

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

Verification of model using microtremor measurement and traffic induced vibration analysis in Takashima Hizen Bridge

○田中 健介* 高橋 和雄** 中村 聖三*** 宮本 敬太****

Kensuke TANAKA Kazuo TAKAHASHI Shozo NAKAMURA Keita MIYAMOTO

ABSTRACT When the natural frequency of the cables on a cable-stayed bridge approaches that of the entire bridge, the bridge's vibration generates local vibrations in the support cables. Because these local vibrations may affect the bridge's safety and fatigue, it is important to understand how local vibrations are generated in the cables. The validity of an analytical model was verified by microtremor measurements. In addition, analytical models of various cables were developed and used for response analysis of the support cable and bridge under running vehicles. The influences of the differences between the various models are also described.

Keyword : 斜張橋, 常時微動計測, 交通振動解析

Cable-stayed bridge, microtremor measurement, traffic induced vibration analysis

1. はじめに

近年, 土木構造物である橋梁のコスト縮減は命題となっている. そのため, 本研究の対象とする鷹島肥前大橋は, 主桁が鋼製, 主塔がコンクリート製の複合斜張橋の形式が採用された. 著者らは, 対象橋梁の振動特性および動的応答を明らかにするために解析モデルを作成して, 現在までに固有振動特性, ケーブルの局部振動およびレベル1地震動の応答を明らかにした¹⁾. 本研究では, 常時微動計測を行い, 複合斜張橋である対象橋梁の振動特性の把握と解析モデルの妥当性を検証する. 加えて, 従来斜張橋の解析は支持ケーブルのサグの影響を考慮せずに行われているが, 対象橋梁は, フェアリング無し一箱桁の剛性が小さい構造のため揺れやすいことが考えられたため, より正確な

解析モデルが必要であると考えられる. 本研究ではケーブルのサグを考慮できるモデル(以下, ケーブルモデル)と従来手法のモデル(以下, 弦モデル)の2つのモデルを作成し, 交通振動解析を行い, 応答を求めることで, 支持ケーブルのモデル化の違いが与える影響を評価する.

2. 解析対象橋梁

本研究では, 一般県道鷹島肥前線橋梁整備工事の一環である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ぐ現在架設中(2009.4.竣工開通)の鷹島肥前大橋を対象とする. 日比水道によって分断されている長崎県北松浦郡鷹島町と本土とを結ぶことで地域全体の産業・経済の活性化および防災の観点から計画された. 取

*修士(工)長崎大学大学院 元大学院生

(〒851-8521 長崎市文教町1番14号)

**工博 長崎大学工学部 教授

(〒851-8521 長崎市文教町1番14号) 第2種正会員

***博士(工)長崎大学工学部 准教授

(〒851-8521 長崎市文教町1番14号) 第2種正会員

****工学士 長崎大学大学院 学生

(〒851-8521 長崎市文教町1番14号)

位と回転に対して設定した。ケーブルの端部はピン結合とした。なお、ケーブルモデルおよび弦モデル共に、主桁および主塔は、3次元はり要素に置き換える¹⁾。

ケーブルモデルでは、1つの支持ケーブルを図-5に示すようにサグを考慮して8分割し、ケーブル要素としてモデル化する。図-5において L はケーブルスパン長、 f はサグである。

弦モデルでは、支持ケーブルを先に述べたように、1つの弦モデルとしてモデル化する。なお、ケーブルの弾性係数は $E=1.9 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$ である。しかし、斜張橋のケーブルとして張り渡した場合、自重によりサグが生じるため、直線部材として扱う場合に比べてケーブル張力に応じて見かけ上の弾性係数が低下する。よって、サグのあるケーブルの等価弾性係数はErnstの式より算出した。表-1に示したように、ケーブル要素の節点数は弦要素の2倍近くになり、モデル化および計算に時間を要する。

