

常吉大橋の完成時現地振動実験

木場 和義¹⁾ 小川 路加²⁾ 篠田 隆広³⁾

常吉大橋は、塔が一基の斜張橋としては国内最大規模のものであり、地形的制約などから非対称性が強調された構造的・景観的特徴を有している。本橋では、そのスレンダーな主桁断面形状と構造的な特徴から耐風安定性が問題とされ、設計時に完成系および架設系の風洞実験が実施されている。

今回、耐風安定性検討における基本条件としての動的特性を実橋で確認することと、供用後の維持管理のためのデータを得ることを主な目的として現地振動実験を計画し、実施した。本文では、現地振動実験として実施した各種実験の概要と、実験で得られた本橋の動的特性について報告する。

キーワード：斜張橋、振動実験、固有振動数、構造減衰、振動モード

まえがき

常吉大橋は、図-1に示すように、大阪港の北部、新淀川河口沿いに位置する埋め立て地の舞洲と、対岸の此花区常吉地区を結ぶ全長 539.65m の橋梁である。その主橋梁には、構造特性、施工性、景観性、経済性などより250mの主径間と高さ80mの



図-1 位置図

塔を1基有する3径間連続鋼床版斜張橋（橋長340m）が採用された。

本橋の全景を写真-1に、全体一般図を図-2に示す。主橋梁部は、塔が1基の斜張橋としては国内最大規模のものであり、また地形的制約などから非対称性が強調された構造的、景観的な特徴を有している^{1),2),3)}。

本橋では、設計時に完成系と架設系を対象とした風洞実験を実施し、風による動的な挙動を確認している^{4),5)}。その結果、主桁にフェアリングを設置することで完成系の耐風安定性を図っている。



