構造変化を考慮した吊橋主塔の H^∞ ロバスト制振*中田 成幸^{*1}, 麓 興一郎^{*2}, 大森 龍一郎^{*3}
宮西 靖詞^{*1}, 久谷 益士郎^{*1}, 井上 浩男^{*3} H^∞ Robust Vibration Control of a Suspension Bridge Tower
Considering the Structural ChangeShigeyuki NAKADA, Kouichiro FUMOTO, Ryuichiro OMORI,
Yasunari MIYANISHI, Masujiro HISATANI and Hiroo INOUE

This paper describes a robust control design method of Hybrid Mass Damper (HMD) system for an actual suspension bridge tower under construction. Because the dynamics of a tower considerably changes as the construction stage proceeds day by day, a robust controller is desirable in order to control safely and save the time of modifying the controller. Parameter fluctuations generated by the structural change of the tower are explicitly considered into the modeling process, and H^∞ constant scaling method is applied. By using this method, a controller is designed which can be applied from the step of completion of the tower construction work until the final step of cable hanging work. The effectiveness of this controller is proved by performing a series of analytical and experimental tests for 2P tower of the KURUSHIMA BRIDGE.

Key Words: Vibration Control, Flexible Structure, Robust Control, Hybrid Mass Damper, Suspension Bridge Tower, Structural Change, H^∞ Control, Parameter Fluctuations

1. は じ め に

近年, 建設される橋りょう主塔の風に対する制振対策は, 構造物の長大化とその設計法の洗練による軽量化によってますます重要となってきた。特に橋りょう主塔の制振において要求される特徴的なことは, 主塔構造物が建設途上にあり, その振動特性が大幅に変化していく過程において, 制振性能を確保していく必要があることである。本研究は, その特性が大幅に変化する建設途上のつり橋主塔に対するロバストなアクティブ制振制御を目的とする。

これまでに, 橋りょう主塔の制振装置として, 主塔上に小さな付加マスを設置しその慣性力を利用して制振を行うマスダンパが数多く製作されてきた。特に最近では, その付加マスを外部からエネルギーを投入して, より小さい質量のマスで大きな制振力を得ることができ, 1台の制振装置で多モードに対応できる, ア

クティブマスダンパ (AMD) やハイブリッドマスダンパ (HMD) がコスト的にも有利となり, 数々の実績が納められつつある⁽¹⁾。

それら AMD や HMD は通常, フィードバック制御ループを有するメカトロニクス機器となるが, それらの制御設計に求められる一つの性能は, 制御対象構造物のモデリング時に無視した高次モードのスピルオーバー不安定を抑制しつつ, 最適な制振を行うことである。スピルオーバー抑制に関する研究は数多くなされており, 著者らもこれまでにフィルタと準最適レギュレータを組合せる方法, H^∞ 制御理論による方法, 固有値設定を直接的に行い数値的探索アルゴリズムを用いる方法の3種に対して比較検討を行い, 小形模型試験と実塔にて有効性の検証を行ってきた^{(2)~(4)}。

要求されるもう一つの性能は, 上記のノミナル性能とロバスト安定の仕様に加えて, 制御対象構造物の振動特性が変化した場合においても制振性能を確保するロバスト性能を達成することである。それらの要求に対して通常は, その特性変化が大きい場合, 代表的な架設ステップに対して制御系設計を行い, 工事進行に伴って制御ゲインを変更していく方法で対応されている。この方法では, ある架設ステップに対して設計されたコントローラを次のステップに対して適用したシ

* 原稿受付 1997年12月4日。

^{*1} 正員, 三井造船(株)玉野研究所 (☎706-0014 玉野市玉原3-16-1)。^{*2} 本州四国連絡橋公団第三建設局今治工事事務所 (☎794-0032 今治市天保山町2-5-1)。^{*3} 三井造船(株)鉄構建設事業本部 (☎104-0045 東京都中央区築地5-6-4)。

