国における重要な高速道路の一部であり、世界最大の吊橋である明石海峡大橋を含む長大橋梁群で構成されている。長大橋において耐風安定性の確保は最も重要な課題の一つであり、本州四国連絡橋の建設にあたっては、様々な検討のもと安全性の確保が行われた。しかしながら、厳しい風環境であれば長大橋でなくとも耐風安定性の確保が必要となる場合があり、一般的な橋梁においても耐風安定化対策が施される場合がある。

一般に、耐風安定化部材は薄い鋼材によって製作されるため、腐食環境が厳しい場合は、部材の劣化が進む傾向にある。門崎高架橋においても、完成後 20 年を経過した時点において、耐風安定化部材の腐食が進行し、部材の交換が必要な状況となった。そこで、維持管理費の削減を目的として、完成後に得られた知見を反映させた耐風安定化部材の再評価を行った。その結果、半数の耐風安定化部材は撤去可能であると判断され、将来の維持管理費を半減することに成功した。

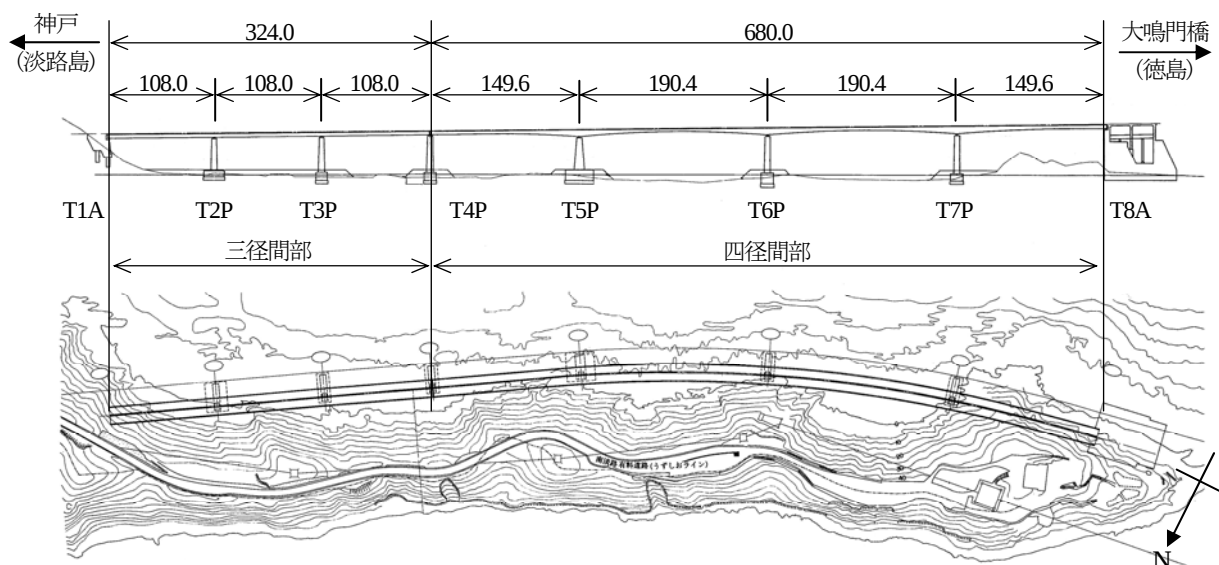
本論文は、門崎高架橋の耐風安定性再検証にあたり実施した検討結果および耐風安定化部材撤去前後の動態観測結果について述べるものである。

2. 門崎高架橋の概要

門崎高架橋は、本州四国連絡橋の大鳴門橋に接続する高架橋(図-1)であり、三径間部(108m+108m+108m)と四径間部(149.6m+190.4m+190.4m+149.6m)で構成されている。桁形式はブラケット付きの箱桁である。大鳴門橋と同等の設計風速($V_{10}=50\text{m/s}$)が適用されるとともに、岬の急峻な地形に沿って建設されることから、建設段階において多くの風洞試験¹⁾が実施された(表-1)。その結果、渦励振対策としてダブルフラップが三径間部及び四径間部に設置され、ギャロッピングが問題となる四径間部には下部スカートも設置された(図-2)。

設置された耐風安定化部材は、約 20 年間にわたり厳しい自然環境下に曝されたため腐食が大きく進行しており(写真-1)、部材の交換が必要となった。そこで、将来の維持管理費用を低減させることを目的として、耐風安定化部材の必要性について、建設後に得られた以下の知見を考慮した再検討を実施することとした。

- 1) 実橋振動試験の結果²⁾、実橋の構造減衰(対数減衰率)は、設計値(0.02)よりも大きい(表-2)。
- 2) 現地風観測の結果、岬の影響により、海側からの風は吹き上げ傾向にあり(図-3)、岬側からの風は風速が低減される傾向にある。



図－1 門崎高架橋一般図 (単位：m)

表－1 建設時に実施した主な耐風性検討結果

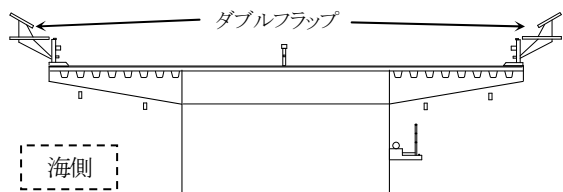
(a) 三径間部 (バネ支持試験)

