

# 来島大橋主塔 5P の架設時制振対策

佐々木 雅敏<sup>1</sup>・山口 和範<sup>1</sup>・津村 直宜<sup>2</sup>・佐藤 豪<sup>2</sup>・水野 浩<sup>3</sup>・飯島 慶次<sup>3</sup>

<sup>1</sup>正会員 本州四国連絡橋公団 企画開発部 (〒105 東京都港区虎ノ門 5-1-5)

<sup>2</sup>正会員 NKK 基盤技術研究所 (〒210 川崎市川崎区南渡田町 1-1)

<sup>3</sup>NKK 基盤技術研究所 (〒210 川崎市川崎区南渡田町 1-1)

来島大橋は、本州四国連絡橋のうち尾道市と今治市を結ぶ西瀬戸自動車道のもっとも四国側に位置する三連吊橋である。本橋は 2P から 9P まで計 6 基の主塔を有し、これらの主塔で発生が予想された渦励振を低減するため、架設時に主塔およびクレーン上にアクティブマスダンパ(AMD)とチューンドマスダンパ(TMD)を各 2 台設置した。本文では、こうした制振対策のうち主塔 5P で実施したものの概要について述べるとともに、主塔独立完成時に行なった振動試験と動態観測の結果を報告する。振動試験では、主塔の固有振動特性データを収集するとともに、設置した制振装置が設計条件を満足していることを実証した。また動態観測では、現地の自然風と主塔の応答を計測して風洞試験結果と比較する一方、渦励振に対する制振装置の作動状況を確認した。

**Key Words :** suspension bridge tower, vortex-shedding oscillation, active mass damper, tuned mass damper

## 1. はじめに

来島大橋は、本州四国連絡橋のうち尾道市と今治市を結ぶ西瀬戸自動車道のもっとも四国側に位置し、今治～大島間約 4 km の来島海峡を渡る三連吊橋である。本橋は図-1 に示すように第一、第二、第三大橋から構成され、2P から 9P まで計 6 基の主塔を有する。吊橋の主塔において渦励振対策が重要なことは周知の通りであり、本橋の場合、橋梁完成時については隅切りによる空力特性の改善と断面設計における渦励振応力の評価を行なう一方<sup>1)</sup>、架設時については、主塔およびクレーン上に制振装置を設置して渦励振振幅の低減を計っている<sup>2),3)</sup>。

本文では、これらのうち第二大橋の主塔 5P で実施した架設時制振対策の概要について述べるとともに、主塔独立完成時に行なった振動試験と動態観測の結果について

報告する。

## 2. 架設系の制振設計

### (1) 主塔工事の概要

来島大橋主塔 5P は、図-2 に示すように 4 本の水平材(上から塔頂、中間、道路、下部水平材または BT、BM、BR、BB と呼ぶ)をもつ、塔高 159.95 m、鋼重 4,730 tf (46,354 kN) のラーメン形式主塔である。その架設は、同図に示すように 160 tf (1,568 kN) 吊りのジブクライミング式クレーン(以下、タワークレーン)を用いて、塔柱ブロック T1～T21 をはじめとする 55 個の架設ブロック(重量 40～110 tf, 392～1,078 kN) を順次積み上げながら、高力ボルトで接合していく工法によって行った。

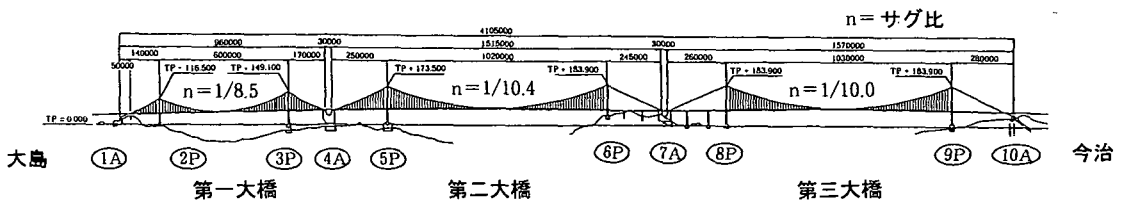


図-1 来島大橋一般図

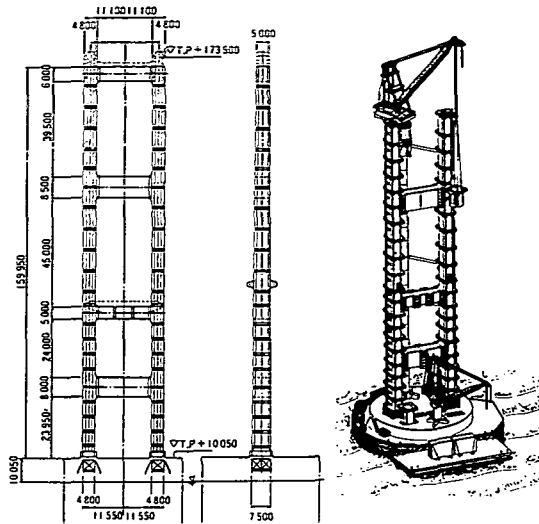


図-2 主塔 SP とその架設状況

(2) 応答予測

吊橋の架設期間中に主塔に発生する渦励振は、各架設系の固有振動解析と、代表的な架設系に対する風洞試験の結果に基づいて予測した。各モードの渦励振の共振風速  $V_p$  と最大振幅  $A_{max}$  は次のように与えられる。

$$V_p = \frac{V_r}{fD} \quad (1)$$

$$A_{max} = p \left( \frac{m_e \delta}{\rho D^2} \right)^q \quad (2)$$

ここで、

- $V_r$  : 共振時の無次元風速 (風洞試験より決定)
- $p$  : 比例係数 (風洞試験より決定)
- $q$  : べき指数 (風洞試験より決定)
- $f$  : 主塔の固有振動数
- $\delta$  : 主塔の対数減衰率
- $m_e$  : 主塔の等価質量
- $D$  : 主塔の見付け幅
- $\rho$  : 空気密度

