

本州四国連絡橋大島大橋の耐風特性の検証

Verification of the Aerodynamic Stability of the Ohshima Bridge of the Honshu-Shikoku Bridge Project

村上 忠昭* 金原 慎一**
Tadaaki MURAKAMI Shinichi KINBARA

Summary

Oshima Bridge is a suspension bridge, with a 560m main span length, which has been constructed on the Onomichi-Imabari route, as part of the Honshu-Shikoku Bridge Project. It is the first application of flat plate deck box girders as stiffening girders on a bridge of this scale. The shape of cross-section of the stiffening girders was determined by two-dimensional wind tunnel tests for the completion state. Data to help estimate the aerodynamic stability during the erection of such a suspension bridge is very limited. Therefore, three-dimensional wind tunnel tests were performed to confirm its aerodynamic stability during the erection and at the completion. In addition, to ensure the accuracy of the tests, the characteristics of the winds at the erection site and the vibration of the bridge in the natural wind environment at various construction stages were measured, and vibration tests for the completion state were carried out. This paper reports the results of the measurements and tests.

1. まえがき

最近、吊橋補剛桁に箱断面を用いるものが、多く計画・設計されている。箱断面桁は補剛トラスに比較してその桁高を低くすることができるため、適当な径間長を選定すれば、美観、経済性の上で有利となることがその理由

と考えられる。しかしその反面、吊構造部の重量が軽くなること、充腹断面であること等から耐風安定性が重要な問題となる。

構造物の耐風安定性の検証には、以下に示す3項目が不可欠であろう。

- ① 風洞実験（二次元または三次元）

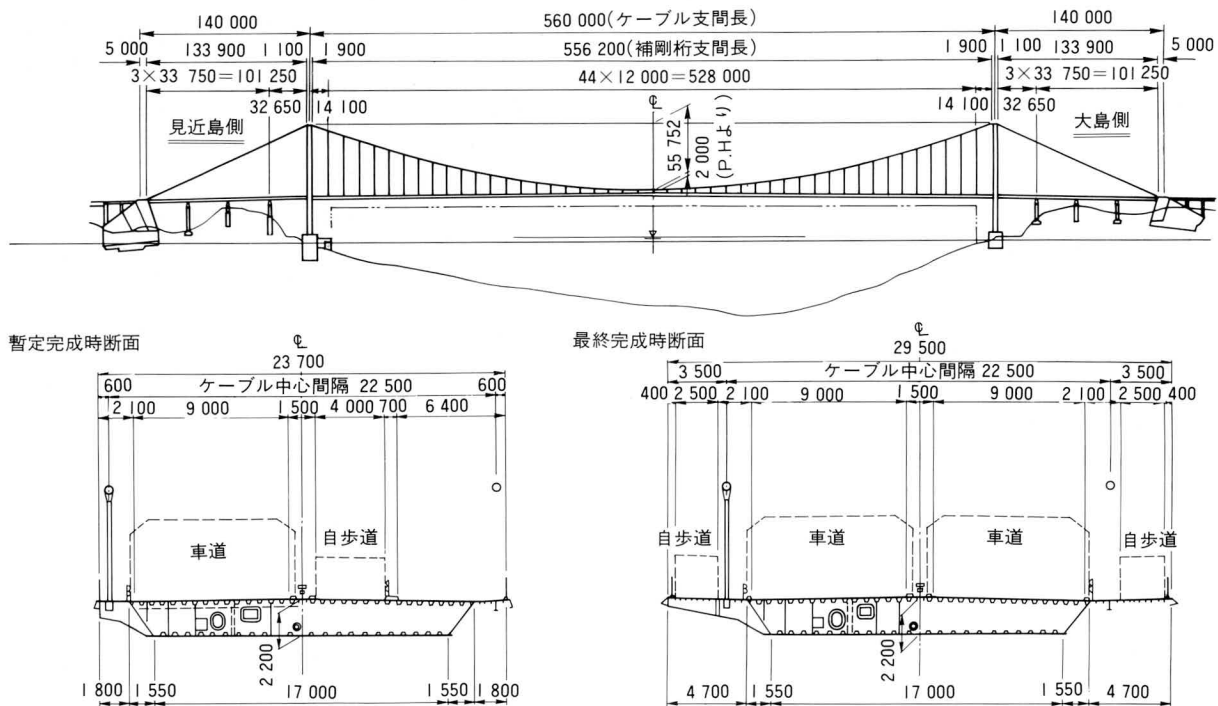


図-1 大島大橋一般形状図

* 技術本部設計部設計第三課長
** 技術本部設計部設計第三課

② 実橋における振動測定（常時微動測定、振動実験等）

③ 現地風の測定

これらの実験、計測は独立しているものではなく、おのおの密接な関係にある。すなわち、①の風洞実験では、まず、模型の構造減衰率は、基準等で規定された推定値であること、また固有振動数に影響する構造物の剛性は、あくまでも仮定の上に成立つ計算値であること、さらに風洞風は一樣流・乱流、迎角を含め現地風の特徴を完全には再現不可能である。従って②の実橋の振動計測を行って、構造物が有する剛性、減衰率等の振動特性を確認し、③の現地風の特徴を把握することにより初めて総合的な耐風安定性の議論をすることが可能となる。

大島大橋は、本州四国連絡橋・尾道—今治ルートに架かる中央支間560mの単径間吊橋でこのクラスでは我が国で初めて補剛桁に偏平な逆台形の鋼床版箱桁を用いている。図-1に大島大橋の一般図を示す。

本橋の最終的な断面形状は、2次元模型を用いた風洞実験により決定されたものである。その結果を要約すると以下ようになる。i) 暫定完成時・最終完成時共に耐フラッター性能は良好であるが、暫定完成形状の風速20m/s以下(吹上げ)において鉛直曲げ振動で片振幅410mm、ねじれ振動で片振幅1.6°の渦励振が発生する。ii) しかし、フラップを取付けることによりこれらは全て消失し、ねじれフラッターの発現風速が高まる。iii) また、この渦励振による発生応力はさほど大きくないため、耐疲労性及び使用性の上で許容されるものである。以上のことから、本橋の耐風安定性は良好といえる¹⁾²⁾。

一方、本橋はリフティングストラットによる大ブロック直下吊下げ工法を採用して、中央径間中央より両主塔に向かって架設を行う計画であった。このため、架設途中において、補剛桁の変形抑制が困難であること、支承等による減衰効果が期待できないこと、およびリフティングストラット、防護工、キャットウォークなどの架設機材の影響等を考え合わせると、架設時の耐風安定性は完成系に比較して低下することが予想された。

