

投稿論文 (和文報告)

**TECHNICAL
REPORT**

明石海峡大橋主塔の制振対策

秦 健作¹・辰巳正明²・大倉幸三³・大西悦郎⁴

¹正会員 工修 本州四国連絡橋公団 第三建設局向高工事事務所技術課 (〒722 広島県御調郡向島町 5890-1)

²正会員 工修 本州四国連絡橋公団 第三建設局建設部 (〒722 広島県尾道市新浜 1-9-22 堀田ビル)

³正会員 工修 三菱重工業 (株) 鉄構部 (〒730 広島市中区江波沖町 5-1)

⁴川崎重工業 (株) 鉄構事業部 西部橋梁技術部第一課 (〒675-01 兵庫県加古郡播磨町新島 8)

明石海峡大橋の主塔は海面からの高さが約 300 m にも達し、風によって生じる振動の対策が設計上の重要な課題の1つであった。主塔の空力特性を確認するため実施した風洞試験の結果から、塔柱断面には耐風性を考慮して高さ方向に隅切り幅の変化するテーパ隅切り断面を採用するとともに、架設系のみならず完成系においても設計風速以下の風で生じる渦励振に対して機械的な減衰を付加する制振対策を施した。本稿では、主塔架設時から吊橋完成時に至る主塔の制振対策について、その検討内容と対策の概要について述べる。

Key Words : suspension bridge, tower, vibration control, tuned mass damper, active mass damper

1. はじめに

明石海峡大橋は、神戸市と淡路島との間の明石海峡に架かる橋長 3 910 m、中央支間長 1 990 m の 3 径間 2 ヒンジ補剛トラス吊橋で、完成すれば現在世界一の英国ハンパー橋 (中央支間長 1 410 m) を遙かに凌ぐ世界最大の吊橋となる (図-1.1 参照)。

本橋の主塔は海面からの高さが約 300 m にも達し、現在日本最大の南備讃瀬戸大橋主塔の約 1.5 倍の高さとなり、橋梁の塔としては今までに例を見ない規模 (図-1.2 参照) であるため、計画当初より風によって生じる振動の問題が設計上の重要な課題の一つであった。即ち、一般に耐風性が不安定といわれる主塔架設時だけでなく吊橋完成時においても風による振動問題が懸念された。主塔の耐風性向上を図るため実施した多くの風洞試験結果から、塔柱には耐風安定性の良好な高さ方向に隅切り幅の変化するテーパ隅切り断面を採用することとしたが、設計風速以下の風で発生する渦励振に対して機械的な減衰を付加する制振対策を施す必要の有ることも確認された。

本稿では、主塔架設時からケーブル・補剛桁架設時、吊橋完成時に至るまでの制振対策に関する検討内容とその結果について論ずるものである。

項目	諸元
形 式	3 径間 2 ヒンジ補剛トラス吊橋
ケーブル支間割	960 + 1,990 + 960 = 3,910m
中央径間中央での路面の高さ	海面上 約 96m
桁 下 高 さ	略費高潮面上 65m
塔 の 高 さ	海面上約 297m (ケーブル理論頂)
ケーブル直径、本数	φ1.1m × 2本
補剛トラス高さ、幅	14.0m × 35.5m

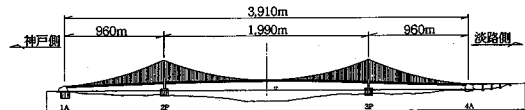


図-1.1 明石海峡大橋の概要

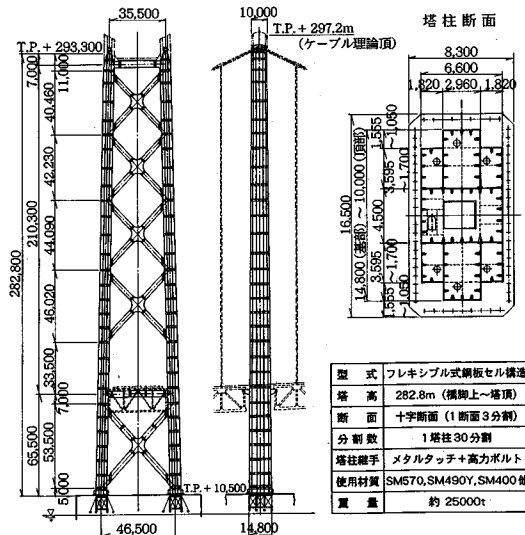
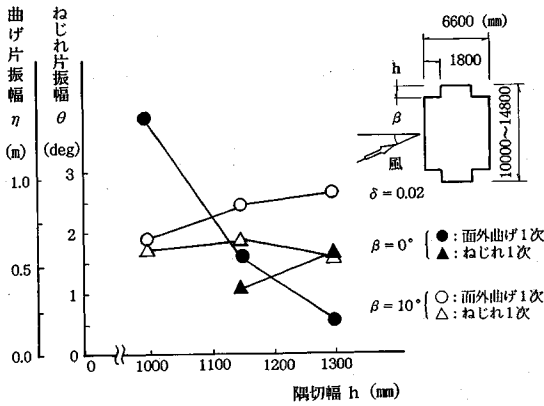
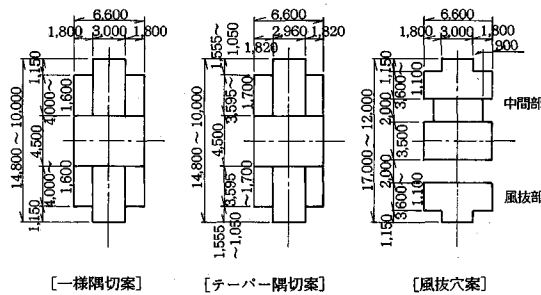


図-1.2 明石海峡大橋主塔の概要



図—2.1 隅切り幅による最大応答振幅の変化

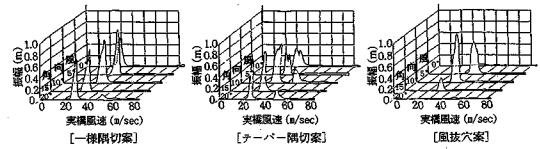


図—2.2 風洞試験断面

2. 主塔断面形状の選定^{1),2)}

吊橋主塔の風による振動を抑制する方法として、適切な塔柱断面形状の選定により空力的に安定させる方法と機械的な減衰の付加により振動振幅を抑える方法が考えられる。本橋主塔の断面形状の選定に当たっては、計画初期の段階から風洞試験をはじめとする様々な検討を実施した。風洞試験の結果から、塔柱の四隅に隅切りを設けると、前縁エッジからの渦の剝離が抑制され、振動がある程度抑えられることが確認されており、この隅切り断面をベースとして主塔断面の選定を行った。隅切りによる空力的な安定化効果は、その隅切り幅の寸法によって敏感に変化するため、全高にわたって隅切り幅が一定な一様隅切り断面を有する1/150縮尺の模型を用い、その隅切り幅を変化させた風洞試験を実施して、隅切り幅の大きさが耐風応答特性に及ぼす影響を確認した。図—2.1に示すとおり、同じ隅切り幅でも水平偏角が 0° と 10° では応答の傾向が変化するが、1.150 m程度の隅切り幅での応答が平均的に最も小さなものとなった。

