

斜張橋の現場振動試験報告 — 札内清柳大橋 —

Report on Vibration of Cable-Stay Bridge – Satunai Seiryu Bridge –

山下 久生*¹ 能登 宥愿*² 君島 信夫*³
 Hisao YAMASHITA Hiroyoshi NOTO Nobuo KIMIJIMA

Summary

A steel cable-stayed bridge has a slender form and shape, and flexible structure. The aeroelastic stability and seismic stability for such a bridge is confirmed by dynamic analysis at the designing. A field vibration test was performed to determine the adequacy of the parameters that are assumed for the designing and to determine the vibration characteristics for medium span cable-stayed bridges that will be constructed in the future. Using oscillator to an actual bridge, the natural vibration frequency, mode of vibration and structural damping factor of major natural vibration mode were measured. This report describes the outline of the field vibration test and its measurement results.

キーワード：斜張橋、振動試験、連成、共振曲線、構造減衰、振幅依存

1. はじめに

札内清柳大橋（仮称：第二札内橋）は、2径間連続鋼斜張橋と4径間連続鋼箱桁で構成されている（図-1, 2）。本振動試験の対象となる斜張橋（写真-1）は、支間長 97.7+132.0m、主塔高 50mである。本橋は耐風安定性、景観を考慮しており、特に主塔断面はその結果より八角形断面である。主桁は車道4車線、両歩道が配置された鋼床版逆台形3室箱桁となっている。主塔は、1本柱で主桁に剛結されることにより支持されている。ケーブルは、1面吊り11段のハープ型マルチケーブルシステムである。



写真-1 斜張橋部全景

2. 試験の目的

本振動試験の目的は、2つに分けて考えることが出来る。

- ① 設計段階で採用した動的設計の設計諸元の妥当性を確認する。
 - ・ 各振動モードの構造減衰率
 - ・ 固有振動数、振動モード
 - ・ 加速度振幅、変位振幅
 - ・ 振動特性結果から設計時剛性評価を確認する。
- ② 本試験の振動特性結果を同型式の中規模斜張橋の設計等に役立てる。
 - ・ 有害振動の発生の有無の調査