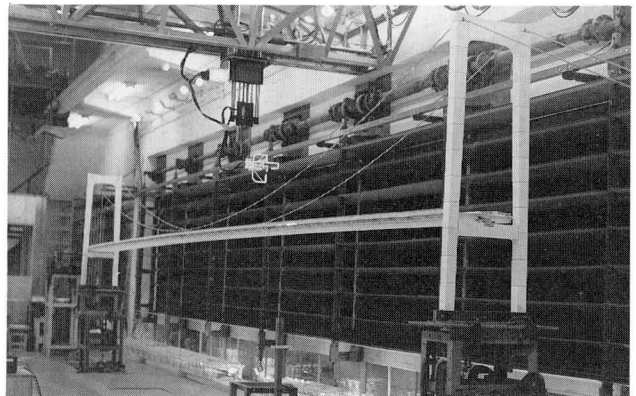
従って、架設時の耐風安定性を確認するとともに暫定完成系（暫定供用時）における制振対策の再検討を目的として、3次元全橋模型による風洞実験を行った。さらに、風洞実験結果の検証を目的として、実橋の各架設段階の振動計測、風観測、および暫定完成系における振動実験を行い、実際の振動特性を把握することとした。

本報告は、大島大橋において行われたこれら一連の実

験および計測の結果について述べるものである。

2. 風洞実験

本実験には東京大学所有の全橋模型実験用低速風洞を使用した。模型の縮尺は風洞吹出し口の寸法、基本計画時の2次元模型の縮尺(1/40、1/60)、模型の製作作業性等を考慮して1/60とした(写真-1、2)。



舗装後自歩道高欄が設置され供用可能な状態

写真-1 暫定完成系

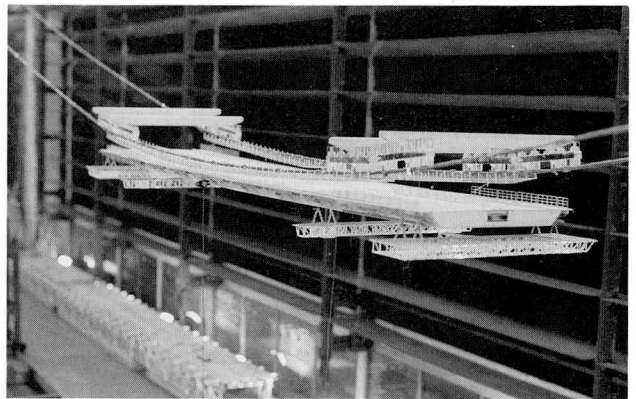


写真-2 補剛桁22%架設完了状態

(1) 実験内容

実験は先に述べたように暫定完成系および架設系（補剛桁閉合時、90%架設完了時、56%架設完了時、22%架設完了時）を対象に限定振動、自励振動に対する検証を目的としており、一樣流にて行った。また、身近島での観測データで北西風が卓越していたこと、暫定完成時歩道側（北西側）にはその基礎も含めて閉塞率が大きな高欄が設置されていること等を考慮して、実験時の風向を定めた。風洞実験の対象ケースを図-2に示す。

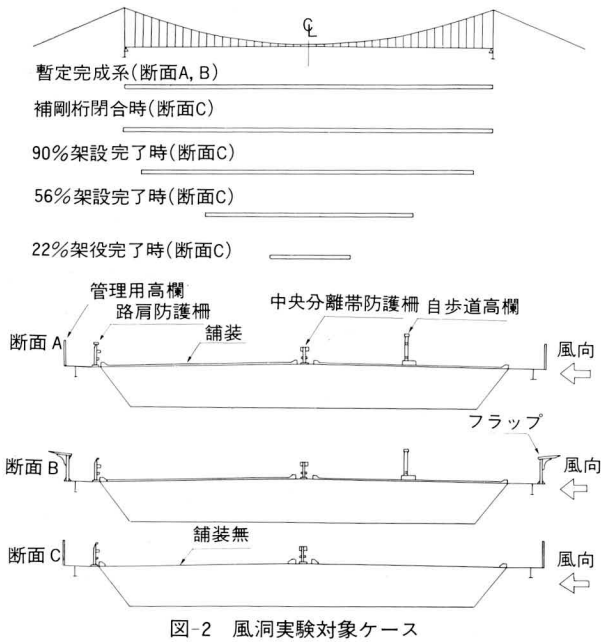


図-2 風洞実験対象ケース

耐風性を向上させるもののひとつにセンタースティがある。これは架設系においてもその効果が期待でき、最も簡単な制振対策といえる。架設時においても実際に使用することを前提として、暫定完成系・架設系ともセンタースティを設置した状態を基本系として、逆対称振動に着目した実験ケースにおいては、これを取り外してその効果を調べた。

また、暫定完成系にフラップを設置した実験ケースを設け、その必要性を判断するものとした。なお、架設系においては、現場の状況を反映する目的で、リフティングストラット、移動防護工、キャットウォークを設置している。

(2) 実験結果

(a) 模型の振動特性

表-1に模型の振動特性を示す。固有振動数(実橋換算値)は、暫定完成系のねじれモードで+12%とやや大きいものの、その他は-2~+4%と良く一致している。構造減衰率は、暫定完成系、補剛桁閉合時の曲げ逆対称1次で $\delta=0.036, 0.042$ と多少大きいもののその他では $\delta=0.006\sim 0.024$ とほぼ「耐風設計基準(本四公団)」を満足している。

(b) 応答特性

本実験で得られた応答特性を以下に要約する。なお、表-2は応答振幅および振動発振風速と迎角の関係を表

表-1 模型の固有振動数、減衰率

架設段階	モード	固有振動数 (Hz)			対数減衰率 (B/200 or 0.5°)
		計測値	計算値	誤差(%)	
暫定完成時	曲げ対称1次	0.241	0.234	3.0	0.014
	曲げ逆対称1次	0.155	0.158	-1.9	0.036
	ねじれ対1次	0.616	0.552	11.6	0.018
	ねじれ逆対称1次	-	0.755	-	-
補剛桁閉合時	曲げ対称1次	0.255	0.248	2.8	0.015
	曲げ逆対称1次	0.159	0.162	-1.9	0.042
	ねじれ対称1次	0.602	0.575	4.7	0.014
	ねじれ逆対称1次	-	0.795	-	0.017
90%架設完了時	曲げ対称1次	0.237	0.235	0.9	0.019
	曲げ逆対称1次	0.158	0.160	-1.3	0.016
	ねじれ対称1次	-	0.494	-	0.020
	ねじれ逆対称1次	-	0.494	-	0.024
56%架設完了時	曲げ対称1次	0.263	0.263	±0	0.017
	ねじれ対称1次	-	0.432	-	0.020
22%架設完了時	曲げ対称1次	0.299	0.290	3.1	0.013
	曲げ逆対称1次	0.191	0.194	-1.5	0.006

