

鷹島肥前大橋の常時微動計測による完成系解析モデルの検証と非線形地震応答
Verification of model using microtremors measurement and nonlinear seismic response
in Takashima Hizen Bridge

呉 慶雄* ○高橋 和雄** 古賀 智己*** 中村 聖三**** 永田 正美*****
Qingxiong WU Kazuo TAKAHASHI Tomoki KOGA Shozo NAKAMURA Masami NAGATA

ABSTRACT The Takashima Hizen Bridge is a composite cable-stayed bridge. The main girders are made of steel and the main tower is made of reinforced concrete. After the bridge was completed in April 2009, a study was carried out to measure the ambient vibrations. An analysis model using the finite element method was verified by comparing the results of the analysis with measurements of the natural frequencies. This paper describes and discusses the results of nonlinear seismic response analyses of the main towers using a non-linear model with fiber elements and a conventional non-linear beam element model.

Keyword : 斜張橋, 常時微動計測, 非線形地震応答解析

Cable-stayed bridge, Microtremor measurement, Nonlinear seismic response

1. はじめに

平成7年に発生した兵庫県南部地震による道路橋の被害を契機に耐震設計法は大きく改訂され、この流れを受け現在、耐震設計では、地震時の挙動が複雑な橋梁に関しては動的解析照査法により耐震性能を照査することが一般的となっている¹⁾。同時に、設計時モデルの妥当性を何らかの方法により検証し、解析に反映させるのが良いとされている。

鋼主桁とRC主塔からなる5径間連続複合斜張橋である鷹島肥前大橋(2009年4月完成)は、橋軸直角方向の地震による塔柱の軸力変動や、塔柱に大きな引張力が作用することより、強地震時には塔の一部を塑性化させる一方、橋台を大きくすることでLCCを小さくする設計がなされている。

設計時に、主塔は非線形地震応答解析(軸力変動を考慮したM- Φ モデル²⁾)による評価がなされているものの、より詳細な応答の把握には、部材断面を細かく分割したより厳密なファイバーモデルを用いた解析が必要である。

そこで本研究では、対象橋梁の完成を受けて、地震応答解析に先立って主桁の常時微動計測により固有振動数の解析値と計測値を比較することにより、完成系の線形解析モデルの妥当性を検証する。主塔の一部をファイバー要素としたモデルと変動軸力を考慮したM- Φ モデルを用いた2つの非線形応答解析により、レベル2地震動に対する非線形地震応答を評価する。

2. 鷹島肥前大橋の解析モデルの検証

*博(学) 中国福州大学准教授

中国福州市工並路523号

**工博 長崎大学工学部教授

(〒852-8521 長崎市文教町1番14号) 第2種正会員

***長崎大学大学院学生

(〒852-8521 長崎市文教町1番14号)

****博(工) 長崎大学工学部教授

(〒852-8521 長崎市文教町1番14号) 第2種正会員

*****長崎大学工学部技術職員

(〒852-8521 長崎市文教町1番14号)

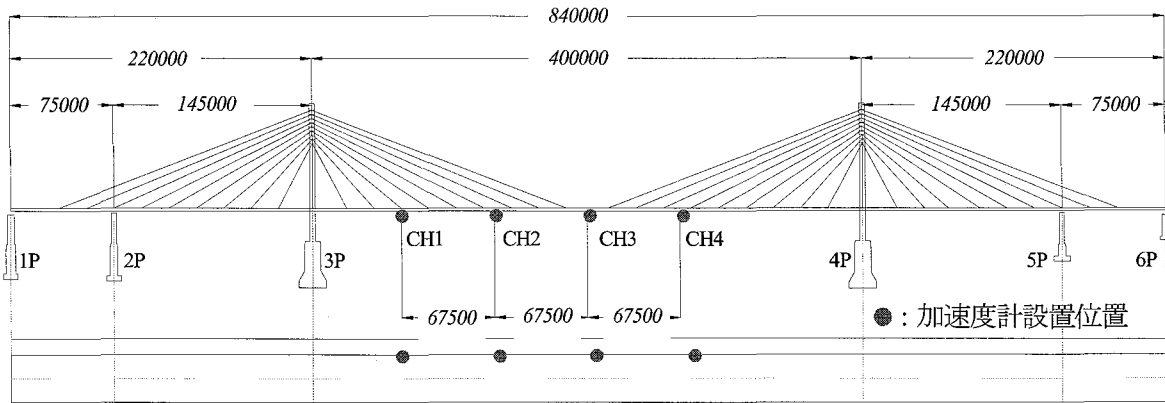


図-1 主橋梁部の側面図および平面図 (単位:mm)