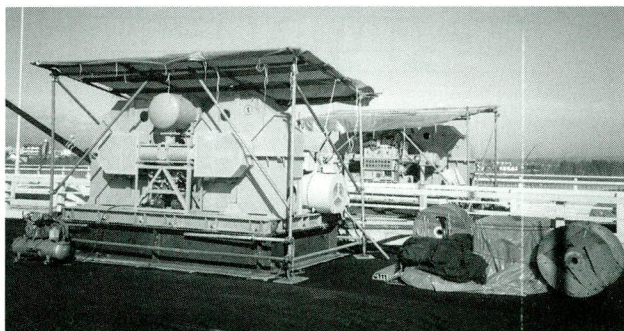


写真-2 起振機L/4位置設置状況

3. 試験方法

(1) 加振方法

橋梁の加振には、独立行政法人 土木研究所所有の大型同期式起振機（EX-7500BL）写真-2を使用した。起

*技術本部技術開発部技術開発課
 *技術本部技術開発部部長

*技術本部設計部設計三課

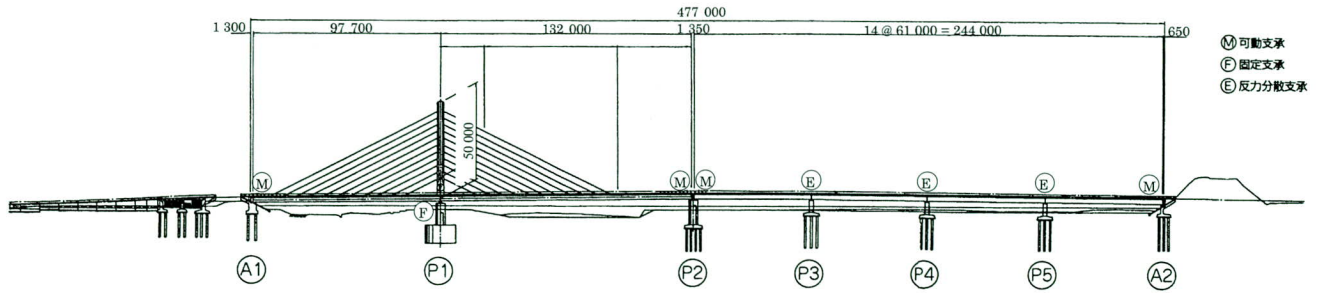


図-1 一般図

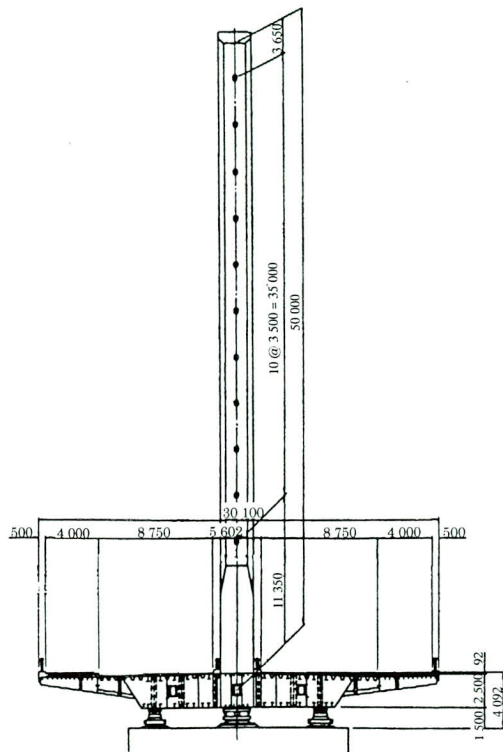


図-2 主塔部断面図

振機の形状寸法を図-3に、仕様を表-1示す。この起振機を2台1組の構成で使用し、幅員方向の両サイドに1台ずつ設置して、加振源となる重錘を回転させて、橋体を加振した。

(2) 試験対象モード

本試験での加振モードは、下記の3モードとした。

①直曲げ加振1次モード

2台の起振機で、長支間の1/2点付近を同位相で加振

②鉛直曲げ加振2次モード

2台の起振機で、長支間の1/4点付近を同位相で加振

③鉛直ねじり加振1次モード

2台の起振機で、長支間の1/2点付近を180°位相をず

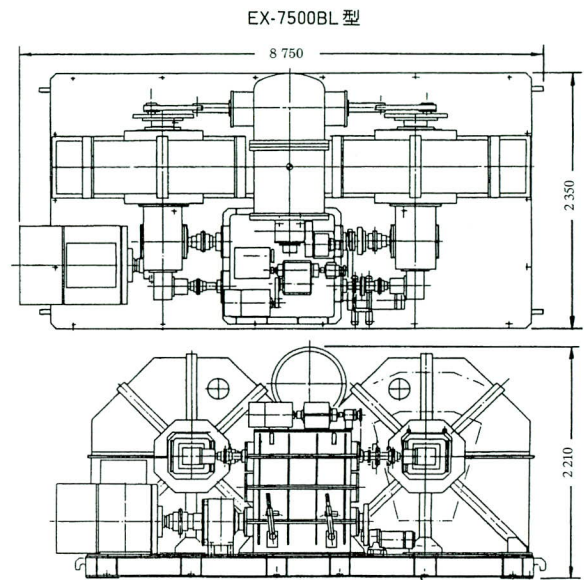


図-3 起振機形状図

表-1 起振機仕様

形式	EX-7500BL
加振方法	2不平衡重錘並列配置同期反転方式
加振方向	水平、垂直
最大加振力	12,000kgf(at 2Hz)
不平衡モーメント	0.75~750kgf·m
振動数範囲	第1速 0.1~0.25Hz
	第2速 0.2~0.5Hz
	第3速 0.4~1.0Hz
	第4速 0.8~2.0Hz
位相角	0°(同相運転)または180°(逆相運転)
重量	約12tf