したものである。

1) 暫定完成系

暫定完成系では、センタースティの有無にかかわらず迎角+5°、+7°の時、風速5m/s~40m/sの範囲で最大120mmの限定振動が、また高風速域でバフェッティング(いずれも曲げ振動モード)が発生するが、ねじれ振動ならびにフラッターは発生しない。また、フラップを取付けると、この限定振動は全て消失する。ただし、設計風速外でねじれ対称1次のフラッターがみられた(フラップのないものでは発現していない)。いずれの振動モードにおいても、空力減衰は風速の増加に伴って増大しており、特に曲げ振動において顕著である。

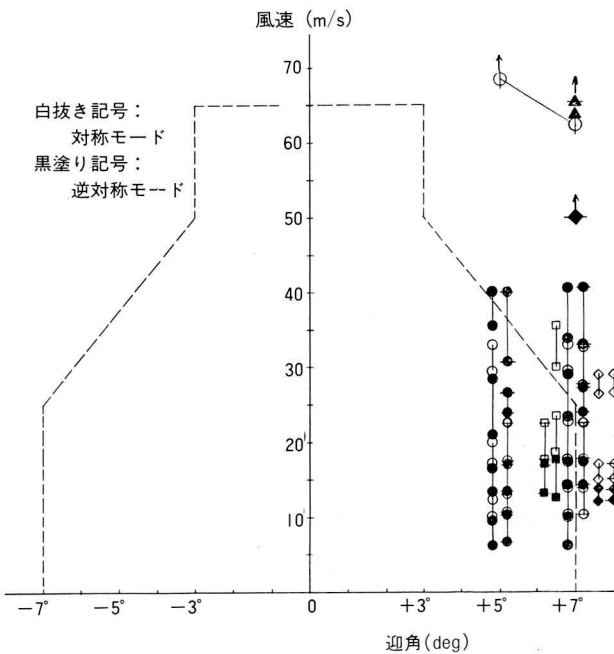
2) 架設時

架設の初期段階(22%、56%架設完了時)では、補剛桁が短いため、その挙動は剛体に近く、高風速域で若干のバフェッティングが発生するが、渦励振、自励振動は発現しない。

架設後期段階(90%、100%架設完了時)では、補剛桁が長くなるためたわみやすく、迎角+7°の低風速域で最大100mm程度の渦励振と、高風速域でのバフェッティングが発生する。架設系においても、暫定完成系と同様にねじれ振動の発現はない。

表-2 3次元風洞実験の結果

補剛桁断面の特徴	振動	限定振動最大振幅 (共振風速)										発振風速と迎角の関係	備考	
		曲げ振動					ねじれ振動							
		迎角	-7°	0°	+3°	+5°	+7°	-7°	0°	+3°	+5°			+7°
暫定共用時	管理用高欄 自歩道高欄	ステイ無 フラップ無	0	0	0	1) 80mm (20.2m/s)	2) 120mm (12.6m/s)	0	0	0	0	0	⊖	付図-1による 1), 2)は、いずれも対称モードの振動 3)対称モードの振動 4)逆対称モードの振動
	ステイ有 フラップ有	0	0	0	3) 80mm (15.7m/s)	4) 120mm (12.6m/s)	0	0	0	0*	0*	⊕	*設計風速外でねじれフラッター発生 (対称1次)	
架設閉合時	管理用高欄 (部未架設)	ステイ有 キャットウオーク無	0	0			0	0	0			0	△	*センターステイを外した場合、設計風速外でねじれフラッター発生 (逆対称1次)
		ステイ無 キャットウオーク有					0					0*	△	*センターステイを外した場合、設計風速外でねじれフラッター発生 (逆対称1次)
		ステイ有 キャットウオーク無				0	80mm 5) (15.7m/s)					0	□	5)逆対称モードの振動
		ステイ有 キャットウオーク有				0	70mm 6) (21.1m/s)	0	0			0	⊞	6)対称モードの振動
架設率90%	管理用高欄 (全量架設)	ステイ無 キャットウオーク有	0	0	0	7) 10mm (56.9m/s)	0	0				0	◇	7)対称モードの振動
		ステイ有 キャットウオーク有	0	0	0	8) 50mm (15.9m/s)					0	0*	◇	*センターステイを外した場合、設計風速外でねじれフラッター発生 (逆対称1次) 8)対称モードの振動
		ステイ有 キャットウオーク有	0	0			0	0	0			0		
架設率56%		ステイ有 キャットウオーク有				0	0	0						
架設率22%		ステイ有 キャットウオーク有				0								



付図-1 発振風速と迎角の関係

空力減衰については以下のことがいえる。

- ① 曲げ振動モードでは、架設初期に最も小さく、補剛桁が長くなるにつれて大きくなる。
- ② ねじれ振動モードでは、架設初期に大きく、補剛桁が長くなるにつれて小さくなり、閉合直前で最小になる。なお、閉合後は再び増加する。
- ③ 風速-減衰率の関係は暫定完成系と同様に、風速の増加に伴って増大し、曲げ振動において顕著である。

3) センターステイの影響

逆対称1次モードの空力減衰率の変化から、低風速域ではその差はないが、風速20 m/s以上においてはセンターステイを設置したものに多少の優位性が認められる(図-3)。また、補剛桁閉合時、90%架設時において、センターステイを取り外したモデルに設計風速外ではあるが、ねじれ逆対称モードのフラッターが発生する。

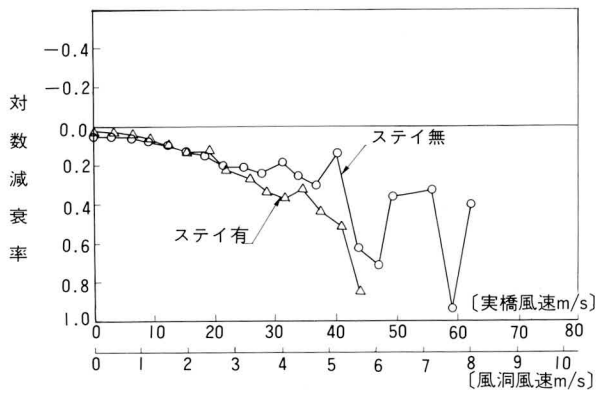


図-3 減衰率と風速の関係(曲げ逆対称1次モード)