最終的な主塔断面の選定にあたっては、1/86縮尺の大型模型を用いた風洞試験を実施した。試験では、前述の①一様隅切り案、②基部から頂部に向けて隅切り幅が一様に変化するテーパ隅切り案、③塔柱に2列の穴を



図—2.3 風速-応答振幅(面外曲げ振動)

あけた風抜き穴案の3案を比較した(図—2.2参照)。

風洞試験の結果、テーパ隅切り案は、一様隅切り案に比べて面外曲げの渦励振については振幅が低減され、振れの発散振動については発現風速が設計風速以上となった。また、風抜き穴案は、ある風向角では振幅が低減されるものの、顕著な効果の見られない風向角も存在した。この風洞試験結果の一例を図—2.3に示す。

以上の検討の結果、いずれの案も振動振幅を目標とする許容振幅内に抑えるには機械的な減衰の付加が必要であるが、テーパ隅切り案であれば鋼重の増加なく発散的な振動を抑制できることから、テーパ隅切り案を採用することとした。

3. 主塔の制振対策^{3)~5)}

(1) 制振対策の基本方針

本橋が社会的に重要な構造物であることを踏まえ、吊橋完成時の主塔の制振装置は、以下の方針のもとに設計することとした。

- ① 制振対象モードに確実に対応できること。
- ② システムが安定していて過去の実績で確認されていること。
- ③ 単純で維持管理がしやすく、取替えを考え取付方法が簡単であること。機械部品を用いる場合には十分な耐久性を有していること。
- ④ 経済的であること。
- ⑤ ブロック重量等にも配慮し架設工程に影響の少ないこと。

装置の選定に当たっては、TMD (Tuned Mass Damper) と水ダンパ等を比較した結果、経済性と信頼性から塔内にTMDを設置することとした。さらに、塔内のTMDに加えて、塔の下部水平材と補剛桁との間に非同調式の制振装置を設置し、それぞれが単独でも制振可能となるような容量を備えることにより二重の安全性を確保することとした。

吊橋の架設途中における主塔の制振対策としては、主塔架設時と、それ以降のケーブル・補剛桁架設時に分けて検討を行った。さらに、主塔本体及び架設機材の安全性を確保するだけでなく、作業の安全性にも配慮した。特に、振動数の低い領域における振動に対しては、作業員が架設作業を継続することができる範囲にまで加速度

を抑えることを目標に、制振対策を施すこととした。

主塔架設時の制振対策は、架設クレーンにTMDを設置する方法とした。さらに、塔高が200m以上からは塔内に設置される吊橋完成時用のTMDについても有効に活用し、共同作用にて制振するものとした。

主塔独立時以降のケーブル・補剛桁架設途中については、吊橋完成時用のTMDと架設時だけのために塔頂に設置するTMDの振動数と減衰定数を調整することにより主塔の制振を行うこととした。ただし、主塔独立時からキャットウォーク完成に至るまでの間の低振動数領域に関しては上記TMDだけでは対応できないことから、アクティブ型の制振装置を採用して架設作業の安全性を確保する範囲まで制振することとした。

(2) 制振対策検討の手順

TMDによって付加すべき減衰量の決定、及びTMDの諸元決定は以下の手順で行った。

- ① 固有振動解析により得られた固有振動数や有効質量等の振動諸元にもとづき代表的なモードでの風洞試験を行う。この風洞試験結果をもとに共振風速や共振振幅を推定する。
- ② 構造解析にもとづいて計算された静的な荷重による応力度と、振動によって発生する応力度から、許容される振動振幅を決定する。その際、共振風速の生起確率や、荷重条件を考慮して許容応力度の割増係数を設定する。
- ③ 許容振幅から必要な減衰を決定するには、風洞試験で得られた質量・減衰パラメータ S_c (スクルーション数) と振幅 A の関係を用いることとする。ここで、構造減衰は対数減衰率で吊橋完成時 $\delta=0.02$ 、架設時 $\delta=0.01$ とし、必要減衰が構造減衰を超えるモードを制振対象モードとする。TMDの諸元は、制振対象となる全てのモードの必要減衰を満たすように、決定するものとする。

制振対策の検討フローを図-3.1に示す。

(3) 風洞試験

詳細設計された主塔の風に対する応答特性を明らかにし、制振装置を設計する上での条件を明確にするための風洞試験を実施した。

まず、主塔独立時～吊橋完成時までの各架設ステップについて固有振動解析を実施した。その結果を、架設段階別、モード形状別に分類したところ、各架設ステップにおいて類似したモード形状が多数発生することがわかった。そこで、架設段階にこだわらず振動モード形状の変化に着目して、図-3.2に示すモード形状を試験対象として選定した。