3.2 車両解析モデル

車両モデルは図-6に示すように1自由度モデルを使用する。なお、使用した車両モデルの各パラメータは、20tトラックを想定して決定した値を用いる(質量 $m=20.4\text{ton}$ 、固有振動数 $f=2.6\text{Hz}$ 、減衰定 $h=0.03$)。走行速度は、 30km/h とする。また、車両の走行位置は、主桁中央はり部材上(幅員中央)である。

3.3 計測概要

常時微動計測は、図-1に示した位置で鉛直方向、橋軸方向、橋軸直角方向および捩れ振動の常時微動を計測した。床版に加速度計を設置し、加速度計の向きを変更することで各方向の加速度を4点同時計測した。計測には圧電型加速度計を用い、計測時間は629.1456秒、計測時間刻みは0.2ミリ秒とした。舗装が行われていない状態で計測を行った。

4. 結果

4.1 固有振動数解析

4.1.1 全体系の固有振動数

ケーブルモデルと弦モデルを用いて、全体系の固有値解析を行った結果を表-2に示す。ケーブルモデルでは、主桁、主塔および支持ケーブルの振動を同時に計算できるモデルで、弦モデルはケーブルを1つの弦要素でモデル化しているためケ

表-1 節点数および要素数

節点数		
主桁		94
剛体		178
主塔		$136 \times 2 = 272$
ケーブル	弦要素	0
	ケーブル要素	$7 \times 18 \times 4 = 504$
合計		
	弦要素	544
	ケーブル要素	1048
部材数		
主桁	はり要素	93
剛体	はり要素	144
主塔	はり要素	$78 \times 2 = 156$
橋脚	はり要素	142
支承	ばね要素	76
ケーブル	弦要素	72
	ケーブル要素	576
合計		
	弦要素	683
	ケーブル要素	1187

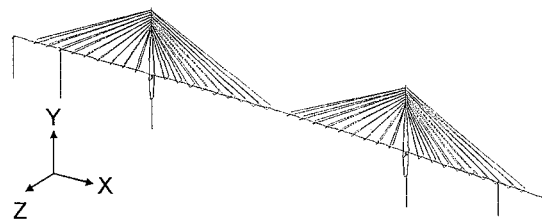


図-4 FEM解析モデル(弦モデル)

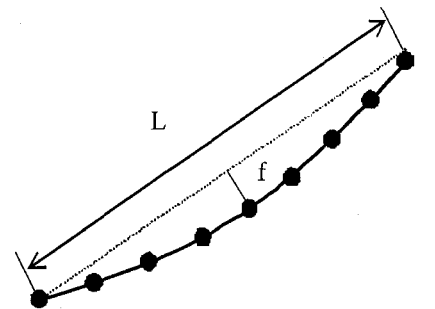


図-5 支持ケーブルのモデル化(ケーブルモデル)

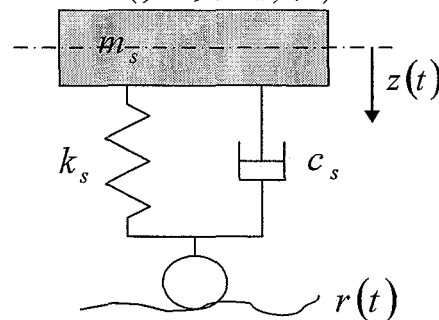


図-6 1自由度車両モデル

ケーブルの振動モードは現れない。ここで、ケーブルモデルの全体系固有振動数は主桁や主塔に振動が生じているモードをもつ振動を指す。なお、同様の振動モードを示すケーブルモデルの次数が、弦モデルに比べて高い。これは、支持ケーブルの振動が卓越する振動モードがケーブルモデルには含まれるためである。