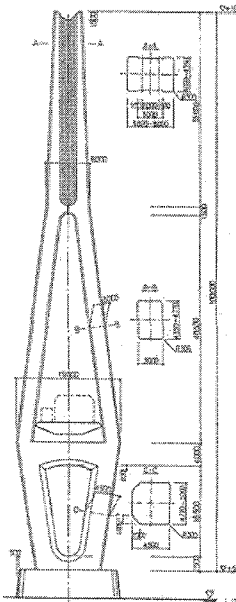


図-2 主塔の一般図 (単位:mm)

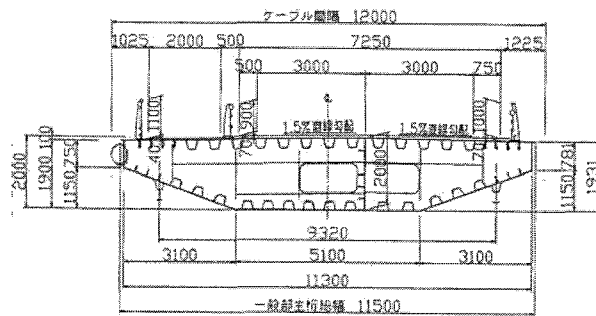


図-3 主桁の断面図 (単位:mm)

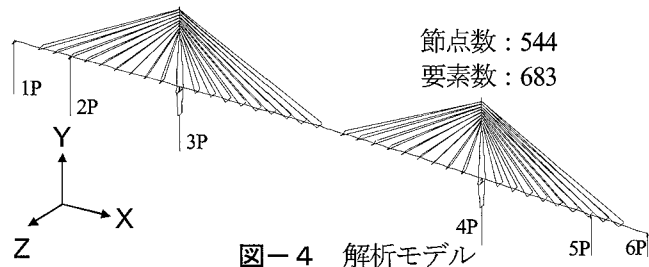


図-4 解析モデル

2.1 橋梁概要

鷹島肥前大橋は、長崎県北松浦郡鷹島町を起点に終点の佐賀県東松浦郡肥前町を跨ぎ、日比水道によって分断され離島であった長崎県北松浦郡鷹島町と九州本土を初めて結んだ橋梁である。全長は1,251mで、その内主橋梁部が840m、鷹島町側および肥前町側の取付橋はそれぞれ278m、133mである。主橋梁部は中央径間400m、側径間はそれぞれ220mである(図-1)。

主塔は鋼製よりもコンクリート製の工事費が約1割安くなると試算された。さらに鋼製に比べて剛性が高く、主桁の振れ固有振動数が高くなり、主桁の耐風安定に対しても有利であることからコンクリート製とし、景観性にも考慮し下絞り逆Y字型が採用された(図-2)。

主桁は箱桁を作る工数が少なく施工性に優れ、さらに工期が短く維持管理性に優れた鋼製一箱桁が採用された。また、物止め板を設置することによって耐風安定化を図れると判断されたため、フェアリングは設置されていない(図-3)。幅員は9.75m(車道6.0m、歩道2.5m)、床版は剛床版で、設計時に低減活荷重が採用された。

2.2 解析モデル

斜張橋では、ケーブルの局部振動が全体の固有振動数に影響を及ぼす可能性があるが、著者らの既往研究³⁾により、ケーブルの局部振動が全体の固有振動数に及ぼす影響は小さく、全体系振動を扱う場合には、ケーブルを一本の弦としても問題が無いことが確認されたため、ケーブルのモデルには両端ピンの弦要素を用いる。主桁と主塔は3