試験に使用した模型は、縮尺1/86の三次元弾性体模

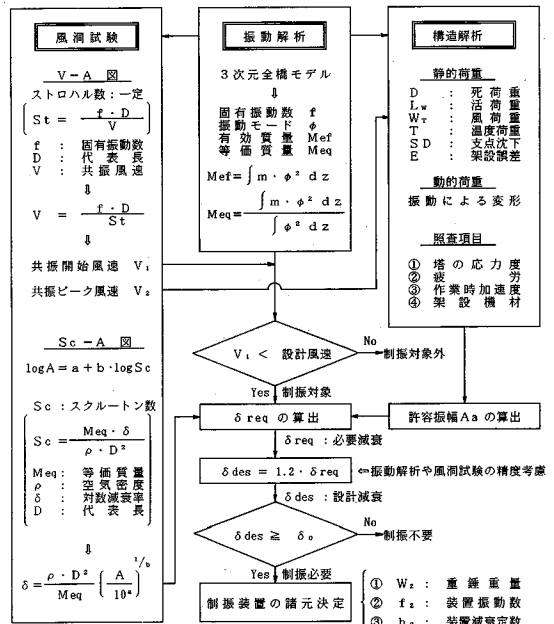


図-3.1 制振対策検討の流れ

	曲 D 1 次	曲 D 1 次 ^φ	曲 K 1 次	曲 D 2 次	曲 K 2 次
面外曲げ振動					
捩れ振動					

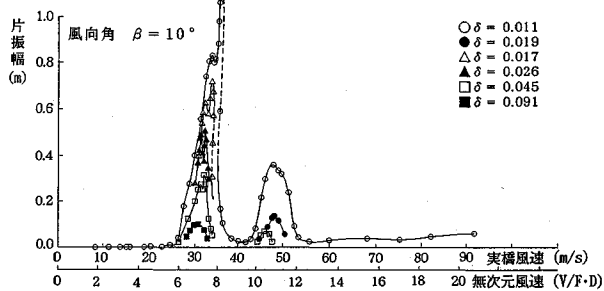
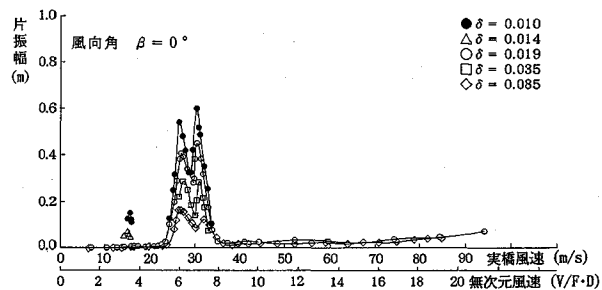
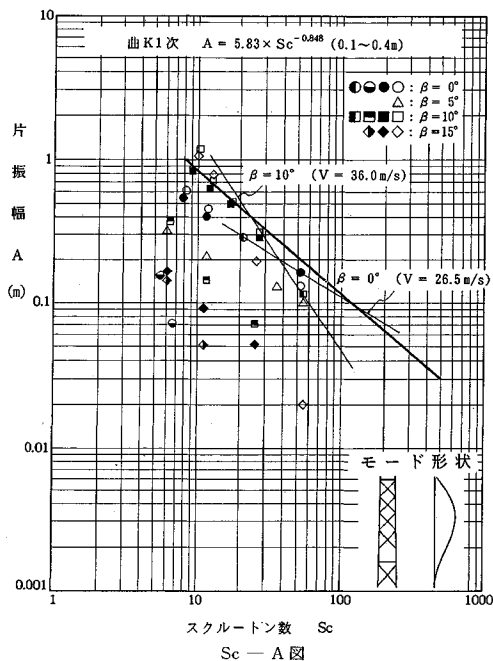
図-3.2 風洞試験代表振動モード

型である。

図-3.3に試験結果の一例として、一樣流中での吊橋完成時の曲げ1次、捩れ1次振動のV-A図(風速-応答振幅図)、 S_c -A図(スクルーション数-応答振幅図)を示す。V-A図より、曲げ1次で風速30m/s及び50m/s付近、捩れ1次で40m/s及び65m/s(設計風速は塔高の65%高で $VD=66.7$ m/s)付近で非常に大きな渦励振が発生すること、 S_c -A図より、これらの振動はいずれも減衰を付加することにより応答振幅が大幅に低減されることがわかる。この他に、フラッター限界風速($VC=1.2VD$)内では有害なフラッターが発生しないことの確認も行った。

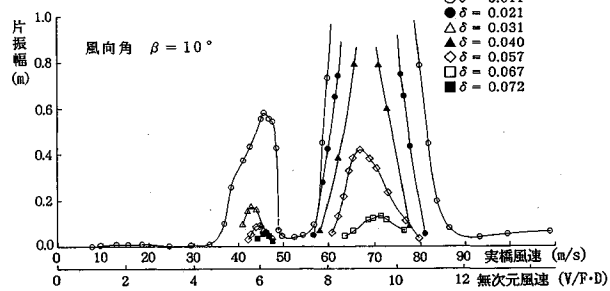
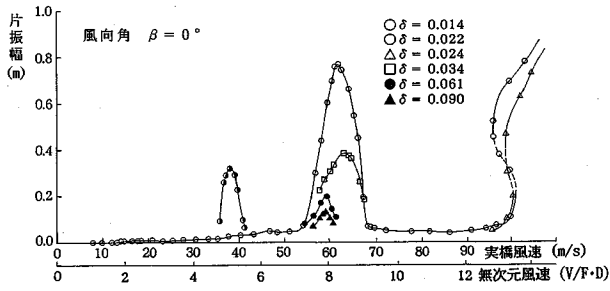
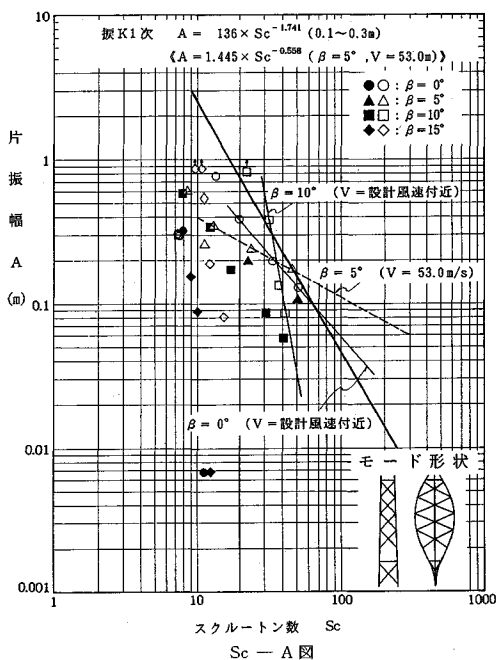
試験は一樣流を基本としたが、主塔独立時と吊橋完成時の主塔については、乱流中でも試験を行った。

その結果、以下のような特性が得られたが、各風向を包絡する S_c -A曲線で比較すると、乱流中での試験結果は一樣流中での結果を上回らないことを確認した。



V - A 図

吊橋完成時面外曲げ1次振動風洞試験結果



V - A 図

吊橋完成時振れ1次振動風洞試験結果

図-3.3 風洞試験結果

① 塔の振動波形は、一樣流中では比較的定常に近い状態であったのに対し、乱流中では振幅が非定常に変化する。

② 特定の風向のみに着目した場合、一樣流中において得られた最大応答振幅よりも、乱流中での応答が大きくなる場合がある。これは、乱流において風速

表—3.1 完成時の制振条件

	荷重の組み合わせ	許容応力度の割増係数	最大振幅 応力照査位置	許容振幅 Δa
曲げ 1次 振動	$D+Lw+W_T(26.5\text{ m/s})+T(\pm 30^\circ\text{C})+SD+E+V$	1.35	40.7 cm 塔柱 22 段	30 cm
	$D+W_T(36.0\text{ m/s})+T(+15^\circ\text{C})+SD+E+V$	1.35	42.4 cm 塔柱基部	
次 振動 1	$D+W_T(66.7\text{ m/s})+T(+15^\circ\text{C})+SD+E+V$	1.70	15.1 cm 上部水平材	15 cm

D: 死荷重
Lw: 風荷重載荷時の活荷重
W_T: 風荷重(カッコ内の風荷重算定用風速は、塔高の65%高での風速)
T: 温度荷重
SD: 支点沈下
E: 製作および架設誤差
V: 振動の変形による付加応力

表—3.2 架設時の制振条件

共振風速 V_1, V_2 (m/s)	主塔の応力度		架設作業時 許容加速度
	荷重の組み合わせ	許容応力の割増係数	
$V_1 < 16$	$D+W_T+T(\pm 30^\circ\text{C})+V$	1.50	50 gal
$V_2 < V_D$	$D+W_T+T(+15^\circ\text{C})+V$	1.70	—