2つのモデルの固有振動数は、鉛直方向、橋軸方向、橋軸直角方向および捩れ振動では一致しており、ケーブルモデルと弦モデルの差は、最大で1%であることから、両モデルの固有振動数は鉛直方向、橋軸方向、橋軸直角方向および捩れ振動においても一致していると判断できる。本橋が採用しているようなマルチファンケーブルではケーブルの質量が小さいため、ケーブルの振動の影響が全体系に及ぼす影響が小さい。したがって、全体系に及ぼすケーブルの局部振動の影響は小さく、全体系振動を取り扱う場合には、弦要素を用いても問題が無いことが確認できる。これによって、計算コストや人力の手間を減少することができる。

4.1.2 支持ケーブルの固有振動数

支持ケーブルの面内1次振動数の比較を表-3に示す。ケーブルモデルは全体系における固有振動解析結果より求めた。弦モデルにおいて、支持ケーブルの固有振動数は算出できないため、支持ケーブルをそれぞれ1本ずつ取り出し、両端ピンとしてサグを考慮して求めた結果である。なお、2つのモデル共に計算のなかでサグの影響を考慮できるため、支持ケーブルの弾性係数は $E=1.9 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$ を用いて算出した。これより、2つの解法によって得られた支持ケーブルの固有振動数は最大で2.2%の差が生じるものの、両者の差は小さい。ケーブルが振動するとき生じる主塔や主桁の定着点の変位の影響は小さく、ケーブル定着点をピンとしてモデル化して固有振動数が算出できることを示している。

4.1.3 他の橋梁との比較

対象橋梁は、先に述べたように主桁は鋼、主塔はコンクリート製の複合斜張橋である。また、交通量が少ない2車線の離島架橋であるためスパン長と幅員の比が大きい細長い橋梁である。本橋の固有振動特性を把握するために、同程度のスパン長を持つ鋼斜張橋とPC斜張橋について比較を行った³⁾⁴⁾⁵⁾。固有振動数の特徴をまとめると次のような結果が得られる。

表-2 2つのモデルによる全体系の固有振動数の比較

ケーブルモデル 次数	弦モデル		差(%) (①-②)/① ×100
	①固有振動数 (Hz)	次数 ②固有振動数 (Hz)	
1	0.214	1 0.213	0.47
2	0.321	2 0.319	0.62
3	0.353	3 0.353	0
4	0.434	4 0.434	0
5	0.529	5 0.531	-0.38
38	0.639	6 0.632	1.10
43	0.665	7 0.666	-0.15
64	0.752	8 0.739	1.73
65	0.777	9 0.770	0.90
74	0.800	10 0.792	1.00

表-3 支持ケーブルの固有振動数

ケーブル 番号	固有振動数(Hz)		差(%) (①-②)/① ×100
	①ケーブル モデル	②分離 モデル	
C1	0.586	0.597	-1.88
C2	0.626	0.637	-1.76
C3	0.695	0.709	-2.01
C4	0.792	0.805	-1.64
C5	0.929	0.940	-1.18
C6	1.049	1.061	-1.14
C7	1.188	1.202	-1.18
C8	1.400	1.415	-1.07
C9	1.659	1.673	-0.84
C10	1.543	1.557	-0.91
C11	1.293	1.308	-1.16
C12	1.097	1.113	-1.46
C13	0.963	0.971	-0.83
C14	0.847	0.857	-1.18
C15	0.736	0.752	-2.17
C16	0.679	0.693	-2.06
C17	0.625	0.637	-1.92
C18	0.581	0.584	-0.35

・本橋の1次振動は、橋軸直角方向（面外）振動である。通常の場合は、主塔の橋軸方向の振動が卓越するタワーモードが得られるが、鷹島肥前大橋の幅員が9.75mと狭く、かつ、フェアリングが設置されておらず、橋軸直角方向の剛性が小さいためである。

