

白鳥大橋主塔の架設時アクティブ制振対策

Active Vibration Control of Hakucho Bridge Tower under Construction

高橋 守人* 西本 聡* 橋本 幸* 津村 直宜** 小池 裕二***

By Morito TAKAHASHI, Satoshi NISHIMOTO, Kou HASHIMOTO, Naoyoshi TSUMURA, Yuji KOIKE

Active mass damper (AMD) systems, implemented to ensure the construction works and to protect the erection machines, were installed in the towers of Hakucho Bridge. And a series of vibration tests and field observations were conducted.

This paper describes dynamic characteristics of the towers, performance of the AMD systems, and the observed records of the wind-induced vibration. The AMD system increased damping of the fundamental mode over 0.18 in logarithmic decrement, though the structural damping is 0.005. The observed records show that the AMD system is efficient for suppressing vortex-shedding vibration.

Key Words : Suspension Bridge, Tower, Wind-induced Oscillation, Active Mass Damper

1. はじめに

白鳥大橋は、一般国道37号白鳥新道の主橋梁として室蘭港の湾口部に位置する橋長1,380(330+720+330)mの3径間2ヒンジ補剛箱桁吊橋である。主塔は、図-1に示すようなラーメン形式の高さ約130m、重量約2500tfの鋼構造物であり、それぞれを3P(陣屋側)および4P(祝津側)と称する。塔柱の現場継手は一部を除き溶接接合である。

一般に吊橋の主塔では、主桁の場合と同様に耐風安定性を確保することが重要な設計課題の一つとなる。本橋においても設計段階で風洞実験や振動解析による耐風性の検討を行っており¹⁾、吊橋完成系については空力的制振対策として塔柱断面に隅切りを施す一方、架設系についてはさらに機械的制振対策としてアクティブマスダンパ(以後、AMDと略記)を設置して架設時の作業性と安全性を確保している²⁾。AMDは、TMDやTLDなどのパッシブ型制振装置に代って最近実用化されたアクティブ型制振装置であるが、その採用に伴って主塔の架設工事では制振装置の効果確認をはじめとする各種の計測を実施した³⁾⁴⁾。

本論は、塔独立完成状態(越冬時)の4Pにおける計測結果を中心に主塔の固有振動特性、制振装置の効果並びに空力振動発生時の制振装置の作動状況について述べ、本橋で行なった耐風設計の妥当性を検証するとともに、主塔の空力振動に対するアクティブ制御の有効性と問題点について考察するものである。

* 北海道開発局 室蘭開発建設部 室蘭道路事務所 (室蘭市祝津町1-128)

** NKK 基盤技術研究所 (川崎市川崎区南渡田町1-1)

*** 石川島播磨重工業(株) 横浜技術研究所 (横浜市磯子区新中原町1)

2. 主塔架設時の耐風設計

FEM解析により得られた塔独立完成状態の主要な固有振動を図-2に示す。解析モデルは30節点、32要素の立体骨組である。この状態に対応する風洞実験では図-3(a)に示すように橋軸直角方向の一樣流に対して面外曲げ1、2次およびねじれ1次の渦励振の発生が認められた。渦励振の振幅は、次式で定義される質量減衰パラメータ S_c の関数として同図(b)のように求められている。

$$S_c = M\delta / \rho D^2 \quad (1)$$

ただし、 M ：等価質量、 δ ：対数減衰率、 ρ ：空気密度、 D ：見付け幅である。

耐風設計ではこれらの結果に基づいて各架設段階における渦励振の発現風速と応答振幅を予測することにより制振対策の検討を行なった。主塔の対数減衰率は0.01と仮定している。その結果、主塔の架設時制振対策としては、上部中間水平材（図-1参照）架設以後、キャットウォーク完成までの面外曲げ1次振動を対象として、上部中間水平材上にAMDを設置することとした。

図-3より塔独立完成状態で予測された面外曲げ1次振動は、発現風速8～9m/s、塔頂片振幅約80cm（160gal）である。ねじれ1次の第1ピークについては許容振幅の範囲内、ねじれ1次の第2ピークと面外曲げ2次については発現風速が高く、架橋地点における過去5年間の観測データで平均風速30m/s以上の風が記録されていないことから制振対象から除外している。