D: 死荷重(塔架設時のクレーン荷重を含む)
W_T: 風荷重
T: 温度荷重
V: 振動の変形による付加応力
V₁: 共振ピーク風速(吊橋完成時塔頂高での風速に高度補正した値)
V₂: 共振開始風速(塔高の65%高での風速に高度補正した値)
V_D: 設計風速(塔高の65%高での風速、塔独立時以後は53.7 m/s)

だけでなく風向の変動も再現されているため、より大きな応答を生じさせる風向の風が影響しているものと考えられる。

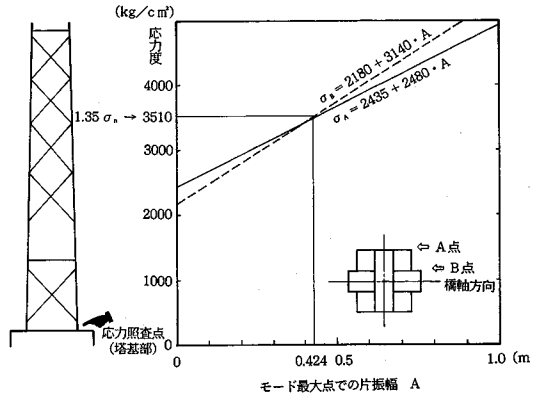
(4) 制振条件と制振許容振幅

主塔の制振許容振幅の決定にあたっては、吊橋完成系及び主塔独立時より吊橋完成時までの架設ステップの各モードに対して主塔本体の断面における発生応力度が許容応力度を上回らない振幅とした。また、塔基部の浮き上がりについても照査した。

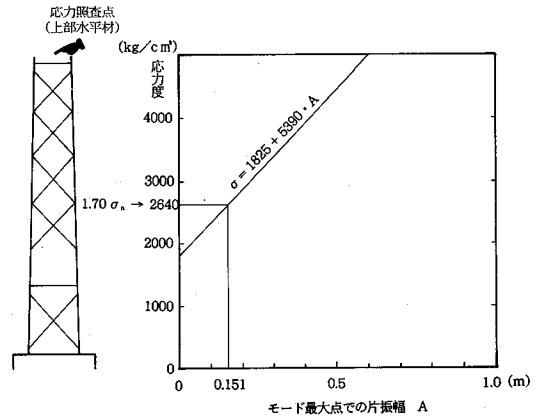
① 吊橋完成系の制振条件

制振の対象とするのは、共振開始風速が設計風速以下となる振動モードとする。制振許容振幅の設定にあたっては、表—3.1のように許容応力度を設定した。応力度の計算においては、風洞試験の結果より求めた共振風速を用いて計算される静的応力度と、振動による付加応力を合計し、その合計した応力度が許容応力度以内となるように許容振幅を求めた。

面外曲げ1次振動は共振開始風速が26.5 m/sと比較的低いため、車両が通行している状態での発生も考えられる。従って、活荷重載荷の荷重組み合わせを考慮して許容応力度の割増係数1.35を採用した。また、共振ピーク風速36.0 m/sの状態では車両通行が考えられないため、活荷重は考慮しないが、この場合も許容応力度の割増係数は1.35とした。この条件で主塔の強度上許され



吊橋完成系曲げ1次振動



吊橋完成系捩れ1次振動

図—3.4 振幅と応力度の関係

る最大振幅は約40 cmとなったが、この風速レベルの風は発生の可能性が比較的高いことを考慮して安全側に制振許容振幅を30 cmとした。

捩れ1次振動は設計風速付近の高風速で発生する振動で生起確率も低く、さらに応力度の計算においては、渦励振とガスト応答(静的風荷重で考慮)を重ね合わせた計算をするため、許容応力度の割増係数を1.70とした。この条件において、制振許容振幅は15 cmとなった。各振動の応力度の決定位置の振幅と応力度の関係図を図—3.4に示す。

なお、疲労応力度については、発生応力度に対する繰返し回数が少ないため、考慮の必要はないと判断した。

② 架設系の制振条件

架設時においては、表—3.2に示す通り、塔の応力度から制振の対象とするのは、共振開始風速が設計風速(塔高の65%高で53.7 m/s)以下となる振動モードとし、塔の加速度について制振の対象とするのは、共振風速が作業限界風速16.0 m/s以下となる振動モードとした。加速度から決まる許容振幅は、ISOの規定を準用して、

振動数と作業継続時間の関係を考慮の上、主塔上部または架設クレーン部の最大加速度が 50 gal 以下となるように設定した。

(5) 設計減衰

主塔の設計減衰は、対応する風洞試験結果の S_c -A 曲線における許容振幅に対する減衰を必要減衰とし、これに固有振動解析あるいは風洞試験の誤差等に対する余裕を 20% 付加した値とした。吊橋完成時の設計減衰は、曲げ振動で 0.0613 (許容振幅 30 cm, 必要減衰 0.0511), 振れ振動で 0.0850 (許容振幅 15 cm, 必要減衰 0.0708) となった。

4. 制振装置の設計^{6),7)}

(1) 制振装置の諸元決定

a) 諸元決定フロー

TMD の諸元決定は、主塔の制振対象モードの振動諸元を主振動体、TMD の振動諸元を副振動体に有する図 4.1 の 2 質点系の振動モデルにより、空気力を正弦外力とする強制振動解析により行った。TMD の諸元は、TMD と主塔の振動数比、TMD の重錘と主塔の有効質量比、TMD の減衰定数をパラメータにとり、設計減衰の確保と TMD の重錘振幅が装置の許容振幅以下であることを条件に、TMD の重錘重量が最小となるべく決定した。TMD の諸元決定フローを図 4.2 に示す。

TMD の計算にあたっては、以下の余裕量を見込んでいる。

- ① 振動数の調整誤差は振動数比に対して $\pm 5\%$ 。
- ② 減衰の調整誤差は減衰定数に対して $\pm 10\%$ 。

b) 主塔独立時～吊橋完成時の制振装置の設計

主塔独立時から吊橋完成時までの架設ステップと各振動モードを図 4.3 に示す。ここで、塔柱の各振動モードをモード形状により 9 つのモード形状に分類して表示しており、黒塗りの記号が制振対象モードである。

吊橋完成時は塔内に設置した面外曲げ 1 次振動用 TMD (TMD-1: 重錘重量合計 84 ton, 振動数 0.44 Hz, 減衰定数 0.24) と振れ 1 次振動用 TMD (TMD-2: 重錘重量合計 114 ton, 振動数 0.75 Hz, 減衰定数 0.15) により制振することとした。

主塔独立時から吊橋完成時までの制振対策は吊橋完成時の塔内制振装置を極力利用することとした。即ち、振動数が 0.6 Hz 以上の比較的高い振動モードに対しては TMD-2 の振動数と減衰を調整することにより制振するものとし、0.3 Hz～0.6 Hz の振動数のモードに対しては TMD-1 を調整することにより制振するものとしたが、これだけでは制振困難な架設ステップが存在したため、TMD-1 と同じ仕様である TMD-3 (重錘重量合計