表-1 支承条件

	1P	2P	3P	4P	5P	6P
鉛直方向				○		
橋軸方向				△		
橋軸直角方向	○	△	○	○	△	○
回転				×		

○：拘束 △：弾性支持 ×：フリー

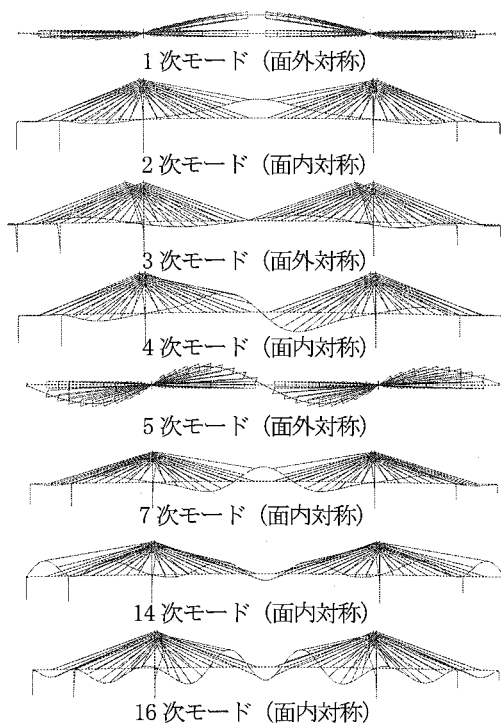


図-5 固有振動モード

次元はり要素とする (図-4)。

支承条件として、表-1に示すように 1P, 6P および主塔部には橋軸方向にバネ要素を導入し、橋軸直角方向は拘束とし、2P および 5P は、橋軸方向および橋軸直角方向にバネ要素を導入した。なお、全ての橋脚において回転は全自由度フリーとした。また、橋脚基部と地盤間の境界条件は固定とした。なお、本研究の固有振動および後述の地震応答の数値解析には土木・建築向け汎用 3 次元動解析プログラム TDAPIII⁴⁾を用いる。低次の固有振動モードを図-5に示す。

2.3 常時微動計測

対象橋梁が竣工して供用開始されたため、完成系の常時微動計測を行った。図-1に示すように車道と片側歩道で構成される本橋の歩道端部近傍に圧電型加速度計を設置し、1方向4点同時計測

を、面内2方向(鉛直方向、橋軸方向)と面外方向に実施した。なお、計測方向が変わる度に加速度計の方向を変え、それぞれ2回ずつ計測した。計測時間は655.36秒、時間刻みは0.01秒に設定した。橋梁に取り付けられた風速計の表示によれば平均風速は10m/sで、十分な外乱が有る状態で計測できた。

2.4 固有振動特性の推定および解析モデルの妥当性の検証

常時微動振動実験のように Output-only の構造同定に対して、Subspace 同定法を用いて、固有振動数、減衰定数および固有振動モードを同定した。本論文に用いた Subspace 同定法は、文献⁵⁾に詳細な誘導がある。鉛直振動計測データ(1回目)から、Subspace 同定法により推定した固有振動数および減衰定数を図-6, 7に示す。各図中には、繰り返し計算の回数とともに固有振動数または減衰定数を示している。図より卓越振動数の再現性が確認できる。ケース毎に卓越振動数の値を平均し、さらに、2回目の計測データより推定した結果との平均値を固有振動数とした。なお、最大エントロピー法(MEM)により計算したパワースペクトルにより求めた固有振動数は Subspace 法によって求めた固有振動数と一致していることを

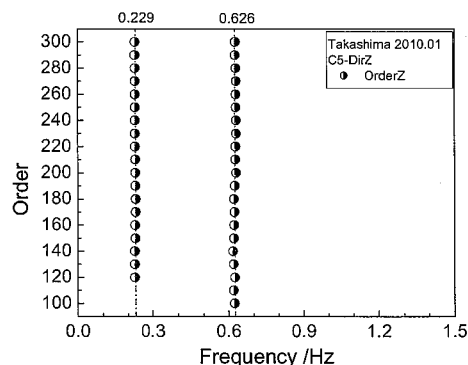


図-6 固有振動数の推定例(面外振動)

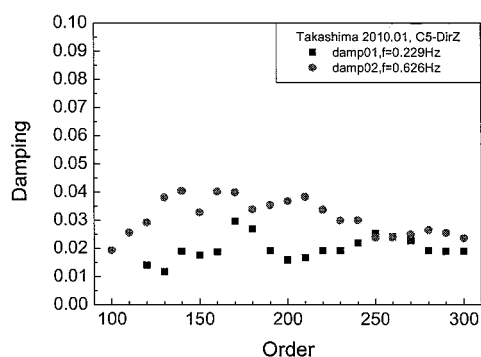


図-7 減衰定数の推定例(面外振動)

