

# 大振幅加振による長大斜張橋の実橋振動実験

岡内 功\*・宮田利雄\*\*・辰巳正明\*\*\*・  
佐々木伸幸\*\*\*\*

本文は長大斜張橋である櫃石島橋で実施した実橋振動実験の結果と考察をまとめたものである。実験では大型起振機により桁を大振幅で加振し、大振幅時の減衰特性をはじめ、主要な低次モードの固有振動特性を高精度に実測した。さらに、実測値と設計値の対比を通じ、本橋の動的設計の妥当性が検証できた。また、実橋実験において現われた桁とケーブルの連成振動について、解析的検討を加え現象を考察した。

**Keywords** : cable-stayed bridge, field vibration test, dynamic properties, coupled vibration

## 1. ま え が き

長大スパンの斜張橋では、強風あるいは地震などの動的な外乱に対する安全性検討が不可欠であり、設計段階で橋梁の固有振動特性、すなわち固有振動数、振動モード形および構造減衰を適正評価することが重要となる。

しかし、この内、構造減衰については、理論的な評価が困難であるため設計段階で想定した構造減衰の妥当性を実橋完成後に振動試験を行い、実測確認しておくことが好ましい。

また、この構造減衰は一般に橋梁の振動振幅の大小により変化する性質を有することが知られているが、その振幅依存特性も明らかではない<sup>1)</sup>。このため、振動試験に当っては、できるだけ橋梁を大振幅で振動させ、設計上問題となる大振幅領域までの減衰特性を実測するのが望ましい。

一方、斜張橋の動的挙動の特徴として、全体構造とケーブルとの動的な連成現象が挙げられるが<sup>2)</sup>、このような現象を実橋で調査した例は少なく、その特性は明らかでない。

こうした実橋におけるケーブルの連成効果の実態を検討するためにも実橋を大振幅で加振することは有効な手段であると考えられる。

以上述べたような観点をふまえ、比較的規模の大きい斜張橋である本州四国連絡橋櫃石島橋を対象とし、供用開始直前に大型起振機により振動試験を行った。本文は、実橋振動実験データに基づき、具体的に以下の項目につき検討を行ったものである。

### ① 実橋を大振幅（最大桁振幅が約10 cm程度）で

加振し、設計上重要な大振幅領域での構造減衰を実測し、設計想定値と比較し、本橋の動的設計の検証を行う。

② 本橋の主要な低次振動の固有振動数および振動モード形を実測し、設計計画値と比較することにより、動的モデル化手法の妥当性を確認する。

③ 斜張橋の構造的特徴である桁、ケーブル、塔の動的連成効果について実橋実験で現われる連成挙動を調査し、その特性を検討する。

## 2. 対象橋梁

### (1) 櫃石島橋の概要

櫃石島橋は本州四国連絡橋・児島～坂出ルート of 櫃石島と岩黒島間の水路に架設された橋長790 m (185+420+185)、主塔高152 m (T.P) の鋼3径間連続斜張橋である。本橋の一般図を図-1に示す。また構造概要は次のとおりである。

① 主桁は垂直材を有するワーレントラスで、上段は自動車専用道路、下段は鉄道在来線で将来には新幹線が併設できるダブルデッキとなっている。

② 塔は美観を重視したハンチ付2層ラーメン斜塔で2方向にテーパをつけた変断面構造となっている。

③ ケーブルは2面吊りの11段マルチファンタイプとなっている。なお、本橋のケーブルは、風に対するケーブル振動の抑制対策として、図に示すように各段のケーブルを2箇所においてワイヤロープで相互に連結している。

## 3. 実験方法

### (1) 加振方法

起振機は本州四国連絡橋で実橋実験を実施するために特製した2台1組の大型起振機である。

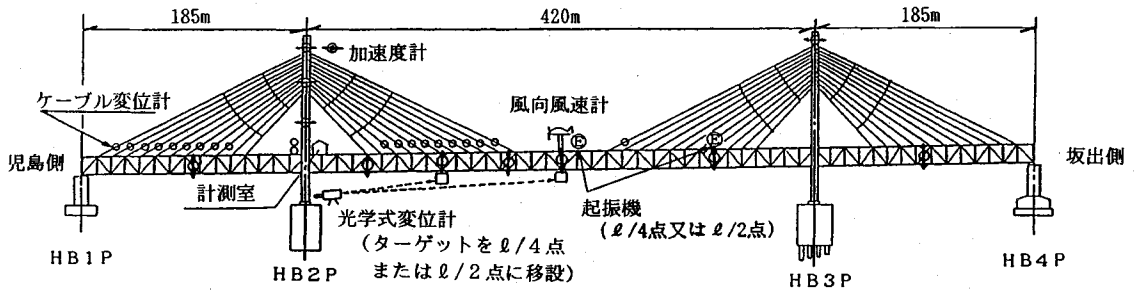
起振機の標準仕様は吊橋を対象とした長周期加振の仕様<sup>3)</sup>であるが、櫃石島橋実験のため1部改造した。改造

\*正会員 工博 中央大学教授 理工学部 土木工学科  
(〒112 東京都文京区春日 1-13-27)

\*\*正会員 工博 横浜国立大学教授 工学部 建設学科

\*\*\*正会員 本州四国連絡橋公団 垂水工事事務所 所長

\*\*\*\*正会員 三菱重工業(株) 広島研究所 鉄橋土木研究室



図一 対象橋梁および計測点

表一 起振機の主要諸元 (1台当り)

加振方向	鉛直方向
重量	約 110 t+架台 14 t
寸法	H=6.30 m, W=6.10 m L=7.10 m
重錘重量	55.5 t~6 t
重錘ストローク	±0.16 m
起振周波数	0.36~2.17 Hz
発生波形	近似正弦波
起振力	最大 20 t (0.7 Hz 以上)
制動装置	ディスクブレーキによる急制動

後の仕様を表一に示す。

機構的には直流電動機の回転軸をクランクにより鉛直動に変換し、重錘を上下させる方式である。

クランク方式であるため起振力は単一の正弦波にならず、加振振動数  $f$  で加振する場合、振動数  $2f$  の加振力成分も混入する。櫃石島橋実験時の仕様では、総起振力の内約 10% が振動数  $2f$  の成分である。