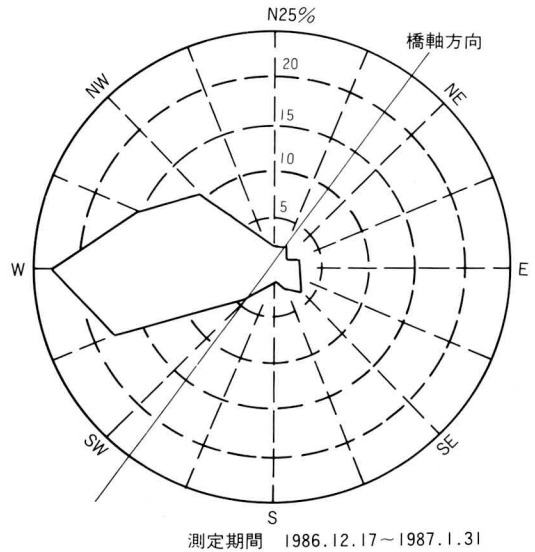


図-4 風向頻度

3. 現地の風観測及び自然風下での振動計測

上記のように、3次元風洞実験結果では低風速域での渦励振、高風速域でのバフエッティングの発生が認められただけで、有害な振動の発現はなかった。しかし、風洞実験では、実橋および風の完全な相似化は不可能であり、実験は種々の仮定の基に行われている。従って、乱れを有する現地風、及びその中での実橋の挙動を調べ、耐風対策を含めた実験の検証を行う必要がある。本橋では、各架設段階における風の観測と補剛桁の振動計測を行った。

(1) 計測内容

風観測は、昭和61年12月から昭和62年4月までの約4ヶ月間に補剛桁中央に設置した風向風速計により行った。

補剛桁の振動計測は、風洞実験結果との対応から56%、74%、90%および補剛桁閉合時の各架設段階に以下の項目について行った。

- ① 有風時における補剛桁の応答とその風の特徴(風速、風向、傾斜角)
 - ② 無風(微風)時における補剛桁の常時微動測定
- なお、補剛桁の振動は、中央径間の中央と、1/4点に加速度計を設置して測定した。

(2) 計測結果

(a) 風の特徴

現地風を風向、風速、および迎角について測定した結果を以下に述べる。

1) 風向

図-4に10分間平均風向を16方位に分類した頻度分

布(ウィンドローズ)を示す。風は東西にひらかれた海峡部に沿って吹き抜けており、特に西風(橋軸直角方向より約40°)が卓越している。

2) 風速

観測4ヶ月間のうち12月~2月初旬の間には10分間平均風速が15m/sを越える日もあったがそれ以降は平均風速10m/s以上の風を数回記録しただけにすぎなかった。これは、昭和61年7月~62年6月の身近島山頂付近での観測データと同様の結果を示している。

(図-5)。

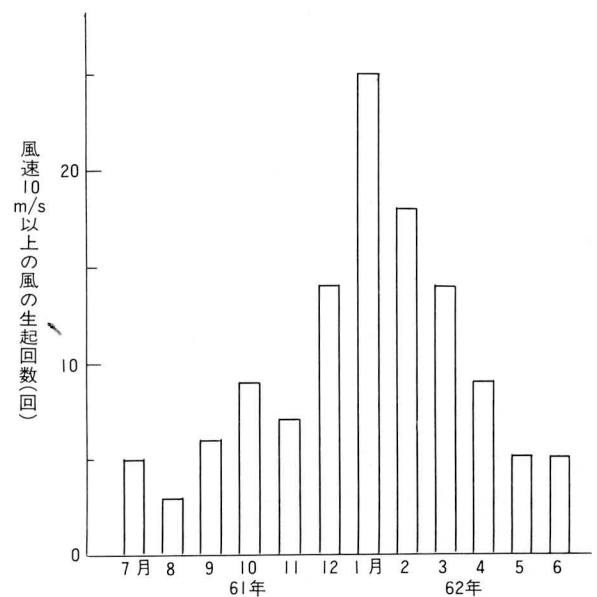
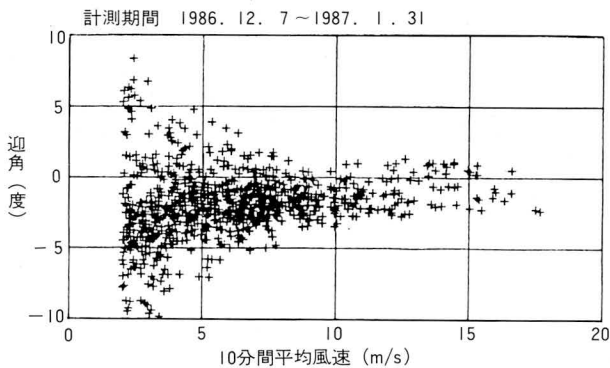
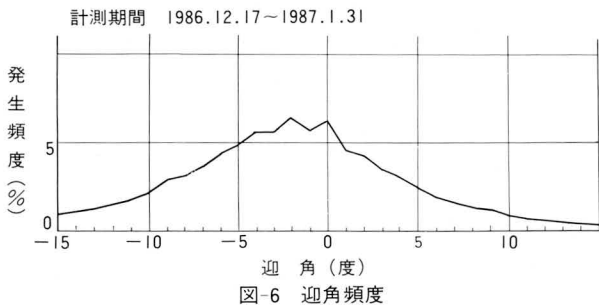


図-5 身近島観測値での強風の生起回数

3) 迎角

図-6 に迎角頻度、図-7 に風速-迎角の関係の一部を示す。なお、迎角は吹上げを正の値、吹き下ろしを負で示した。これらの図より、低風速域(2 m/s ~ 7 m/s)では迎角にバラツキが大きい、風速が増加するにしたがって一定値に収束する傾向があり、+1°~3°の範囲となる。また、迎角の頻度は0°~3°にピークをもち、吹き下ろしの風が卓越している。