迎角	制振対策無し			左記+ダブルフラップ		
	ギャロッピング	渦励振		ギャロッピング	渦励振	
		振幅	風速		振幅	風速
0 deg.	未発生	34.5 cm	37.9 m/s	未発生	12.8 cm	35.8 m/s
3 deg.	92.3 m/s	40.9 cm	35.4 m/s	未発生	12.0 cm	37.1 m/s
5 deg.	-	-	-	未発生	29.9 cm	33.5 m/s
7 deg.	-	-	-	84.7 m/s	39.6 cm	33.3 m/s
10 deg.	71.0 m/s	91.3 cm	36.8 m/s	82.4 m/s	47.1 cm	32.1 m/s

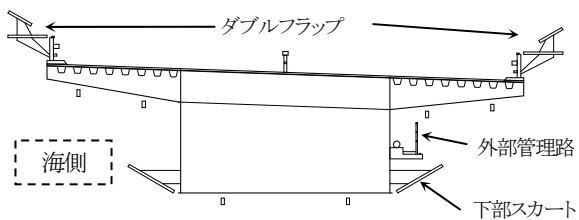
(b) 四径間部 (全橋模型試験)

制振対策		制振対策無し				左記+下部スカート		左記+ダブルフラップ	
地形模型		有り		無し		有り		有り	
気 流		一様流	乱流	一様流	乱流	一様流	乱流	一様流	乱流
ギャロッピング		36 m/s	未発生	37 m/s	未発生	37 m/s	未発生	100m/s	未発生
渦励振	1 次	振幅	110 cm	40 cm	50 cm	20 cm	121 cm	68 cm	25 cm
	1 次	風速	17 m/s	16 m/s	12 m/s	14 m/s	17 m/s	16 m/s	17 m/s
	2 次	振幅	110 cm	30 cm	50 cm	10 cm	102 cm	44 cm	10 cm
	2 次	風速	27 m/s	25 m/s	19 m/s	23 m/s	24 m/s	23 m/s	26 m/s

－：試験未実施



(a) 三径間部 (桁高：4.5m)



(b) 四径間部 (桁高：4.5～8.2m)

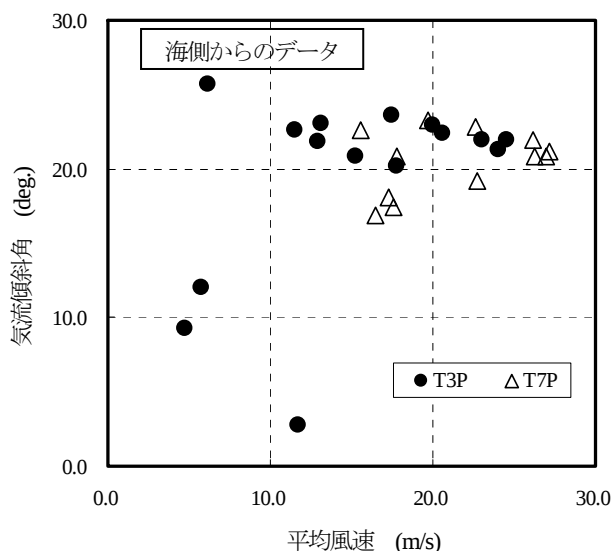
図－2 桁断面図 (桁幅はいずれも 18.25m)



(a) ダブルフラップ (b) 下部スカート
写真－1 耐風安定化部材の腐食状況

表－2 実橋振動試験結果

モード		三径間部	四径間部
1 次	対数減衰率	0.08	0.06 - 0.10
	振 動 数	0.93 Hz	0.48 Hz
2 次	対数減衰率	0.05	0.04 - 0.07
	振 動 数	1.16 Hz	0.65 Hz
3 次	対数減衰率	0.04	0.03 - 0.06
	振 動 数	1.62 Hz	0.84 Hz



図－3 現地風の気流傾斜角特性 (1981.11-1982.10)

3. 耐風安定性の再評価

耐風性の再評価は、前述の完成後に得られた新たな知見をもとに、等断面の三径間部についてはバネ支持風洞試験、変断面で曲線橋の四径間部については、地形を考慮した全橋模型風洞試験により海側の風を対象とすることを基本として実施した。試験結果を以下に示す。

3.1 三径間部の耐風安定性

三径間部の耐風安定性は、1次振動モードを対象として、表－3に示す条件のバネ支持風洞試験で調査した。

渦励振に対する風洞試験結果を表－4に示す。この表より、岬側(風下側)のダブルフラップを撤去した場合(Case A)においても耐風性に変化は生じないことを確認した。一方、海側(風上側)のダブルフラップも撤去した場合(Case B)では、大振幅の渦励振が発生することを確認した。

また、ギャロッピングに対する風洞試験結果は表－5に示すとおりであり、いずれのケースにおいても照査風速を満足することを確認した。なおここで、照査風速は「本州四国連絡橋耐風設計基準(2001)」の考え方に従い、現地における平均的な気流傾斜角(本橋の場合 20deg.)においても 90m/s を満足させることとした。

以上より、風上側に位置するダブルフラップは、渦励振対策として必要な耐風安定化部材であり、風下側となる岬側のダブルフラップは撤去可能であることが明らかとなった。

表－3 バネ支持風洞試験条件

	実橋値	要求値	模型値
縮 尺	－	1/48	1/48
対数減衰率	0.05	0.05	0.05
質 量	1.276t/m	0.881kg/model	0.873kg/model
振 動 数	0.872 Hz	－	3.592Hz

表－4 バネ支持風洞試験結果(渦励振)