らして加振

(3) 試験方法

本試験では、下記の3種類の試験を行った。

①常時微動試験

加振に先立って風荷重等による常時微動(微小不規則振動)を測定し、時系列データをフーリエ解析することにより、各振動モードの振動数を求めた。このデータは

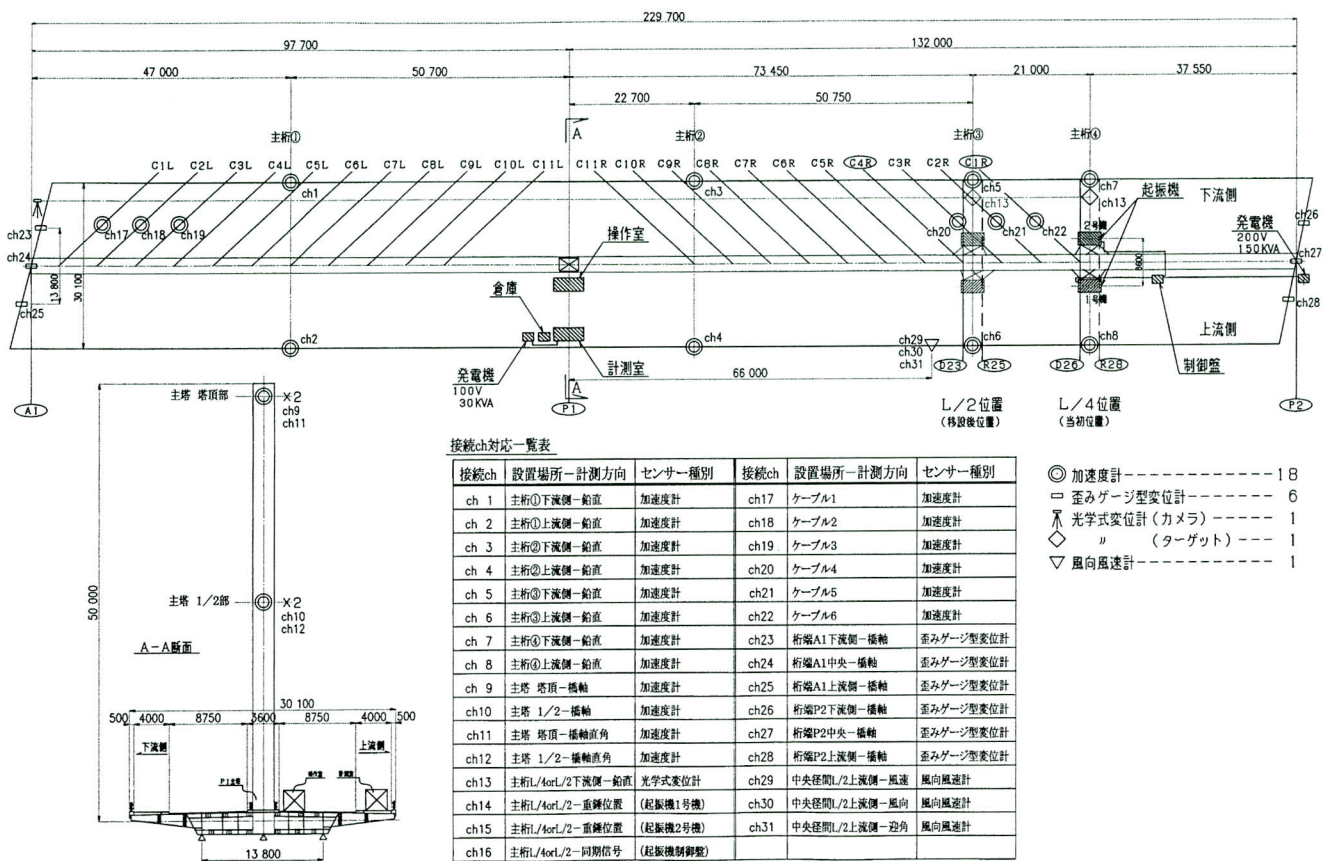


図-4 起振機、計測機器配置図

微小振幅時の固有振動特性としての意味と加振周波数を決定する際に使用した。

②定常振動試験

起振周波数を固有振動数付近の何段階かで変化させ、各起振周波数での定常振幅を周波数軸にプロットして共振曲線を描いた。共振曲線のデータ解析にあたり、ナイキスト線図¹⁾にて位相情報にウェイトを置いた検討を行った。