(b) 自然風下での補剛桁の振動特性

1) 有風時下での補剛桁の振動応答

今回の測定では、補剛桁の応答振動はバフェッティングだけであり、当初危惧されていたフラッターや渦励振等の定常振動は認められなかった。バフェッティングの応答加速度速度振幅は、風速の増加に伴って2次放物線的に大きくなる(図-8)。また、鉛直振動振幅は、橋軸方向、橋軸直角方向の振幅に比べ、卓越している。

2) 無風(微風)時における補剛桁の常時微動

表-3 に補剛桁の常時微動測定より得られた卓越振動数、表-4 には常時微動により算出した対数減衰率を示す。曲げ振動モードでは $\delta=0.020\sim0.036$ と風洞実験で想定した値と大差ない。しかし、ねじれ振動モードにおいては $\delta=0.010\sim0.018$ とかなり小さな値となっている。

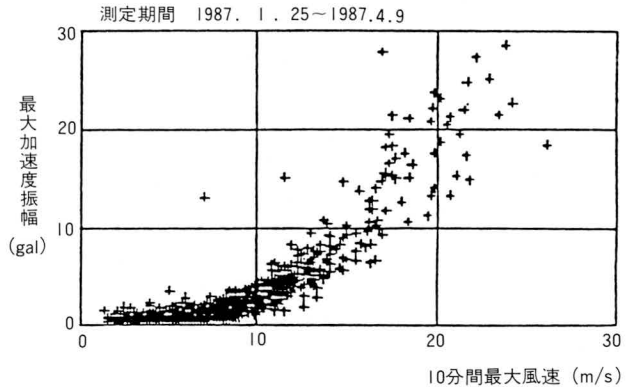


図-8(a) 最大加速度振幅(L/4鉛直方向)・82~90%架設

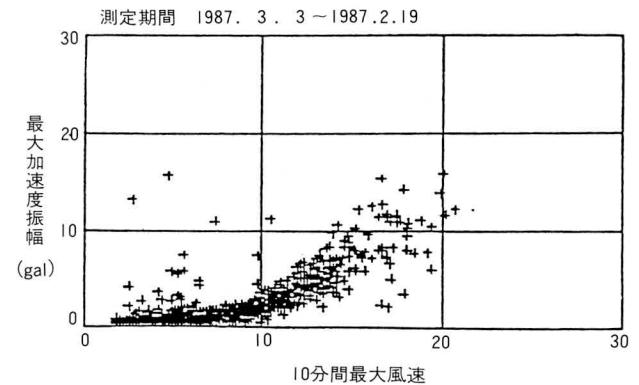


図-8(b) 最大加速度振幅(L/4鉛直方向)・補剛桁閉合時

表-3 実橋の卓越振動数

架設率		56%	74%	82%	90%	100% (閉合)	暫定時**
		モード	56%	74%	82%	90%	
曲げ	対称1次	0.256	0.237	0.232	0.240	0.247	0.232
	逆対称1次	0.158	0.155	0.155	0.161	0.195	0.183
ねじれ	対称1次	0.460	0.469	0.491	0.526	0.581	0.557
	逆対称1次	—*	0.497	0.479	—*	0.778	0.770
水平曲げ		0.069	0.069	0.070	0.069	0.158	0.134
橋軸方向		0.157	0.156	0.155	0.161	0.191	0.188

* 56、90%のねじれ逆対称1次の振動数は計測されなかった。
** 振動実験用起振機(200ton)が載荷されている。

表-4 実橋の減衰率

架設率		56%	74%	82%	90%	(100%) 閉合	暫定時*
		モード	56%	74%	82%	90%	
曲げ	対称1次	0.020	0.023	0.025	0.020	0.021	0.021
	逆対称1次	0.023	0.036	0.067	0.027	0.032	0.030
ねじれ	対称1次	0.016	0.013	0.014	0.014	0.018	0.016
	逆対称1次	—	0.011	0.014	—	0.010	0.013

* 振動実験用起振機がL/2点に載荷されている。

4. 実橋振動実験

風洞実験の検証のため、現地風の測定と自然風下での補剛桁の振動計測を行って実橋が有する固有振動数および対数減衰率を求めた。しかし、これらは微小振幅による測定結果であり、耐風安定性を確認する上では完全なものとはいえない。また、過去の吊橋においても大振幅下におけるこれらのデータは補剛トラスを用いた大鳴門橋以外にはない。そこで、本州四国連絡橋公団「耐風設計基準」に示される橋梁の減衰率評価振幅 ($B/100$) を目標として、補剛桁に振動を加え共振曲線を求めるとともに、自由振動波形から対数減衰率を求めた。

(1) 実験内容

本州四国連絡橋公団所有の大型起振機を中央径間の中央及び1/4点に設置し、補剛桁を加振して加速度計および光学式変位計よりデータの採取を行った(写真-3、4)。図-9に計測機器の配置、図-10に対象とした振動モードを示す。実験振動モードは起振機の能力、設置位置等より決定した。なお、高次モードでは補剛桁の発生応力度が大きくなり、補剛桁の安全性の問題が生ずることから、動ひずみをモニターすることで振幅を制御した。

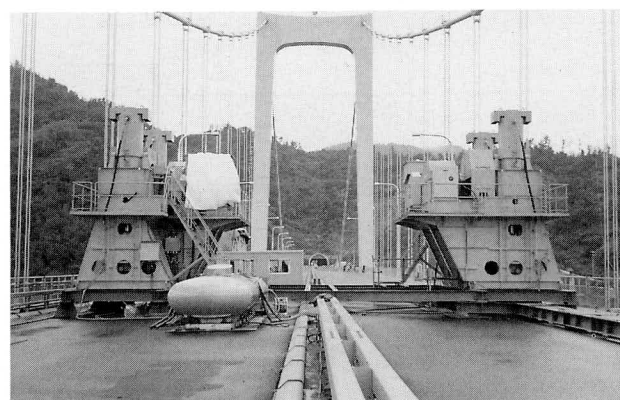
(2) 実験結果

(a) 実橋の固有振動数

図-11に強制実験により得られた共振曲線を示す。なお、ねじれ振動においては、共振点近傍で補剛桁端部が浮き上がり大きな打撃音が生じたため、橋体の安全性から起振機を急停止した。従って完全なる曲線が求まらな