写真-1 常吉大橋全景

1) 技術部技術課係長 2) 技術部技術課 3) 橋梁設計部大阪設計二課

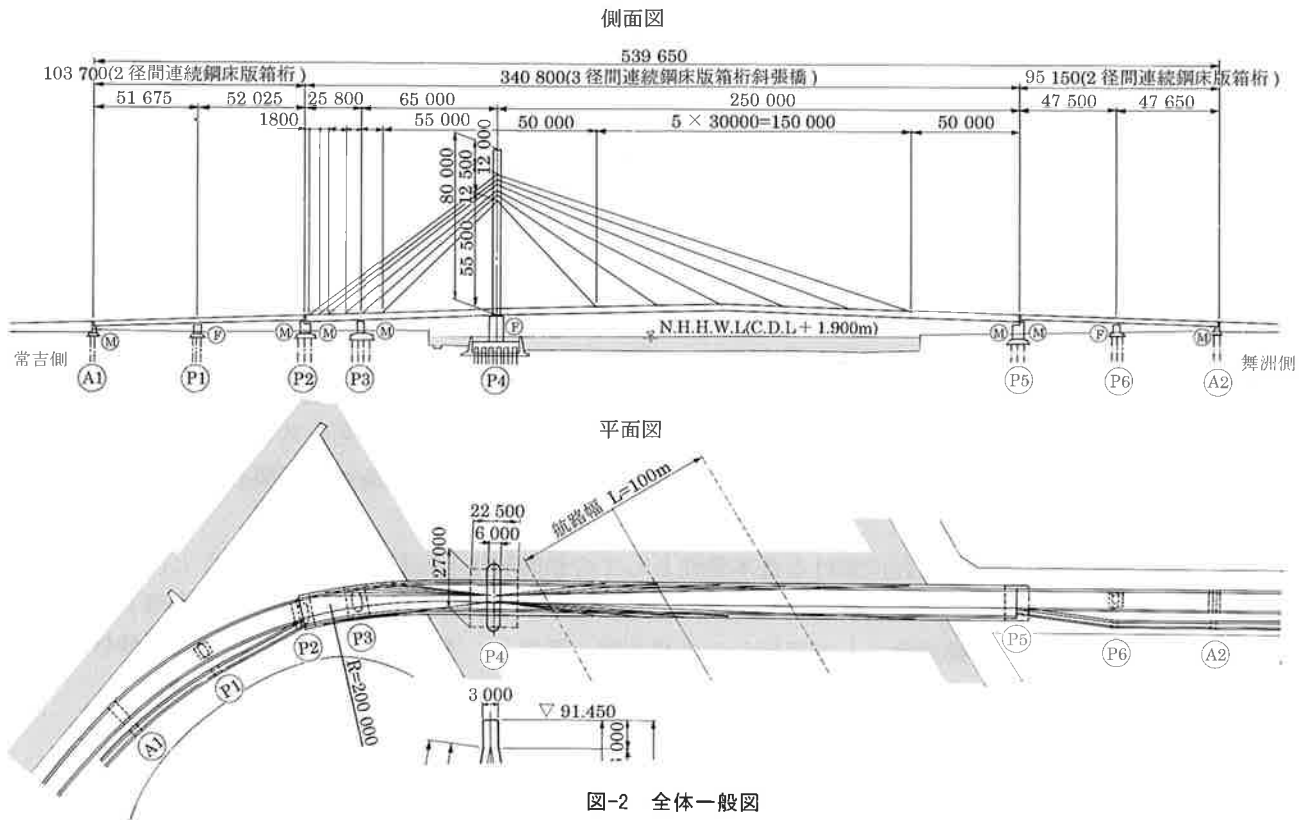


図-2 全体一般図

この耐風安定性の検討時に採用した動的特性および静的諸元の妥当性を検証することは、耐風安定性の検討結果をより精度の高いものにすると考えられる。また、非対称性が強調された特徴的な構造を有していることから、類似橋梁の資料は少なく、実橋の構造特性に関するデータは供用後の維持管理の資料となると共に、今後の同種橋梁の検討資料にもなり得る。以上のことから、完成時の動的特性および静的諸元に関するデータを得ることを目的として、現地振動実験を行った。

1. 現地振動実験の概要

完成時の現地振動実験として、下記の実験を行った。

- ①静的载荷実験：荷重を静的に载荷したときの変位量を計測し、構造解析結果と比較する。
- ②車両走行実験：車両走行時の衝撃係数を評価し、供用後に走行車両によって発生する振動を予測する。
- ③起振実験：共振曲線と自由減衰振動波形から固有振動数、構造減衰などの動的特性を確認する。

実験の実施は、供用開始直前の短期間で行う必要があったため、計測システムはノートパソコン



写真-2 実験実施状況 (その1)



写真-3 実験実施状況 (その2)

を利用した機動性の高いものとした。また実験の実施にあたっては、2トントラックの荷台に計測機器を配置してデータ記録を行うことで、作業性の確保と準備・撤去作業の効率化を図った。実験実施状況を写真-2、写真-3に示す。

2. 実験方法





(1) 静的載荷実験

設定した載荷断面を中心として、約20tfに重量調整した実験車両4台を橋面に静止させ、静的な変形量と主桁下フランジ応力度の計測を行った。載荷位置は、主径間の端支点P5側の1/3点(D37)と主径間中央(D32)とした。また、変形量の計測には3次元光波測定システムを使用し、応力度の計測には歪みゲージを使用した。写真-4に載荷の状況を示す。

(2) 車両走行実験

実験は、約20tfに重量調整した実験車両を、表-1に示す数種の走行パターンで橋面上を走行させ、このときの橋体の加速度応答および主径間中央(D32)における主桁下フランジ応力度の変動を計測した。計測対象区間は、P2からP5の主橋梁部とし、その両側を加速・減速区間とした(図-3参照)。また実験中は、橋面の状態を目視観察して振動性状および共振するケーブルおよび照明柱の有無を確認した。写真-5に車両走行の状況を示す。