E-mail: nakata@mj.mes.co.jp

ミュレーションを行い、安定性と性能を評価することや、現地にたびたび出かけてコントローラの変更を行うなどの煩雑な作業が必要である。よって、設計や運営のコストダウンのために、できるだけ特性変動に対して幅広く対応できるロバストなコントローラが望まれている。ロバスト性能を追求した研究も最近行われており、柔軟構造物の制振では渡辺らの研究⁽⁵⁾や長瀬らの研究⁽⁶⁾があるが、橋りょうの実塔でその有効性が示された報告はまだ見られない。

本研究では、先に述べた、塔の特性変動に対してロバストとなるコントローラを設計することを目標に、来島第一大橋 2P 主塔を制振対象として、その塔完成系（独立塔）～ケーブル架設系～ケーブル完成系までの塔の振動特性の変動を構造的なモデル化誤差としてモデルに陽に取込み、 H^∞ 定数スケリングを用いたロバストコントローラの設計を行った。得られたコントローラは、現代制御理論の準最適レギュレータ設計によるコントローラ⁽⁷⁾⁽⁴⁾および上記特性変動を考慮しない H^∞ 設計によるコントローラとシミュレーションにて比較され、より幅広い変動に対しての有効性が確認された。さらに、得られたコントローラを来島第一大橋 2P 主塔向けに製作された制振装置のコントローラとして実装し、独立塔からケーブル完成系までの代表的なステップについて加振-制振実験を行い、その有効性が実証されたので報告する。

2. モデリング

2.1 制振対象構造物 今回の制振対象構造物である本州四国連絡橋・尾道-今治ルート⁽¹⁾の来島第一大橋 2P 主塔は、偏平六角形断面の箱桁を有し、隅切りを施した高さ 106.45 m の塔である（図 1）。この主塔は既存の塔と比較すると、塔高は高くないものの剛性が小さく軽量なため、架設段階から高振動数の渦励振が比較的低い風速で多数発生することが予想され、風洞試験結果から、塔の建設途中系～塔完成系～ケーブル架設完成系の多モードに対して制振する必要があると判断された。制振装置（HMD）は、高さ 73.45 m に 2 台設置されている。本研究の制御対象は、図 1 に示した塔完成系からキャットウォークケーブルと呼ばれる帯状の作業用足場が敷設された系を経てメインケーブルとハンガーロープの敷設が完了したケーブル完成系に至る架設ステップである。代表的なステップに対して行った FEM 固有値解析結果を表 1 に、それらステップにおける塔の概略図を図 2 に示した。また、図 2 には表 1 より計算された風外力から制振装置設置位置の塔振動速度までの周波数応答を併せて示した。

Fig. 1 General view of 2P tower of KURUSHIMA BRIDGE

これらの結果から、工事進行に伴って、一次曲げモード固有周波数が 0.264 Hz から 1.266 Hz に変化するなど、振動特性が大幅に変化することがわかる。

制御対象構造物のモデリングに際し、各ステップにおける固有値計算結果から表 1 に示した一次曲げと一次ねじれのモードのみを取出し、その他のモードは無視し非構造的モデル化誤差として扱う。各ステップのノミナルモデルは次の低次元化モード方程式から求める。

$$M^* \ddot{q} + C^* \dot{q} + K^* q = f_a^* - \Phi^T V_a f_a \quad \cdots \cdots (1)$$

ここで、 q は縮約モード座標ベクトルであり、 M^* 、 C^* 、 K^* はそれぞれ縮約された質量、減衰、剛性の対角モード行列、 Φ は縮約モード行列、 V_a は HMD の設置位置を表現する行列である。 f_a は 2 台の HMD が発生する制振力を並べたベクトル、 f_a^* は風洞試験結果より求めた一般化空気外力である。 C^* は塔の構造減衰の対数減衰率を 1% と仮定して計算したものである。

この後の制御系設計の簡単化のため、塔の対称性を考慮し、塔の半分のモデルを作成し使用する。すなわち式 (1) の M^* 、 C^* 、 K^* と f_a^* の各要素を 1/2 とし、HMD も 1 台分としたモード方程式から次の状態方程式を導き、制御対象構造物モデルとする。

$$\begin{cases} \dot{x} = Ax + B_1 u_1 + B_2 u_2 \quad \cdots \cdots (2) \\ y = Cx + D_1 u_1 + D_2 u_2 \quad \cdots \cdots (3) \end{cases}$$