主塔架設時の代表的な固有振動モードと、これらの渦励振の応答予測に用いた風洞試験結果の一例を、図-3 と図-4 に示す。ここで、面外とは橋軸方向、面内とは橋軸直角方向の曲げ振動であり、 $\beta$  は橋軸直角方向を  $0^\circ$  とした時の風向角を表わす。

(3) 制振計画

本橋では、設計風速以下で発生が予測される渦励振に対して、発現風速が作業限界風速 ( $V=16 \text{ m/s}$ ) 未満のものについては最大加速度を 50 gal 以下に、発現風速がこれを上回るものについては塔柱およびタワークレーンの応力が許容値以下になるよう制振対策を実施するものとした。この条件を満足するように決定された設計対数減衰率  $\delta_{des}$

塔面外1次 塔面内1次 クレーン面外1次 塔ねじれ1次 塔面外2次

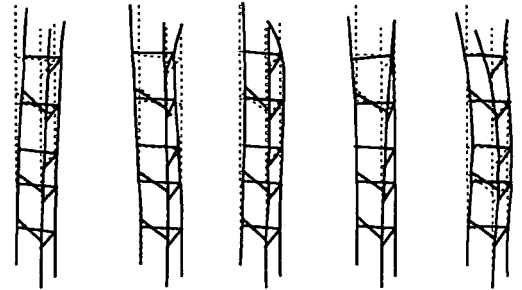


図-3 代表的な振動モード (BT 架設前)

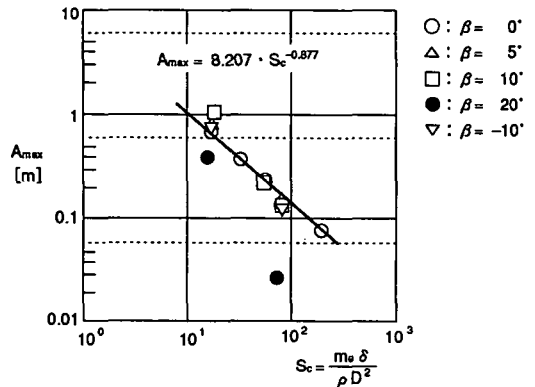


図-4 風洞試験結果の一例 (BT 架設前、塔面外1次)

表-1 主塔 SP の制振条件 (一部抜粋)

架設ステップ	振動モード	f [Hz]	$V_r$ [m/s]	$\delta_{des}$
T13 架設後	塔面外1次	1.005	41.8	0.020
BM 架設前	塔面外1次	0.348	14.5	0.051
	クレーン面外1次	0.785	34.4	0.036
BM 架設後	塔面外1次	0.333	14.0	0.075
	クレーン面外1次	0.775	27.0	0.024
	塔面内1次	0.994	36.9	0.021
第4回クレーンせり上げ後	塔面外1次	0.269	11.3	0.043
	クレーン面外1次	0.812	28.3	0.030
	塔面内1次	0.863	32.1	0.013
T19 架設後	塔ねじれ1次	1.220	39.1	0.013
	塔面外1次	0.245	10.3	0.040
	クレーン面外1次	0.769	26.8	0.025
第5回クレーンせり上げ後	塔面内1次	0.821	30.5	0.013
	塔面外1次	0.202	8.5	0.024
	クレーン面外1次	0.730	25.5	0.027
BT 架設前	塔面外1次	0.169	7.1	0.019
	クレーン面内1次	0.365	14.0	0.017
	塔面内1次	0.680	25.3	0.011
	クレーン面外1次	0.694	24.2	0.025
BT 架設後	塔面外2次	1.222	41.7	0.023
	塔面外1次	0.153	6.5	0.020
	塔ねじれ1次	0.795	29.2	0.011
独立完成時	塔面外2次	1.093	44.3	0.061
	塔面外1次	0.188	7.4	0.026
	塔ねじれ1次	0.874	31.0	0.018
	塔面外2次	1.125	49.1	0.031

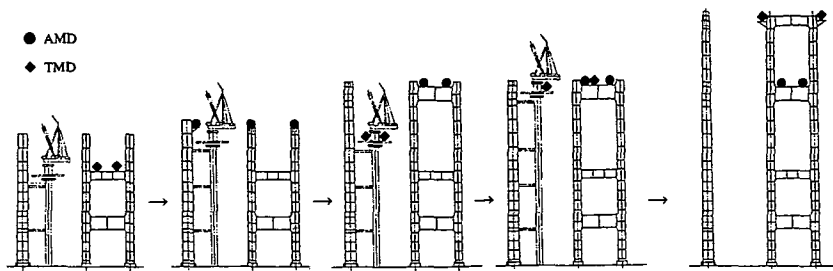


図-5 制振装置の配置計画

など、主塔5Pの主要な制振条件を表-1に示す。塔面外1次の設計対数減衰率は中間水平材架設後に最大0.075を必要とするが、塔柱のせり上げに伴って漸減する。これは塔面外1次の許容振幅が作業時の最大加速度から定まり、固有振動数が減少するにしたがって許容変位が増加する一方、各架設ステップ間の渦励振応答振幅の差が比較的小さいためである。