同じ仕様の起振機 2 台を幅員両端部に設置し、2 台を同相または逆相で同調運転し、曲げ振動およびねじれ振動をそれぞれ誘起した。また、橋軸方向の設置位置は、まず中央径間の  $1/4$  点に、次に  $1/2$  点に移設し、逆対称モードおよび対称モードを順次誘起した。

## (2) 計測方法

実験時の計測器の配置を図一に示す。桁は主として鉛直方向の振動を、また、塔は主として橋軸方向の振動をそれぞれサーボ型加速度計 (計 24 成分) を用いて計測した。ケーブルは代表ケーブル 19 本について上下方向 (面内) の振動変位を計測した。ケーブル変位計はワイヤーと回転抵抗器を組み合わせた方式のものである。

また、橋体摺動部のすべり状況を確認するためタワーリング部の回転量および桁端部の水平すべり量を歪ゲージ式の変位計で計測した。

さらに桁の代表点 1 点の振動変位をビデオ方式の光学式変位計で直接計測した。

以上の橋体の応答計測の他、起振力とこれらの応答量

の位相関係性を正確に把握するため、起振機ウェイトにもサーボ型加速度計を取付けた。

その他、参考データとして橋面上の風速、風向および橋体温度をも計測した。

## (3) データ解析方法

今回の実験では、橋上計測室に高速、高性能の EWS (32 bit) と周辺装置からなるデータ処理システムを持ち込み、全計測点のデータをデジタル化し、オンライン処理を行い、後述の共振データのモーダル円など主要な結果を随時モニターできる体制とした。これにより、実験の効率化を図り、大振幅での加振回数を必要最小限に止め、実験による橋体の損傷防止に努めた。

基本となる正弦波応答データは、前処理として起振機の加振振動数に同期したデジタルのフィルター処理を行ない、加振振動数成分のみを検出し、その他の振動数成分の応答は原則として雑音とみなし除外した。これにより、(1) で述べた起振機の振動数  $f$  の  $2f$  成分の影響は除くことが出来る。

## 4. 理論解析

櫃石島橋の現状 (在来線複線の完成状態) の構造諸元について固有振動解析を行った。実験に対応する解析モデルとして、桁、塔およびケーブル連成系の立体振動解析モデルを作成した。構造各部のモデル化は次の通りである。

- ① 桁：トラス構造と等価な剛性を有するビーム要素
- ② 主塔、ピア：ビーム要素
- ③ ケーブル：ケーブル振動要素 (ケーブルに図一2に示す節点を設け、質量を分布し、各節点間を軸方向バネおよび初期張力から定まる軸直角方向バネで連結した要素)

上記の内、①、②については通常的设计計算で広く用いられているモデル化手法と同じである<sup>4)</sup>。また、③のケーブルについては通常的设计計算では単純に軸力部材としてモデル化されることが多いが、今回ケーブルの連成効果まで検討できるよう各ケーブル本体まで忠実にモデル化した。ケーブルの分割数については、別途予備解

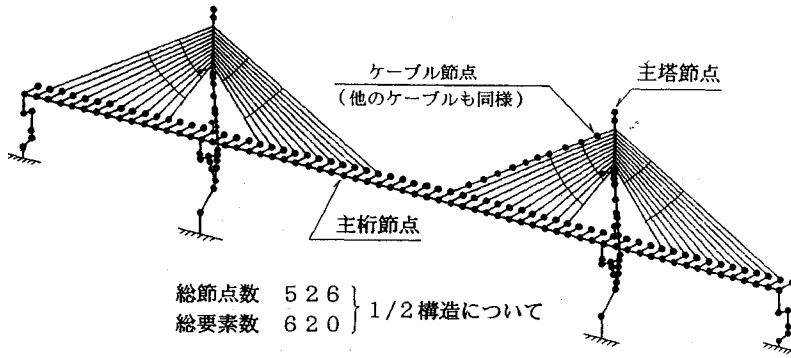
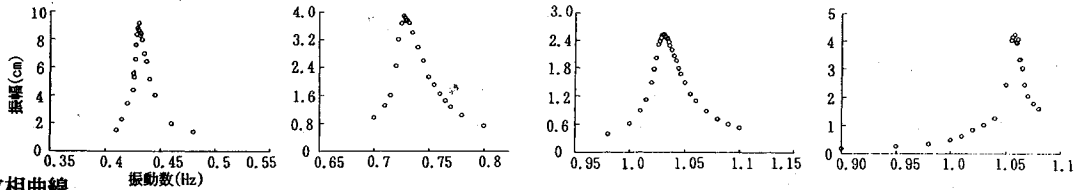
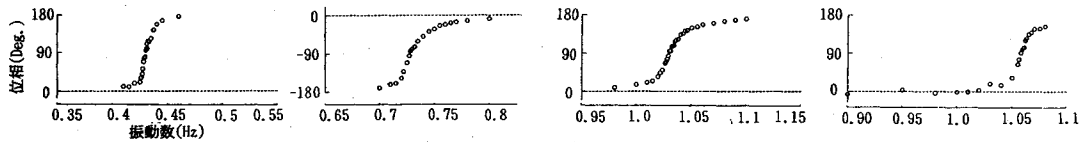


図-2 解析モデル

(a) 振幅応答曲線



(b) 位相曲線



(c) モーダル円

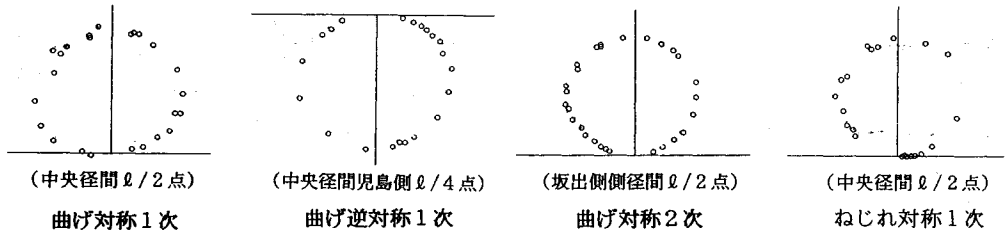


図-3 共振曲線代表例

析を行い、実験の最高周波数 (2 Hz) までのケーブル弦振動が解析可能な分割とした。図-2 に解析モデルを示す。図-2 のモデルは、センターラインに関して対称構造であるので、1/2 構造とし、センターラインで対称条件 (曲げ振動) または逆対称条件 (ねじり振動) を用いた。