Table 1 The calculated eigenvalues for some typical stages of the tower under construction

Construction stage	Natural freq.(Hz)	Generalized mass (ton)	Modal value at AMD point	Generalized wind force (kN)	Modal shape
Free-standing	0.264	653	0.546	1.92	1st bending mode
	0.959	619	0.720	17.9	1st torsional mode
Catwalk cable	0.672	177	0.142	dispensable to control	1st bending mode
	1.052	900	0.737	62.7	1st torsional mode
25% of main cable	1.123	1250	0.983	23.9	1st bending mode
	1.527	1428	0.985	dispensable to control	1st torsional mode
100% of main cable	1.266	817	0.972	23.1	1st bending mode
	1.752	1413	0.998	dispensable to control	1st torsional mode

Fig. 2 Transformation of the tower and change of vibration characteristics
 1 B: 1st bending mode, 1 T: 1st torsional mode, O: mode to be controlled

ここで

$$\begin{aligned}
 \mathbf{x} &= [\mathbf{q}^T \quad \dot{\mathbf{q}}^T]^T & \mathbf{y} &= [\dot{\mathbf{x}}_t \quad \ddot{\mathbf{x}}_t]^T \\
 u_1 &= f_a & u_2 &= f_d \\
 \mathbf{A} &= \begin{bmatrix} \mathbf{0} & \mathbf{I} \\ -\mathbf{M}^{*-1}\mathbf{K}^* & -\mathbf{M}^{*-1}\mathbf{C}^* \end{bmatrix} \\
 \mathbf{B}_1 &= [\mathbf{0} \quad (\mathbf{M}^{*-1}\bar{\mathbf{f}}_a^*)^T]^T & \mathbf{B}_2 &= [\mathbf{0} \quad (-2\mathbf{M}^{*-1}\phi^T)^T]^T \\
 \mathbf{C} &= \begin{bmatrix} \mathbf{0} & \phi \\ -\phi\mathbf{M}^{*-1}\mathbf{K}^* & -\phi\mathbf{M}^{*-1}\mathbf{C}^* \end{bmatrix} \\
 \mathbf{D}_1 &= [\mathbf{0} \quad (\phi\mathbf{M}^{*-1}\bar{\mathbf{f}}_a^*)^T]^T \\
 \mathbf{D}_2 &= [\mathbf{0} \quad (-2\phi\mathbf{M}^{*-1}\phi^T)^T]^T
 \end{aligned}$$

となる。 $\dot{\mathbf{x}}_t$, $\ddot{\mathbf{x}}_t$ は HMD 設置位置の塔速度, 塔加速度である。 $\bar{\mathbf{f}}_a^*$ は $\mathbf{f}_a^*$ を正弦波力と仮定した時の振幅値を並べた定数ベクトル, f_a を単位空気外力とし, $\mathbf{f}_a^* \equiv \bar{\mathbf{f}}_a^* \cdot f_a$ とする。また, ϕ は HMD を 1 台とした場合のモード行列, f_d は HMD 1 台分の制振力である。

2・2 制振装置

来島大橋 2P 塔向けに製作した HMD の機構部を図 3 に示す。リニアガイド上の付加マスをラックアンドピニオンを介してサーボモータで直線的に駆動するタイプの制振装置で、高周波数でのモータトルクを減らすため、ばねを取付けた振り子部を有するハイブリッド形である。HMD 機構部の仕様を表 2 にまとめた。

HMD モデルとして、HMD 機構部およびサーボモータの駆動制御特性を考慮する。機構部の運動方程式は以下となる。

$$\alpha_1 \ddot{\mathbf{x}}_t + \alpha_2 \ddot{\theta} = f_d \quad \dots\dots\dots (4)$$

$$\beta_1 \ddot{\theta} + \beta_2 \dot{\theta} + \beta_3 \theta + \beta_4 \ddot{\mathbf{x}}_t = a_1 a_2 T_m \quad \dots\dots\dots (5)$$