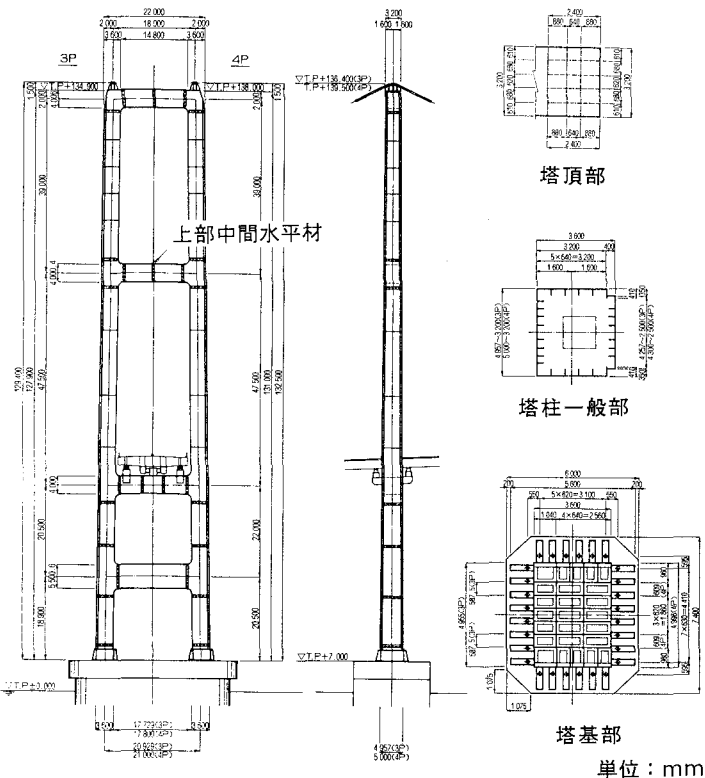


図-1 白鳥大橋主塔一般図

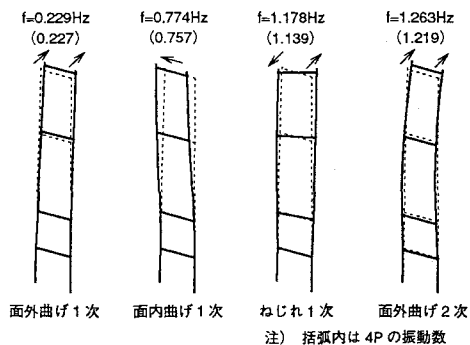
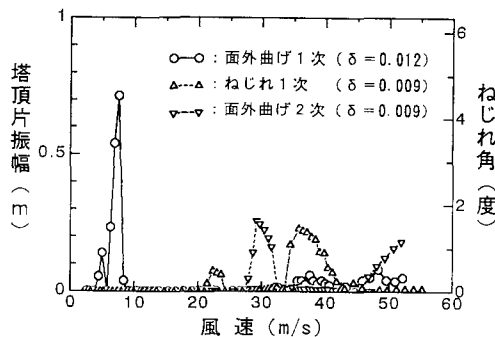
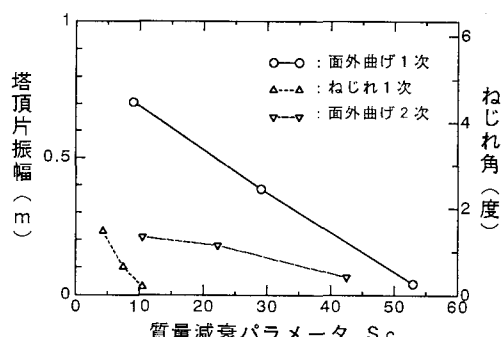


図-2 固有値解析結果



(a) 風速と最大振幅の関係



(b) 質量減衰パラメータと最大振幅の関係

図-3 風洞実験結果

制振装置としてアクティブ型を採用した理由は以下の通りである。

- ① 渦励振発生時でも塔柱の溶接作業を可能とするため、振動加速度を10 gal 程度に抑制したい。
- ② 主塔の固有周期が長い場合、TMDでは摩擦の影響による小振幅域での作動不良が懸念される。
- ③ 塔架設系からキャットウォーク架設系までの構造系の大きな変化に対して対応が容易である。