設計上制振を必要とされた期間は、塔柱ブロックT13架設以降、補剛桁が架設されるまでの約4年間で、制振対象モードは主塔の面外1次、ねじれ1次、面外2次、およびタワークレーンの面内、面外モードである。本主塔ではこれらの渦励振を重錘重量 10 tf (980 kN)のアクティブマスダンパ(以下、AMD)とチューンドマスダンパ(以下、TMD)各2台によって制振するものとした。装置の配置計画を図-5に示す。

### 3. 制振装置

#### (1) AMD

AMDは、AMD本体、サーボ盤、CPU盤および振動センサからなるシステムで構成される<sup>4)</sup>。AMD本体はモータによって重錘を加速度運動させ、その際の慣性力を利用して主塔に制振力を作用させる。サーボ盤はモータを駆動するための電源、インバータ、シーケンサからなり、CPU盤からの速度指令に従ってモータを運転する。CPU盤は制御の中核であるFAコンピュータのほかセンサアンプや信号処理用のフィルタを搭載する。振動センサは塔柱内に設置して、制振制御用の主塔速度と起動/休止判定用の主塔加速度を検出する。AMDの基本仕様と外観図をそれぞれ表-2と図-6に示す。

振動センサなどの信号から制振に必要な重錘の動きを演算してモータに対する指令を生成する制御器(コントローラ)は、FAコンピュータのプログラムとしてソフトウェア的に実現される。基本制御周期は20 msecであり、制御則は速度フィードバック(以下、DVFB)制御とロバスト制御を必要に応じて選択できる。本主塔の場合、固有振動数が頻繁に変化する主塔およびケーブル架設系では、制御モデルを必要とせず、制振できる周波数帯域が広い

表-2 AMDの基本仕様

形式	振り子式AMD	
振り子長	1.32m	
重錘重量	10.0tf(980.0kN)	
有効ストローク	±40.0cm	
最大ストローク	±50.0cm	
適用振動数範囲	0.145~1.117Hz	
制御方式	DVFB制御	ロバスト制御
電動機	形式	ACサーボモータ
	定格出力	37kW
	最大回転数	2000rpm
	定格トルク	18.1kgfm(177.4Nm)
	最大トルク	36.2kgfm(354.8Nm)
減速機	形式	遊星歯車減速機
	減速比	39.79
	標準入力	45kW
バッファ	形式	油圧緩衝器
	吸収エネルギー	4kJ
	数量	4基
装置概算重量	19.6tf(192.1kN)	
製作台数	2台	

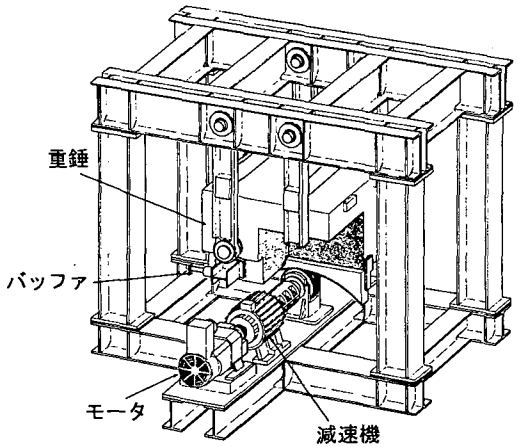


図-6 AMDの外観図

DVFB制御を、構造系が比較的安定している主塔独立完成系では、モード毎にゲイン調整ができ、ガスト応答などの際に重錘のドリフトが少ないロバスト制御を採用した<sup>5)</sup>。