ここで, θ は振り子の回転角度, T_m はモータトルクであり、各定数は表 3 にまとめた。

モータ駆動制御として、PI 制御の速度制御ループ

Fig. 3 Mechanical structure of the HMD

の外側に P 制御の位置制御ループを付加したものを
用いた。モータトルクの制御方式は次式となる。

$$T_m = \frac{K_T}{1 + T_e s} \left(K_{pv} + \frac{K_{lv}}{s} \right) \{ K_p (\theta_2^* - \theta_2) - \dot{\theta}_2 \} \quad \dots\dots\dots (6)$$

ここで、 θ_2^* はモータ角度指令値、 θ_2 はモータ角度 ($\theta_2 = a_1 a_2 \theta$)、 s はラプラス演算子である。各定数を表 3 に示す。

HMD のモデルとして式 (4)～(6) を使用し、それらの構造的モデル化誤差は今回考慮しないこととした。

3. H^∞ 定数スケーリング設計

塔完成系 (独立塔) からケーブル架設完成系 (メインケーブル 100%) までの制振を有効に行うコントローラを得るため、塔の工事進行に伴うパラメータ変動を陽にモデリングに組入れ、 H^∞ 定数スケーリングによる設計を行う。6 種類の工事ステップ (独立塔系、キャットウォークケーブル敷設系、メインケーブル 25%系、50%系、75%系、100%系) についての式 (2)、(3) に基づくモデルを用意し、次式 (7)、(8) で表現されるパラメータ変動を含む塔モデルを作成する。このとき、次の理由により、構造的モデル化誤差を定義するのは式 (2)、(3) の A 、 B_2 および C の 1 行めのみとする。

- AMD 設置位置の塔加速度 $\ddot{x}_t$ は通常重錘の加速度に比較して小さく、塔加速度 $\ddot{x}_t$ の HMD への影響は小さいのでこれを無視して設計する。

- 外乱からのゲインに相当する B_1 の変動はシステムの安定性には影響しないのでこれを考慮しない。

$$\begin{cases} \dot{x} = (A_{nom} + \Delta A)x \\ \quad + B_{1nom}u_1 + (B_{2nom} + \Delta B_2)u_2 \quad \dots\dots\dots (7) \\ y = (C_{nom} + \Delta C)x \quad \dots\dots\dots (8) \end{cases}$$

Table 2 Specification of the HMD

Mass of moving weight	4.5 ton/unit
Effective stroke	± 0.3 m
Natural Frequency	0.577 Hz
Adaptive frequency range	0.234 Hz～1.67 Hz
Capacity of motor	30 kW/unit
Total mass	20 ton/unit
Number of units	2

Table 3 Parameters of HMD model & motor driver

$\alpha_1 = m_t + m_a + m_p + m_k$	
$\alpha_2 = \beta_4 = m_a l_a + m_p l_p + \frac{1}{2} m_k l_k$	
$\beta_1 = m_a l_a^2 + m_p l_p^2 + J_p + a_1^2 J_1 + a_1^2 a_2^2 (J_G + J_m) + \frac{1}{3} m_k l_k^2$	
$\beta_2 = a_1^2 a_2^2 c_m$	
$\beta_3 = k_p l_k^2 + m_p g l_p$	
m_t	Mass of frame
m_a	Mass of moving weight
m_p	Mass of pendulum
m_k	Mass of coil spring
l_a	Length of pendulum
l_p	Length from fulcrum of pendulum to center of gravity of pendulum
l_k	Length from fulcrum of pendulum to point spring is attached
J_p	Inertia of pendulum
J_1	Inertia of pinion & pinion shaft
J_G	Inertia of reduction gear
J_m	Inertia of motor
$a_1 = l_a / r$	r : radius of pinion
a_2	Reduction gear ratio
c_m	equivalent damping coefficient caused by mechanical friction
k_p	spring constant of coil spring
g	acceleration of gravity
K_T	Torque constant of motor
T_e	Time constant of current amplifier
K_{pv}	Proportional gain for velocity feedback
K_{lv}	Integral gain for velocity feedback
K_p	Proportional gain for position feedback