表-1 車両走行パターン

<p>1 台単独走行パターン</p>  <p>・進行方向: 常吉⇄舞洲 ・走行速度: 40 km/h, 20 km/h</p>	<p>2 台連行走行パターン</p>  <p>・進行方向: 常吉⇄舞洲 ・走行速度: 40 km/h, 20 km/h</p>
<p>4 台連行走行パターン</p>  <p>・進行方向: 常吉⇄舞洲 ・走行速度: 40 km/h, 20 km/h</p>	<p>4 台交差走行パターン</p>  <p>・進行方向: 常吉⇄舞洲 ・走行速度: 40 km/h, 20 km/h</p>

(3) 起振実験

起振実験で対象とした固有振動モードは、表-2に示す5つのモードである。

図-4に、起振機と計測点の配置を示す。加速度の計測は合計9点(主桁7点、塔1点、起振機1点)で、サーボ型加速度計を用いて主桁の鉛直加速度および塔頂の面外方向加速度を計測した。起振機は、主径間のほぼ1/3点にあたるD28断面(図-4参照)に設置し、ここで全ての対象振動モードの起振を行った。写真-6に使用した起振機を、表-3に起振機の概略性能を示す。



写真-4 静的載荷の状況



写真-5 車両走行の状況

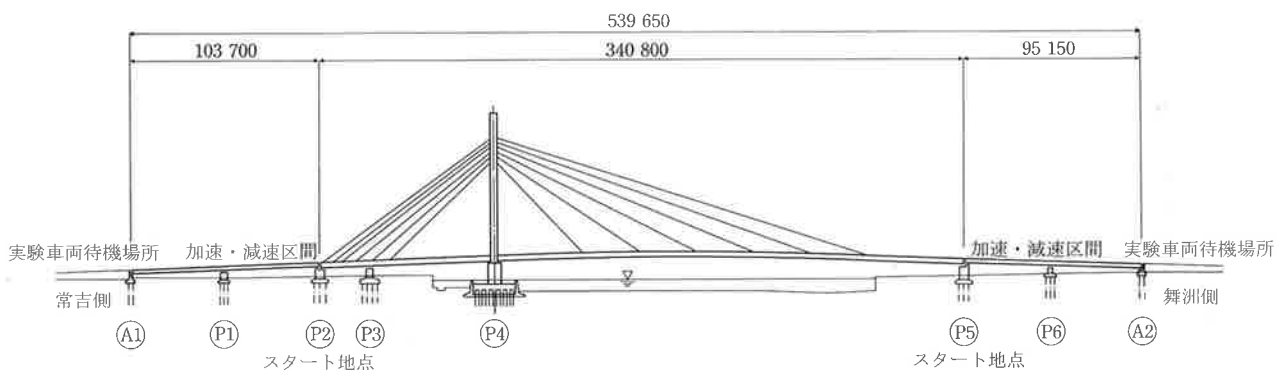


図-3 実験車両の走行経路

表-2 実験対象固有振動モード (解析値)

固有振動モード	固有周期 (秒)	固有振動数 (Hz)
① 桁鉛直たわみ 1 次	2.173	0.460
② 桁鉛直たわみ 2 次	1.191	0.840
③ 桁鉛直たわみ 3 次	0.782	1.279
④ 桁ねじれ 1 次	0.642	1.559
⑤ 桁鉛直たわみ 4 次	0.611	1.637