DVFB制御の制御フローと主塔速度に対する重錘変位の伝達関数を図-7と図-8に、またロバスト制御の制御フローとその伝達関数を図-9と図-10に示す。

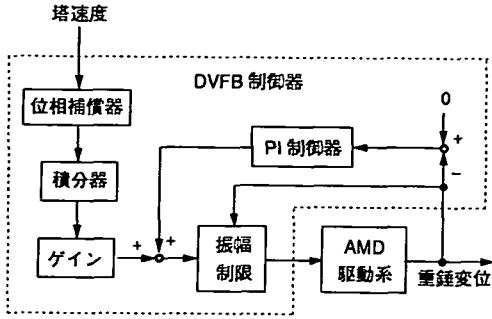


図-7 DVFB制御の制御フロー

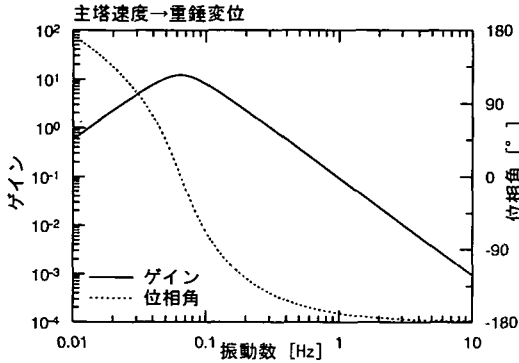


図-8 DVFB制御器の伝達関数

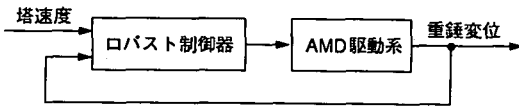


図-9 ロバスト制御の制御フロー

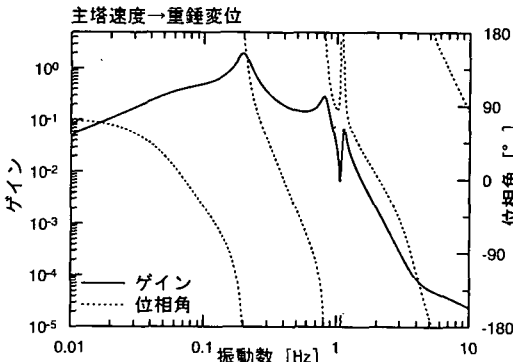


図-10 ロバスト制御器の伝達関数

表-3 TMDの基本仕様

形式	ばね付き振り子式TMD	
振り子長	1.32 m	
重錘重量	10.0 t (980 kN)	
ストローク	±24.0 cm	
適用振動数範囲	0.707~1.284 Hz	
ばね	形式	引張圧縮コイルばね
	ばね定数	23.5 t/m (230.3 kN/m)
	設計変位	15.8 cm
	数量	4 基
ダンパ	取付位置	0.55~1.03 m*
	形式	両効きオイルダンパ
	粘性係数	8.6 ds/m (84.3 kNs/m)
	設計速度	50.4 cm/s
ダンパ	数量	2 基
	取付位置	0.39, 0.47 m*
バッファ	形式	油圧緩衝器
	吸収エネルギー	10 kJ
バッファ	数量	4 基
装置概算重量	16.7 t (163.7 kN)	
製作台数	2 台	

\* 振り子回転中心からの距離を表す

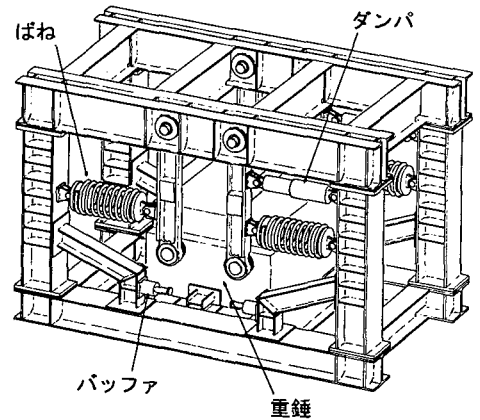


図-11 TMDの外観図

ることによって減衰定数を調整する。TMDの振動数 $f_d$ と減衰定数 $h_d$ は次式から求められる。

$$f_d = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{g}{L} + \frac{kg}{WL^2} \sum_i l_{ki}^2} \quad (3)$$

$$h_d = \frac{cg}{4\pi f_d WL^2} \sum_i l_{di}^2 + h_{d0} \quad (4)$$

ここで、

- W : 重錘重量
- L : 振り子長
- k : ばねのばね定数
- c : ダンパの粘性係数
- $l_{ki}$  : ばね $i$ の取付位置
- $l_{di}$  : ダンパ $i$ の取付位置
- $h_{d0}$  : 振り子系の等価減衰定数
- g : 重力加速度

## (2) TMD

TMDの基本仕様と外観図をそれぞれ表-3と図-11に示す。この装置ではばねの本数と取付位置を変更することによって振動数を調整し、ダンパの取付位置を変更す

表-4 試験ケース

試験	測定対象 モード	AMD			TMD 12号機
		1号機	2号機	制御則	
定常 加振	面外1次	固定	加振	—	固定
	ねじれ1次				
	面外2次				
	面外1次	制振	加振	ロバスト	
	ねじれ1次				
	面外2次				
自由 減衰	面外1次	固定	加振→固定	—	
		加振→制振	加振→制振	DVFB	
		加振→制振	加振→制振	ロバスト	
	ねじれ1次	固定	加振→固定	—	
		固定→制振	加振→制振	DVFB	
		固定→制振	加振→制振	ロバスト	
衰	面外2次	固定	加振→固定	—	
		固定→制振	加振→制振	ロバスト	
		固定	加振→固定	—	
					制振

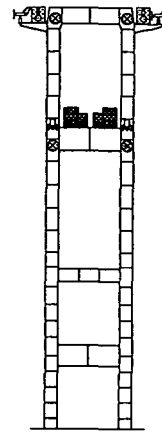


図-12 制振装置と計測センサの配置

#### 4. 独立完成時の振動試験

##### (1) 目的と方法

試験の目的は、主塔の主要な振動モードの固有振動数と構造減衰率を測定して耐風性評価の基礎となる振動特性データを収集するとともに、架設時制振装置の効果を確認することである。

振動試験では、AMDを起振機として使用して定常加振試験と自由減衰試験を行い、主塔の固有振動数、振動モードならびに対数減衰率を求めた。測定対象は、この架設系の制振対象でもある主塔の面外1次、ねじれ1次および面外2次振動である(表-1参照)。制振計画では面外1次とねじれ1次をAMDで、面外2次をTMDで制振する。これらのことを勘案して、試験ケースは測定対象モードと制振装置の作動条件から表-4のように定めた。

加振振幅は、非制振時の面外1次の自由減衰試験において本四公団風洞試験要領<sup>9)</sup>に基づく塔高の1/500(塔頂振幅32.0cm)とし、制振時はその1/2程度とした。ねじれ1次と面外2次については、塔頂クレーンや塔内エレベータなどの振動の状況を考慮して最大加速度20~30galの振幅に留めた。また、加振は空気力の影響を避けるためなるべく無風か微風時を選んで実施した。

計測項目は、主塔の加速度、制振装置の重錘変位、AMDの振動センサ出力および風向・風速である。主塔の加速度はサーボ型加速度計、TMDの重錘変位は振り子の回転中心に取付けたポテンシオメータによって計測した。計測器の配置を図-12に示す。