確認している(図-8)。これらの卓越振動数の再現性とパワースペクトルの結果から、固有振動数が精度よく計測されている。

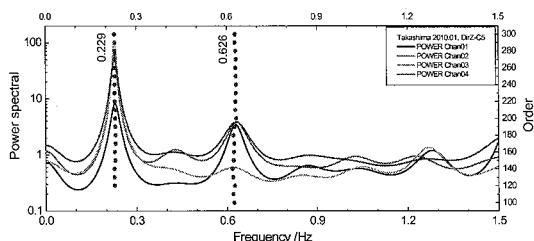


図-8 パワースペクトルの一例
(面外振動)

表-2 固有振動数および減衰定数

モード 次数	固有振動数 (Hz)		差 (%)	減衰 定数
	解析値①	計測値②		
1	0.218	0.229(Z)	5.0	0.023
2	0.329	0.340(Y)	3.3	0.007
3	0.359	0.346(X)	-3.6	0.028
4	0.446	0.456(Y)	2.2	0.007
5	0.539	0.630(Z)	16.9	0.030
7	0.681	0.702(Y)	3.1	0.033
14	0.963	0.955(X)	-0.8	0.067
16	1.170	1.241(Y)	6.1	0.014

※差=(②-①)/①×100(%)

表-2に固有振動解析の結果①とともに、推定された計測値の固有振動数②、さらに減衰定数の一覧を示す。表中のX-Y-Zは図-2の全体座標系と対応しており、各方向の振動計測により推定した固有振動数を示す。振動モードについては、加速度計の設置方向と解析した4点の加速度の大きさと位相から判定した。本実験では、主塔に加速度計が設置されていないことと歩道側のみの計測であるため、主塔の振動が卓越するタワーモードと主桁の捩れ振動は計測されていない。このため、これらの解析結果は表-2に掲載されていない。解析値①と計測値②の差をとると、全体5次モードすなわち主桁の面外逆対称1次モードを除いて6%程度の差となり、完成系の解析モデルはおおむね妥当であると評価できる。

なお、減衰定数は0.007~0.067の間である。振動モードによって減衰定数に差が見受けられるが、この原因は支承部に設置されたゴム支承の影響と考えられる。これまで建設された鋼斜張橋である櫃石島橋⁶⁾、大島大橋⁷⁾、多々羅大橋⁸⁾および女神大橋⁹⁾、PC橋である唄げんか大橋¹⁰⁾における振動

実験や常時微動計測により得られた減衰定数は0.001~0.043である。本橋の減衰定数は他の斜張橋と比較するとやや大きな値となっている。

常時微動計測で得られた減衰定数は、微小振動時の結果である。走行荷重による応答解析には適用できるが、次章に示す非線形地震応答解析のような振動レベルが大きい振動には適用できない。

3. 非線形地震応答解析

3.1 非線形解析モデル

非線形地震応答解析には、先に述べた弦要素を用いた全橋モデルに基づき、主塔をファイバー要素、または軸力変動を考慮したM-Φ要素からなる2つの非線形解析モデルを用いる(図-9)。図中の2本の破線間にある8個の要素は動的解析に

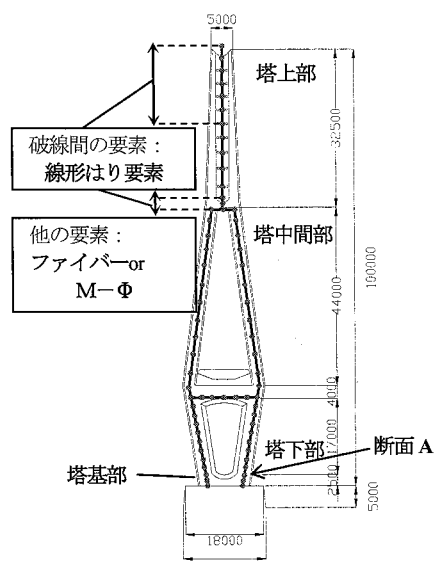


図-9 主塔のモデル化

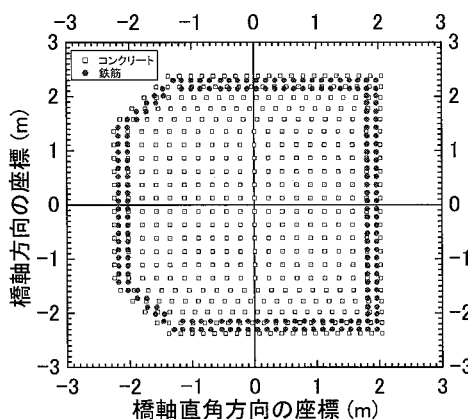


図-10 主塔基部(断面A)の
ファイバー要素分割

において大きな曲率が発生しないため、線形はり要素としている。ファイバーモデルでは、コンクリートおよび鉄筋の要素は、変断面となっている実断面の CAD データを作成し、鉄筋は座標値に基づいて配置した。塔上部および塔中間部は中空断面で、塔下部は充実断面である。なお、鉄筋は塔の軸方向筋のみ考慮している。塔基部位置(断面 A)のファイバー分割を図-10 に代表として示す。