3. 制振装置

3. 1 設計条件

制振装置の設計条件は、塔架設系とキャットウォーク完成系で予測される振動に対して表-1に示す所要減衰を満足できるものとした。装置では主塔の加速度に対する起動/停止レベルを設けて制振運転を比較的大きな振動が発生した時のみ限定するとともに、加振モードを設定して振動実験時には加振機として使用できるものとした。

表-1 制振装置の設計条件

	振動数 (Hz)	対数減衰率
上部中間水平材架設後	0.40~0.52	0.570
上部水平材架設前	0.22~0.29	0.250
塔架設完了	0.21~0.27	0.210
塔独立状態	0.20~0.26	0.180
キャットウォーク架設後	7次	0.13~0.16
	12次	0.15~0.19
	41次	0.40~0.50
	57次	0.48~0.60
	62次	0.55~0.68

3. 2 3P制振装置

3Pの制振装置の制御系と構造を図-4、5に示す。この装置では、ローラ支持したV字形の可動マスを、減速機とラック・ピニオン機構を介して、変位制御のベクトルインバータモータで水平方向に揺動する。可動マスはそれ自体が振り子運動し、固有振動数はV字レールの開き角度によって調整できる。可動マスの重量は9tfで、独立状態主塔の有効質量の約0.4%に相当する。制御則は、主塔の速度、変位および可動マスの速度、変位を検出する出力フィードバック制御であり、ゲインは制御構造制約に基づく準最適制御法（最小ノルム法）により決定している⁹⁾。

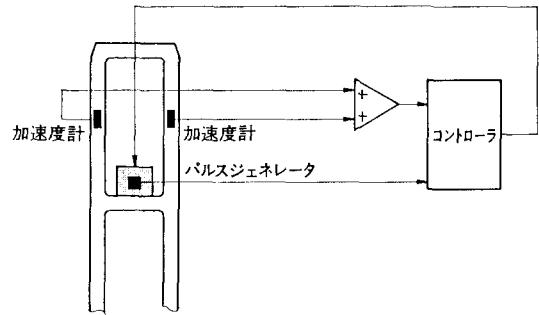
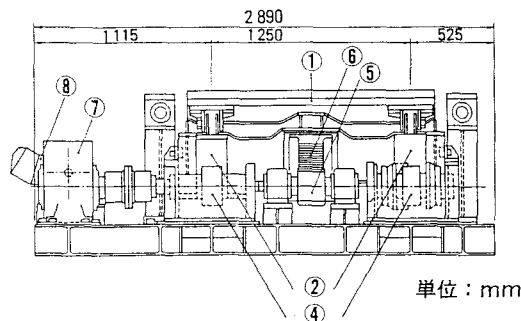
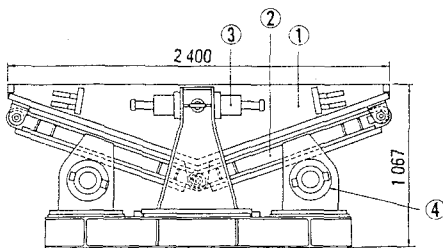


図-4 制振装置の制御系（3P）



- 可動マス重量 9.0 [t]
- ストローク ±300 [mm]
- 電動モータ容量 45 [kW]
- 装置総重量 約15 [t]

- ① おもり
- ② レール
- ③ バッファ
- ④ ローラ
- ⑤ ピニオン
- ⑥ ラック
- ⑦ 減速機
- ⑧ 電動モータ

図-5 制振装置の構造と仕様（3P）

3. 3 4 P 制振装置

4 P の制振装置の制御系と構造を図-6、7に示す。装置は2台1組の構成で、4本の支柱と重錘とで構成する振り子を、減速機と歯車を介して速度制御のサーボモータで駆動する。固有振動数は付加ばねの取付け位置によって調整する。重錘重量は4 tf×2台=8 tfで3 P 側装置より若干小さいが、ストロークを大きめにとって同等の制振性能を確保している。制御則には D V F B（直接速度フィードバック）制御を採用しており、D V F B 制御を実現する数値フィルタと重錘の位置保持のための P I 制御系によってコントローラを構成している⁶⁾。