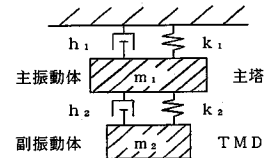


図-4.1 2 質点系振動モデル

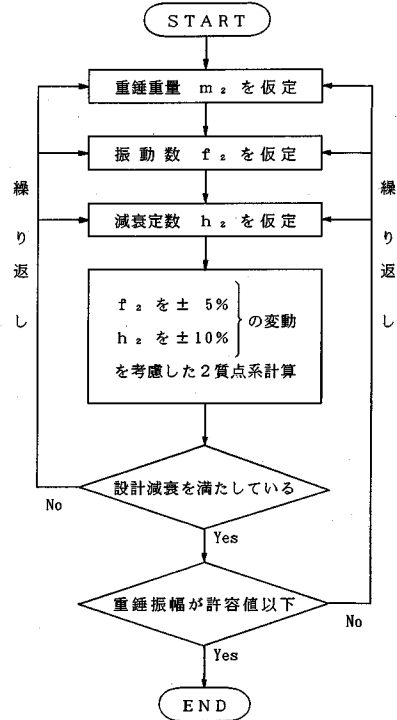


図-4.2 TMD 諸元決定フロー

21 ton) を塔頂部の塔外に追加して両者の共同により制振することとした。さらに、塔独立時からケーブル架設初期に生じる 0.3 Hz 以下の比較的低い振動数のモードに対しては、AMD (重錘重量合計 56 ton) を塔頂外部に設置することとした。AMD は主塔の振動を感知して主塔変位に対し約 90 度の位相差で重錘を駆動させることにより制振するものであり、ケーブル架設初期において架設の進捗により微妙に変化する主塔の固有振動数に対しパッシブ型の TMD に較べてより確実かつ容易に追従できるアクティブ型の AMD を採用した。

c) 主塔架設時の制振装置の設計

主塔架設時の架設ステップと各振動モードを図 4.4 に示す。主塔架設時の振動は塔柱の各振動モードをモード形状により 8 つに分類して表示しており、黒塗りの記号が制振対象モードである。