③自由減衰試験

共振点で定常加振した状態から起振機を急停止し、以後の自由減衰波形から対数減衰率を求めた。

(4) 加振位置

今回計測対象としている3モードを発生させるため、加振位置を図-4に示すL/2、L/4の位置とした。

橋軸方向

主桁曲げ1次、主桁ねじれ1次：L/2位置

主桁曲げ2次：L/4位置

橋軸直角方向 CLより 4300mm

4. 計測方法

(1) 計測項目

起振力、主桁のたわみ、主桁・主塔・ケーブル（一部）の加速度、支承部の変位、風向・風速および橋体の温度とした。計測位置は、図-4に示す。

測定したデータは、データレコーダに記録した後に再生してA/D変換し、パソコンを用いてデータ解析を行った。

(2) 計測要領

①常時微動計測

1回当たりの計測時間を5分間とし3回計測し、0.01～2.00Hzのバンドパス・フィルターをかけた。なお、この常時微動計測は加振に先駆けて実施したが、当初あまりにも風が弱く、主桁ねじれ1次の固有振動数が確定できなかった。よって、ねじれ振動実施前の計測条件の良好な時点で再計測を行った。

②定常振動計測

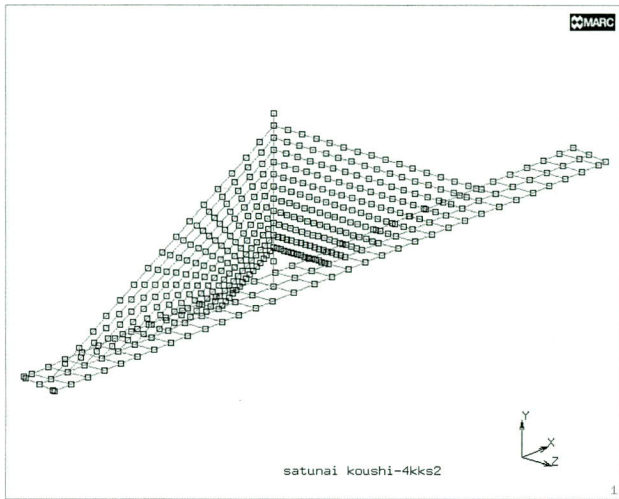


図-5 解析モデル図

固有値解析および常時微動計測の結果より各振動モードの振動数を推定し、起振周波数をその固有振動数付近の何段階かで変化させた。1つの振動数で主桁曲げ1次では2分間、主桁曲げ2次と主桁ねじれ1次では1分間計測を行った。

③自由減衰振動計測

定常振動計測から得られた固有振動数を採用して、橋体を加振し定常状態になった時点で起振機を急停止し、以後の自由振動を波形が無くなるまで計測した。これを各モード3回行った。

5. 固有値解析

現場振動試験に先立って行った固有値解析の概要と結果を以下に示す。

(1) 解析モデル

解析は連成モデル²⁾を採用した(図-5)。ケーブルは16分割し、その中間節点にも質量を分布させた。主桁質量は、格子状モデルの中心部と橋軸直角方向に延びる部材の端節点に分布させた。なお解析には汎用解析ソフトMARCを使用した。

(2) 解析結果

上記モデルで固有値解析を実施し、モード1～モード30まで確認した。モード1は、主桁面内曲げ1次、モード2は主塔面外曲げ1次、モード3は主桁面内曲げ2次となり以下ケーブル主体の振動モードが続いた。そしてモード16が主桁ねじれ1次となった。モード17～30までも2つの