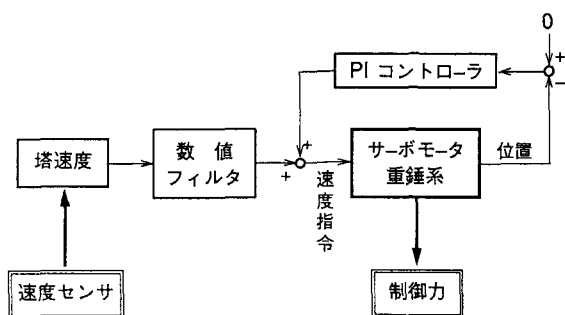


図-6 制振装置の制御系（4 P）

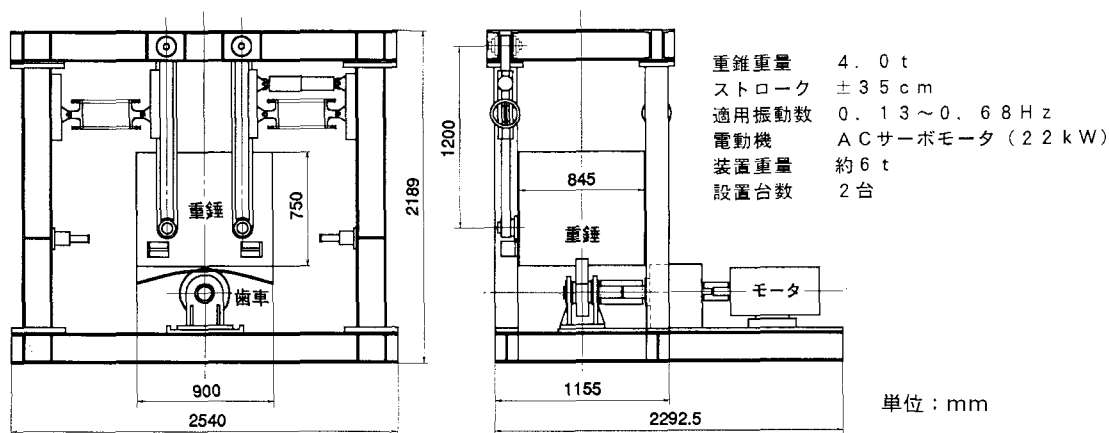


図-7 制振装置の構造と仕様（4 P）

4. 振動実験

4. 1 実験方法

実験は、越冬時の塔独立完成状態において常時微動試験、定常加振試験ならびに自由減衰試験を行い、主塔の固有振動数、振動モード、構造減衰率を求めた。加振は制振装置の動作モードを切り換えて行なった。加振対象は面外曲げ1、2次およびねじれ1次モードである。なお、制振装置の調整段階の計測で風の有無が構造減衰のデータに影響を及ぼす傾向が認められたため、定常加振試験と自由減衰試験については無風時（5 m/s 以下）を選んで実施している。測定項目は、風向・風速、主塔加速度および制振装置の運転状態（重錘変位ほか）である。4 P におけるセンサ配置を図-8に示す。ねじれ1次と面外曲げ2次については、データ解析にあたって両塔柱の加速度を加減算し純粋なねじれ成分と曲げ成分に分離した。これは両者の固有振動数が接近しており加振を行なうと連成振動を生じたためである。

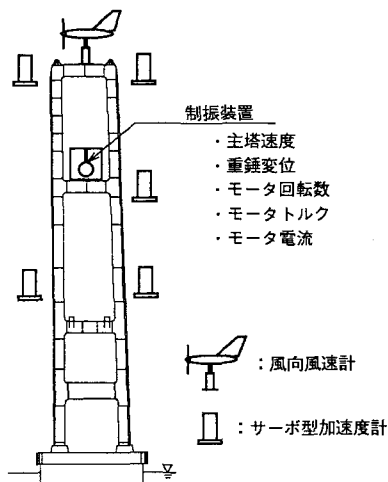


図-8 センサの配置

4. 2 主塔の固有振動特性

図-9に4Pで得られた橋軸と橋軸直角方向の常時微動スペクトルを示す。図-10は4Pの定常加振試験における面外曲げ1次の周波数応答である。図中の曲線は、実験結果に1自由度系の解析解を適合させた結果である。制振時の周波数応答は2台の制振装置のうち1台を加振機、1台を制振装置として作動させて測定した。図-11から図-14までに4Pで測定された面外曲げ1次（非制振時と制振時）、ねじれ1次および面外曲げ2次の自由減衰波形を示す。制振時の波形は2台を制振動作させた時のものである。