塔架設時の振動は塔高さが高くなるに従って曲げ 1 次振動の振動数が低下すること、斜材の架設前後で振れ振

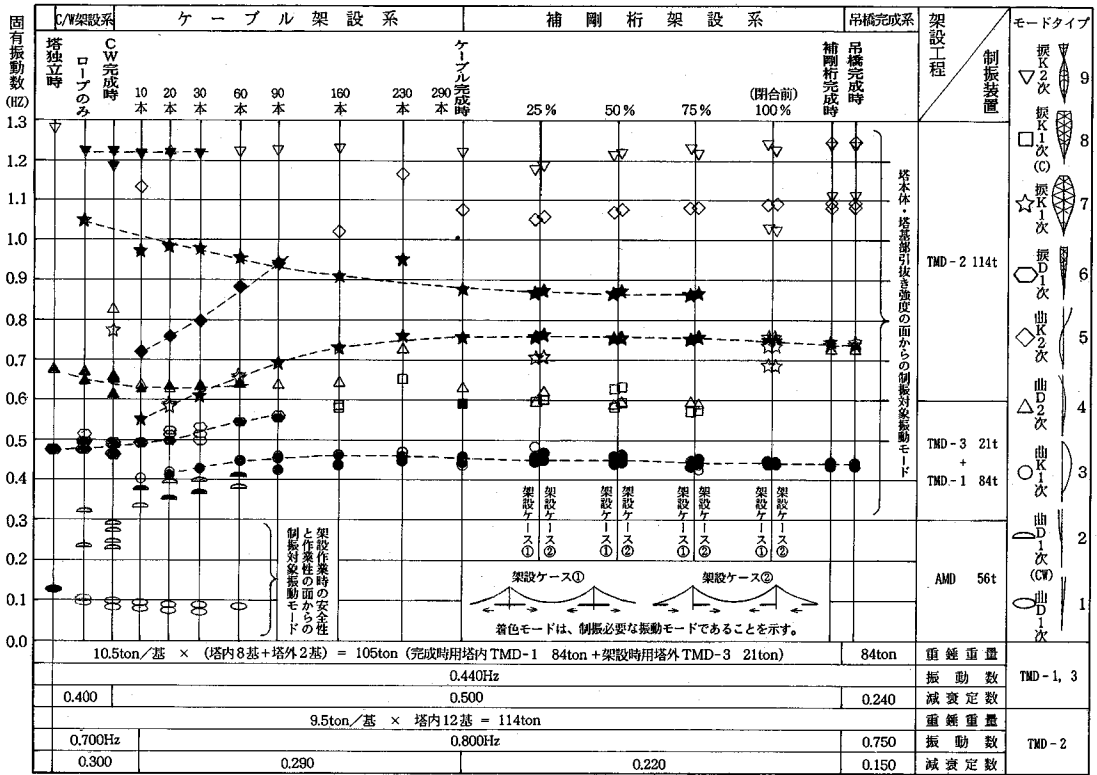


図-4.3 塔独立時～吊橋完成時の振動モードとTMD諸元

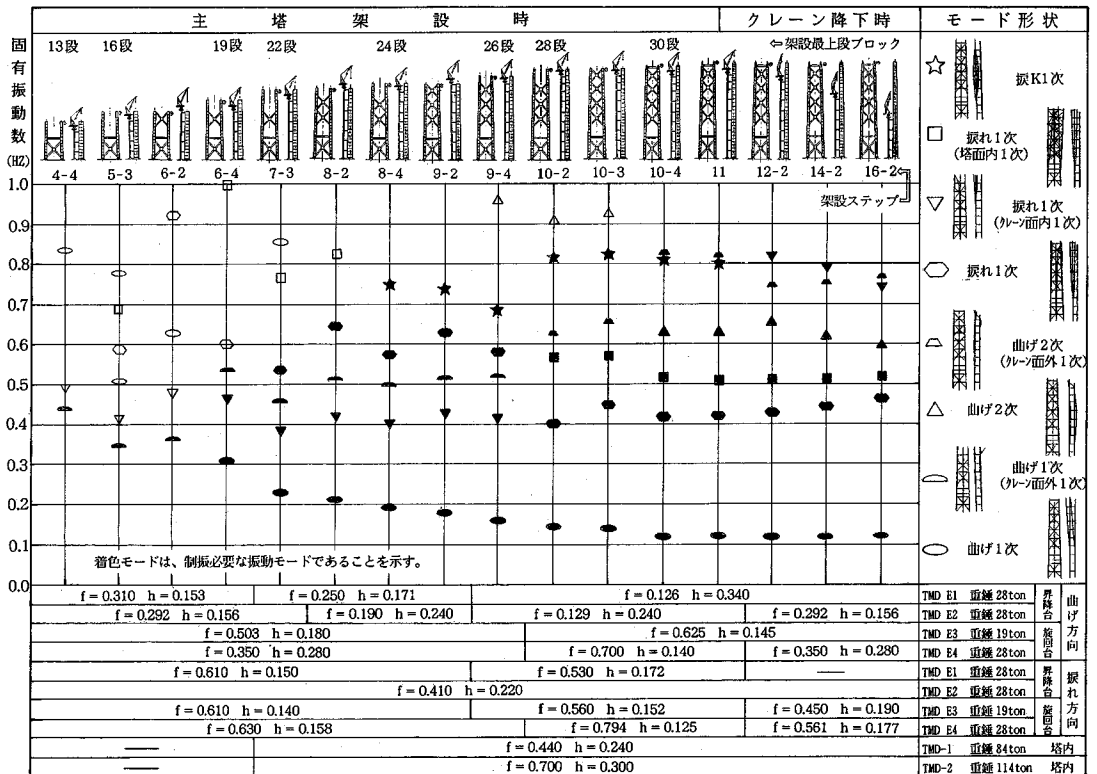


図-4.4 主塔架設時の振動モードとTMD諸元

塔内制振装置配置図
(TMD-1, TMD-2)

塔外制振装置配置図 (塔頂部)
(TMD-3, AMD)

全体配置図

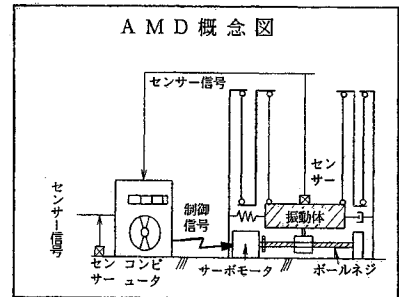
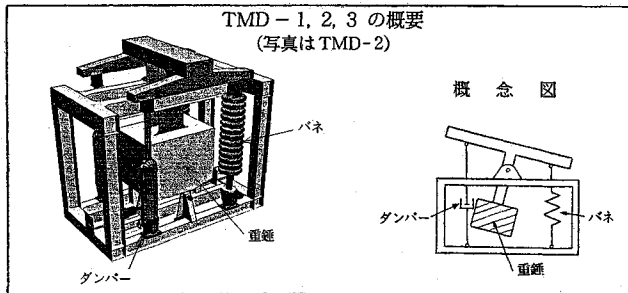
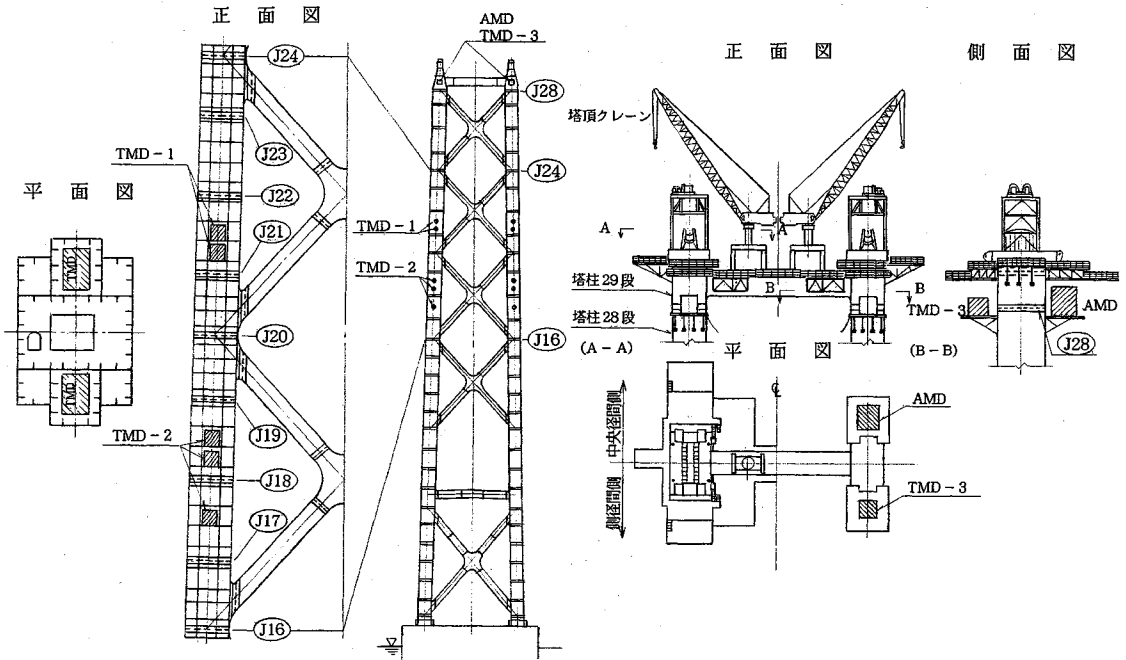


図-4.6 塔独立時～吊橋完成時の振動装置の配置と概要

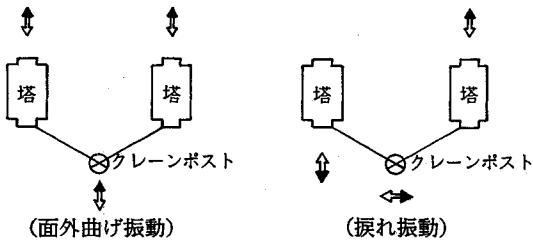


図-4.5 塔の振動とクレーンの振動方向

動数が大きく変化すること、クレーン（主塔架設用クライミング・タワー・クレーン）の振動が卓越するモードの振動数は塔高さによらずほぼ一定の振動数をとること等の特徴が挙げられる。

主塔架設時の制振対策は、クレーンの振動が卓越するモードが多いこと、クレーンの昇降により常に振動モード最大の位置にTMDを設置できることなどから、クレーン部にTMDを設置し制振することとした。なお、塔柱22段架設以降は塔内の吊橋完成時のTMD-1とTMD-2も利用して設計減衰を確保した。

図-4.5に示すように、塔柱に対してクレーンポストは、三角形の頂点に位置するため、塔の面外曲げ振動に対してクレーンは塔面外方向に振動し、塔の揺れ振動に対しては塔面内方向に振動する。このため、クレーンに取付けるTMDはすべて直交2方向に振動可能なものとした。