##### (2) 主な計測結果

図-13に、ロバスト制御時の定常加振試験において得られた加振力に対する主塔速度(AMDの振動センサ出力)の周波数応答関数を示す。また図-14に主塔速度に対する

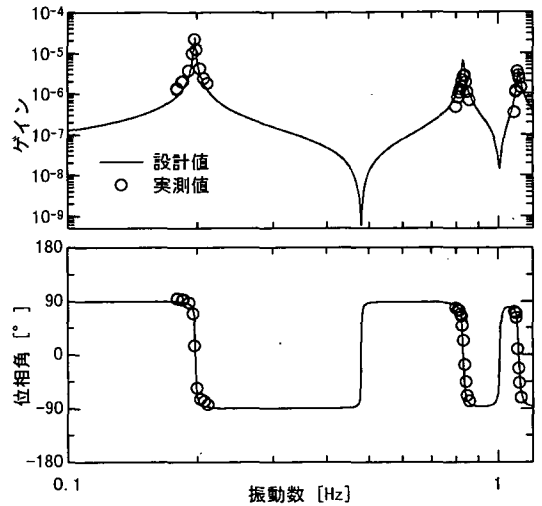


図-13 加振力に対する主塔速度の周波数応答関数

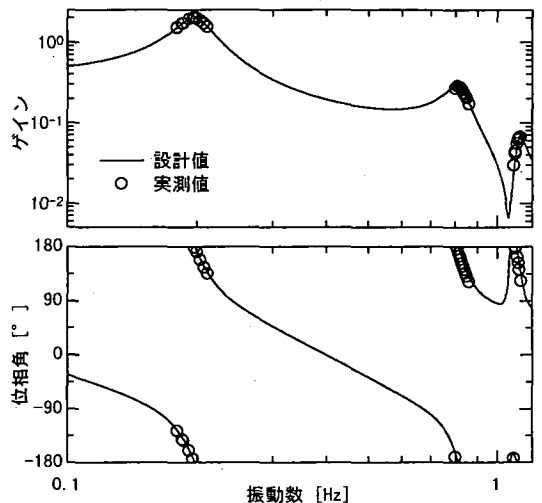


図-14 主塔速度に対する重錘変位の周波数応答関数

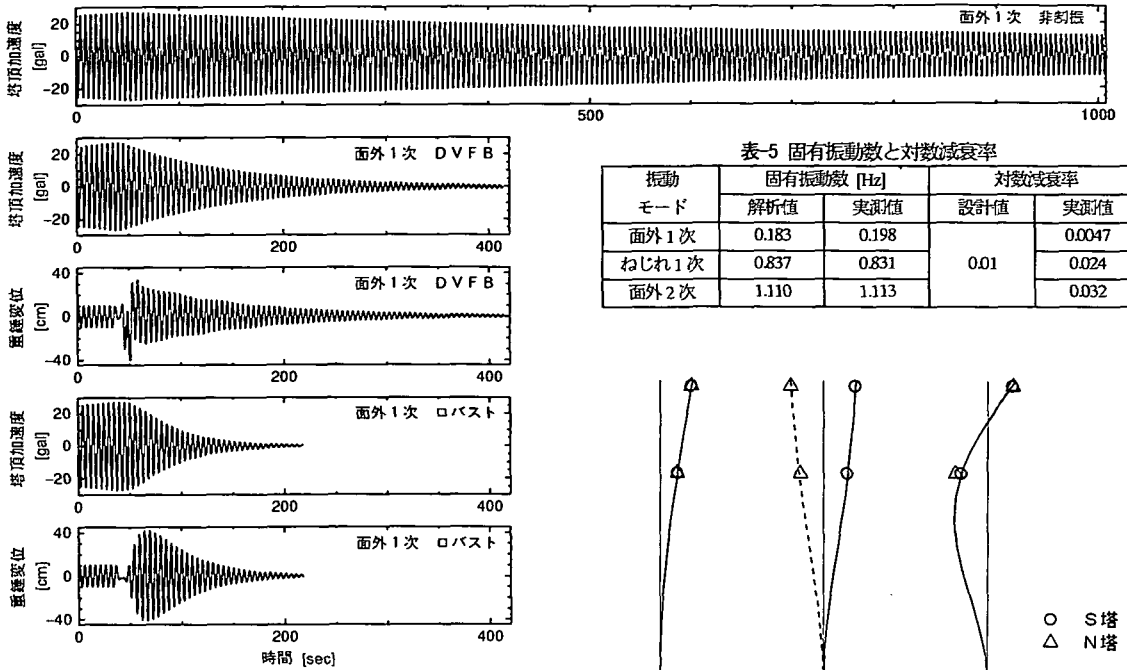


図-15 面外1次振動の自由減衰波形

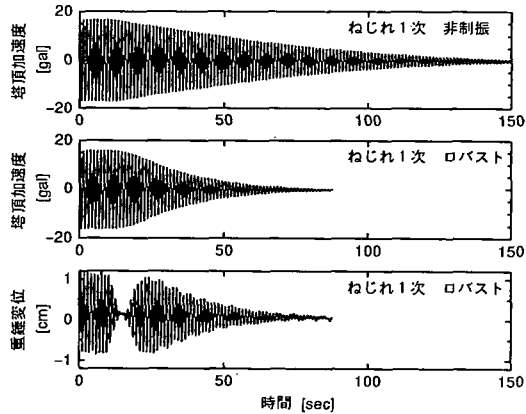


図-16 ねじれ1次振動の自由減衰波形

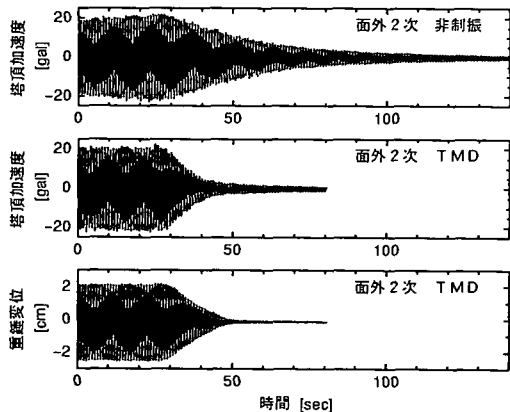


図-17 面外2次振動の自由減衰波形

表-5 固有振動数と対数減衰率

振動モード	固有振動数 [Hz]		対数減衰率	
	解析値	実測値	設計値	実測値
面外1次	0.183	0.198	0.01	0.0047
ねじれ1次	0.837	0.831		0.024
面外2次	1.110	1.113		0.032