ここで、ノミナルモデル A_{nom} 、 B_{1nom} 、 B_{2nom} 、 C_{nom} は 6 種の A 、 B_1 、 B_2 、 C の各要素について最大値と最小値の平均値を求めたものとし、モデル化誤差マトリックス ΔA 、 ΔB_2 、 ΔC は各要素についてのその平均値から最大値、最小値までの距離を並べたものとした。求められた各マトリックスは以下となり、パラメータ変動

を含む塔モデルは図4で表現される。

$$A_{nom} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 \\ -3.3e1 & 0 & -1.5e-2 & 0 \\ 0 & -7.9e1 & 0 & -2.7e-2 \end{bmatrix}$$

$$B_{1nom} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 6.4e-2 \\ 2.3e-2 \end{bmatrix}, \quad B_{2nom} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ -2.0e-2 \\ -1.9e-2 \end{bmatrix}$$

$$C_{nom} = [0 \quad 0 \quad 5.6e-5 \quad 8.6e-5]$$

$$\Delta A = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 3.0e1 & 0 & 1.0e-2 & 0 \\ 0 & 4.2e1 & 0 & 7.9e-3 \end{bmatrix}$$

$$\Delta B_2 = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 4.0e-3 \\ 4.7e-3 \end{bmatrix}$$

$$\Delta C = [0 \quad 0 \quad 4.2e-5 \quad 1.4e-5]$$

空気外力に対するノミナル性能, モデリング時に無視した高次モードやセンサノイズに対するロバスト安定, パラメータ変動に対しても性能を保つロバスト性能を同時に満足するコントローラを設計するため, 図4の塔モデルにHMDモデルおよび2種の重み関数 W_s, W_T を加え, ×印でループを切断し定数スケーリング行列 D を導入することで, 図5に示す拡大系のプラントを作成する。

ここで, 図5中の Δ は次式(9), (10)で定義されるマトリックスであり, 図4の各モデル化誤差を別のパスとして評価し, パス数をできるだけ増やさない考えから, モデル化誤差マトリックスの構造を考慮して作成したものである。

$$\Delta_{(9 \times 9)} = \text{block diag}[\Delta 1, \Delta 2,$$

Fig. 4 Tower model including parameter fluctuations

$$\Delta 3, \Delta 4, \Delta 5] \dots \dots \dots (9)$$

$$= \{\Delta \in \Delta_{set} : \bar{\sigma}(\Delta_{set}) \leq 1\} \dots \dots \dots (10)$$

ただし,

$$\Delta A_{(4 \times 4)} = \Delta A_{(4 \times 4)} \cdot \Delta 1_{(4 \times 4)} \dots \dots \dots (11)$$

$$\Delta B_{2(4 \times 1)} = \Delta B_{2(4 \times 2)} \cdot \Delta 2_{(2 \times 1)} \dots \dots \dots (12)$$

$$\Delta C_{(1 \times 4)} = \Delta 3_{(1 \times 2)} \cdot \Delta C'_{(2 \times 4)} \dots \dots \dots (13)$$

$$W_T(s)_{(1 \times 1)} = \Delta 4_{(1 \times 1)} \cdot W_T(s)_{(1 \times 1)} \dots \dots \dots (14)$$

$$W_s(s)_{(1 \times 1)} = \Delta 5_{(1 \times 1)} \cdot W_s(s)_{(1 \times 1)} \dots \dots \dots (15)$$

である。また, 定数スケーリング行列 D は Δ と同じ構造をもつ行列とし, 次式とする。

$$D_{(9 \times 9)} = \text{block diag}[\text{diag}[d_1, d_2, d_3, d_4], \\ [d_5 \quad d_6]^T, [d_7 \quad d_8], d_9, d_{10}] \dots \dots \dots (16)$$