上段：振幅，下段：発現風速

		現断面		Case A	Case B
対数減衰率		0.02	0.05	0.05	0.05
DF		両側	両側	海側のみ	無し
迎角 (deg.)	0	12.8 cm 39.4 m/s	－	未発生	22.0 cm 36.1 m/s
	5	29.9 cm 40.9 m/s	－	未発生	27.3 cm 34.8 m/s
	10	40.8 cm 31.4 m/s	－	未発生	20.6 cm 38.3 m/s
	15	38.3 cm 38.4 m/s	0.6 cm 41.9 m/s	0.6 cm 41.9 m/s	100 以上 41.0 m/s
	20	100 以上 43.5 m/s	3.2 cm 49.9 m/s	3.5 cm 51.0 m/s	19.9 cm 42.8 m/s
	25	－	5.5 cm 53.2 m/s	5.5 cm 53.2 m/s	38.1 cm 52.9 m/s

注 1) DF：ダブルフラップ，－：試験未実施

表－5 バネ支持風洞試験結果(ギャロッピング)

		現断面	Case A	Case B	照査風速
DF		両側	海側のみ	無し	
迎角 (deg.)	0	－	未発生	未発生	90.0 m/s
	5	－	未発生	64.7 m/s	50.0 m/s
	10	－	75.3 m/s	65.8 m/s	50.0 m/s
	15	未発生	94.9 m/s	86.6 m/s	50.0 m/s
	20	未発生	未発生	未発生	90.0 m/s
	25	未発生	未発生	未発生	50.0 m/s

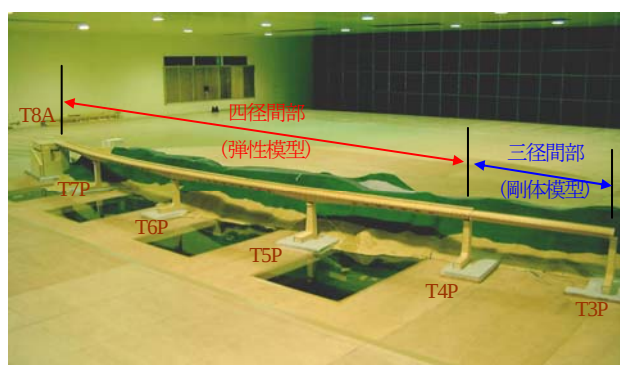
注 1) DF：ダブルフラップ

3.2 四径間部の耐風安定性

四径間部の耐風性の確認は、本四公団が保有していた大型風洞施設³⁾における全橋模型試験により実施した。

全橋模型試験は、風洞能力(最大風速 12m/s)を考慮し、縮尺は 1/100 とした(写真－2)。また、周辺地形の模型化にあたっては、次の点を考慮した。

- ・ T4P 及び T8A における模型端部の流れのパターンの相似を考慮し、3径間側の径間(T3P-T4P)と大鳴門橋アンカレイジを模型化する。
- ・ 地形模型の範囲は、T6P を中心に直径約 10km の範囲を基本に、T3P 側は風向角±20deg.をカバーする範囲と T8A 側は岬の先端までを模型化する。



写真－2 門崎高架橋全橋模型 (縮尺 1/100)

風洞試験は、耐風安定化部材有無および風向の影響を把握するため、表－6に示す12 ケースとした。

(1) 全橋模型の振動特性

風洞試験の実施に先立ち、完成した全橋模型の振動特性を調査し、いずれのモードに対しても全橋模型は要求値にほぼ整合していることを確認した(表－7、図－4)。なお、ここで設定した実橋値は、建設時に実施した風洞試験結果と比較することを考慮し、表－2で示した実橋振動試験結果よりも小さめの建設当時の想定値である。

(2) 基本断面の再現性試験(Case 1, Case2)

基本断面の再現性を確認するため、構造減衰を $\delta=0.02$ と $\delta=0.05$ の2 ケースを実施した結果を図－5に示す。図には建設時(1981)に実施された試験結果も合わせてプロットした。

Case 1は、建設時の試験結果とよく整合しており、今回の試験の再現性が確認された。

一方、現地における振動試験結果を反映した Case 2では、渦励振の発生が抑制されており、本橋において実際に渦励振の確認が認められていないことが裏付けられた。

表－6 全橋模型試験ケース

Case	風向 (deg.)	対数減 衰率(δ)	DF		LS	
			海側	岬側	海側	岬側
1	0	0.02	有	有	有	有
2	0	0.05	有	有	有	有
3	0	0.05	有	無	有	無
4	0	0.05	有	無	無	無
5	0	0.05	無	無	有	無
6	180	0.05	有	有	有	有
7	180	0.05	有	無	有	無
8	-20	0.05	有	無	有	無
9	-10	0.05	有	無	有	無
10	10	0.05	有	無	有	無
11	20	0.05	有	無	有	無
12	200	0.05	有	無	有	無