5. 実験結果および考察

(1) 固有振動数およびモード

基本データである共振曲線の代表例を図-3 に示す。図中 (a) は振幅応答曲線であり、(b) は起振力に対する橋体応答の位相差である。この時、基準となる起振力は起振機ウェイトの絶対加速度から起振機設置位置の桁の応答加速度を差し引いた相対加速度にウェイト質量を乗じて求めた。図中 (c) は振幅と位相を極座標表示したモーダル円である<sup>5)</sup>。

以上のように今回の実験では、共振曲線のデータ解析に当たり、振幅応答のみでなく、位相応答、モーダル円など位相情報を重要視した解析を行ったが、これは共振点付近のデータを正確に求めようとしたものである。すなわち、橋梁など減衰の小さい構造物の実験では起振機の周波数分解能の制約等により、共振時の最大振幅を必ずしもとらえきれない可能性がある。この場合、振幅情報のみでは共振振動数および共振時の最大振幅が不明確となり、対数減衰率の推定に際して過大評価の恐れがある。しかし、位相情報まで入ったモーダル円で整理すると、もし共振点のデータが欠落してもモーダル円が共振点付近でほぼ真円になるという性質を用いれば、比較的精度良く対数減衰率を推定することが可能となる。

図-3 の例では、位相関係から共振時の周波数および最大振幅がほぼ完全に実験でとらえられていることがわ

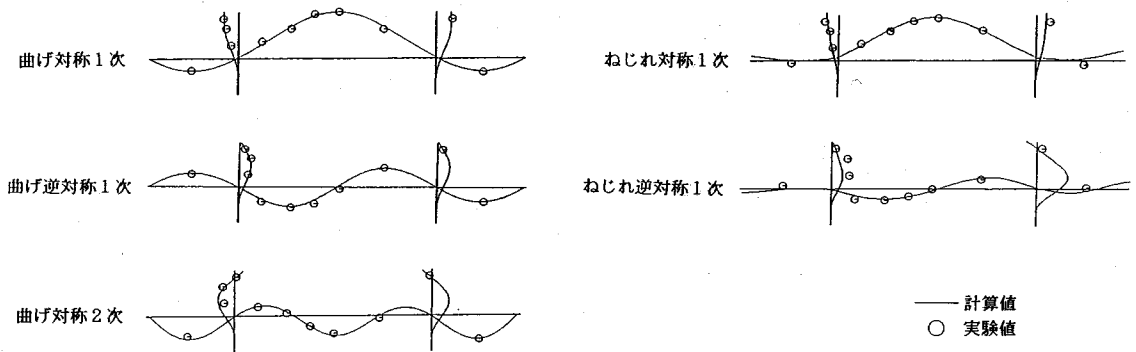


図-4 振動モード形

表-2 実験結果のまとめ

振動モード	振動数		対数減衰率 $\delta$	最大振幅		起振機位置	
	計算値 (Hz)	実測値 (Hz)		変位 (cm)	角度 (deg)		
曲げ振動	対称1次	0.429	0.430	0.080	9.12	-	ℓ/2点
	逆対称1次	0.734	0.729	0.088	3.88	-	ℓ/4点
	対称2次	1.080	1.030	0.066	2.52	-	ℓ/2点
ねじれ振動	対称1次	1.029	1.058	0.046	4.21	0.175	ℓ/4点
	逆対称1次	1.715	1.910	0.071	0.37	0.015	ℓ/4点

かる。実験の対象とした主要モードについて同様の結果を得た。

表-2に固有振動数の実測値と計算値を対比して示す。実測値と計算値は、ねじれ逆対称1次振動で少し差が出ている(11%)以外は5%以内の誤差で良く対応している。

次に、共振点における桁と塔のモード形状を実験値と計算値を対比して図-4に示す。全モードとも両者は良く一致していることが認められる。

(2) 対数減衰率

対数減衰率は次の3通りの方法を併用し求めた。

① 共振状態で起振機を急停止させた後の自由減衰波形から算出する。

② 正弦波応答で得たモード円を最小2乗法によりモード円適合<sup>5)</sup>し、ハーフパワー法により算出する。

③ 正弦波応答の共振点の最大振幅実測値から共振点の最大振幅計算式を用いて逆算する。

上記①,②は実験データのみから算出する方法である。また、③は固有値計算結果を媒介として算出する方法である。

まず①の自由減衰波形の代表例を図-5に示す。図-5においてねじれ逆対称1次振動を除いて全体的に良好な波形であることがわかる。ねじれ逆対称1次振動の場合は共振点付近でケーブルが大きく振動し、その影響により自由減衰波形が乱れたものと考えられ、詳しくは後