3P、4Pにおける以上のような測定結果に基づいて、独立完成状態の主塔の固有振動特性は、表-2、表-3および図-15のように求められた。

表-2と図-15より、固有振動数と振動モードは高次の振動まで実験値と計算値が良く一致しており、設計時の解析モデルが本主塔の動特性を表現するのに十分な精度を有していたことがわかる。

表-3では、面外曲げ1次の対数減衰率が両主塔ともに0.005と非常に小さいのが特徴的である。この値は耐風設計時に仮定した対数減衰率を下回るものであったが、本橋の場合、制振装置によって付加する減衰がこれらに比べて十分大きいため、実際上の問題を生じることにはなかった。面外曲げ2次については、両主塔で減衰率が大きく異なる結果となった。同モードの加振時には塔頂クレーンのブームに振動が認められたことから、その原因としてクレーンのマスダンパ効果の影響が考えられる。

4. 3 制振装置の効果

図-10或いは図-11と図-12の比較からAMDが微小振幅領域まで優れた制振性能をもつことが明らかである。制振効果の絶対値としてはTMDと大差がないものの、比較的小さな有効質量比でこれを実現していることがAMDの特徴である。本橋のAMDはモータを変位制御（3P）ないし速度制御（4P）するため、摩擦の影響が自動的に補償されて微小振幅まで性能を保持することができる。

表-1より独立完成状態における所要値は対数減衰率0.18であり、表-3の結果から両塔の制振装置ともにこれを満足していることが確認された（3Pでは余裕をもたせて0.21に設定した）。