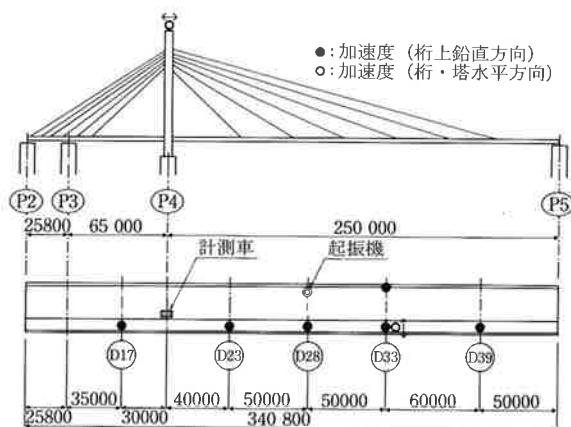


図-4 起振実験時の計測点の配置

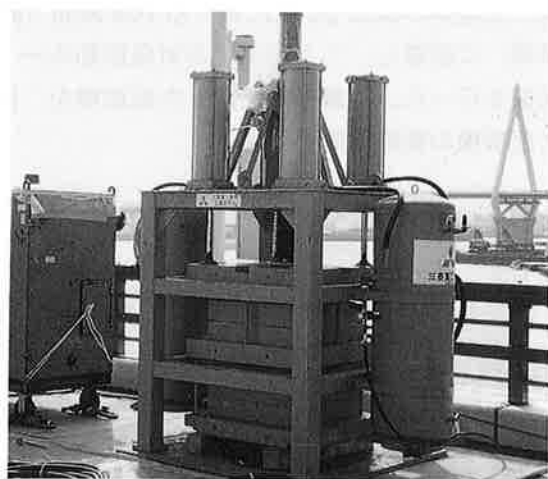


写真-6 起振機

表-3 起振機の概略性能

油圧式起振機 (三菱重工業株式会社所有)	
ストローク	± 200 mm
最大加振力	3 tf
ウェイト	約 5 t
本体重量	約 6 t

実験は、まず対象振動モードの固有振動数付近で振動数を連続的に変化させて起振し、応答が最大となる共振点を求めた。この際、固有振動数はあらかじめ常時微動測定で確認しておいた。次に、

共振状態から起振機を急停止させ、起振機停止後の自由減衰振動を計測した。また、加振時に共振したケーブルについても同時に測定を行っている。

3. 実験結果

(1) 静的載荷実験

D37断面とD32断面に載荷した実測結果を表-4 および図-5に示す。静的構造解析では、試験車両4台分の実測重量を合計した集中荷重を、載荷断面に相当する格点に作用させて計算している。

計測値は解析値に比べると小さくなる傾向にあるが、両者の値はほぼ一致している。計測値が解析値に比べて小さくなるのは、解析で断面に考慮していない主桁の水平補剛材や塔のコーナプレート (耐震補強)、地覆および高欄などによって、橋の全体剛性がわずかに大きくなっているためと考えられる。

(2) 車両走行実験

主径間中央における主桁の鉛直方向加速度の計測結果から、パワースペクトルを計算し卓越振動数を検討した。図-6に代表的なケースのパワースペクトルを示す。これによると、走行パターンや走行速度に関係なく3~4Hzの範囲の比較的高次

表-4 静的載荷実験 計測結果

計測点	載荷断面 : D37			載荷断面 : D32		
	計測値 (mm)	解析値 (mm)	計測/解析	計測値 (mm)	解析値 (mm)	計測/解析
D17	0.0	0.0	1			
D27	12.0	13.6	0.88	22.7	27.0	0.84
D32	53.8	55.9	0.96			
D37	109.1	117.5	0.93	54.2	55.9	0.97