鉄筋の材料特性は、道路橋示方書に基づいた完全弾塑性モデル⁹⁾とする。コンクリート材料特性は、コンクリート標準示方書モデル¹¹⁾とする。コンクリートの設計基準強度 $\sigma_{ck}=40\text{N/mm}^2$ 、鉄筋の材質は SD490 (塔下部) と SD345 (塔上部, 塔中間部) である。軸力変動を考慮した M- Φ モデルによる解析では、主塔の RC 断面の非線形部材の履歴モデルは、道路橋示方書に従い、武田モデルにした¹⁾。なお、2つの断面のモデルによる線形範囲の挙動、すなわち固有振動数はほぼ一致していることを確認している。

3.2 動的解析条件

時間応答解析の数値積分は、Newmark β 法 ($\beta=1/4$) を用いた直接積分により行う。時間間隔は 1/400 秒、継続時間は 40 秒とし、減衰は Rayleigh 減衰を用いる。Rayleigh 減衰で採用する 2つのモードは刺激係数を参考値として橋軸直角方向入力で 1次 (0.218Hz) と 7次 (0.640Hz) とした。減衰定数は、道路橋示方書耐震設計編¹⁾に基づいて、本解析では鉄筋の履歴減衰を考慮していないので、0.02 とした。鷹島肥前大橋直下の地盤は比較的良好であり、道路橋示方書の分類によると地盤種別は I 種に該当するため、入力地震波は I 種地盤用のタイプ I およびタイプ II 地震動の計 6 波の標準波形を地域別補正係数 (長崎県: $C_z=0.7$) により補正したデータを入力する。斜張橋では、橋軸直角方向加震時の応答が、橋軸方向加震の応答よりも大きくなるので、本論文では橋軸直角方向加震時の応答のみを取り扱う。主桁の変位および断面力は線形応答で両者の結果はほぼ一致するので、本論文では、支配的な断面力をもつ主塔の応答に注目する。

3.3 主塔の応答および照査

最も大きな応答を示したタイプ II の第 3 波 (T213) の応答について述べる。図-11 に主塔の軸力の最大最小応答を、図-12 に面外曲げモーメントの最大最小応答を示す。ここで、主塔の断面

に発生する面外曲げモーメントを、図-4 の全体座標系における X 軸廻りのモーメントと定義する。なお、図には橋脚の応答 (縦軸の -27.25m から 3.75m) も併せて示した。図-11 を見ると、橋脚から主塔にかけて圧縮力が支配的であるものの、軸力変動が大きいことから主塔部では引張力が作用している。また、引張側ではファイバーモデルの応答の方が M- Φ モデルの結果よりも小さくなっている。つまり、M- Φ モデルによる結果がより厳密な取扱であるファイバーモデルによる結果よりも安全側となっている。両者の結果の差は、