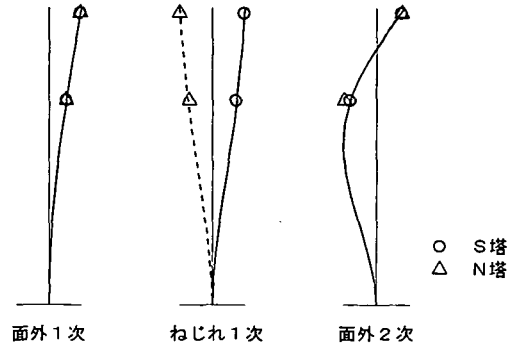


図-18 固有振動モード

AMD 重錘変位の周波数応答関数を示す。図中の実線は、ロバストコントローラ的设计時に求められたそれらの予測値である。

図-15, 16, 17は、自由減衰試験において得られた面外1次、ねじれ1次および面外2次の自由減衰波形の一例である。主塔の対数減衰率はこれらの波形の振幅包絡線に最少二乗法を適用して算出した。

### (3) 主塔の固有振動特性

制振装置を固定した試験ケースの結果から求められた主塔SPの固有振動特性を表-5と図-18に示す。固有振動数の解析値は表-1に示した設計値を制振装置ほかの重量を考慮して補正したものである。対数減衰率の設計値は本四公団耐風設計基準<sup>7,8)</sup>に規定される値である。

固有振動数の解析値と実測値は、ねじれ1次と面外2次でよく一致するものの、面外1次において両者の間に比較的大きい違いが見られた。固有振動モードはすべてのモードで解析値と実測値がよく一致していた。対数減衰率は、面外1次の実測値が設計値の半分程度と構造減衰としてはかなり小さい値であった一方、ねじれ1次と面外2次では設計値を上回る実測値が得られた。なお、ねじれ1次と面外2次を加振した際には塔頂クレーンの振動が観察されており、ねじれ1次の対数減衰率に若干の振幅依存性も認められた。

表-6 制振時の等価対数減衰率

振動モード	制振装置	設計値	予測値	実測値
面外1次	AMD (DVFB)	0.026	0.042	0.046
	AMD (α <sup>+</sup> ス)		0.087	0.119
ねじれ1次	AMD (DVFB)	0.018	0.018	0.048*
	AMD (α <sup>+</sup> ス)		0.048	0.064
面外2次	TMD	0.031	0.072	0.109
	AMD (α <sup>+</sup> ス)		0.029	0.045*

\* 風の影響が想定されるデータ

表-7 制振時の付加対数減衰率

振動モード	制振装置	設計値	予測値	実測値
面外1次	AMD (DVFB)	0.016	0.032	0.041
	AMD (α <sup>+</sup> ス)		0.077	0.114
ねじれ1次	AMD (DVFB)	0.008	0.008	0.024*
	AMD (α <sup>+</sup> ス)		0.038	0.040
面外2次	TMD	0.021	0.062	0.077
	AMD (α <sup>+</sup> ス)		0.019	0.013*

\* 風の影響が想定されるデータ

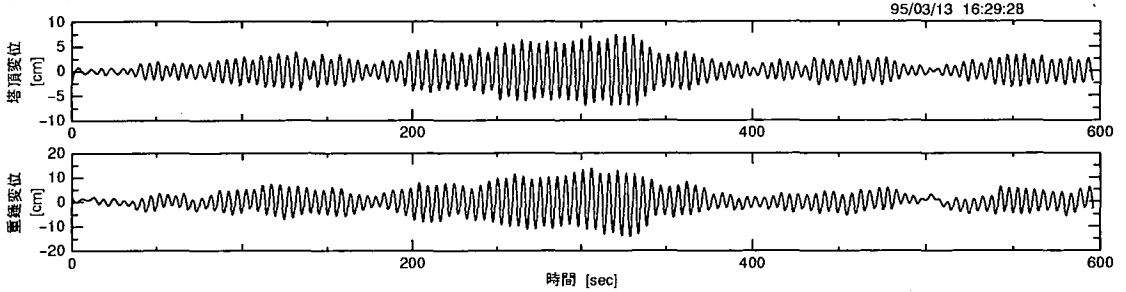


図-19 AMDの作動状況

#### (4) 制振装置の効果

表-6 に制振装置を作用させた際に得られた主塔の等価対数減衰率を示す。ここで、設計値は表-1 に示したこの架設系における制振仕様であり、予測値は各制振装置の実際の設定条件に基づいて算出した計算値である。表-7 は、設計値、予測値および実測値の関係を解りやすくするために、設計値と予測値からは0.01、実測値からは各固有振動の構造減衰を差し引いて、付加対数減衰率として試験結果を示したものである。ただし、面外2次に対するAMDの制振効果は設計上評価していない。

これらの表から、AMDは面外1次とねじれ1次に対してTMDは面外2次に対して設計値を上回る等価減衰を付加していることがわかる。また、予測値は実測値に対して小さめの値を与える傾向が認められるものの、工学的にはほぼ十分な精度を有するものと判断される。