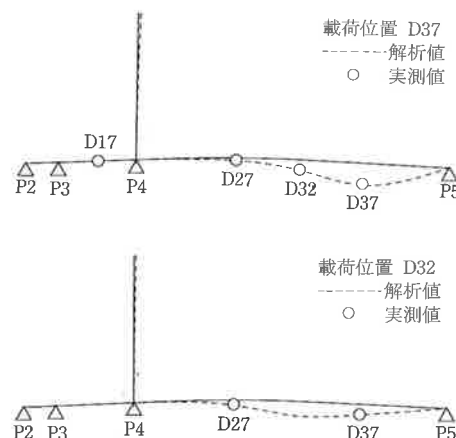


図-5 静的載荷実験 計測結果の比較

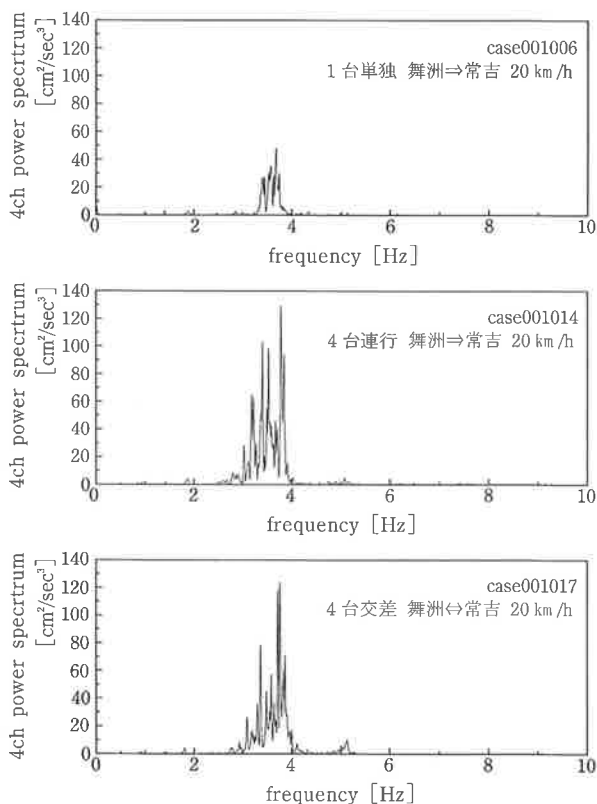


図-6 走行実験時のパワースペクトル

モードの振動が卓越していることがわかる。これは、車両の固有振動数がこの付近に当たるためと考えられる⁹⁾。

主径間中央における主桁下フランジの歪み計測結果より応力度を求めた。図-7に主桁応力度の計測結果の例を示す。次に、この応答応力度の変動成分と平均成分の比から衝撃係数を求めた。衝撃係数*i*の計算は、主径間を車両が通過中の応力度のピークを対象とし、変動する応力度波形の最大値における変動振幅の半分を σ_{dy} 、変動成分の中間の応力度値を σ_{st} として(図-7参照)、 $i = \sigma_{dy} / \sigma_{st}$ によ

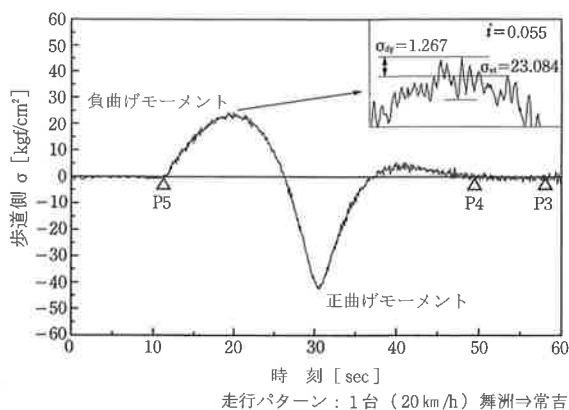


図-7 応力度計測結果の例

って算出した。また、正曲げモーメントと負曲げモーメントの両方で衝撃係数を求めたが、正曲げ側では変動振幅の読み取りが困難であることと負曲げ側の計算値の方が大きくなることから、負曲げモーメントに関する計算値で評価を行っている。

表-5に衝撃係数の計測結果を示す。計測結果は、走行台数が増えると応力度の変動成分が相対的に小さくなることから、衝撃係数が小さくなる傾向にある。設計計算では、現行道路橋示方書I編の表-2.1.7⁷⁾より衝撃係数 $i = 0.067$ を使用しており、今回の実験による値が設計値に対して同程度以下であることが確認できる。