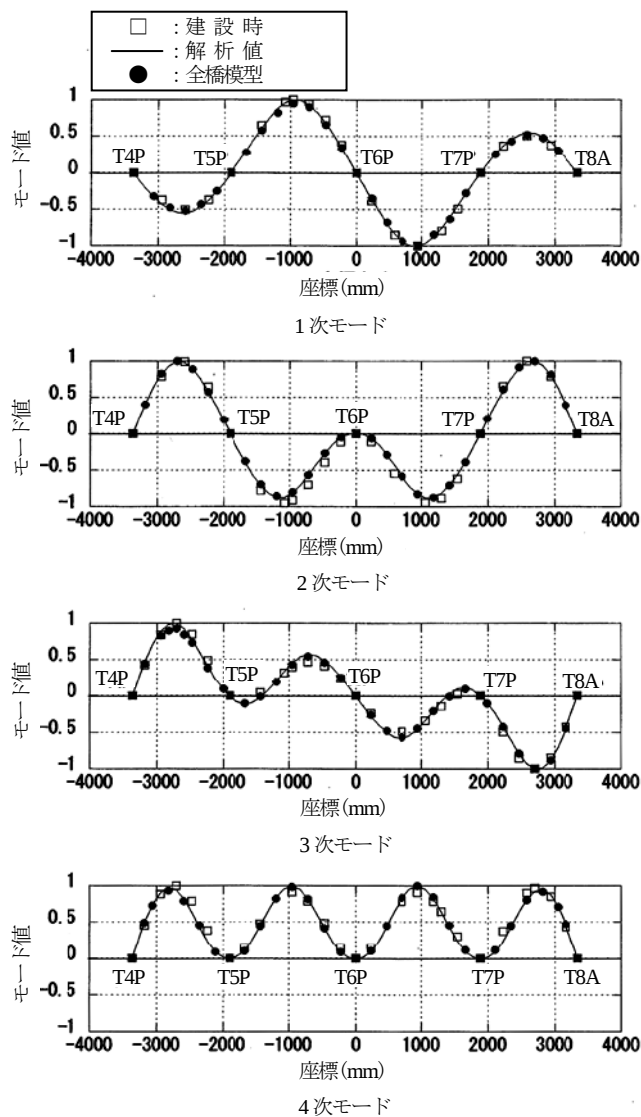
注1) 風向は、海側橋軸直角方向を0deg.とし、時計回りに定義した

注2) DF:ダブルフラップ, LS:下部スカート

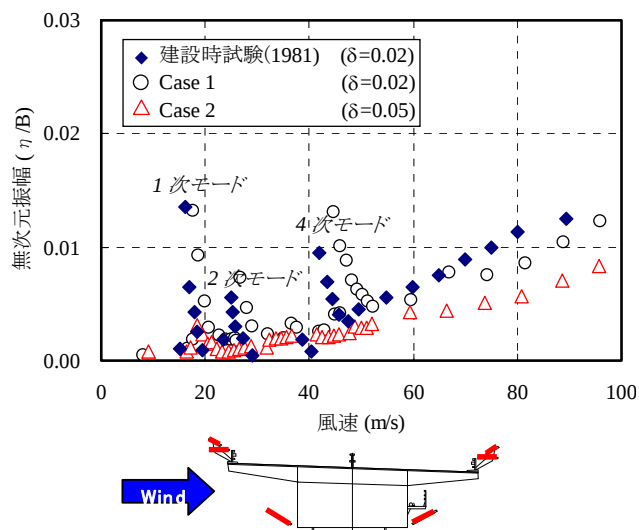
表－7 全橋模型の試験条件

		実橋値	要求値	試験値
振動数	1次	0.399 Hz	3.99 Hz	3.90 Hz
	2次	0.569 Hz	5.69 Hz	5.57 Hz
	3次	0.808 Hz	8.08 Hz	7.83 Hz
	4次	0.991 Hz	9.91 Hz	9.34 Hz
対数減衰率	1次	0.02	0.02	0.019
	2～4次	0.01	0.01	0.015-0.017

対数減衰率は、付加減衰を与える前の値である



図－4 全橋模型の振動モード



図－5 基本断面に対する風洞試験結果

(3) 岬側耐風安定化部材の効果 (Case 3, Case8~11)

岬側の耐風安定化部材(ダブルフラップおよび下部スカート)を撤去した断面に対し、海側からの風($\beta=0\text{deg.}$, $\pm 10\text{deg.}$, $\pm 20\text{deg.}$)が作用した場合の試験結果を図-6に示す。なお、構造減衰は実橋振動試験結果に基づき $\delta=0.05$ に設定した。

いずれのケースにおいても、渦励振およびギャロッピングの発生は認められておらず、基本断面と同等の耐風安定性を有していることが確認された。

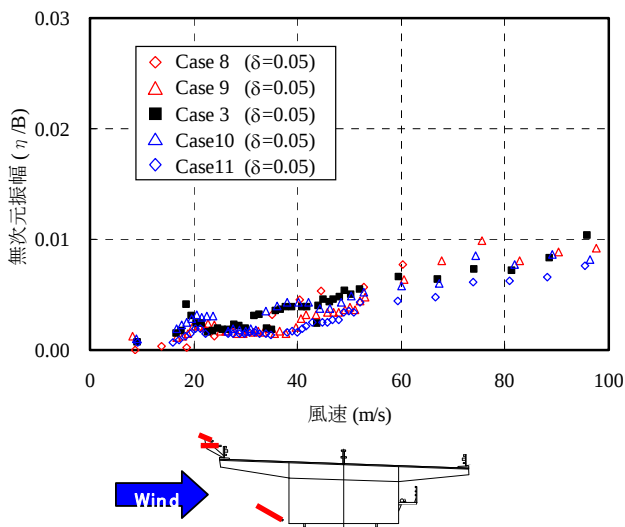


図-6 岬側耐風安定化部材の効果

(4) 海側耐風安定化部材の効果 (Case 4, Case5)