作業時の低風速で発生する比較的長周期の振動に対しては、クレーン昇降架台部に設置した多段振り子型

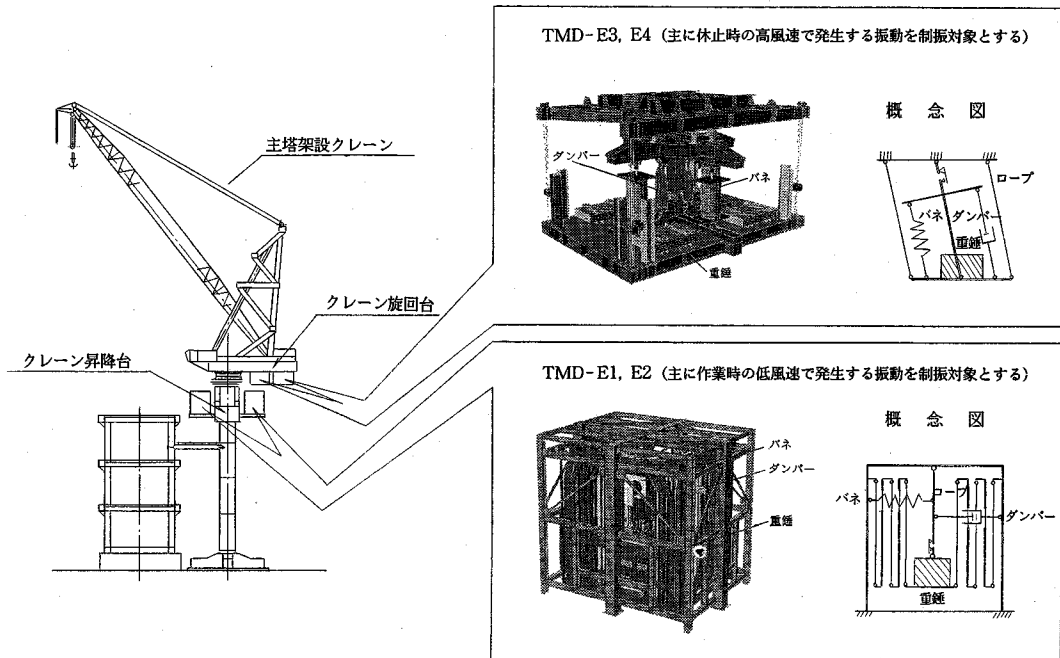


図-4.7 主塔架設時の制振装置の配置と概要

TMDであるTMD-E1とE2(各々重錘重量28ton)を調整して制振し、作業休止時の高風速で発生する比較的短周期の振動に対しては、クレーン旋回台部に取り付けた吊り下げ振り子型TMDであるTMD-E3(重錘重量19ton)とE4(重錘重量28ton)を調整して制振することとした。

(2) 制振装置の概要

a) 主塔独立時から吊橋完成時までの制振装置

吊橋完成時の制振装置であるTMD-1とTMD-2並びに架設時用の制振装置TMD-3とAMDの配置と装置仕様を図4.6に示す。これらTMDとAMDはいずれも制振対象となる振動モードの腹付近に配置した。

TMD-1, 2, 3の特徴は、装置外形寸法が幅1550mm×高さ2650mm×長さ2730mmと、塔柱のセル内に設置するため非常にコンパクトな形状となっていることである。また、重錘の側面に取り付けたオイルダンパとバネはスライドできる構造となっており、減衰ならびに振動数を連続的に変化させることが可能である。さらに、比較的low風速の振動に対応するTMD-1については、渦励振の継続時間が長くなるとオイルダンパの温度上昇が懸念されるためTMD上面にリザーブオイルタンクを設置した。

維持管理面ではセル内での制振装置調整の作業性を製作工場にて予め確認するとともに、吊橋完成後もオイルダンパ、バネの検査、取り替え時の搬出が可能となるべ

く、塔内のマンホール孔の拡大、エレベータ停止階の設置などを行った。

AMDは、主塔の振動を感知するセンサー部、センサーからの情報をもとに駆動部に指令を出す演算部、そして重錘を動かす駆動部から形成されている。本橋で採用したAMDの特徴は以下の通りである。

- ① 停電等の異常時にはアクティブ機能を停止し、振動数0.126Hzの多段振り子型長周期TMDとして機能する。このとき、オイルダンパの減衰定数が自動的に0.34に設定される。
- ② 振動センサーとして速度計を使用することで、加速度計を使用した場合に比較して重錘の位相ずれを小さくできる。
- ③ 駆動部と重錘部を分離可能な構造とすることで、アクティブ機能の性能確認が駆動部のみで行える。

b) 主塔架設時の制振装置

図-4.7にクレーン部に取り付けた主塔架設時用制振装置TMD-E1, E2, E3, E4の配置と装置仕様を示す。

TMD-E1とE2はクレーンせり上げ用の昇降装置部から張りだした昇降架台上に設置した。このTMDは主塔独立時以降に使用されるAMDの駆動部を除いて転用したものである。主塔架設完了時の塔面外曲げ振動0.12Hzの長周期に対応した多段振り子は基本構造が単振り子と同じで原理が単純であるため装置の起動性、信頼性の面で優れており、また4段振り子とすることにより構造高さを単振り子の17mに対し、1/3以下となる

表—5.1 制振効果

制振条件	許容振幅 必要減衰 設計減衰	A _容 δ _容 δ _設	曲げ振動			揺れ振動		
			0.300 m	0.150 m	0.255 m	V=67 m/s	V=53 m/s	
TMDのみ	減衰率/1.2	δ/1.2	0.0523	0.0797	0.0797			
	制振後振幅	A _制	0.294 m	0.122 m	0.153 m			
桁間ダンパのみ	減衰率/1.2	δ/1.2	0.1503	0.0709	0.0709			
	制振後振幅	A _制	0.120 m	0.150 m	0.163 m			
TMD + 桁間ダンパ	減衰率/1.2	δ/1.2	0.1859	0.1338	0.1338			
	制振後振幅	A _制	0.100 m	0.049 m	0.114 m			

表—5.2 複素固有値解析結果

	対数減衰率 δ	等価質量 Meq	スクルートン数 Sc
曲げ振動	実固有値解析 + 2質点系解析 複素固有値解析結果	7.77 9.49	46.0 53.4
揺れ振動	実固有値解析 + 2質点系解析 複素固有値解析結果	8.47 11.35	85.0 119.1

5 m 程度にすることができた。また、塔架設時の振動数の変化（主塔の面外曲げ方向で 0.12~0.35 Hz、揺れ方向で 0.38~0.70 Hz）に対しては重錘中心部に配置された上下方向に揺動可能な支柱に取り付けられているパネとオイルダンパの位置を変えることで振動数と減衰定数を調整できる。

TMD-E3 と E4 は、クレーン旋回台の後部下面に吊り下げた。このため、クレーンの旋回にともない TMD の方向が変化するものの、架設作業のできない高風速時に対応した制振装置であるため、作業休止時にはブームを橋軸直角方向に固定することで重錘の振動方向を固定した。また、TMD 自体の重量をクレーンのカウンターウエイトとしても役立てた。四隅をワイヤーで吊りした重錘床の中央にはパネとダンパを取り付けるための支柱が配置されており、この支柱が上下方向に揺動可能なためパネやダンパ自体も重錘の一部とすることができた。