また、実験時に桁の振動との共振によるケーブルおよび照明柱の振動の有無を目視により調べたが、問題となるような振動は発生しなかった。これは、ケーブルおよび照明柱の低次の固有振動数に比べて、車両走行による主桁の応答の卓越振動数が高かったために共振しなかったものと考えられる。

表-5 衝撃係数計測結果

case No.	走行パターン			衝撃係数計測結果	
	走行状態	進行方向	速度 (km/h)	車道側	歩道側
001003	1台単独	常吉⇒舞洲	40	0.066	0.072
001004	1台単独	常吉⇒舞洲	20	0.054	0.064
001005	1台単独	舞洲⇒常吉	40	0.041	0.044
001006	1台単独	舞洲⇒常吉	20	0.065	0.055
001007	2台連行	常吉⇒舞洲	40	0.047	0.049
001008	2台連行	舞洲⇒常吉	40	0.066	0.062
001009	2台連行	常吉⇒舞洲	20	0.041	0.038
001010	2台連行	舞洲⇒常吉	20	0.058	0.069
001011	4台連行	常吉⇒舞洲	40	0.046	0.056
001012	4台連行	常吉⇒舞洲	20	0.033	0.031
001013	4台連行	舞洲⇒常吉	40	0.058	0.054
001014	4台連行	舞洲⇒常吉	20	0.044	0.048
001015	4台交差	—	40	0.055	0.045
001017	4台交差	—	20	0.041	0.056
平均				0.052	

(3) 起振実験

起振機の加振振動数と応答加速度振幅の変化から、図-8に示す共振応答曲線を作成し固有振動数を求めた(表-6)。いずれの振動モードでも、振動数の計測値は解析値に比べて6~20%程度大きくなっている。これも静的載荷実験結果と同様、設計時の解析で考慮していない主桁の水平補剛材やフェアリング、高欄などによる剛性付加の影響によるものと考えられる。

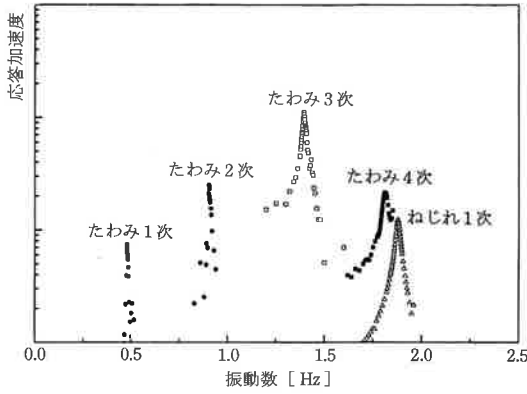


図-8 起振実験による共振応答曲線

表-6 固有振動数 計測結果

固有振動モード	固有振動数		
	計測値 (Hz)	解析値 (Hz)	計測値 / 解析値
① 桁鉛直たわみ1次	0.481	0.460	1.05
② 桁鉛直たわみ2次	0.906	0.840	1.08
③ 桁鉛直たわみ3次	1.392	1.279	1.09
④ 桁ねじれ1次	1.878	1.559	1.20
⑤ 桁鉛直たわみ4次	1.810	1.637	1.11

※起振機の加振周波数分解能: $\Delta f=0.001\text{Hz}$

共振状態での各計測点の加速度応答振幅から変位振幅を求め、振動モードの確認を行った。図-9に実験対象とした振動モードの計測結果と解析値との比較を示す。いずれのモードにおいても計測結果と解析値はよく一致しており、加振により目標とした振動モードが発生していることが確認できる。

自由減衰波形の計測値には、各振動モードで応答が大きく出る計測点のものを使用した。計測した自由減衰波形にはわずかなビート現象が見られたが、これはケーブルや照明柱の振動の影響によるものと思われる。構造減衰は、計測値からバンドパスフィルターで対象モードの振動数成分を取り出し、他の振動の影響がない波形記録から算出した。