写-3 大島大橋全景



写-4 振動実験状況

かった。図中↑は起振機の急停止を示している。

またねじれ振動モードの場合に、実験時の温度により固有振動数が変化する傾向がみられた。

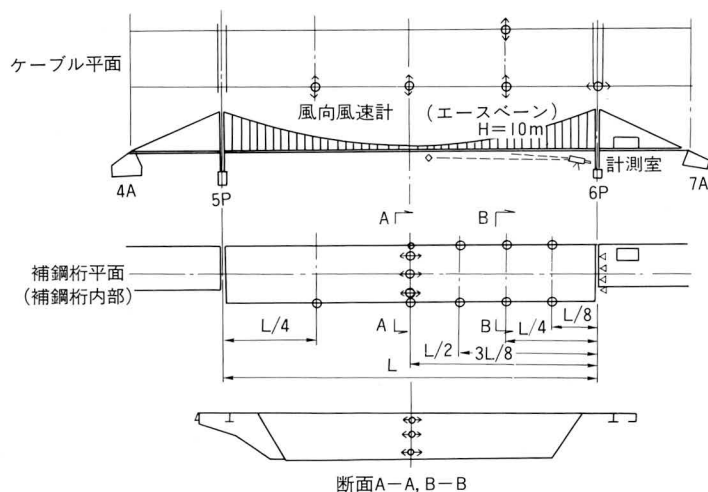


図-9 計測器配置図

- 光学式変位計(カメラ)
- ◇ 同上 (ターゲット)
- ⊕ (鉛直方向)
- ⊙ 加速度計 (矢印方向)
- ▷ 伸縮部変位 (横軸方向)

起振位置	対象モード	モード図	周波数(Hz)	ステイの有・無
L/2	1) 曲げ対称1次		0.23170	有
	2) 曲げ対称3次		0.54086	有
	3) ねじれ対称1次		0.54070	有
L/4	4) 曲げ逆対称1次		0.15670	有
	5) 曲げ対称2次		0.32196	有
	6) 曲げ逆対称3次		0.71695	有
	7) ねじれ逆対称1次		0.74148	有
	8) 曲げ逆対称1次		0.13749	無
	9) 曲げ逆対称1次		0.19243	
	10) 曲げ逆対称3次		0.71692	無
	11) ねじれ逆対称1次		0.71713	無

図-11の注

1. 重錘の記載のないものは7.45tである。
 2. ねじれモードの↑は加振をストップしたことを示す。
 3. ねじれ逆対称1次モードの実験日
- ① 11/13 (PM) } ステイ
 ② 11/14 (AM) } なし
 ③ 11/6 (PM) } ステイ
 ④ 11/7 (AM) } 有り

図-10 実験対象モード

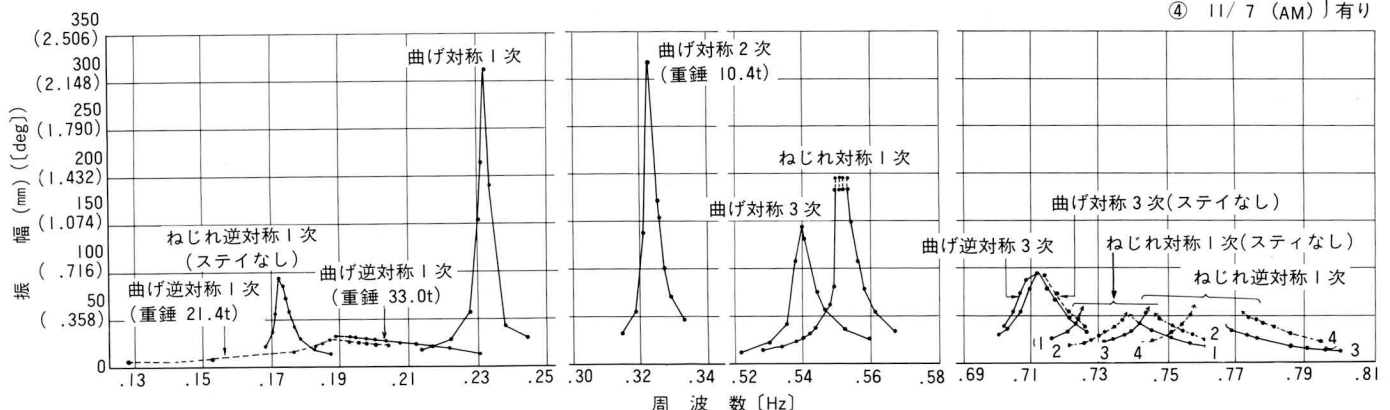


図-11 共振曲線

(b) 対数減衰率

図-12に曲げ対称1次、曲げ逆対称1次、ねじれ対称1次およびねじれ逆対称1次の代表的な振幅に対応する対数減衰率をプロットしたものを示す。いずれの振動モードにおいても、減衰率は振幅の大きさにより変化する傾向がみられ、特に曲げ逆対称1次振動で顕著である。橋梁の減衰率には、クーロン減衰の他、i) 桁端部の

支承、伸縮装置、橋梁添架物の伸縮部等の摩擦によるエネルギーの減少、ii) 橋梁付属物継手部の摩擦、iii) 静的、動的な空気力による減衰などのファクターが影響する。

曲げ逆対称1次振動は橋軸方向に大きな水平変位を伴う振動であり、他のモードに比べて桁端部の摩擦力の影響が大きいため、このような傾向が顕著であるものと考えられる。

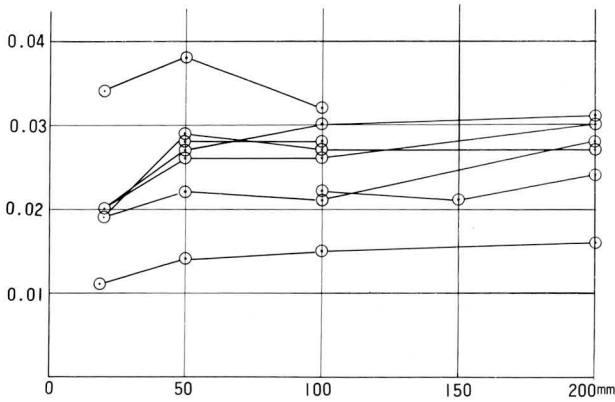


図-12(a) 代表振幅における減衰率(曲げ対称1次モード)