(3)より岬側耐風安定化部材が無くても耐風安定性が確保されることが明らかとなったため、さらに海側の耐風安定化部材が耐風安定性に及ぼす影響を調査した結果を図-7に示す。

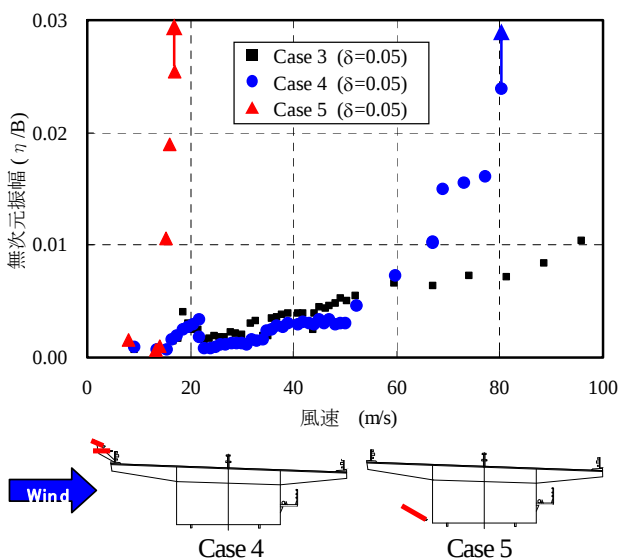


図-7 海側耐風安定化部材の効果

海側下部スカートを撤去した場合 (Case 4) は風速 80m/s 程度でギャロッピングが発生し、海側のダブルフラップを撤去した場合 (Case 5) は風速 20m/s 程度で大振幅の渦励振が発生することが確認された。

以上の結果、風上側に位置する下部スカートはギャロッピングに対する制振効果を、ダブルフラップは渦励振に対する制振効果を有しており、建設時の全橋模型風洞試験結果では役割分担が明確となっていないものの、今回の試験は一般的な傾向と一致することが確認された。

(5) 岬側からの風向における耐風安定性 (Case 6, 7, 12)

(4)までの検討は、建設時における検討結果に従い、橋梁の耐風安定性に大きく影響を及ぼすと考えられる海側からの風向を対象として実施したが、本検討にあたっては、岬側からの風向に対する風洞試験も実施し、耐風安定性の確認を実施した。試験で使用した断面は、基本断面と海側の耐風安定化部材のみを設置した断面 (Case 3と同じ)である。また、海側の耐風安定化部材を撤去した断面については、風向 200deg.の場合の試験も実施した。

試験結果は図-8に示すとおりであり、いずれのケースにおいても渦励振およびギャロッピングの発生は確認されなかった。一方、岬側からの風向の場合、定常的ではない振幅が確認された。振動波形より周期性は認められなかったため、ガスト応答による振動であると判断され、発生した最大振幅は許容振幅以下であるため、構造上問題とならないことを確認した。

参考のため、岬側からの風向における気流の状況を確認するため、上流側で煙を発生させ気流の可視化実験およびPIV (Particle Image Velocimetry)により風速変化の状況を把握した結果⁴⁾を、写真-3および図-9に示す。桁位置には非常に乱れた気流が作用していることが見てとれる。

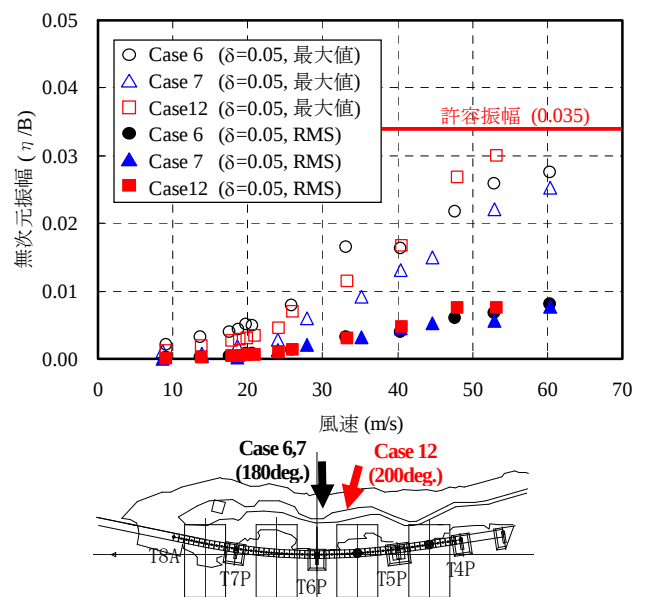


図-8 岬側からの風に対する耐風安定性

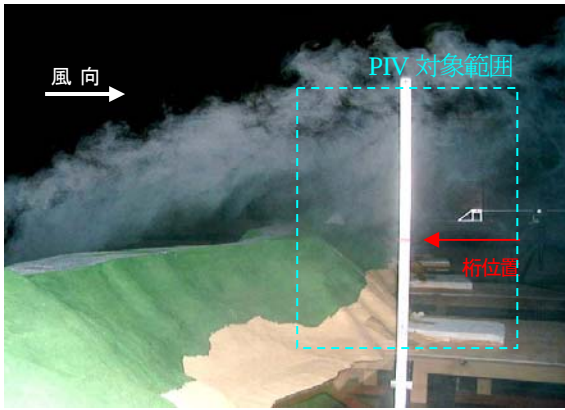


写真-3 可視化試験状況 (T5P-T6P)