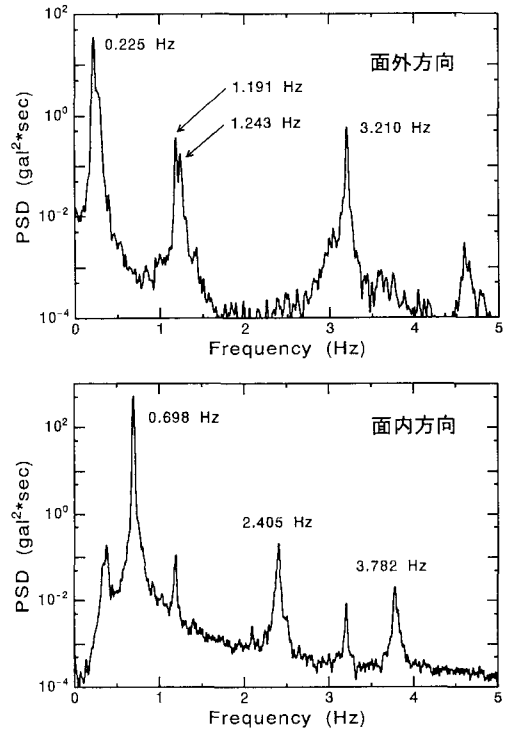


図-9 常時微動スペクトル

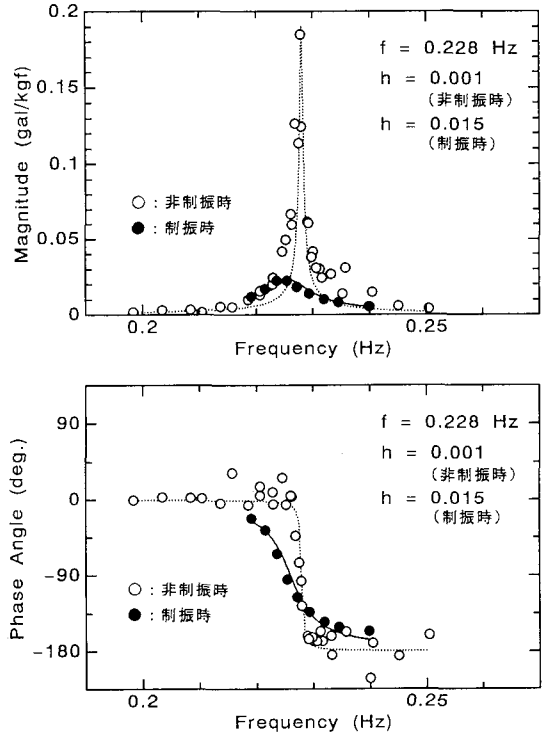


図-10 周波数応答（面外曲げ1次）

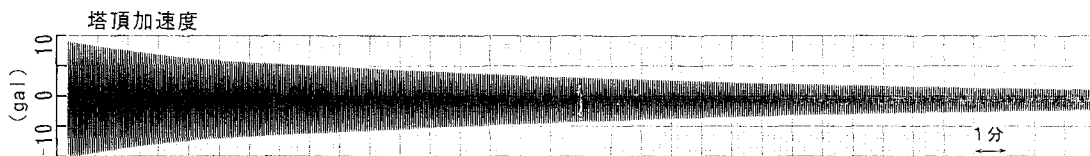


図-1 1 面外曲げ1次の自由減衰波形（非制振時）

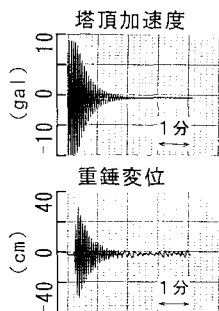


図-1 2 面外曲げ1次の自由減衰波形（制振時）

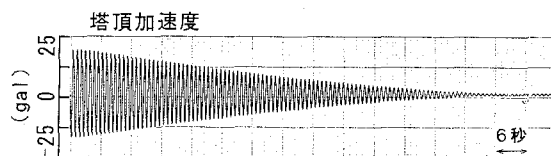


図-1 3 ねじれ1次の自由減衰波形

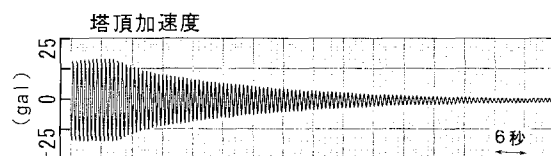


図-1 4 面外曲げ2次の自由減衰波形

表-2 固有振動数

単位: Hz

	3 P		4 P	
	計算値	実験値	計算値	実験値
面外曲げ1次	0. 2 2 9	0. 2 3 5	0. 2 2 7	0. 2 2 8
ねじれ1次	1. 1 7 8	1. 2 2 0	1. 1 3 9	1. 1 9 5
面外曲げ2次	1. 2 6 3	1. 2 9 0	1. 2 1 9	1. 2 4 7
ねじれ2次	3. 1 6 4	3. 2 7 5	3. 0 4 3	3. 2 0 9
面内曲げ1次	0. 7 7 4	0. 7 0 0	0. 7 5 7	0. 6 9 7
面内曲げ2次	----	----	2. 5 7 0	2. 4 0 6

注1) 加振対象モード以外は
常時微動測定の結果
注2) 3 Pの面内曲げ1次と
ねじれ2次は、足場を
撤去する前の測定値

表-3 対数減衰率

	3 P		4 P	
	非制振時	制振時	非制振時	制振時
面外曲げ1次	0. 0 0 5	0. 2 1 0	0. 0 0 5	0. 1 8 2
ねじれ1次	0. 0 1 3	----	0. 0 1 8	----
面外曲げ2次	0. 0 5 2	----	0. 0 2 9	----