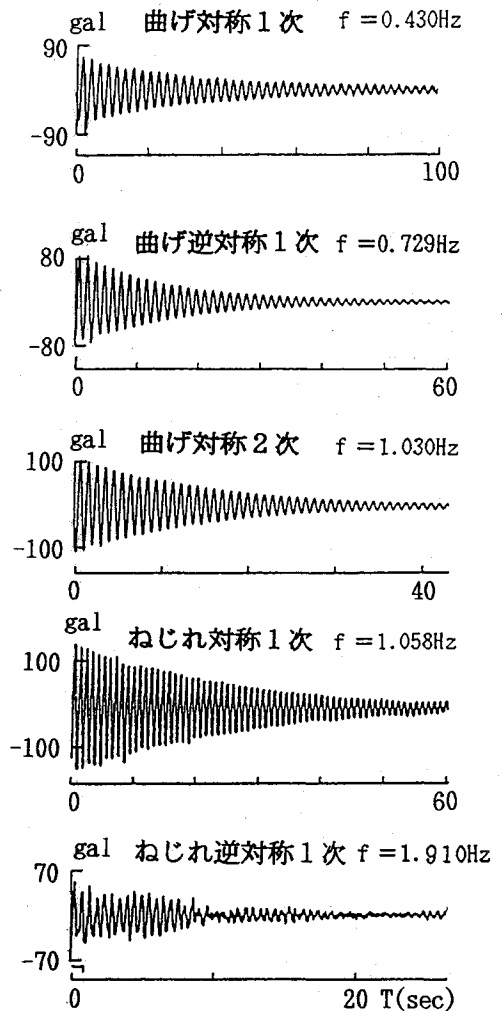


図-5 自由減衰波形例

章6.(2)で述べる。

次に②のモード円適合の代表例を図-6に示す。また、③の方法では4.で示した固有振動解析結果の一般化質量などを用いて逆算した。

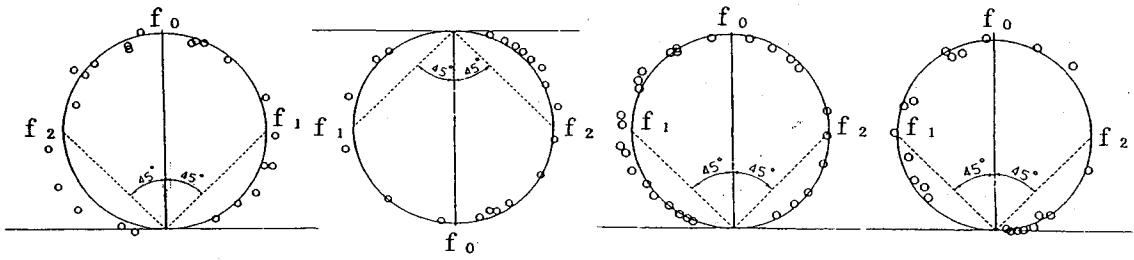


図-6 モーダル円適合例

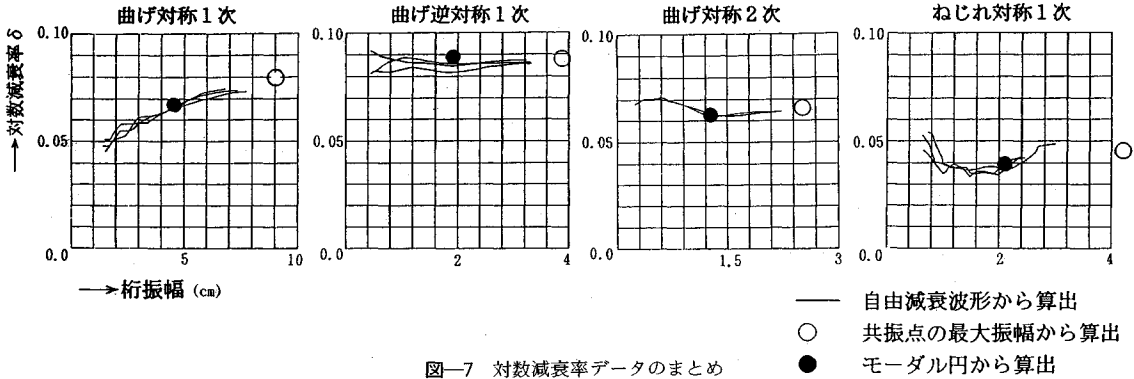


図-7 対数減衰率データのまとめ

3通りの方法で求めた対数減衰率をまとめて図-7に示す。図は対数減衰率の振幅依存性を見るため桁振幅との関係で整理した。自由減衰波形から算出したデータは再現性チェックのため異なった気象条件において実験を繰り返したデータを併記している。なお、モーダル円より求めた対数減衰率の振幅は共振点最大振幅の1/2の位置にプロットした。

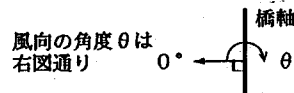
図-7の結果から異なる種類の方法により算出された対数減衰率は良く一致しており、今回実験で得られた対数減衰率の値は信頼性の高いものであると考えられる。

対数減衰率の振幅依存性は、振動モードによってかなり傾向が異なる。曲げ対称1次振動で顕著な振幅依存性が見られ、桁振幅の増大に伴って対数減衰率が2倍近く増大する。他のモードの対数減衰率は桁振幅に対しほぼ一定の傾向である。なお、今回実験の最大振幅は表-2に示した通りであるが、全モードとも起振機の最大起振力で加振した値である。

また、気象条件と減衰率の相関性については限られた気象条件下で必ずしも十分なデータは得られなかったが図-7において曲げ対称1次振動の自由減衰試験を3回繰り返した場合の気象条件の変化を表-3に示す。対数減衰率の再現性はほぼ良好であり、この程度の風速、風向、温度の変化に対しては対数減衰率は有意な差は見られず安定している。なお、上記の結果の詳細などは既報<sup>(11), (12)</sup>を参照されたい。

表-3 実験時の気象条件 (曲げ対称1次の場合)

実験回数	風速 (m/s)	風向 ( $\theta$ )	橋体温度 ( $^{\circ}\text{C}$ )
1回目	9.1	40	9.6
2回目	6.5	62	10.6
3回目	5.1	186	6.5