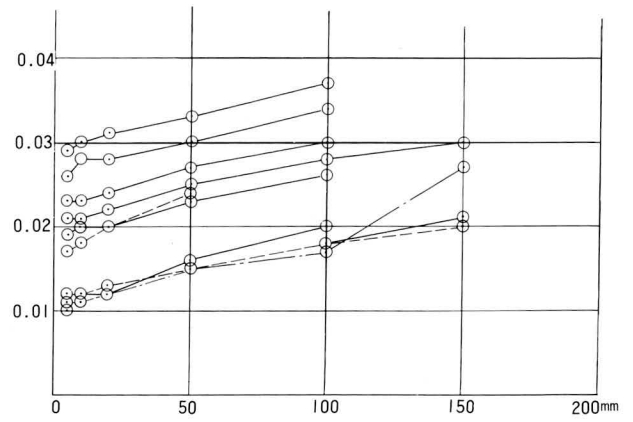


図-12(c) 代表振幅における減衰率(ねじれ対称1次)

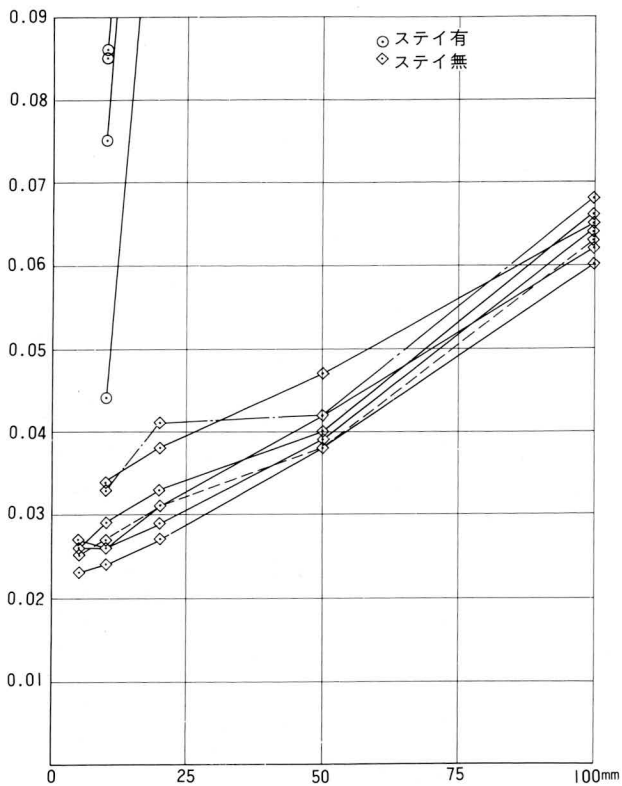


図-12(b) 代表振幅における減衰率(曲げ逆対称1次)

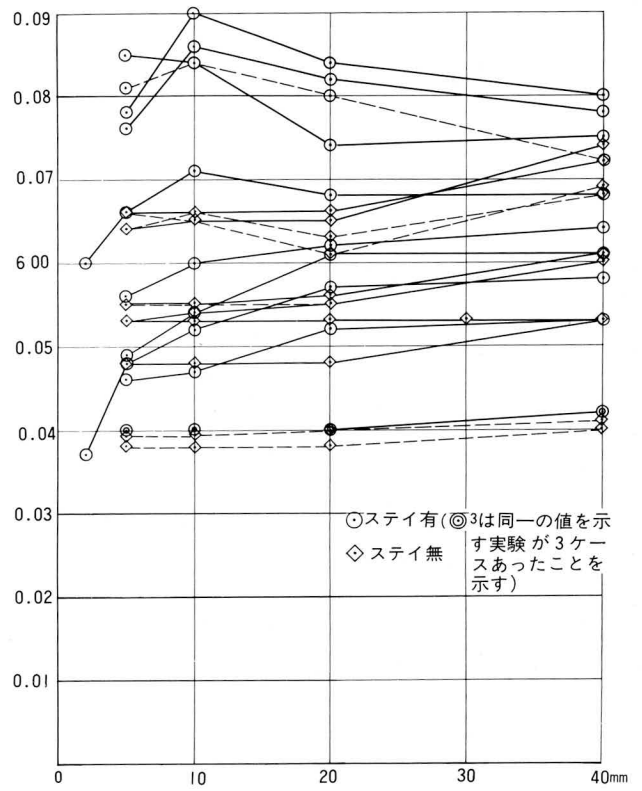


図-12(d) 代表振幅における減衰率(ねじれ逆対称1次)

5. 考察

(1) 振動数 (補剛桁の剛性評価)

表-5 に 3次元風洞実験模型の振動数、常時微動計測、および振動実験 (共振実験) で求めた実橋の振動数と構造解析値との比較を示す。実橋、風洞模型を通じて、一部を除いて解析値と良く合っている。風洞模型の暫定完成系ねじれ対称モードは解析値に対して12%大きく、また、このモードにおける起振機設置状態での実橋の固有

振動数はやや高めながら解析値とほぼあっている。これは実橋に比し、模型の振動数が高いことを意味し、風洞実験でフラップを設置した系の設計風速外で発現した、ねじれ対称1次のフラッター限界風速は若干下がることが予想される。

また、実橋の曲げ逆対称1次モードの振動数が解析値に比べてかなり大きな値を示している。本橋の鉛直支承にローラー沓を用いているため、補剛桁端部の橋軸方向をフリーとして解析している。

しかし、実際には支承ばかりでなく伸縮装置、橋梁添架物の伸縮部等が存在するため、これらによる摩擦力が

表-5 各測定振動数と計算値との比較

吊橋形状	モード形状	計算値	風洞模型		実橋(常時微動測定)		実橋(振動実験)	
			計算値	誤差(%)	計測値	誤差(%)	計測値	誤差(%)
暫定完成時	曲げ対称1次	0.234	0.241	3.0	0.238	1.7	—	—
	曲げ逆対称1次	0.158	0.155	-1.9	0.216	36.7	—	—
	ねじれ対称1次	0.552	0.616	11.6	0.569	3.1	—	—
	ねじれ逆対称1次	0.755	—	—	0.766	1.4	—	—
起振機設置	曲げ対称1次	0.232	—	—	0.232	±0.0	0.232	±0.0
	曲げ逆対称1次	0.157	—	—	0.210	33.8	0.189	20.4
	ねじれ対称1次	0.541	—	—	0.559	3.3	0.550~0.553	—
	ねじれ逆対称1次	0.741	—	—	0.772	4.2	0.744~0.774	—
架設閉合時	曲げ対称1次	0.248	0.255	2.8	0.240	-3.2	—	—
	曲げ逆対称1次	0.162	0.159	-1.9	0.161	-0.6	—	—
	ねじれ対称1次	0.575	0.602	4.7	0.526	8.5	—	—
	ねじれ逆対称1次	0.795	—	—	—	—	—	—
90%架設時	曲げ対称1次	0.235	0.237	0.9	0.232	-1.3	—	—
	曲げ逆対称1次	0.160	0.158	-1.3	0.155	-3.1	—	—
	ねじれ対称1次	0.494	—	—	0.491	-0.6	—	—
	ねじれ逆対称1次	0.494	—	—	0.479	-3.0	—	—
56%架設時	曲げ対称1次	0.263	0.263	±0.0	0.256	-2.7	—	—
	曲げ逆対称1次	0.157	—	—	0.158	0.6	—	—
	ねじれ対称1次	0.432	—	—	0.460	6.5	—	—
	ねじれ逆対称1次	0.495	—	—	—	—	—	—
22%架設時	曲げ対称1次	0.290	0.299	3.1	—	—	—	—
	曲げ逆対称1次	0.194	0.191	-1.5	—	—	—	—