2種の重み関数 W_s, W_T は以下の仕様をバランスよく満足するように, 図6に示すものを与えた。

- (1) 要求される制振性能を満足する(ノミナル性能)。
- (2) モデリングで無視した高次, 低次モードのス

Fig. 5 Augmented plant for H^∞ control theory

Fig. 6 Selected weighting function

ピルオーバー不安定を防止する（非構造的モデル化誤差に対するロバスト安定）。

(3) 低周波数のセンサノイズに対する重錘の動きの感度を鈍くする（ノイズに対するロバスト安定）。以上の準備を行った後、外乱 $w=[w_1^T, w_2^T, w_3, w_4, f_a]^T$ から制御量 $z=[z_1^T, z_2, z_3^T, z_4, z_5]^T$ までの開ループ伝達関数の内、物理的に重要なパスが高ゲインとなるよう定数スケーリング行列 D をマニュアルで与え、次式を満足する安定なコントローラ K が導出される H^∞ 標準問題を利用した⁽⁸⁾。

$$\|G_{zw}\|_\infty \leq 1 \quad \dots\dots\dots (17)$$

ここで、 G_{zw} はコントローラを含む w から z までの閉ループ伝達関数である。求められたコントローラ K (18 次) の周波数応答を図 7 に示す。この K が求められた後、さらに大きな摂動を許容するコントローラを求めるため、次式(18)を満足する新しいスケーリング行列 D_{new} を求め、そのプラントに対して H^∞ 問題を解く D-K イテレーションを数回行ったが、系を安定化するコントローラは得られず、ここではこの手法は用いていない。マニュアルにて設定したスケーリング行列でほぼ最適な設計となっていたと思われる。

$$D_{new} = \min_D \|DG_{zw}D^{-1}\|_\infty \quad \dots\dots\dots (18)$$

実装時の計算量を減らすため、求められたコントローラを平衡化法により 8 次に低次元化し、以降の検討に用いた。両者は、図 7 の周波数領域でよい一致を示している。

比較のため、構造変動を考慮せず独立塔を対象に H^∞ 設計を行い、得られたコントローラの特性和併せて図 7 に示した。構造変動を考慮して設計したコントローラに比較して、周波数変化に対する位相変化が大きく、ロバスト性が劣ると予想されるコントローラし

か得られなかった。構造変動をモデルに考慮した設計により、ロバスト性が向上していることが確認できる。

また、構造変動を考慮した後、定数スケーリングを行わない H^∞ 設計も試みたが、系を安定化させる妥当なコントローラは得られなかったことも付記しておく。

4. シミュレーション

建設進行に伴う構造変動に対するロバスト性を評価するため、各工事ステップに対して閉ループ応答シミュレーションを行った。3 章で設計された 2 種の H^∞ コントローラおよび最小ノルム法に基づく擬似逆行列を利用した準最適レギュレータ設計⁽⁹⁾ (Quasi-LQ) のコントローラ⁽⁴⁾ の性能比較を代表的な工事ステップについて表 4 に示す。各工事ステップの制振対象モードについて、各コントローラによる閉ループ系の対数減衰率を示したが、Quasi-LQ によるもの、および構造変動を考慮しない H^∞ 設計によるものでは、独立塔系からケーブル完成系まですべてのステップに対応できるものはないことがわかる。

これらの中で、Quasi-LQ 設計でキャットウォーク系を対象にしたものがキャットウォーク系へケーブル完成系までは対応できる結果となっているが、独立塔に対しては高次モードを不安定化させてしまう結果となった。このコントローラを使用することを想定した場合、独立塔からキャットウォーク系まで徐々に変化していく過程で独立塔を対象に設計されたコントローラからキャットウォーク系を対象にしたものへの変更をどの段階で行うべきかの判断が困難であることが予想される。

また、構造変動を考慮せず独立塔を対象に設計した H^∞ コントローラは、前章で考察したように、ケーブル 25% 完成系以降のステップで系を不安定とさせてしまう結果となった。