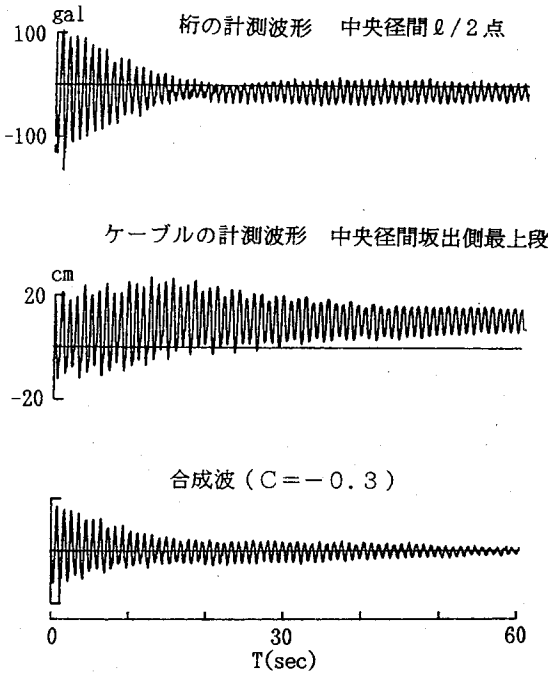
なお、上記の検討は桁主体の振動特性について述べたものであるが、実験におけるケーブルの振動状況は桁振動に比較し複雑な状況が見られた。今回実験のケーブル計測点は限られており、全橋の複雑なケーブル振動を詳細に把握するには至らなかったが、計測を行った代表ケーブルにおいて桁の固有振動数付近でいくつかの興味ある連成現象が現われた。以下ではこの点の検討を行う。

### 6. 桁とケーブルの連成振動

#### (1) 連成した自由減衰波形からのモード分離

斜張橋の桁とケーブルの動的な連成効果の1つとして両者の固有振動数が接近すると、自由減衰波形が相互に干渉合ってビート状になる場合があることが知られている。

本実験においても、ある条件下でこうした現象が現われた。起振機を1/2点に設置し、ねじれ対称1次振動の



合成波 = 桁波形 + ケーブル波形 × C

図-8 桁-ケーブル連成波形とモード分離後の波形

共振点付近で加振した場合、最上段のケーブルが大きく振動し、自由減衰波形も図-8に示すように両者が干渉し合っていると見なせる状態になっている。

今回、連成効果の現われたねじれ対称1次振動は、起振機位置を1/4点に変更した場合にも加振を行ったが、この場合には上記のような連成現象は現われず、自由減衰波形も図-5に示したごとく、良好な波形が得られている。これは、起振機位置の変更により、ケーブル張力が変化したことによりケーブルの振動数が変化し、桁とケーブルの振動数関係が異なったためと考えられる。

こうした状況から、今回の実験ではねじれ対称1次振動の固有振動特性データは起振機位置が1/4点のデータを採用したが、ここでは同じねじれ対称1次振動についてケーブルとの連成が生じた1/2点加振のデータを用いて参考までに桁の対数減衰率を求めたものである。

このようなビート状の自由減衰波形から対数減衰率を求める方法は、従来いくつか提案されている<sup>6),7)</sup>が、従来の方法では、ビート波形のビートの周期および包絡線の最大値などを頼りに算出するものである。しかし、図-8からも分かるように、ビートの周期などは明確でない波形も多く、このような波形には適用困難である。ここでは、桁とケーブルの代表計測点の実測波形を合成することにより2つのモードを分離し、桁の対数減衰率を求めることを試みた。

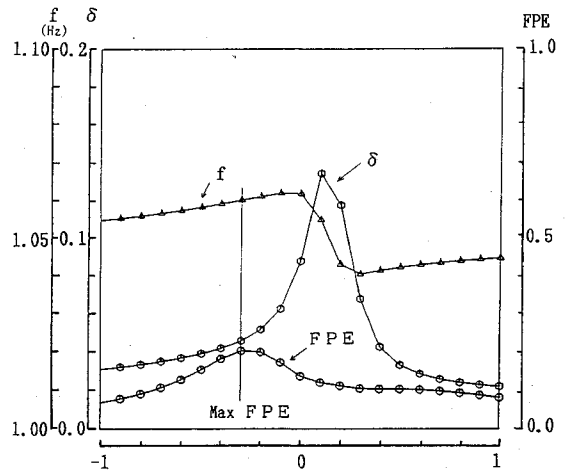


図-9 MEM法による分離過程

なお、合成に当たっては、前処理として図-8の計測波形に見られる計測時の零点ずれおよびケーブル波形の静風圧による長周期ドリフ等をハイパスフィルターで除き、さらに桁の波形を2回積分し変位に変換した。

分離の方法としては、桁とケーブルの代表計測点の自由減衰波形を用い、後者の波形に係数Cを乗じ、前者に加え合成波形を作成する方法を用いた。この場合、係数Cがある最適値C<sub>1</sub>になれば桁主体の振動モードとなり、また、もう1つの最適値C<sub>2</sub>になればケーブル主体の振動となる。ここで、係数Cは一般に任意の符号、大きさを取り得るが、ここでは桁主体の振動モードを求めることに限定し、さらに両者の自由減衰波形の最大値を1.0に基準化すれば、Cは0~±1.0の範囲に限定できる。

最適Cの判定法は計測波形が2つの振動成分+雑音(白色雑音)であると仮定し、次の重回帰分析を行った。

まず、Cをある値に設定し、両者の合成波yを作成する。次に、この波形について式(1)の形で表現できる単独な振動の自由減衰波形にフィッティングさせるため式(1)のω, h, A, Bを未知数として重回帰分析を行いy'を求める。

$$y' = e^{-h\omega t} (A \cos \omega_d t + B \sin \omega_d t) \dots \dots \dots (1)$$

$$\text{ただし、} \omega_d = \sqrt{(1-h^2)} \times \omega$$

ω: 固有振動数

h: 減衰定数 = δ/2π

A, B: 未知定数

次に (y-y') すなわち誤差の波形を作り、さらにこれをMEM法<sup>8)</sup>でスペクトル解析し、赤池のFPE<sup>8)</sup>(予測誤差の期待値)で誤差検定(白色雑音の程度の検定)を行った。Cを次々に変えて同様の解析を行い、誤差の白色雑音度の最も高くなるCを最適Cとした。解析結果を図-9に示す。図からFPEが最大値となるのはC<sub>1</sub>