注1) 対数減衰率は自由減衰
実験における値
注2) 4 Pのねじれ1次では
振幅依存性が認められ
たため、最小値を表記

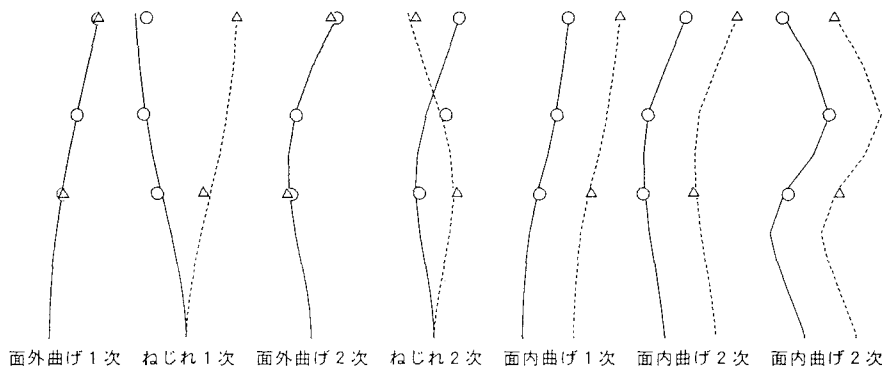


図-1 5 振動モード

5. 動態観測

独立完成状態の4Pで観測された西風（橋軸直角方向の風）による主塔の空力振動は、制振装置の作動状況も含めて以下の3パターンに大別される。

- ① 風速約8 m/s で渦励振と考えられる面外曲げ1次振動が発生する（図-16）。この時の塔頂速度は7 cm/s（加速度10 gal に相当）以下であり、制振装置は期待した効果を挙げていると考えられる。
- ② 風速が10 m/s を越えると渦励振が消え、代りに面外曲げ1次を主成分とする不規則振動が現れる。風速16 m/s 以上では①のレベルを上回る面外曲げ1次振動が認められる（図-17）。これは風向直角の乱れ成分によるガスト応答と考えられる。このときの重錘のドリフトが増加し、重錘変位は渦励振制御時に比べて乱れた波形となる。
- ③ 風速20 m/s 前後で渦励振と考えられるねじれ1次振動が発生する（図-18）。これに対して制振装置は、センサ設置位置がモードの節に当たることと当該周波数で制御ゲインが小さいことからほとんど応答せず、面外曲げ1次のガスト応答に対する制振動作のみとなる。

観測された空力振動を風洞実験結果と比較すると、①と③の渦励振は図-3でも認められ発現風速もほぼ一致している。最大振幅も安全側の評価であり、風洞実験結果が高い予測精度をもつことが確かめられた。反面、本橋のように主塔に高い減衰を付加した場合には、②で述べたようにガスト応答が渦励振のレベルを上回ることも起り得るので、一様流中の実験データに基づいて装置を設計する際には注意が必要である。

図-19は、制振装置の停止中に面外曲げ1次の渦励振が発生したため急遽装置を起動させた際の記録である。制振装置が渦励振の制御に対して非常に有効であることはこのデータからも明らかである。

図-20と図-21は図-16から図-18までの波形のパワースペクトルである。面外曲げ1次の渦励振については塔頂速度、重錘変位ともに単一の周波数成分が卓越するのみであり、調和的な外乱に対する1自由度系の制御と見なすことができる。これに対してガスト応答では高次振動だけでなく準静的な低周波数成分も励起されており、外乱は広帯域の周波数特性をもつ。ガスト応答時に見られる重錘ドリフトはこの低