波形記録から構造減衰を算出した計測結果を図-10に示す。図-10では計測振幅から換算した各振動モードの最大振幅に対する対数減衰率の変化を示している。振幅が比較的大きい状態の構造減衰は、振動モードによって差はあるが、対数減衰率で0.02~0.10の範囲である。振動モードごとに比較すると、たわみ2次振動モードの構造減衰が最も小さい結果となった。たわみ2次モードではケーブルや照明柱の共振が小さく、伸縮装置の移動

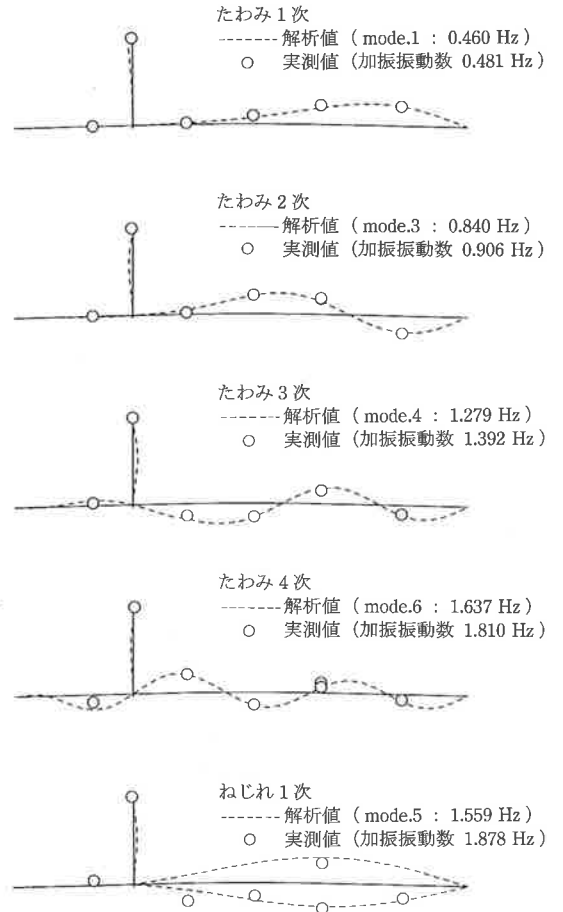


図-9 固有振動モード計測結果

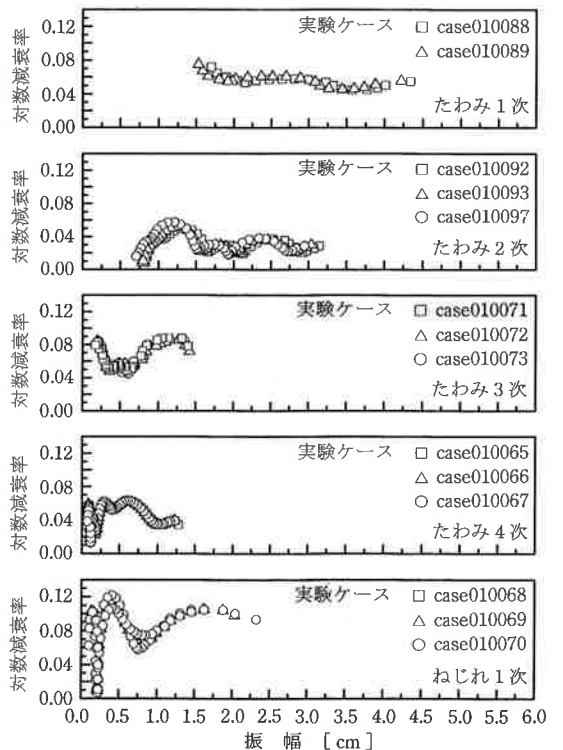


図-10 振幅による構造減衰の変化

もほとんどなかった。しかし他のモードでは、ケーブルや照明柱の共振または伸縮装置の移動が観測された。本橋のケーブルには、振動対策として高減衰ゴムを利用した制振装置が設置されており、ケーブルの共振時にはケーブルを副振動系とするTMDと同様な効果があるものと考えられる。これらのことから、振動モードによる構造減衰の差は、ケーブルや照明柱の共振、伸縮装置の移動による影響の差などによるものと推察される。