これらに対して、構造変動を考慮した H^∞ コントローラはすべてのステップに対して適用可能であることがわかり、設計で計画した性能のコントローラが得られていることが確認できる。このコントローラの使用により、安全性が高く、低コストな制振対策が施されることが予想される。

ここで用いた Quasi-LQ のコントローラは、それぞれの工事ステップに対して仕様を満足すれば、必要以上のハイゲインとしないような重み行列を用いて求めている。従って、重み行列を試行錯誤することで要求を満足するコントローラが求められる可能性はある

Fig. 7 Derived H^∞ controller

Table 4 Simulated performance of the Quasi-LQ controllers and the H^∞ controller

δ_{req} : Required logarithmic decrement δ : Logarithmic decrement of closed loop system
 ○ : satisfy the required damping ratio × : not satisfy the required damping ratio

Method	Design model of control target	Construction Stages				
		Free-standing		Catwalk	Cable-25%	Cable-100%
		1st bending $\delta_{req} = 0.019$	1st torsional $\delta_{req} = 0.016$	1st torsional $\delta_{req} = 0.060$	1st bending $\delta_{req} = 0.024$	1st bending $\delta_{req} = 0.021$
Quasi-LQ	Free-standing	$\delta = 0.034$ ○	$\delta = 0.041$ ○	$\delta = 0.030$ ×	$\delta = 0.033$ ○	$\delta = 0.041$ ○
	Catwalk	unstable eigenvalues occurred ×		$\delta = 0.074$ ○	$\delta = 0.083$ ○	$\delta = 0.103$ ○
	Cable-25%	$\delta = 0.013$ ×	$\delta = 0.026$ ○	$\delta = 0.023$ ×	$\delta = 0.027$ ○	$\delta = 0.036$ ○
	Cable-100%	$\delta = 0.012$ ×	$\delta = 0.019$ ○	$\delta = 0.017$ ×	$\delta = 0.019$ ×	$\delta = 0.024$ ○
H^∞	Free-standing (not consider parameter fluctuations)	$\delta = 0.051$ ○	$\delta = 0.032$ ○	$\delta = 0.011$ ×	unstable eigenvalue occurred ×	unstable eigenvalue occurred ×
H^∞	Tower model including parameter fluctuations	$\delta = 0.055$ ○	$\delta = 0.069$ ○	$\delta = 0.063$ ○	$\delta = 0.070$ ○	$\delta = 0.068$ ○

(a) HMD off ($\delta=0.013$) (b) HMD on ($\delta=0.073$)Fig. 8 Measured vibration wave-forms of 1st bending mode at Free-standing ($f_n=0.285$ Hz) (a) HMD off ($\delta=0.092$) (b) HMD on ($\delta=0.126$)Fig. 9 Measured vibration wave-forms of 1st torsional mode at Free-standing ($f_n=0.942$ Hz)

が、その設計での見通しはよくないと考えられる。

5. 実塔試験

3章で求めた構造変動を考慮した H^∞ コントローラ

を来島2P塔向け制振装置に実装し、HMDを使用して塔を加振した後、制振させた塔の振動波形を、制振動作をさせない自然減衰波形と比較した。測定結果を代表的なステップに対して図8~11に示す。また、各

Fig. 10 Measured vibration wave-forms of 1st bending mode at Cable-25% ($f_n=1.206$ Hz) Fig. 11 Measured vibration wave-forms of 1st bending mode at Cable-100% ($f_n=1.240$ Hz)

波形のピークを拾い最小二乗法により指数曲線に近似させ求めた対数減衰率を併せて示した。すべての場合に対して、コントローラのパラメータを変更することなく、唯一の H^∞ コントローラで安定な制振動作が行える結果となっており、要求された制振仕様も満足していることが確認できた。