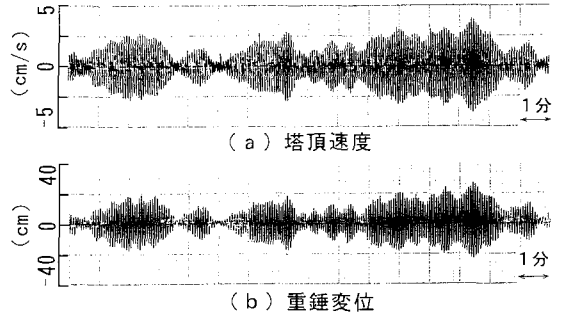


図-16 面外曲げ1次の渦励振

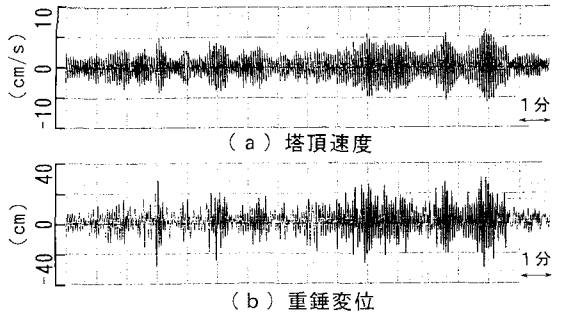


図-17 ガスト応答

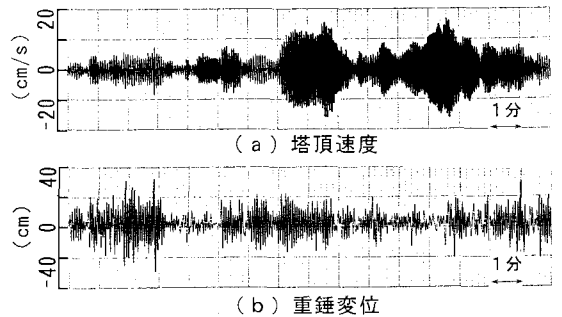


図-18 ねじれ1次の渦励振

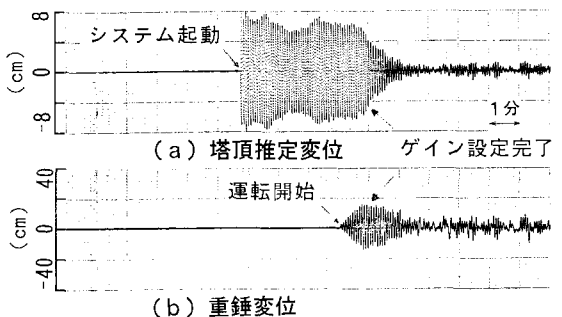


図-19 渦励振に対する装置の起動状況

周波数成分が数値フィルタ（図-6）で増幅されることによって生じた。ねじれ1次の渦励振にはガスト応答が重畳するため、これを制御する場合は面外曲げ1次との同時制御となる。これは高次振動の渦励振制御に共通の問題と考えられる。

6. まとめ

白鳥大橋主塔において、架設時耐風制振対策としてアクティブ制振装置を採用する一方、耐風設計の妥当性を検証するための振動実験と動態観測を行なった。

制振装置は所要の減衰性能を満足しており、渦励振の発生時でも加速度10 gal以下という優れた作業環境を実現できた。また、実測された固有振動特性は設計時の解析値と良く一致し、観測された渦励振も風洞実験の結果と整合することが確認された。独立状態の主塔の対数減衰率は耐風設計で用いた値を下回っていたが、制振装置で付加した減衰が十分大きいため実際上の問題は生じていない。さらに空力振動のアクティブ制御については、渦励振の制御であってもガスト応答の存在を無視できないことがわかり、制御モデルについても有用な知見が得られた。これらの結果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) 和田忠幸ほか：白鳥大橋補剛桁・主塔の耐風安定性について、土木学会第44回年次学術講演会講演概要集，I-401，pp.854～855，1989年10月
- 2) 高橋守人ほか：白鳥大橋主塔の架設時耐風制振対策，土木学会第48回年次学術講演会講演概要集，I-353，pp.854～855，1993年9月
- 3) 高橋守人ほか：白鳥大橋主塔独立状態の振動実験、土木学会第48回年次学術講演会講演概要集，I-288，pp.724～725，1993年9月
- 4) 高橋守人ほか：白鳥大橋主塔の動態観測，土木学会第48回年次学術講演会講演概要集，I-354，pp.856～857，1993年9月
- 5) 高橋守人ほか：能動型制振装置による白鳥大橋の主塔架設時の制振対策、土木学会第2回振動制御コロキウムPART B 講演論文集，pp.79～86，1993年8月
- 6) 高橋守人ほか：吊橋主塔の空力振動に対するアクティブコントロールの一適用例（英文），日本機械学会第3回「運動と振動の制御」シンポジウム講演論文集，pp.132～137，1993年7月

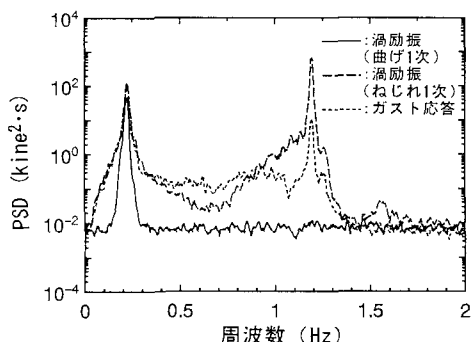


図-20 塔頂速度のパワースペクトル

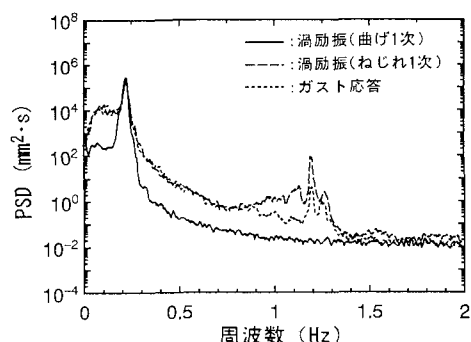


図-21 重錐変位のパワースペクトル

（1993年9月16日受付）