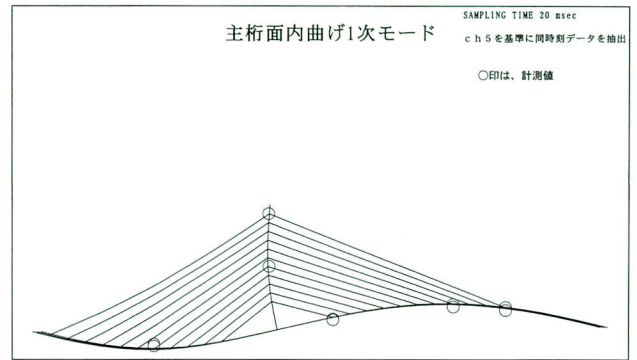


図-6 主桁面内曲げ1次モード図

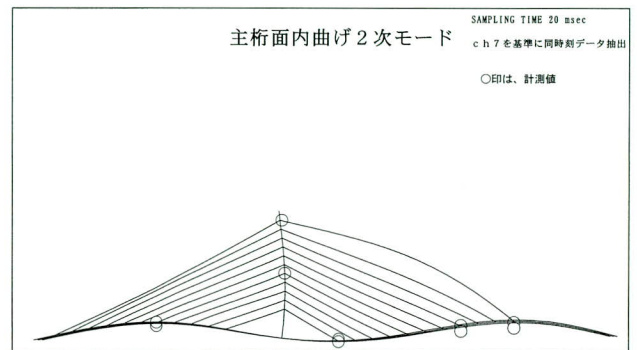


図-7 主桁面内曲げ2次モード図

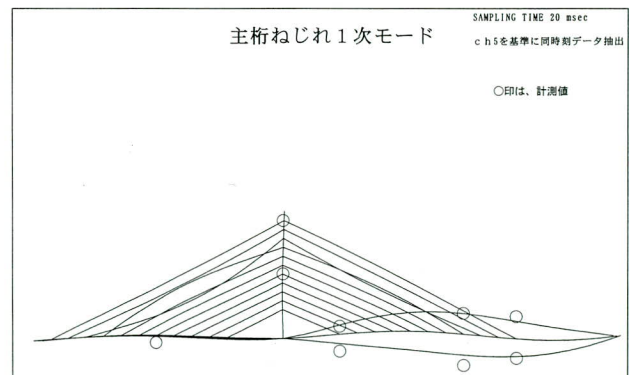


図-8 主桁ねじれ1次モード図

表-2 固有値解析結果

	振動数(Hz)
主桁面内曲げ1次	0.4721
主桁面内曲げ2次	1.0250
主桁ねじれ1次	1.3910

モード以外は、ケーブル主体であった。今回の試験の対象となる3モードの固有振動数を表-2に示す。モード図は図-6, 7, 8に示す。図-7, 8より主桁面内曲げ1次と主桁ねじれ1次のモードでは、主桁とケーブルの連成が現れている。なお、モード図中の○印は主桁と主塔の計測

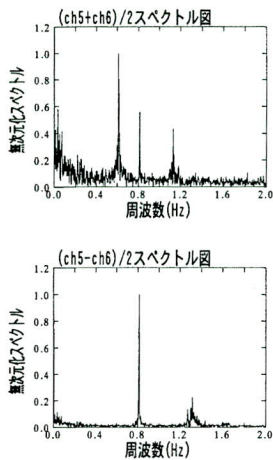


図-9 定時微動計測
スペクトル図

結果を解析モード図に重ね合わせたものである。解析値と計測値がほぼ一致しているのがわかる。

6. 計測結果

(1) 常時微動計測結果

計測位置ch5 (図-4参照：主桁L/2位置下流側) とch6 (同上流側) で計測された加速度を無次元化し、和/2と差/2で集計したそれぞれのスペクトルを図-9に表す。この図よりch5とch6が同方向 (上方あるいは下方) に応答している周波数、異方向に応答している周波数が読みとれる。すなわち0.6Hzあたりは、和/2 (図-9上) では卓越しているが、差/2 (図-9下) ではピークが出現していない。これより、ねじりではないことがわかる。同様に主桁L/4位置など他の計測断面位置、また事前に行った固有値解析を含め総合的に判断することで各振動モードを特定することができる。