表-6 桁端部の拘束条件による固有振動数の変動

	振動モード	計 算 値			常時微動測定		共 振 実 験	
		支点条件	計算値①	比率(拘束/自由)	固有振動数③	比率③/①	共振周波数④	比率④/①
ス テ イ 有	曲げ逆対称1次	自由	0.1567	1.37	0.210	1.34	0.190	1.21
		拘束	0.2154			0.97		0.88
	曲げ対称2次	自由	0.3220	1.03	0.326	1.01	0.323	1.00
		拘束	0.3305			0.99		0.98
ス テ イ 無	曲げ逆対称3次	自由	0.7170	1.00	0.723	1.01	0.711	0.99
		拘束	0.7150			1.01		0.99
	ねじれ逆対称1次	自由	0.7415	1.01	0.772	1.04	0.744~0.774	—
		拘束	0.7450			1.04		—
ス テ イ 無	曲げ逆対称1次	自由	0.1375、0.1954	—	0.178	—	0.172	—
		拘束	0.1753			1.02		0.98
	曲げ逆対称3次	自由	0.7169	1.00	0.726	1.01	0.712	0.99
		拘束	0.7139			1.02		1.00
ねじれ逆対称1次	自由	0.7171	1.00	0.744	1.04	0.725~0.748	—	
	拘束	0.7153			1.04		—	

作用して変形を拘束するため、このような変位形状に対する補剛桁の剛性が高まることがその原因と考えられる。
表-6に解析上補剛桁の橋軸方向変位を拘束(主塔にピ

ン結合)したものとフリーとしたものとの比較を示す。
これからわかるように曲げ逆対称1次モード以外は、その振動数の差は大きくない。また、変形量が微小な常

時微動測定値が端部拘束した解析値と良く合致し、また端部に移動が生ずる大振幅の振動実験では若干振動数が低くなることから、このモードにおける振動数差は、補剛桁端部の境界条件に起因するものといえよう。従って、風洞実験における橋体の剛性評価にはなんら問題がないと思われる。

(2) 橋体の減衰率

表一 7 に常時微動計測、共振曲線、および大振幅の自由振動波形から求めた対数減衰率と風洞模型のそれとの比較を示す。

振幅の小さな常時微動測定結果にはかなり小さな値がみられるが、大きな振幅 (1/200~1/1200、0.25°~0.5°) においては風洞模型、本四基準と同等かそれよりも大きく、風洞実験の妥当性が確認された。

表-7 対数減衰率の比較(暫定完成時)

振動モード	センターステイ	風洞模型	常時微動	強制振動	自由振動
曲げ対称1次	有	0.015	0.021	0.028	0.015~0.031 (B/200)
曲げ対称2次	有	—	0.015	0.024	0.019~0.050 (B/200)
曲げ対称3次	有	—	0.013	0.029	0.028~0.030 (B/200)
曲げ逆対称1次	有	—	0.027	0.460	0.122~0.256 (B/1200)
曲げ逆対称1次	なし	0.042	0.028	0.063	0.069~0.083 (B/200)
曲げ逆対称3次	有	—	—	0.049	0.036~0.050 (B/400)
曲げ逆対称3次	なし	—	—	0.043	0.038~0.046 (B/400)
ねじれ対称1次	有	0.014	0.014	—	0.017~0.035 (0.5°)
ねじれ逆対称1次	有	0.017	0.003	—	0.033~0.080 (0.25°)
ねじれ逆対称1次	なし	—	0.008	—	0.038~0.071 (0.25°)

(3) 現地風

迎角は低風速域ではかなり乱れており、吹上げの風も観測されるが、風速が増加するに従って一定値に収束することが確認された。その値は+1°~-3°であり、吹き下ろしの風が卓越している。

風向は東西方向が卓越しており、高風速の風は西側からの頻度が高く、風洞実験とほぼ一致している。

10分間平均風速は強風が多い冬期においてもせいぜい

10m/sである。また、乱れ強さも10m/sを越えた風速域で20%程度に収束し、渦励振、フラッター等定常振動が生じにくい特性を示している。

6. あとがき

以上、実橋の振動特性、現地風の特性を計測することにより、本橋の耐風性能は風洞実験で得られた結果と同等もしくはそれ以上の性能を有していると考えられ、パフェッティングの発現は今後も予測されるものの、当初危惧された渦励振、フラッター等の定常振動は非常に生じにくいものと思われる。なお、ねじれ振動において、その振動数ならびに減衰率に温度との相関が認められること、風観測ならびにこれに対する振動応答計測は、比較的短期間のものであること等から今後も継続的な観測をしていく必要がある。

おわりに、これら一連の実験、計測は本州四国連絡橋公団の指導のもとに宮地・横河共同企業体が実施したことを付け加えるとともに関係各位に謝意を表したい。

<参考文献>

- 1) 本州四国連絡橋公団；大島大橋限定振動に関する風洞実験、昭和56年3月
- 2) 山田、正田；大島大橋上部工基本設計(その2)、本四技報、Vol.8、No.30、昭和59年7月
- 3) 本州四国連絡橋公団、宮地・横河共同企業体；大島大橋風洞実験報告書、昭和61年9月
- 4) 本州四国連絡橋公団、宮地・横河共同企業体；大島大橋風観測および振動計測報告書、昭和62年7月
- 5) 本州四国連絡橋公団、宮地・横河共同企業体；大島大橋振動実験報告書、昭和63年1月
- 6) 平塚義久；大島大橋の耐風安定性、本四技報、Vol.12、No.46、昭和63年4月
- 7) 平塚義久；大島大橋振動実験、本四技報、Vol.13、No.48、昭和63年4月