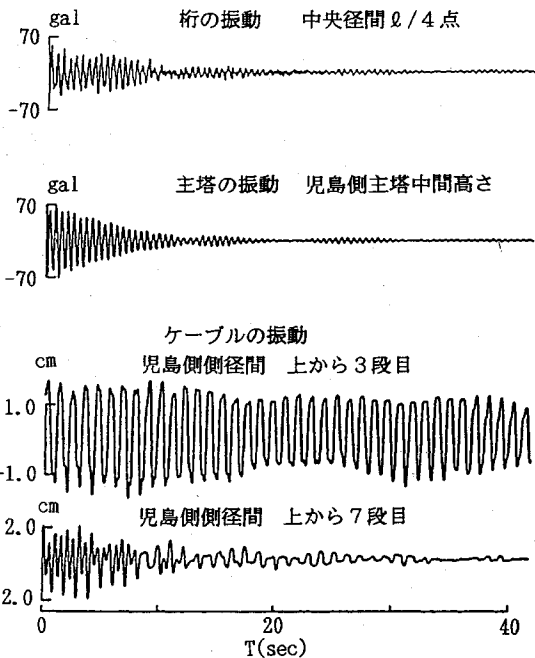


図-10 ねじれ逆対称1次振動の自由減衰波形

=-0.3であり、この場合、合成波（分離された波形、図-8の下段に示す）の振動数は1.06 Hz、対数減衰率 $\delta$ は0.045程度となる。この値は、1/4点加振の実験で得られたねじれ対称1次振動の値と良く対応しており、本法の妥当性が認められる。

(2) ケーブルの張力変動の影響

前項5.(2)において、ねじれ逆対称1次振動の主塔の自由減衰波形にケーブルの影響によると思われる波形の乱れが生じたことを述べたが、この場合、ケーブル振動はケーブルの張力変動の影響と思われる複雑な現象が現われた。

図-10にねじれ逆対称一次振動における桁、主塔およびケーブルの自由減衰波形の代表例を示す。桁および塔の波形には加振周波数（1.9 Hz）が卓越しているのに対しケーブルはほぼその1/2の周波数で大きく振動している状態である。

このようにケーブルが加振周波数の1/2の周波数で大きく振動する現象は次のようにケーブルの不安定振動として説明ができる。

すなわち、ケーブルの弦振動は、ケーブルの張力変動がある場合式(2)のような係数励振型の方程式として表現できる。

$$\frac{\partial^2 y}{\partial t^2} - \lambda^2 \left(1 - \frac{\Delta T}{T_0} \cos \omega t\right) \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} = 0 \dots\dots\dots (2)$$

ただし、 $\lambda^2 = \frac{T_0}{\rho}$

$T_0$ : 張力

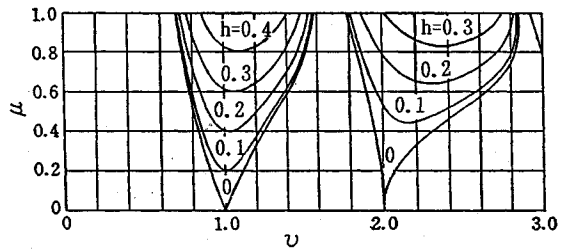


図-11 ケーブルの安定判別図<sup>9)</sup>

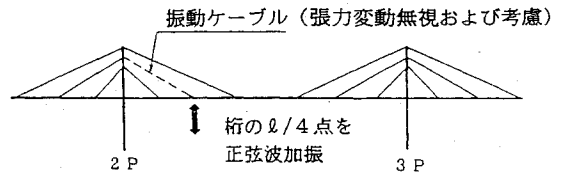


図-12 解析モデル

$\rho$ : 単位長さ当たり質量

$\Delta T \cos \omega t$ : 張力変動

ここで、パラメータ  $y(x, t)$  を変数分離し、ケーブル各次のモードパラメータ  $\phi_i(t)$  に変換し、さらにケーブルの減衰をモーダル減衰として減衰定数  $h_i$  を定義すれば式(2)は次のように変形できる。

$$\phi_i + 2h_i \nu_i \phi_i + \nu_i^2 (1 - 2\mu \cos 2\tau) \phi_i = 0 \dots\dots\dots (3)$$

ただし、 $\nu_i = \frac{\omega_i}{\omega}$

$\omega_i$ :  $i$  次のケーブル弦振動数

$$\frac{\Delta T}{T_0} = 2\mu$$

$$\tau = \omega t$$

式(3)の解の性質は安定または不安定な解が存在し、一般に図-11に示す安定判別図が得られる<sup>9)</sup>。

図-11は、ケーブルの弦振動数が張力変動の振動数（この場合、桁または主塔の振動の振動数となる）の特に1/2近くなると、ケーブルの不安定領域が広くなり、さらに張力変動量が大きくかつ構造減衰が小さい程発散現象を起こし易いことを示している。

この種のケーブル振動は発散を伴う不安定振動であるため、この振動が発生すると斜張橋の全体構造系は前記4で示したような通常の線形の固有値解析で求まる固有値が厳密には定義できる系でないことから、この固有値との対比において、ねじれ逆対称振動の対応が不十分であったことの原因の1つとも考えられる。

以上のように、今回の実験では斜張橋の桁が振動した場合、ある条件下においてケーブルが張力変動に起因する不安定振動を起こし得ることが実橋において認められたものと考えられる。なお、このような現象は既往の実験<sup>13)~16)</sup>で報告された例はない。