常時微動計測による振動数と固有値解析結果を比較すると主桁曲げ1次は29%、主桁曲げ2次は11%大きくなり、主桁ねじれ1次は6%小さくなった。

(2) 定常振動計測結果

起振機移設作業の効率性を考慮して、当初は起振機をL/4位置に配置し、主桁面内曲げ2次の計測から開始した。橋体の主要ポイントとなる支承、伸縮装置、照明柱、高欄伸縮部等に監視人員を配置し、損傷が生じないように十分注意しながら、起振機のモーメントを徐々に変化させ、起振力を大きくしていった。

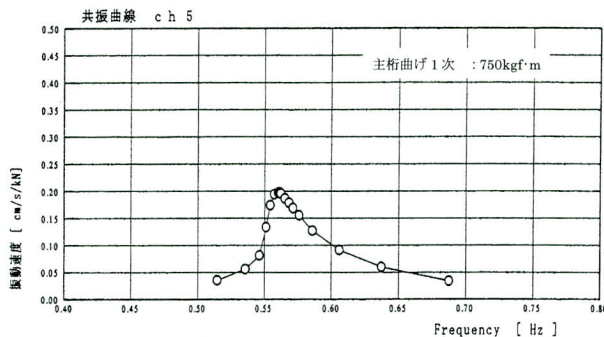


図-10 定常振動計測 共振曲線図

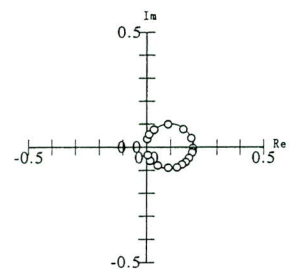


図-11 定常振動計測
ナイキスト線図

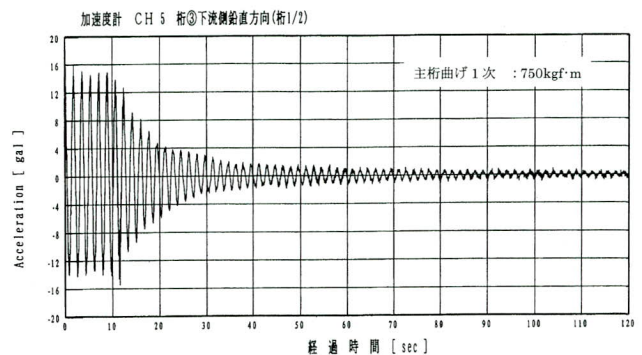


図-12 自由振動計測 加速度波形図

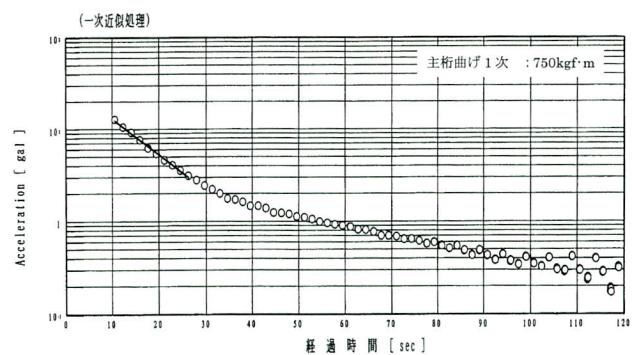


図-13 自由振動計測 ピーク抽出図

図-10に主桁面内曲げ1次での共振曲線を示す。縦軸に速度、横軸は振動数をとってある。加振モーメントは750kgf・mである。この図より0.57Hz付近にピークがあるのがわかる。また、図-11にナイキスト線図を示す。ほぼきれいな円となっており、このモードでは連成が少ないことがわかる。

固有値解析結果と振動数を比較すると、主桁曲げ1次は18%、主桁曲げ2次は5%大きく、主桁ねじれ1次は9%小さくなっている。主桁曲げ1次と2次の計測結果は、前記した常時微動計測での値に比べ解析結果との差は小さ

くなっている。

(3) 自由振動計測結果

先の定常振動計測終了後、続けて同じモードの自由振動計測を行った。起振機の振動数は、定常振動計測結果より、共振曲線データにおける複数個のピークのうち、最も桁の振幅が大きくなるピーク振動数を固有振動数とし、採用した。