H^∞ コントローラを実装したHMDにより付加できる対数減衰率について、実測値と表4で示したシミュレーション値とを整理して表5に示した。両者は、独立塔の一次曲げ以外では実測値のほうがシミュレーションより少ない傾向が見られるが、概略的にはよく一致しており、実測値においても要求されている減衰率を満足している。これらの誤差への主な原因として、塔の構造減衰が当初仮定していた値(1%)より大きいため塔を大きく揺らすことができなかつたり、またケーブル架設中は安全のため塔の振幅を抑えて試験を行ったため、振幅の小さな範囲での測定となり、HMDアクチュエータのモータ精度や機械的なバックラッシュのような非線形特性の影響が小振幅で相対的に大きくなったためと考えている。

6. ま と め

本研究では、建設途上のつり橋主塔がその架設工事

Table 5 Comparison of additional logarithmic decrement

Const. Stage	Mode	Additional logarithmic decrement		
		Measured data	Simulated data	Required value
Free-standing	1st bending	0.060	0.045	0.009
	1st torsional	0.034	0.059	0.006
Cable-25%	1st bending	0.027	0.060	0.014
Cable-100%	1st bending	0.038	0.058	0.011

進行に伴ってその振動特性を大きく変化させていく過程において、主塔構造物を安全にかつ効率的に制振することを目標に、塔の構造変動を考慮し、 H^∞ 定数スケリングを適用したロバスト制振を試みた。

コントローラの設計においては、来島大橋2P塔の塔完成系からケーブル架設完成系までを唯一のコントローラで制振することを例題とし、その間の振動特性変化を構造的モデル化誤差として塔モデルに陽に反映

し、 H^∞ 定数スケーリングを用いて、スピルオーバー防止とロバスト性能を達成するコントローラを導出した。求められたコントローラは、準最適レギュレータにより設計されたコントローラおよび構造変動を考慮しない H^∞ コントローラとシミュレーションにて比較され、高いロバスト性を有することが確認された。また、そのコントローラは実塔に実装され、加振-制振試験によりその有効性が検証された。

今後の課題としては、唯一のコントローラで適応できる構造変動の限界を見極める見通しが悪いことへの対策、コントローラを途中で自動的に変更させるためのゲインスケジューリングの参照情報をどう作るかといったことが挙げられる。

本研究は、本州四国連絡橋来島大橋 2 P 塔の制振対策の一環として検討を行った結果の一部をまとめたものである。ここに、貴重な検討および実証を実施するに当たり指導いただいた本州四国連絡橋公団第三建設局の関係各位に深く感謝の意を表す。

文 献

- (1) 藤野陽三・ほか 1 名, 土木構造物における振動制御の実

施例—アクティブ制御を中心に—, (社)日本鋼構造協会誌, No. 12 (1994), 16-22.

- (2) 中田成幸・ほか 4 名, 多モードを対象とする柔構造物のアクティブ制振, 機械力学・計測制御講演論文集 (Vol. B), No. 95-8 I (1995), 359-362.
- (3) 宮西靖詞・ほか 4 名, 長大橋主塔における固有値移動法によるアクティブ制振, 第 74 期全国大会講演論文集 (I), No. 96-15 (1996), 472-473.
- (4) Nakada, S., ほか 8 名, Multi-Modes Vibration Suppression of Active Mass Damper System for an Actual Suspension Bridge Tower, *Proc. MOVIC*, Vol. 1 (1996), 64-69.
- (5) Watanabe, T., ほか 1 名, H^∞/μ Vibration Control of Flexible Structures Using Multiple Active Dynamic Vibration Absorber System, *Proc. MOVIC*, (1994), 150-155.
- (6) 長瀬賢二・ほか 1 名, 制振モードの変動を考慮した μ 設計による主塔模型のアクティブ制振制御, 機論, 63-607, C (1997), 272-279.
- (7) 吉田和夫・ほか 5 名, 中高層建物に対するアクティブ動吸振器の低次元化制御, 機械力学・計測制御講演論文集 (Vol. B), No. 910-39 (1991), 74-77.
- (8) Glover, K., ほか 1 名, State-Space Formulae for All Stabilizing Controllers That Satisfy an H^∞ Norm Bound and Relations to Risk Sensitivity, *Systems and Control Letters*, Vol. 11, (1989), 167-172.