・本橋のタワーモードは3次振動で現れる。コンクリート製であるため、主塔の橋軸方向の剛性が高いことによる。

・主桁や床版が鋼材であるため、これを支えるケーブルの張力は鋼橋と同じである。このため、ケーブルの固有振動数は鋼橋の場合と同程度である。

図-7, 8 および9 は複合斜張橋である鷹島肥前大橋, 鋼斜張橋である大島大橋, コンクリート斜張橋である呼子大橋について鉛直1次から5次固有振動数と捩れ1次固有振動数およびケーブルの1次振動をプロットしたものである。なお, ケーブルについては, 局部振動が現れる分数調波共振(固有振動数の半分), 副不安定領域(固有振動数)および主不安定領域(固有振動数の2倍)が発生する可能性がある振動数を表示している。前述のように鋼橋に比べてコンクリート橋の支持ケーブルの固有振動数が高いため, 呼子大橋の支持ケーブルの固有振動数は全体系の低次の固有振動数は鋼橋に比べて離れている。これに対して本橋は, 支持ケーブルの固有振動数および全体系の固有振動数の関係は大島大橋に良く似ていることがわかる。また, 低次の全体系の固有振動数と支持ケーブルの固有振動数が接近しているため, 全体系の振動によって, ケーブルに局部振動発生の可能性が高いといえる。

以上より, 本橋は主桁が鋼である大島大橋と固有振動特性が似ていることがわかる。

4.2 計測結果

Subspace 同定法と MEM により推定した鉛直振動の固有振動数を図-10, 11 に示す。図-10 より4つの固有振動数が推定されている。図-11 よりパワースペクトルの卓越する振動数が, Subspace 同定法により推定された振動数と一致している。Subspace による推定結果は妥当と判断される。

Subspace 同定法により推定した各固有振動数における減衰定数を図-12 に示す。減衰定数は固有振動数によって, 大きさが異なることが分かる。

図-13 に Subspace 同定法により推定した橋軸方向振動の固有振動数を示す。図-14 には MEM により計算したパワースペクトルを示す。Subspace 同定法および MEM とともに推定された固有振動数は 0.881Hz および 1.079Hz である。図-15 は Subspace 同定法により推定した減衰定数を示している。減衰定数は2つの固有振動数とも 0.02 程度ある。鉛直方向振動の減衰定数に比べて大きい値を示している。これは, 主塔および橋脚の間に設置されているゴム支承の影響と考えられる。捩れ振動についても同じデータ解析が実施された。