試験前の計画段階では、目標振幅³⁾を表-3の様に設定していた。これは自由振動計測において、構造減衰率を算出する際、空力減衰、振幅依存の影響を排除するための目標となっている。本橋での定常振動計測時の応答状態を観察すると、目標値よりかなり小さい振幅ではあるが、損傷を起こさないぎりぎりの状態と判断した。本橋のような中規模斜張橋において、長大橋での幅員だけをパラメータとした目標設定には無理があると考え、当初の目標振幅にはこだわらないことにし、幅をもたせることにした。最大振幅は主桁曲げ1次で23mm、主桁曲げ2次で52mm、主桁ねじれ1次で43mmとなった。ただし、対数減衰率を求める際、起振機を急停止し自由減衰がスタートした時点の加速度が70%程度減衰した状態までのデータを有効とし、振幅依存の影響が大きいデータは排除した。図-12に主桁面内曲げ1次の加速度生波形、また、図-13に0.4~0.8Hzでバンドパスフィルターをかけ片振幅でピーク抽出したデータを対数グラフに示す。

計測結果を対数減衰率で確認すると、主桁曲げ1次で0.161、主桁曲げ2次で0.075、主桁ねじれ1次で0.095となった。最も小さい値でも主桁曲げ2次の0.075で、設計時に仮定した0.02より大きく、風洞実験時の設定値は十分安全であると考えられる。

7. まとめ

常時微動計測、定常振動計測、自由振動計測結果を表-4に、また各計測時の平均的な風向、風速、気温、橋体温度を表-5に示す。事前に実施したモード解析値とは、多少差のある計測結果となった。この要因として、解析モデルでは橋体剛性に添接板を含んでいないこと、下部構造をモデル化していないこと、などが考えられる。また、可動支承の摩擦の影響、伸縮装置、照明柱、高欄などの影響も考えられる。一方、計測値には橋体温度、風向、風速等、様々な要因を含んだ結果であり、総合的には中規模斜張橋として有効かつ貴重なデータが計測で

表-3 目標振幅

	目標振幅(mm)
主桁面内曲げ1次	$B / 200 = 150$
主桁面内曲げ2次	$B / 200 = 150$
主桁ねじれ1次	$B/2 \cdot \tan 0.5^\circ = 131$

表-4 計測値一覧表

		主桁面内曲げ1次	主桁面内曲げ2次	主桁ねじれ1次
常時微動計測	振動数(Hz)	0.610	1.135	1.318
定常振動計測	振動数(Hz)	0.558	1.072	1.263
自由振動計測	対数減衰率	0.161	0.075	0.095

表-5 計測時の状況

	風向	風速(m/s)	気温(°C)	橋体温度	
				主桁(°C)	主塔(°C)
常時微動計測	NNE	6.57	3.1	3.0	2.8
定常振動計測	N	4.53	6.1	-0.1	1.9
自由振動計測	N	3.50	5.6	0.7	3.4

きたと判断し、以下の点を確認した。

- ①事前解析においては、ケーブル中間点に質量を持たせることで連成の影響を事前に予測することができた。また、固有振動数に若干の違いがあるが振動モードは、現場試験での状況ともほぼ一致した。
- ②本橋では、常時微動での固有振動数より強制振動させた場合の固有振動数は、平均で5%程度小さくなった。
- ③本橋では対数減衰率を求める際、当初想定した目標振幅までは加振しなかったが、有効データを自由振動スタート時の加速度が70%程度に減衰するまでとした結果、振幅依存の影響が少ない値とすることができた。
- ④設計段階で仮定した動的特性がほぼ妥当な値であったことが確認された。

最後に本試験を行うにあたり、ご協力、ご助言を頂いた関係各位に御礼申し上げます。

<参考文献>

- 1) 橋梁振動研究会編：橋梁振動の計測と解析, 1993.10
- 2) 川口浩二, 森山彰, 真辺保仁, 山口和範：多々羅大橋の振動実験速報, 本四技報, Vol.23, No90, pp.23~30, 1999.4
- 3) 本州四国連絡橋公団：本州四国連絡橋風洞試験要領(1980)・同解説, 1980.6

2003. 1. 15 受付