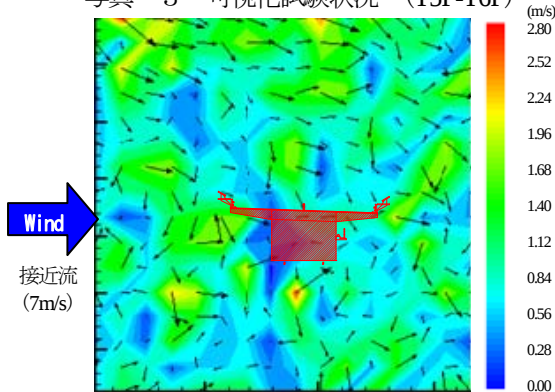


図-9 PIVによる気流状況の把握の例

以上の風洞試験結果を整理すると、表-8のとおりとなり、海側のダブルフラップ及び下部スカートは耐風安定性を確保するために必要であるが、岬側のそれらの部材は撤去しても耐風安定性に影響を及ぼさないことが明らかとなった。なお、岬側からの風向試験において、ガスト応答による模型の破損が予想されたため風速 60m/s 程度までで試験を中止したが、過去に実施したバネ支持試験¹⁾において、乱流中ではギャロッピングの発生は抑制されていることから、耐風安定性は確保されていると判断した。

表-8 全橋模型風洞試験結果

Case	風向 (deg.)	DF		LS		渦励振	ギャロッピング
		海側	岬側	海側	岬側		
1	0	有	有	有	有	OK	OK
2	0	有	有	有	有	OK	OK
3	0	有		有	無	OK	OK
4	0	有		無	無	OK	OUT
5	0		無	無	有	OUT	—
6	180	有	有	有	有	OK	OK
7	180	有		有	無	OK	OK
8	-20	有		有	無	OK	OK
9	-10	有		有	無	OK	OK
10	10	有		有	無	OK	OK
11	20	有		有	無	OK	OK
12	200	有		有	無	OK	OK

注1) 対数減衰率：Case1 は $\delta=0.02$ ，その他は $\delta=0.05$

注2) DF：ダブルフラップ，LS：下部スカート

4. 実橋振動観測

供用後に得られた新たな知見に基づく再検討の結果、門崎高架橋の耐風安定化部材のうち半分は撤去可能であることが明らかとなり、実橋においても不要となる岬側の耐風安定化部材は撤去することとした。しかしながら、これらの部材を撤去することに伴い、橋梁の振動特性（振動数、減衰特性）や対風応答特性が変化することが懸念された。そのため、耐風安定化部材撤去前後における実橋振動観測を実施し、橋梁の振動性状の変化を調査した。

4.1 実橋振動観測設備

門崎高架橋の振動特性を把握するため、三径間部は T2P と T3P の径間の中央部の、四径間部は T6P と T7P の径間の中央部の桁内に加速度計を設置し、風況を記録するため T3P および T7P 付近の道路照明柱に超音波風速計を 2004 年 4 月に設置した。計測器の配置図を図-10 に示す。

それぞれの計測器で得られるデータは、桁内に設置したパソコンにより、いずれかの風速計の 10 分間平均風速が 5m/s を超えた場合に時系列データを保存するシステムにより自動計測を実施した。

なお、耐風安定化部材の撤去時期は表-9 に示すとおりである。

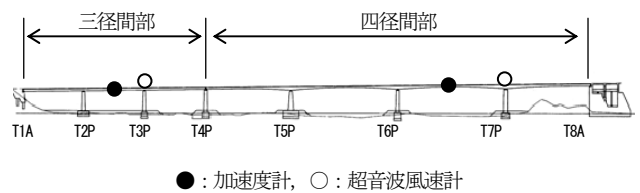


図-10 計測機器配置図

表-9 耐風安定化部材の撤去時期

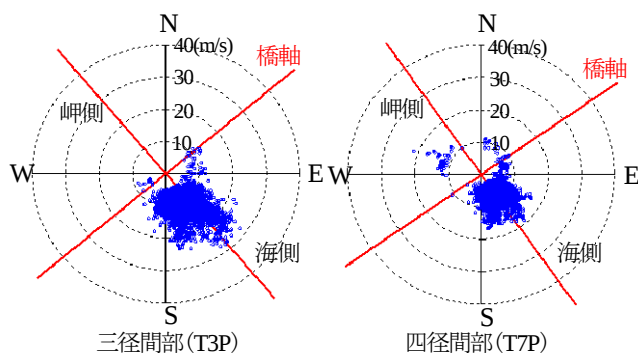
橋梁名	耐風安定化部材	撤去時期
三径間部	ダブルフラップ	2004年12月
四径間部	ダブルフラップ	2005年11月
	下部スカート	2006年1月