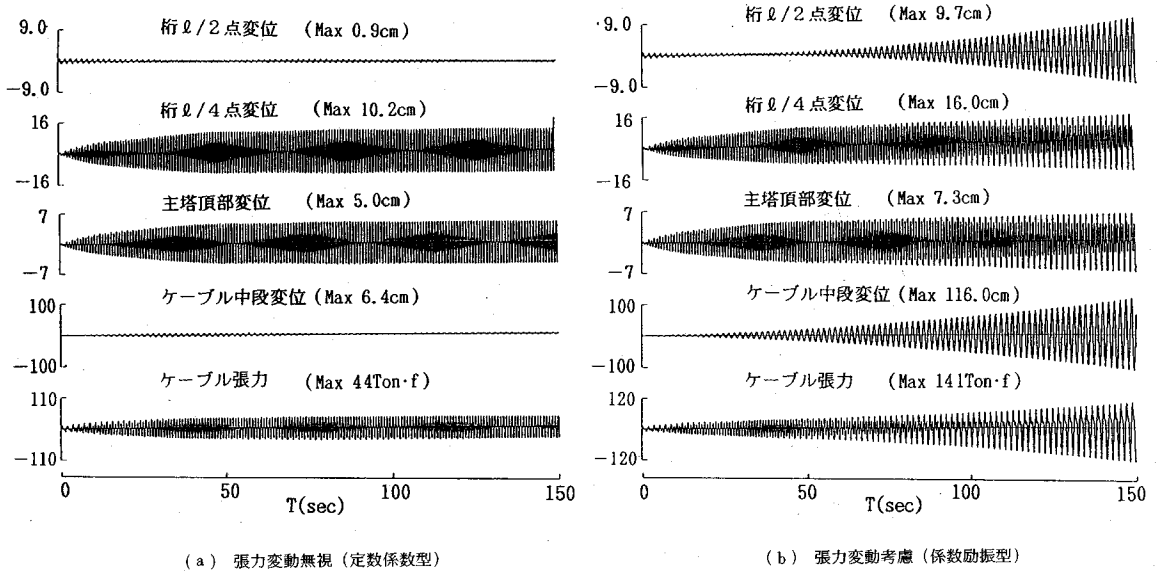


図-13 正弦波加振による時刻歴応答

本文では、こうした斜張橋におけるケーブルの不安定振動が橋全体系の振動応答に及ぼす影響を調査するため簡単な斜張橋モデルを用いた応答解析により定性的な検討を行った。

解析モデルは図-12に示す櫃石島橋規模の斜張橋の平面モデルである。ケーブルは簡単のため上下3段合計12本とし、その内、図に示す中段のケーブル1本についてのみ張力変動による係数励振型として扱い、他のケーブルは単に軸力部材とした。また、桁とケーブルの固有振動数関係は次のように調整した。

① 桁の曲げ逆対称1次振動数が対称1次振動数の2倍である。

② 中段ケーブルの弦振動数は1次が桁の対称1次とまた2次が桁の逆対称1次とそれぞれ一致する。

この振動数関係は、桁を加振したときにケーブルの弦振動が発散し易く、またケーブルの発散振動が桁振動に影響をおよぼし易い条件を想定したものであるが、実橋では多数本のケーブルと数多くの桁の振動モードの組合せが存在するのでこうした振動数関係になる可能性は少ないと考えられる。

また、桁とケーブルの対数減衰率はそれぞれ  $\delta=0.05$  および  $0.005$  とした。

このモデルに対し、外乱は桁の1/4点に正弦波外力を集中荷重として作用させた。正弦波外力の振動数は、桁の逆対称1次振動数およびケーブルの2次振動数とほぼ一致させ  $1.18\text{ Hz}$  とした。また、外乱の大きさは現象を促進するため実験時の起振力の約5倍とした。

応答解析は全てのケーブルの張力変動を無視した通常の定数係数の解析とケーブルの張力変動を考慮した係数

励振型の解析を行い、両者を比較することによりケーブル張力変動の影響を調べた。

ケーブルの張力変動を考慮した応答の解析方法は、ステップバイステップの時刻歴応答解析法であり、ケーブルの張力変動項を含んだ系全体の運動方程式をニューマークの $\beta$ 法 ( $\beta=1/6$ ) により求めた。なお、図-12のモデルについても系全体の運動方程式を直接解こうとすると、かなり膨大な計算時間を要するので、ここでは全体構造をケーブル要素とそれ以外の構造に分割するビルディングブロック<sup>10)</sup>の解法を適用した。この時、それぞれのブロックの未知パラメータは、先ずケーブル要素についてはモード展開しモードパラメータに変換し、次にそれ以外の構造部分については質量凝縮法<sup>10)</sup>によりそれぞれパラメータの縮減を計った。

解析結果の主要点の時刻歴応答波形を図-13 (a) および図-13 (b) に示す。(a)がケーブルの張力変動を無視した解析、(b)が張力変動を考慮した解析である。張力変動を無視した解析の結果は、当然のことながら全点の応答波形が加振振動数と同一の振動数成分である。この場合桁は逆対称1次のみで、またケーブルは2次モードのみでそれぞれ振動している。さらに、150秒経過した時点で振動はほぼ定常状態に達している。

これに対し、張力変動を考慮した解析では振幅の増加に伴い、ケーブルおよび桁の応答波形には加振振動数の1/2の振動数の成分が大きく増大している現象が現われている。このため張力変動を無視した解析と比較し、かなり振幅が大きくなっている。150秒経過後も振幅は増大し続けており、系全体が発散しているようにも見受けられる。



以上の結果は、斜張橋のケーブル発散現象はケーブルのみでなく橋全体系にも大きな振動をもたらす原因となる可能性があることを示していると考えられる。

今後、斜張橋の一層の長大化に伴い、こうしたケーブルの安定性についての問題が顕在化してくる可能性もあり、風などの変動外力に対し、桁あるいは塔が励振された場合、ケーブルの張力変動による安定問題についても検討を加え、必要に応じ、ケーブルの構造減衰を高める対策などが必要と考えられる。

なお、本解析では前記のように橋梁全体を大幅に単純化したモデルを用いているほか、ケーブルについても簡単のため、ケーブルサグの影響及び大変形時の有限変形に伴う非線形項の影響<sup>2)</sup>を無視しているなどの点から実験における複雑な現象を定量的にシミュレートできるものではない。ここでは、今回の実験で現れた特殊な連成現象の定性的説明及びこの現象が実際の長大斜張橋の振動問題につながる可能性があることを指摘したものである。

今後、実橋の定量的検討に当たっては、上記諸要因の影響について考慮しながら検討する必要がある、今後の課題と考えられる。

## 7. ま と め

前項までの検討結果をまとめると次のことが言える。

(1) 今回の実験の主要データである対数減衰率  $\delta$  の実測値は曲げ振動が全体的に大きく、 $\delta=0.06\sim 0.09$  程度であり、またねじれ振動はやや小さく  $\delta=0.04\sim 0.07$  程度である。これらの値は、本橋の設計時に想定した  $\delta=0.03$  (本州四国連絡橋の耐風設計基準値) と比較し、いずれも高めの安全側の値であることが確認された。なおこれらの対数減衰率は、実験中の気象条件 (温度、風速など) の変動範囲内では再現性は良く安定した値であった。