求められた構造減衰には、橋梁本体と橋梁付属物、ケーブルとその制振装置、風の作用などのさまざまな因子によって起こる減衰作用が混在している。これらの複数の要因の影響により、減衰の大きさは振動振幅により変化する。また、微小振幅域で構造減衰の評価を行うと、設計上意味のある振幅域における構造減衰の評価が行えない場合がある。そこで、道路橋耐風設計便覧⁸⁾で示されている渦励振の許容速度振幅(0.25m/s)の半分に相当する変位振幅を評価振幅とした。各振動モードの評価振幅における構造減衰の一覧を表-7に示す。

本橋の耐風安定性検討では構造減衰として $\delta = 0.02$ と仮定していたが、対象とした振動モード全てで仮定値以上の構造減衰があり、耐風安定性の検討が安全側であることが確認できた。

表-7 構造減衰(対数減衰率)計測結果

固有振動モード	構造減衰	評価振幅 (cm)
① 桁鉛直たわみ1次	0.051	4.1
② 桁鉛直たわみ2次	0.032	2.2
③ 桁鉛直たわみ3次	0.078	1.4
④ 桁ねじれ1次	0.085	1.1
⑤ 桁鉛直たわみ4次	0.035	1.1

あとがき

常吉大橋は、塔が一基の斜張橋としては国内最大規模の橋梁であるとともに、非対称構造であるという特徴を有している。このことから、その耐風安定性の確保が重要であるとして、設計段階から検討を行ってきた。その結果、主桁へのフェアリング設置や塔独立時のTMD設置を行い、完成系および架設系の耐風安定性の確保を図った。

本文では、実橋における動的特性および静的構造諸元に関する資料を得ることを目的として実施した現地振動実験について報告した。この現地振

動実験の結果、本橋の動的特性は耐風安定性検討時の仮定条件を満足していることが確認できた。剛性および衝撃係数についても、設計条件は安全側であり妥当なものであることが確認できた。また、車両走行による照明柱やケーブルの共振も認められなかった。

これらのデータが、今後の維持管理のなかで橋体の健全性を評価する際の資料となるとともに、同種橋梁の計画および設計においても有用な資料となることを願っている。

最後に、振動実験の実施にあたっては、大阪市建設局橋梁課ならびに土木建設事務所、駒井・川田・日橋・栗本JV現場事務所、三菱重工株式会社のご指導およびご協力を頂きました。また、立命館大学小林紘士教授からも貴重なご助言を頂きました。ここに記して、厚く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 中西正昭・川村幸男・土井清樹・藤村敏之・米山 徹・高瀬和男：常吉大橋の設計と施工、橋梁と基礎, Vol.34, No.3, pp.2-10, 2000.3.
- 2) 川村幸男・指吸政男・土井清樹：常吉大橋の設計と施工, 関西道路研究会会報, Vol.25, 1999.12.
- 3) 篠田隆広・高瀬和男：常吉連絡橋(仮称)の設計, 駒井技報, Vol.17, 1998.4.
- 4) 木場和義・細見雅生：常吉連絡橋(仮称)の耐風安定性の検討, 駒井技報, Vol.17, 1998.4.
- 5) 芦原栄治・細見雅生・新田吉伸：常吉連絡橋(仮称)の3次元弾性模型を用いた風洞試験, 土木学会第51回年次学術講演会概要集, I-A 237, 1996.9.
- 6) 小松定夫・岡田重豊・川谷充郎：六甲大橋の現地振動実験, 橋梁と基礎, Vol.13, No.5, pp.20-27, 1979.5.
- 7) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説(I 共通編, II 鋼橋編), pp.26-31, 1996.12.
- 8) 日本道路協会：道路橋耐風設計便覧, 1991.7.