舗装が行われていない状態で常時微動計測を行ったため, 舗装の質量を除外した修正解析モデル

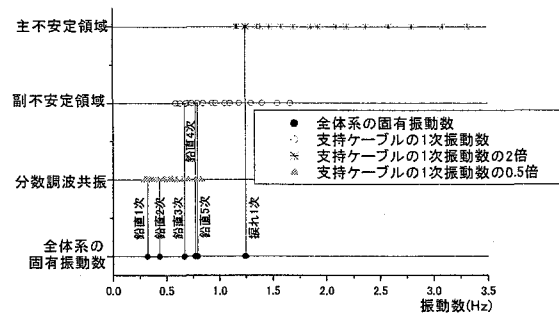


図-7 鷹島肥前大橋の全体系と支持ケーブルの固有振動数の関係

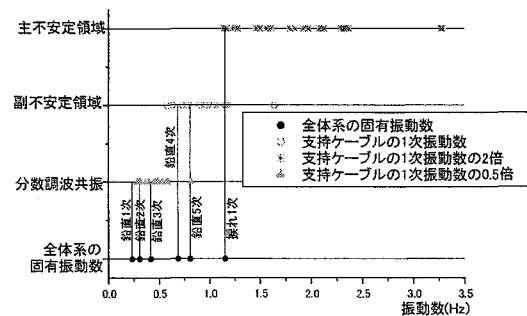


図-8 大島大橋の全体系と支持ケーブルの固有振動数の関係

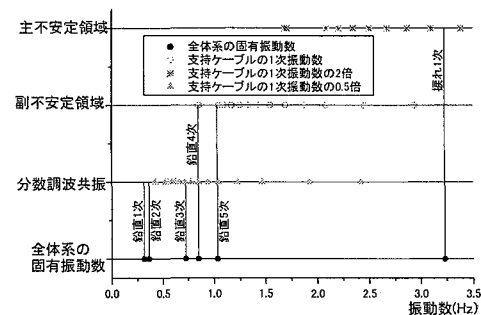


図-9 呼子大橋の全体系と支持ケーブルの固有振動数の関係

による固有振動解析を行った。表-4 に固有振動解析による固有振動数と Subspace 同定法による計測結果から推定した固有振動数および減衰定数を示す。固有振動形は計測した4点の加速度と位相から推定した。固有振動数の差は, 全体系振動の5次振動(橋軸直角方向逆対称振動)と10次振動(鉛直方向対象振動)において15.6%, 12.4%と解析値と計測値との差が認められる。しかし, それら以外の6個の固有振動数は6%程度以内で一致している。なお, 3次振動, 11次振動および13次振動を同定することができていない。これは, 今回の計測では主桁のみに加速度計を設置したた

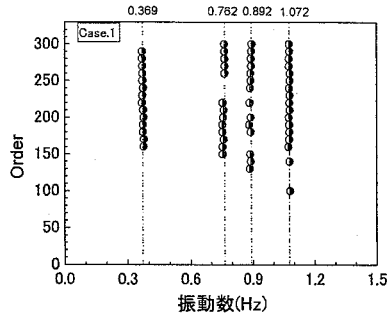


図-10 Subspace 同定法による固有振動数の推定 (鉛直方向)

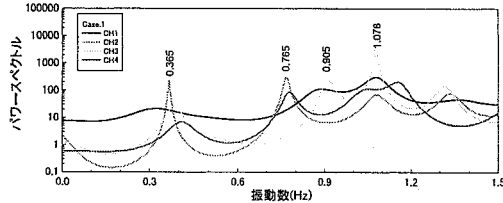


図-11 MEMによる固有振動数 (鉛直方向)

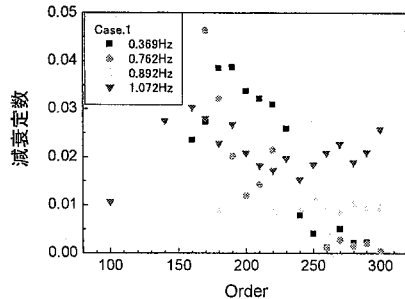


図-12 Subspace 同定法による減衰定数の推定 (鉛直方向)

め、主塔の振動が卓越するタワーモードを計測していないためである。また、15次振動と16次振動は鉛直6次、7次振動であるが、今回の計測では確認されなかった。

固有振動数の解析値と計測値はほぼ一致しており、鷹島肥前大橋の振動解析モデルは妥当と判断される。

これまで建設された鋼斜張橋である櫃石島橋⁷⁾、大島大橋³⁾、多々羅大橋⁸⁾および女神大橋⁵⁾、PC橋である唄げんか大橋⁹⁾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同程度である。

表-4より計測から得られた減衰定数は、1次振動、2次振動および10次振動の減衰定数は0.002~0.004と小さな値、5次振動、12次振動および14次振動の減衰定数は0.022~0.043と大きな値を示し、2つのグループがあることが分かる。12次および14次は橋軸方向振動のため、支承部に導入

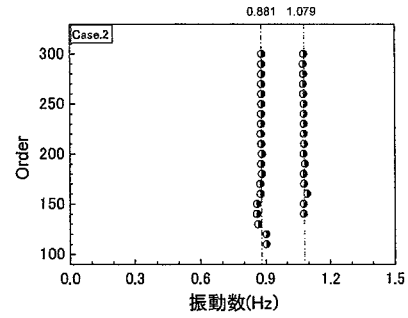


図-13 Subspace 同定法による固有振動数の推定 (橋軸方向)