(2) 実験を行った最大片振幅 10 cm 以下において、対数減衰率の振幅依存性の傾向は、振動モードによって異なり、最低次振動の曲げ対称 1 次振動で顕著である以外は、あまり大きな振幅依存性は見られない。曲げ対称 1 次振動では桁振幅の増大につれて、対数減衰率が増大し、 $\delta$  は 0.05 から 0.08 まで増加している。

(3) 今回の実験では、共振応答データの解析に当り起振機との位相差を重要視したモード円適合法などを適用した。この方法により、共振応答データから求めた対数減衰率は、別途、自由減衰波形から求めた対数減衰率とほぼ一致するなど、従来の振幅情報のみからの解析法に比し、共振応答データの検出精度が向上できたと考えられる。また、モード円を実験中にオンラインでモニターしておく、共振点通過時の状況が克明に把握でき、実験の効率化が図れる。

(4) 実験の対象とした主要な低次モードの固有振動数、固有モードの実測値は、計算値とほぼ対応しておりこのタイプの橋梁で広く用いられているモデル化手法により、実用上十分な精度の解が得られることが認められた。なお、最も振動数の高いねじれ対称 1 次振動で両者の差異がやや大きい (固有振動数で約 1 割) が、この原因は (6) で後述するケーブルの不安定振動による影響などが考えられる。

(5) 桁主体の振動とケーブル主体の振動の固有振動数が接近した場合、両者の線形重ね合わせと見られる連成として、桁とケーブルの自由減衰波形が相互に干渉してビート状になる現象が現われた。この波形を用いて重回帰式の誤差検定から求めた係数を乗じ、波形を合成することにより、桁主体の振動の自由減衰波形の分離検出を行ったが、妥当と思われる結果を得た。この方法は、連成波形においてビートの周期などが不明確な場合に対しても有効な分離方法であると考えられる。

(6) ねじれ対称 1 次振動の共振付近でケーブルが加振振動数の 1/2 の振動数で大きく振動する現象が現われた。これは、ケーブルの張力変動に起因する係数励振型の不安定振動であると考察できる。この現象に関し単純な斜張橋モデルについてケーブルの張力変動による係数励振を考慮した正弦波応答解析を行った結果、ケーブルの不安定振動は斜張橋全体の応答増大につながる可能性を有することが認められた。今後、長大斜張橋についてはケーブルの安定問題についても配慮しておくのが望ましいと考えられる。

謝 辞：実験に際し御指導頂いた本四連絡橋耐風委員会の皆様および実験に協力頂いた架設 J.V 構成会社の方々に謝意を表します。

## 参 考 文 献

- 1) 伊藤学・片山恒雄：橋梁構造の振動減衰，土木学会論文集，第 117 号，pp. 12-22, 1965 年。
- 2) ベンヌン ワーニャシャイほか：ケーブル・桁系の線形・非線形連成振動に関する解析と実験，構造工学論文集，Vol. 36A, pp. 719-732, 1990 年 3 月。
- 3) Isao OKAUCHI, Toshio MIYATA, Masaaki TATSUMI and Renji KIYOTA: DYNAMIC FIELD TESTS AND STUDIES ON VIBRATIONAL CHARACTERISTICS OF LONG-SPAN SUSPENSION BRIDGES, 土木学会論文集投稿中。
- 4) 小西一郎：鋼橋・設計編 I, 丸善, pp. 597-628, 1975 年 3 月。
- 5) 長松昭男：モード解析，培風館, pp. 107-112, 1985 年。
- 6) 柴田碧・原亮一：うなりをとまなう減衰波形の解析法，生産研究，Vol. 17, No. 8, pp. 13, 1969 年 8 月。
- 7) 讃岐康博ほか：Beating 波形からの各単振動の対数減衰率算出法，第 2 回橋梁振動に関するコロキウム論文集，pp. 109-114, 1989 年 8 月。
- 8) 日野幹雄：スペクトル解析，朝倉書房, pp. 86-88,

- pp. 210~225, 1989年7月.
- 9) 谷口修：振動工学ハンドブック，養賢堂，pp. 447~452, 1988年2月.
  - 10) 鷺津久一郎ほか：有限要素法ハンドブックⅡ応用編，培風館，pp. 5~7, 1983年.
  - 11) 佐々木伸幸ほか：櫃石島橋の実橋振動実験，土木学会，第43回年次学術講演会，pp. 634~635, 1988年10月.
  - 12) 大田亨ほか：櫃石島橋実橋振動実験，本四技報，Vol. 13, No. 48, pp. 12~21, 1988年10月.
  - 13) 吉川博ほか：S字形曲線斜張橋の実橋振動実験，土木学会，第42回年次学術講演会，pp. 742~743, 1987年9月.
  - 14) 烏野清ほか：荒津大橋の振動特性とケーブルダンパーの制振効果，土木学会，第44回年次学術講演会，pp. 28~29, 1989年10月.
  - 15) 林寛之ほか：横浜ベイブリッジの振動実験，土木学会，第45回年次学術講演会，pp. 772~773, 1990年9月.
  - 16) 亀井正博ほか：菅原城北大橋の実橋振動実験，土木学会，第45回年次学術講演会，pp. 772~773, 1990年9月.  
(1991.5.23受付)

## FIELD VIBRATION TEST OF A LONG-SPAN CABLE-STAYED BRIDGE BY LARGE EXCITERS

Isao OKAUCHI, Toshio MIYATA, Masaaki TATSUMI and Nobuyuki SASAKI

This paper presents the result and consideration of a field vibration test performed on the Hitsuishijima Bridge, a long-span cable-stayed bridge. In the test, large exciters were used to vibrate the bridge to a certain level of amplitude.

The dynamic properties, especially damping characteristics at large amplitudes, in the lower significant modes of this bridge were measured. By the comparison of the measured values with assumed ones at the design of these properties, dynamic design of the bridge was verified. In addition, coupled vibration which was observed between the girder and the cables was also examined by the analysis.