AMDの制振効果において、ロバスト制御とDVFB制御の間にかかなりの差があるのは、もっぱら図-8と図-10に示した両制御器の伝達関数特性(ゲインと位相)の違いに起因するものである。両図の比較から解るように、ロバスト制御器では特定の周波数帯域で制振に必要な位相特性を保持しつつ、ゲインを選択的に大きくする設計が可能である。これによりその周波数帯域の固有振動に対する重錘振幅(すなわち制振力)を大きくできるため、より高い制振効果が得られるわけである。図-14に示した伝達関数の実測値より、こうした制御特性が実現されていることを確認できる。また、図-15に示した重錘変位の比較から、この振動数における両制御器のゲインの違いは明白であろう(ただし、制振効果の差には位相特性の違いも関係している)。DVFB制御器の場合でもゲインを上げて制振効果を高めることは可能であるが、全周波数帯域でゲ

インが大きくなるため、特に低周波数帯域の外乱に対して安定性が損なわれる恐れを生じる。このような制御器の特徴を考慮して、本主塔では、構造系が大きく変化する主塔架設系とケーブル架設系でDVFB制御を、構造系が特定される主塔独立完成系でロバスト制御を採用した。

### 5. 主塔5Pの動態観測

#### (1) 観測の概要

主塔5PにAMDを設置した平成6年11月から平成8年3月までの期間、主塔に自動観測システムを設置して、主塔の振動や制振装置の運転状況を記録した。主塔独立完成以後の観測機器とその配置は、ほぼ図-12に示した振動試験時のものに準じる。また、平成8年2月から同年3月にかけて塔頂に超音波風速計を取付けて風観測を行い、現地の自然風のデータを収集するとともに、乱流としての統計的特性値を求めた。

#### (2) 主塔の対風応答

図-19は、橋軸直角方向の季節風によって主塔が面外1次の渦励振を生じ、これに対してAMDが作動した際の記録の一例である。このとき、主塔は独立完成系となっていたが、TMDの移設前であったため、AMDはまだDVFB制御で運転されていた。この系に対する設計計算では、主塔の等価対数減衰率0.042において、主塔最大変位13.8cm、AMD重錘変位24.2cmの渦励振応答を予測している。表-6に示したように等価減衰の予測値は実測値とほぼ同等であるので、図-19に示した渦励振(主塔最大変位7cm、AMD重錘変位14cm)は、設計時の予測の半分程度のレベルであったことがわかる。

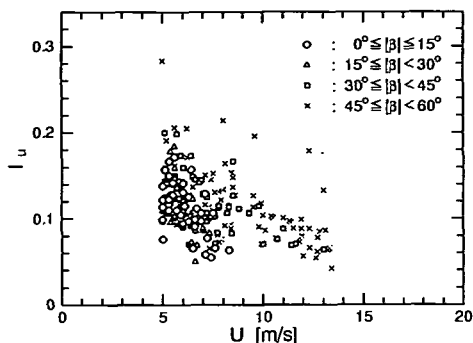


図-20 平均風速と主流方向の乱れ強さの関係

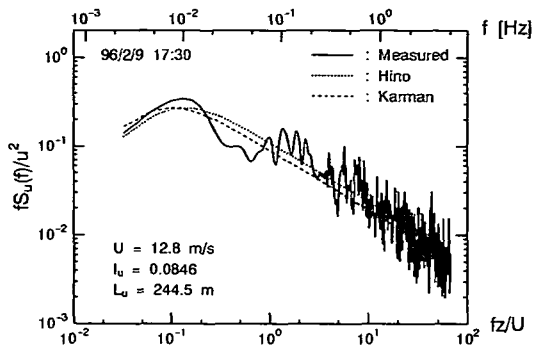


図-21 変動風速のパワースペクトル(主流方向)

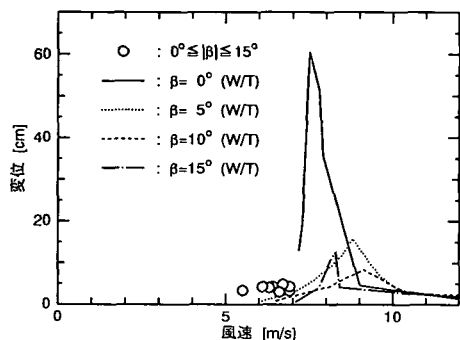


図-22 風速と振幅の関係 ( $0^\circ \leq |\beta| \leq 15^\circ$ )

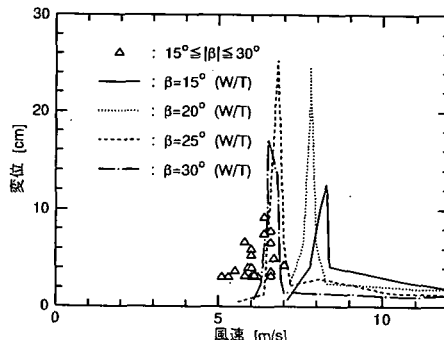


図-23 風速と振幅の関係 ( $15^\circ < |\beta| \leq 30^\circ$ )

このほか、本主塔では橋軸方向の強風時に面外 1 次が卓越するガスト応答(最大加速度約 15 gal)が発生し、これに対して AMD が作動した記録も得られている。また橋軸方向の強風時には、小振幅ながら渦励振と認められる主塔の面内 1 次振動も観測された(振動数 0.54 Hz, 最大加速度約 20 gal)。