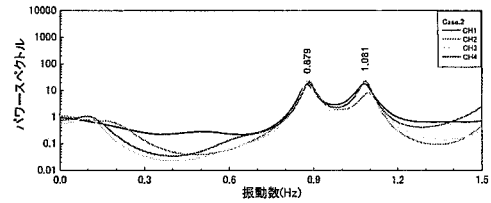


図-14 MEMによる固有振動数 (橋軸方向)

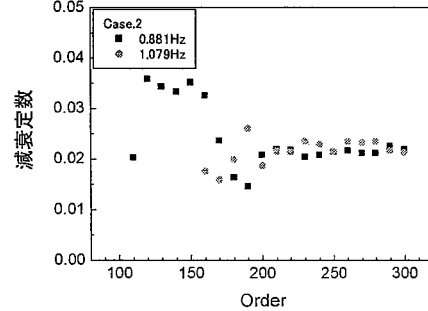


図-15 Subspace 同定法による減衰定数の推定 (橋軸方向)

表-4 計測から推定した固有振動数と解析より得られた固有振動数の比較

次数	①解析値 (Hz)	計測値		差(%) (②-①)/①
		②振動数 (Hz)	減衰定数	
1	0.234	0.242	0.004	3.4
2	0.348	0.369	0.004	6.3
3	0.379	-	-	-
4	0.472	0.449	-	-4.9
5	0.584	0.675	0.043	15.6
10	0.871	0.762	0.002	-12.4
11	0.887	-	-	-
12	0.930	0.892	0.024	-4.2
13	0.972	-	-	-
14	1.033	1.072	0.022	4.3
15	1.114	-	-	-
16	1.224	-	-	-
18	1.371	1.318	-	2.8

されたゴム支承の影響と考えられる。女神大橋の橋軸方向振動の減衰定数は0.007および0.009, 大島大橋は0.009と計測より得られた減衰定数の中でも大きい値を取る。これらの橋梁にも橋軸方向にゴム支承が導入されているためと考えられる。

4.3 交通振動解析結果

図-16 に走行車両による支持ケーブルと支持ケーブル定着点の主桁の橋軸方向と鉛直方向の最大応答変位を示した。横軸は、図-1に示した主桁の鷹島町から中央径間の midpoint までの橋軸方向の座標を示す。なお、支持ケーブルの応答は、ケーブルに現れる最大応答で、ケーブル定着点にプロットしている。これより、支持ケーブルに変位が大きい局部振動が見受けられないことが確認できる。

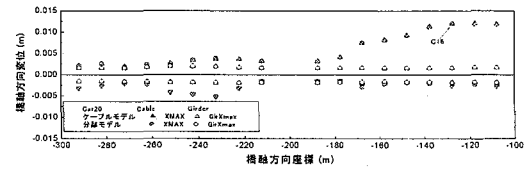
図-17, 18 に走行車両荷重を受けた主桁の鉛直方向変位と軸力応答を示す。図から明らかなように、ケーブルモデルと弦モデルの応答には差が生じない。これは、支持ケーブルに大きな局部振動が生じないためである。

図-19 に鷹島町側の3P主塔の橋軸方向の変位を示す。主塔が側径間側方向に比べて中央径間方向に大きく変位している。これは、車両の走行により側径間に比べて中央径間の桁が大きな鉛直変位を起こすためである。図-20 に軸力分布を示す。なお、主塔高さが6.5mから71mまでの値が小さくなっている。これは、本橋の主塔形式が逆Y字であり、2本に分岐した片方の部材の軸力を出力したためである。ケーブルモデルと弦モデルの応答には差が無いため、弦モデルを用いることが可能であるといえる。