4.2 実橋振動観測結果

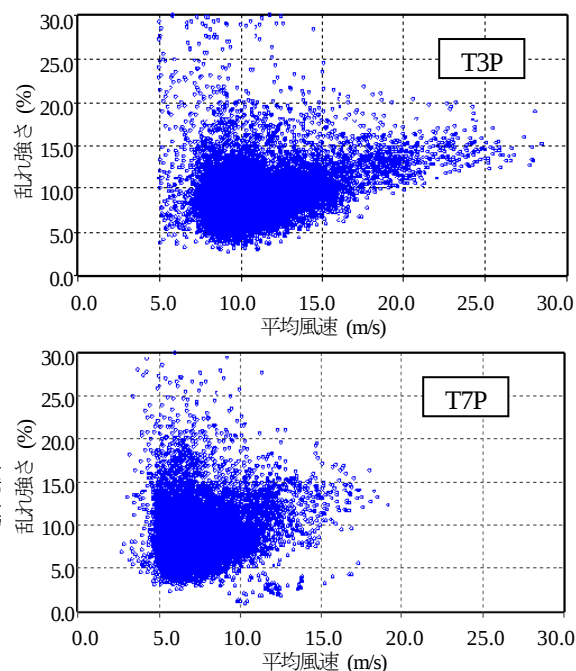
(1) 現地風特性

2004 年 4 月から 2008 年 3 月までの 4 年間に記録されたデータについて、10 分間平均風速と、風向の関係（図-11）、乱れ強さの関係（図-12）、気流傾斜角の関係（図-13）を整理した。これらの結果より、現地風の特徴は以下のとおりであると判断される。

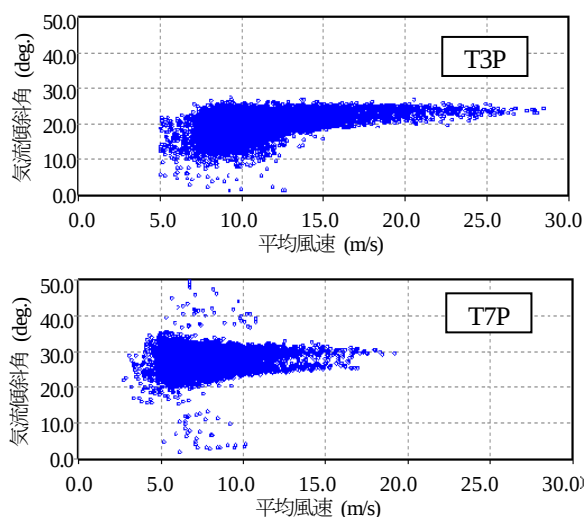
- 海側橋軸直角方向の風の発生頻度が高い
- 高風速時の気流の乱れ強さは 15% 程度の値を示す
- 平均的な気流傾斜角は 20～30deg 程度の値を示す
- 三径間部の方が高い風速を示す傾向にある



図－1 1 風速と風向の関係 (2004.4-2007.3)



図－1 2 風速と乱れ強さの関係



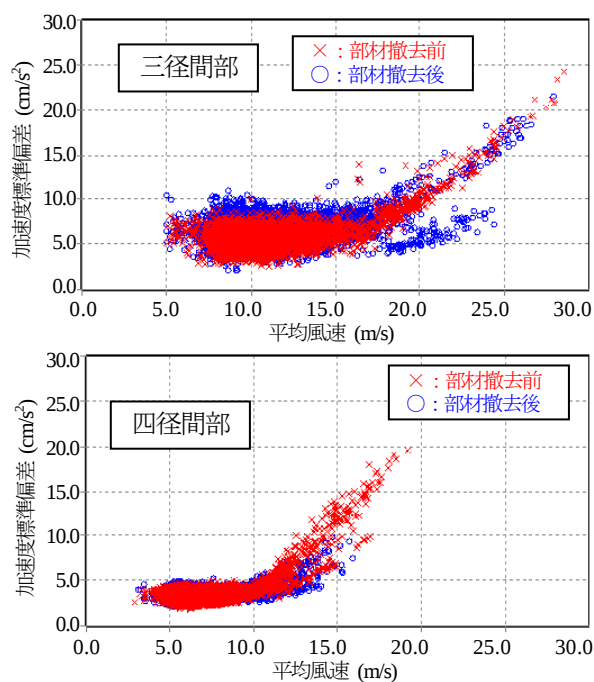
図－1 3 風速と気流傾斜角の関係

なお、全橋模型試験において桁模型設置前に PIV による気流傾斜角の計測を行っているが、15～20deg 程度であった。今回の現地計測は桁上での値であり直接比較す

ることはできないが、両者の傾向はほぼ一致すると考えられる。また、三径間部の方が高風速となる原因は、これまで得られたデータでは特定できなかった。

(2) 橋体の対風応答特性

観測された 10 分間の記録のうち、橋軸直角方向±30deg.の範囲のデータについて平均風速と加速度の標準偏差の関係で整理した結果を図－1 4 に示す。図中の×印が耐風安定化部材を撤去する前のデータであり、○印が撤去後のデータである。いずれのプロットも風速の増加に伴い加速度の標準偏差は二次曲線的な増加傾向を示しており、耐風安定化部材の有無による対風応答特性の変化は見受けられなかった。なお、部材撤去後に同程度の風速において小さな応答となるデータも確認されているが、気流特性(風向、乱れ強さ等)に差が認められないケースもあることから、その原因については今後の検討課題である。しかしながら、応答は低めに現れていることから、橋の安全性は確保されているものと判断される。



図－1 4 風速と発生加速度の関係

(3) 橋体の振動特性

耐風安定化部材の撤去に伴い橋梁全体の構造減衰が変化しないことを確認するため、計測されたデータに RD 法⁵⁾を適用し構造減衰の変化を調査した。時刻歴波形の分析にあたっては、次のフローに従い処理を実施した。

- ・ 橋軸直角方向±5deg.の範囲内で数風速のデータを抽出する
- ・ 1 次振動数±0.5Hz 程度のバンドパスフィルタを適用した波形を生成する
(三径間部は 0.9-1.0Hz, 四径間部は 0.45-0.55Hz)
- ・ 生成された波形より、振幅の標準偏差を超える極大値の時間から 10 波分の波形を抽出し、時間軸を揃