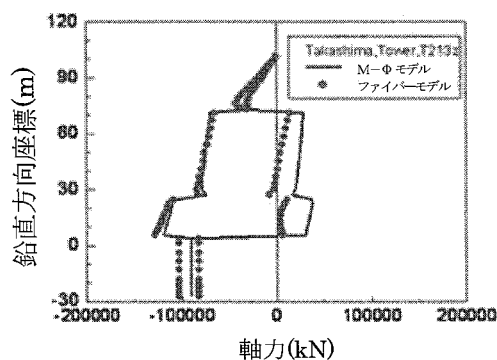


図-11 軸力

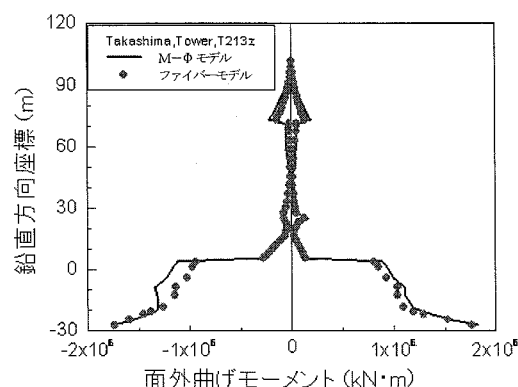


図-12 面外曲げモーメント

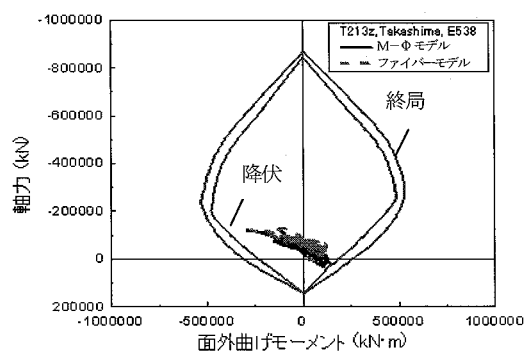


図-13 N-M 相関曲線 (断面 A)

モデル化の差、特にM- Φ モデルでは、2軸曲げの影響が含まれていないことによるものと考えられる。

図-11, 12より引張力を受け、かつ曲げモーメントが大きい要素は塔基部であることが分かる。また、軸力と曲げモーメントの相関により部材を評価すると、主塔基部(断面A)が耐力的に最も余裕がない部材となった(図-13)。換言すると、主塔基部の軸力と面外曲げモーメントの相関による照査で耐力が保たれれば、主塔全体の耐震性が保たれることになる。図-13は降伏曲面と終局曲面を表しているが、主塔基部に発生する引張力と曲げモーメントに対して、余裕はないものの降伏域に達していない。これより、レベル2地震動に対して主塔は安全であることが分かる。

4. まとめ

本研究で得られた知見を以下に示す。

- 1) 常時微動計測結果より、Subspace 同定法を用いて鷹島肥前大橋の振動特性を推定することができた。解析値と計測により得られた固有振動数がほぼ一致し、作成した完成系の解析モデルの妥当性を検証できた。
- 2) 減衰定数は0.007~0.067程度の値であった。
- 3) レベル2地震動に対する主塔の照査を設計時の軸力変動を考慮したM- Φ モデルと今回のファイバーモデル2種類の要素を用いて解析し、照査した結果、軸力変動を考慮したM- Φ モデルは安全側の結果となることを確認した。

なお、本研究では橋軸直角方向加震時の応答のみを評価したが、橋軸直角方向と橋軸方向の2方向同時に加震した場合については検討していない。これについては、別途検討する予定である。

謝辞

鷹島肥前大橋の設計資料の提供や振動計測で長崎県道路建設課のお世話になった。また、本研究を行うに当たって、元長崎大学大学院生宮本敬太君にファイバーモデルの作成と常時微動計測の支援を受けたことを付記する。

【参考文献】

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説(V耐震設計編)，2002。
- 2) 大塚久哲：中経間橋梁の動的耐震設計，九州大

学出版会，2000.5

- 3) 田中健介，高橋和雄，中村聖三，宮本敬太：鷹島肥前大橋の常時微動計測による解析モデル検証と交通振動解析，鋼構造年次論文報告集，第17巻，pp.239-246，2009。
- 4) (株)アーク情報システム：TDAPⅢ機能説明書，1999。
- 5) 片山徹：システム同定 - 部分空間法からのアプローチ - ，朝倉書店，2004。
- 6) 岡内功，宮田利雄，辰巳正明，佐々木伸幸：大振幅加振による長大斜張橋の実橋振動実験，土木学会論文集，No.455/I-21，pp.75-84，1992.10。
- 7) 長崎県，長崎県道路公社：大島大橋工事誌，pp.369-399，2000.3。
- 8) 真辺保仁，佐々木伸幸，山口和範：多々羅大橋の実橋振動実験，橋梁と基礎，(株)建設図書，Vol.33，No.5，pp.27-30，1999。
- 9) Q. Wu, Y. Kitahara, K. Takahashi and B. Chen: Dynamic Characteristics of Megami Cable-stayed Bridge- A Comparison of Experimental and Analytical Results, International Journal of Steel Structures, Vol.8, No.1, pp.1-9, 2008。
- 10) 建設省九州地方建設局佐伯工事事務所：唄げんか大橋工事誌，pp.211-234，1993。
- 11) 土木学会：コンクリート標準示方書[設計編]，1996.3。