### (3) 自然風の特徴

図-20 に、風観測によって得られた橋軸直角方向風における平均風速  $U$  と主流方向の乱れ強さ  $I_u$  の関係を示す。風向角  $\beta$  は北側塔柱より時計回りに定義しており、正方位  $N$  はほぼ  $\beta = +25^\circ$  に相当する。来島大橋各主塔(2P~9P)の独立完成時の面外 1 次の渦励振は、共振風速がおおむね 5~10 m/s の範囲にあり、この風速範囲の乱れ強さは平均で約 11% であった。図-21 に求められた主流方向の風速変動成分のパワースペクトルの一例を示す。得られたスペクトルは、日野の式<sup>9)</sup>、von Karman の式<sup>10)</sup>、いずれにもおおむね合致するものであった。

図-22 と図-23 は、風観測の期間に測定された 5P の塔頂最大変位(振幅 3cm 以上、AMD は休止状態)を平均風速に対してプロットした結果である。同図中には実測振動数に基づいて風速を補正した風洞試験結果( $\delta = 0.01$ ,  $I_u = 10\%$ )も示した。風洞試験における共振振幅が  $\beta = 0^\circ$  で

約 60 cm である一方、実橋で得られたデータ ( $|\beta| \leq 15^\circ$ ) では最大振幅が 5 cm 程度に留まっている。この原因としては、現地では共振風速に達する  $\beta = 0^\circ$  付近の風の発生頻度が比較的小さいことに加えて、大振幅を発生する風向角の範囲が比較的小さいという本主塔の空力特性の影響が考えられた。この期間に 5P で認められた渦励振の最大振幅は、 $U = 6.4$  m/s,  $\beta = -2^\circ$  における塔頂変位 9.2 cm であった。

## 6. まとめ

来島大橋主塔 5P で実施した架設時制振対策について、制振設計、計画および制振装置の概要を述べ、主塔独立完成時に行なった振動試験と動態観測の結果を報告した。得られた知見を要約するとおおよそ以下の通りとなる。

- ① 振動試験で得られた主塔の固有振動数と振動モードは、面外 1 次の固有振動数の解析値より若干高めであったものの、全般的にはほぼ解析値と一致するものであった。
- ② 主塔の構造減衰は、面外 1 次の実測値が設計値の 1/2 程度とかなり小さめであったが、ねじれ 1 次と面外 2 次では、設計値を 2 倍以上上回る実測値が得られた。
- ③ 主塔に設置した制振装置が所要の制振性能を有すると



ともに、設計時の性能予測が工学的に十分な精度をもつことが実証された。

- ④ AMD の制御則として採用したロバスト制御系が設計通りの応答特性をもち、構造系が特定される場合は DVFB 制御系に比べて高ゲインを実現できることが確認された。
- ⑤独立完成状態において観測された面外 1 次の渦励振(主塔最大変位 7 cm, AMD 重錘変位 14 cm)は、設計時の予測の半分程度のレベルに留まった。
- これらが今後の長大橋建設の一助となれば幸いである。

#### 参考文献

- 1) 大橋治一, 楠原栄樹: 来島大橋主塔の耐風・耐震設計, 本四技報, Vol.18, No.72, pp.36-47, 1994. 10.
- 2) 山口和範, 佐々木雅敏, 堀内博, 樋口徹, 梅田聡: 来島大橋主塔の架設時耐風対策, 土木学会第 51 回年次学術講演会講演概要集, 第 1 部(A), pp.506-507, 1996. 9.
- 3) 津村直宜, 山口和範, 大森龍一郎, 下土居秀樹, 松下泰弘, 斎藤善昭: 来島大橋主塔の架設時動態観測, 土木学会第 51 回年

次学術講演会講演概要集, 第 1 部(A), pp.504-505, 1996. 9.

- 4) 嶋田正大, 小泉幹男, 津村直宜, 水野浩, 飯島慶次: 橋梁用アクティブ制振装置, NKK 技報, No.147, pp.35-42, 1994. 9.
- 5) 佐々木雅敏, 山口和範, 飯島慶次, 水野浩, 津村直宜: 来島大橋主塔 5P のアクティブ制振, D&D Conference 96, 機械力学計測制御講演論文集, Vol.B, pp.397-400, 1996. 8.
- 6) 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.
- 7) 本州四国連絡橋公団: 本州四国連絡橋耐風設計基準(1976)・同解説, 1976. 3.
- 8) 本州四国連絡橋公団: 尾道〜今治ルート耐風設計要領・同解説, 1994. 11.
- 9) 岡内, 伊藤, 宮田: 耐風構造, 丸善, 1977. 5.
- 10) 日本道路協会: 道路橋耐風設計便覧, 丸善, 1991. 7.

(1996. 10. 25. 受付)

## VIBRATION CONTROL OF KURUSHIMA BRIDGE TOWER 5P UNDER CONSTRUCTION

Masatoshi SASAKI, Kazunori YAMAGUCHI, Naoyoshi TSUMURA, Takeshi SATO,  
Hiroshi MIZUNO and Yoshitsugu IJIMA

Kurushima Bridge is a group of three suspension bridges and it constitutes one of the Honshu-Shikoku Bridges, the Nishiseto Expressway. It consists of 6 main towers 2P, 3P, 5P, 6P, 8P and 9P. It was predicted that vortex-shedding vibrations occur under construction of these towers, and therefore, mechanical vibration suppressers were implemented in order to ensure the construction works and to protect the erection machines. This paper introduces an active mass damper (AMD) system and a pair of tuned mass dampers (TMDs) installed in the tower 5P, and describes the result of the vibration tests and the field observations conducted during the free standing state. It is confirmed that the performance of the AMD system and the TMDs satisfy the required damping of the each erection step. It is also shown that the AMD system is efficient for suppressing vortex-shedding vibration.