えて重ね合わせる(RD法)

重ね合わせ回数は、観測されたデータが10分(600秒)単位で記録されているため、三径間部で60回程度、四径間部で30回程度であったが、比較的綺麗な減衰波形を得ることができた(図-15)。

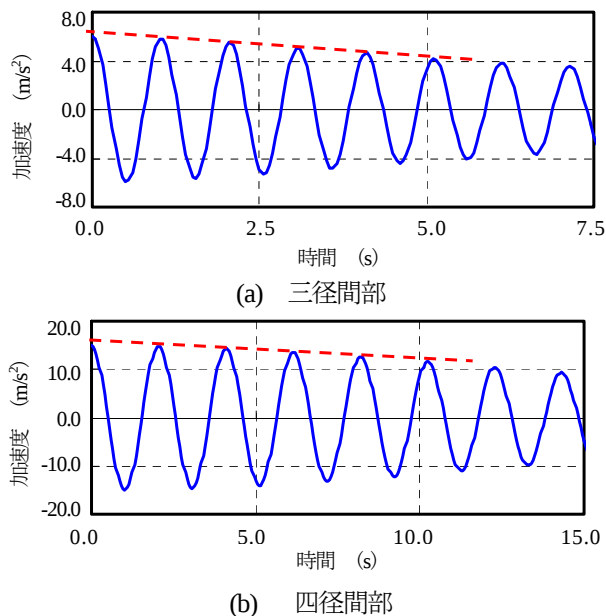


図-15 RD法により生成された減衰波形の例
(2004/08/30 18:46~18:56のデータ)

以上の処理により算出された対数減衰率と風速の関係を整理すると図-16のとおりである。常時微動的なデータを対象としたため、処理した振動の振幅は若干小さな値ではあるものの、耐風安定化部材の撤去前後により対数減衰率の変化は見受けられず、風洞試験で想定した値($\delta=0.05$)をいずれも上回っていることが確認された。

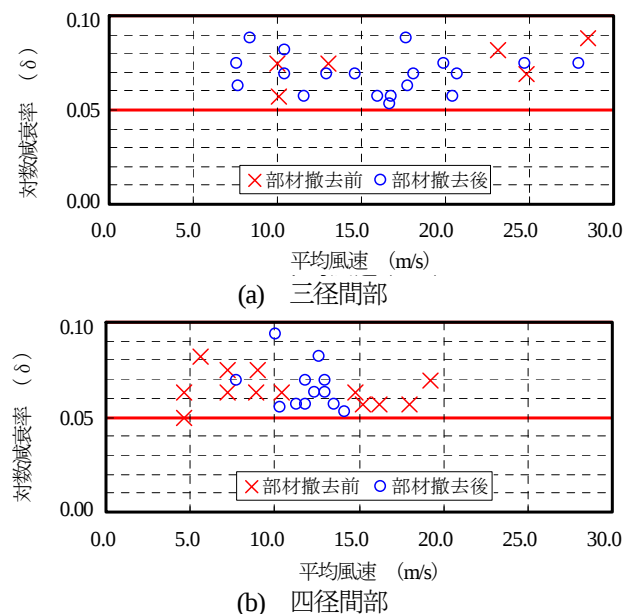


図-16 風速と構造減衰の関係

5. まとめ

完成後20年以上が経過した門崎高架橋について、耐風安定性の再評価を実施した結果、以下の事項が明らかとなり、将来の耐風安定化部材に対する維持管理費用を半減することが可能となった。

- 1) 供用後に得られた知見を考慮することにより、耐風安定化部材の半数に相当する岬側の耐風安定化部材は撤去可能となった。
- 2) 耐風安定化部材撤去前後における強風時の橋体挙動は変化しない。

建設時においては、構造減衰のように完成後でないと明らかとならない情報が多く存在する状況の下で、ある仮定に基づく検討を実施する必要があったため、必ずしも経済的で有効な対策となっていないことは、やむを得なかったと考えられる。しかしながら、橋梁の耐用年数は長期にわたることから、効率的な維持管理を実施するためには、場合に応じた見直しを行う必要があると考えられる。

今回の事例は、急峻な地形に近接しており、一方向からの風向が卓越するという特殊な環境であることも、再評価する上での大きな要因となっているものの、今後は様々な視点での検討により、建設時の想定を見直すことも必要な場合があると考えられる。

謝辞

本検討の結果の評価にあたり、宮田利雄先生(横浜国立大学名誉教授、旧本州四国連絡橋耐風委員会委員長)の指導を頂きました。ここに記して謝意を表します。

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, pp14-21, 1982.10
- 2) 吉田修: 門崎高架橋の振動実験および風による振動計測, 本四技報, No.36, pp.61-66, 1985.12
- 3) Miyata T., Yamada H., Yokoyama K., Kanazaki T., Iijima T. and Tatsumi M.: Construction of Boundary Layer Wind Tunnel for Long-span Bridges, Eighth International Conference On Wind Engineering, Ontario, Canada, July 8~12, 1991
- 4) 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, pp.40~46, 2004.4.
- 5) 田村幸雄, 佐々木淳, 塚越治夫: RD法による構造物のランダム振動時の減衰評価, 日本建築学会構造系論文報告集, 第454号, pp.29-38, 1993.12

(2009年9月24日受付)