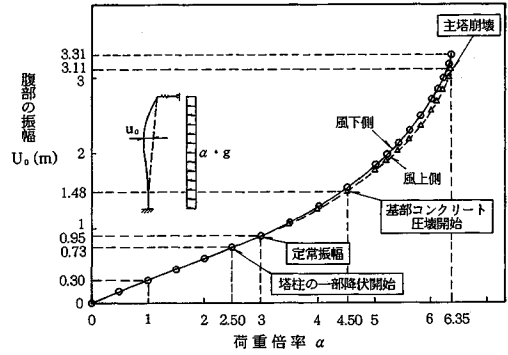
5. 制振効果の推定

(1) 共同作用を考慮した場合の効果

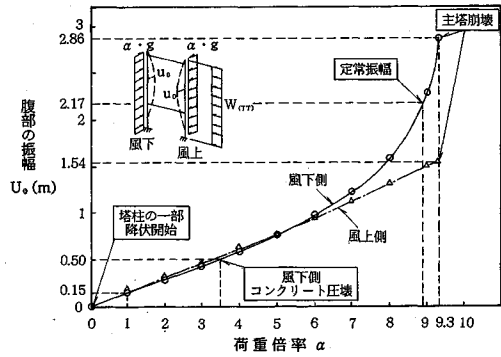
吊橋完成系では同調式の TMD を塔内に設置する他に下部水平材近傍の補剛桁との間に非同調式の桁間ダンパを併設する。

TMD と桁間ダンパは、各々が単独でも設計減衰を確保できるように設計されているため、両方が有効に機能するときの振幅は許容振幅をかなり下回った値となる。これをまとめたのが表—5.1 である。

表中で、揺れ振動に対する TMD の制振効果（制振後振幅）が許容振幅に対してやや安全側になっているのは揺れ振動用 TMD (TMD-2) の重錘重量が架設時を考慮して 114 ton (吊橋完成系のみを対象とすれば 90 ton) となっているためである。また、桁間ダンパの油圧ダンパ能力が揺れ振動で決まっているため、曲げ振動に対する制振効果は余裕をもったものになっている。



(a) 曲げ1次振動



(b) 揺れ1次振動

図—5.1 耐荷力解析結果

(2) 複素固有値解析による検証

制振装置の設計では、減衰の無い全体構造モデルを用いて実固有値解析を行い、得られたモードに対して TMD を付加した 2 質点系解析により TMD の諸元（重錘重量、装置振動数、装置減衰）を決定している。

そこで、多自由度系である全体構造モデルに直接 TMD や桁間ダンパを取り付けた系において複素固有値解析を行い、系全体として得られる対数減衰率と等価質量からスクルートン数を計算し、制振効果の検証を行った。

表—5.2 は、TMD のみを考慮した系（桁間ダンパを考慮せず）の複素固有値解析結果である。ここで、実固有値解析と 2 質点系解析を用いて得られた制振効果（対数減衰率）が表—5.1 の値と異なっているが、これは TMD-1 と -2 の両方の効果を考慮しているためである。

(3) 主塔振動時での極限振幅の検討

吊橋完成系において、振動時に制振装置が作動せず、振幅が増大していった場合、どの程度の振幅で主塔が崩壊するかを検討した。振動振幅が増大する場合、主塔の剛性は断面の降伏域が進展するため低下する。ある値ま

で低下すると、主塔は塔頂反力に抵抗できず、座屈することになる。この時のモード最大位置での振幅を極限振幅とする。

図-5.1に、弾塑性有限変位解析から得られた極限振幅と風洞試験から得られた構造減衰 $\delta=0.02$ に対応するモード最大位置での定常振幅を示す。振動時に制振装置が作動せず主塔の振幅が増大した場合、振動振幅は構造減衰 $\delta=0.02$ に対応する振幅で定常状態となるが、極限振幅を上回ることはないため、崩壊には至らないことを確認した。

6. ま と め

本稿では、明石海峡大橋主塔の架設時から吊橋完成時に至るまでの制振対策について述べた。ここで、得られた結果についてまとめると以下のようになる。

- ① 高さ約300mの主塔の空力的応答特性を改善する方法として、一様隅切案、テーパ隅切案、風穴案を比較検討した結果、3案の中ではテーパ隅切断面が空力的により優れている。
- ② テーパ隅切断面を採用した主塔の限定振動は、わずかな減衰を付加することにより振幅を大幅に低減できる。
- ③ 吊橋主塔の制振対策について、主塔の安全性と作業時の作業性の面から合理的な制振条件の設定を提案するとともに、制振対策の設計手法を確立した。
- ④ 設計された制振対策について、全体構造モデルの複素固有値解析によりその効果を確認するとともに弾塑性有限変位解析により主塔振動時の極限振幅を算出し、万一、制振装置が作動しない場合にも主塔

の崩壊が生じないことを確認した。

本稿では、明石海峡大橋主塔の架設時から吊橋完成時に至るまでの制振対策について、主塔の基本断面決定から、実施された制振対策、ならびに制振効果の解析の確認と安全性の照査について述べた。ここで実施された一連の主塔制振対策と、現地での実際の風の特性や主塔の振動特性を比較するために、本橋主塔には主塔の動態観測設備が設置されている。この結果については、今後稿を改めて報告する予定である。

最後に、明石海峡大橋主塔の制振対策を実施するに当たって、御指導を頂いた海洋架橋調査会耐風委員会（宮田利雄委員長）の委員各位、御助言を頂いた本州四国連絡橋公団の関係各位、ならびに工事関係者の皆様に心より謝意を表する次第である。

参考文献

- 1) 岡野、栗野、森下：明石海峡大橋主塔の耐風性（主塔断面形状の選定）、本四技報 No. 54, 1990. 4.
- 2) 海洋架橋調査会耐風委員会：本州四国連絡橋の海洋架橋技術に関する調査研究・耐風委員会報告書, 1990. 3.
- 3) 辰巳、秦：明石海峡大橋主塔の制振対策、第46回建設省技術研究会論文集, 1992. 11.
- 4) 辰巳、森、秦：明石海峡大橋主塔の制振対策、本四技報 No. 68, 1993. 10.
- 5) 辰巳、秦他：明石海峡大橋主塔の制振対策、第2回振動制御コロキウム講演論文集, 1993.
- 6) 寺元他：花畔大橋主塔のTMDによる制振対策、構造工学シンポジウム Vol. 36 A, pp. 1129~1140, 1990.
- 7) 山口他：構造物のパッシブコントロール(2)—TMDを中心として、振動制御コロキウム Part-A, 1991.

(1994. 6. 30 受付)

VIBRATION CONTROL OF THE TOWERS OF AKASHI KAIKYO BRIDGE

Kensaku HATA, Masaaki TATSUMI, Kohzo OHKURA and
Etsuro OHNISHI

The main towers of the Akashi Kaikyo Bridge are about 300m high and have very flexible futures. So the vibration of the towers due to the wind is one of the most important problem not only during construction but also after completion of the bridge. The shape of cross section was improved to stabilize the divergent torsional vibration at high velocity, and Tuned Mass Dampers (TMDs) are installed to reduce the amplitude of the vortex induced oscillation caused by the wind slower than the design wind speed both during construction and after completion of the bridge. In the report, the outline of vibration control of the towers of the Akashi Kaikyo Bridge is reported.