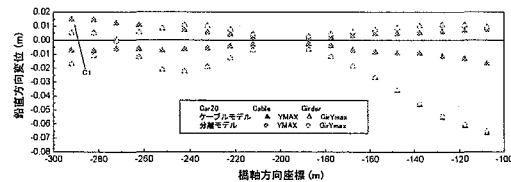
5. 弦要素とケーブル要素の適用について

日本の斜張橋では、マルチステイクケーブルが一般的である。マルチステイクケーブルの一本当たりの重量は小さく、ケーブル振動が全体系に及ぼす影響は今回の解析のように一般に小さい。ケーブル本数が少なく、重量が大きいケーブルの場合は、ケーブル振動の影響が効いてくることが考えられる¹⁰⁾。このような場合はケーブル要素法を用いた固有振動解析が必要である。

ケーブル要素法では、ケーブルの幾何学的非線形性や係数励振振動を取り扱うことが可能であるので、ケーブルの振動が大きくなるガスト応答¹¹⁾レベル2地震動、周期的加振を受ける場合の支持



(a)水平方向変位



(b)鉛直方向変位

図-16 支持ケーブルと支持ケーブル定着点応答変位

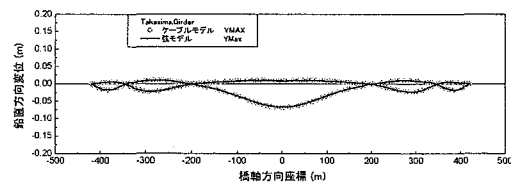


図-17 主桁の鉛直方向応答変位

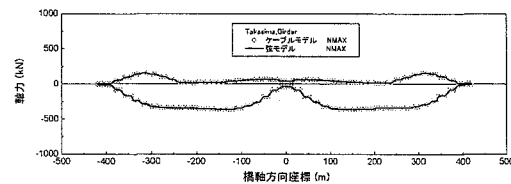


図-18 主桁の軸力

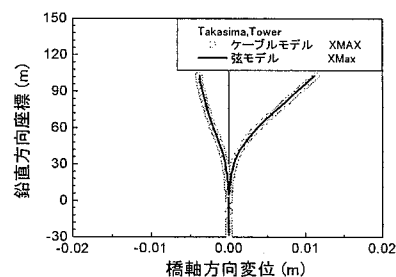


図-19 橋軸方向応答変位

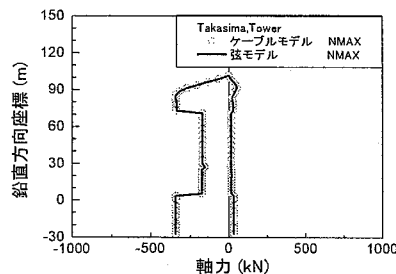


図-20 主塔軸力

ケーブルの応答やケーブルの応答が主桁や主塔に及ぼす影響の評価にはケーブル要素法を用いる必要がある。

マルチステイクケーブルをもつ斜張橋の固有振動解析やケーブル振動が小さい交通振動応答では弦要素で十分である。

6. まとめ

本研究で得られた知見を以下に示す。

- (1)固有振動解析を行い、従来の支持ケーブルのサグの影響を考慮できるケーブルモデルと評価できない弦モデルを比較したところ、両モデルの差は小さく、また、支持ケーブルの固有振動数も一致した。
- (2)使用材料とスパン長の異なる同様な形式の斜張橋の固有振動数を比較し、スパン長が長くなると固有振動数は小さくなり、コンクリート橋は鋼橋に比べて高い振動数を示す傾向を有していることがわかった。また、複合斜張橋である本橋は鋼橋である大島大橋と近い特性を有していることから鋼橋の特徴を有している。
- (3)常時微動計測結果より、Subspace 同定法およびMEM を用いて鷹島肥前大橋の振動特性を推定することが出来た。解析値と計測により得られた固有振動数はほぼ一致した。これより作成した解析モデルの妥当性を検証できた。加えて、本橋の減衰定数は、他の実橋梁で得られた減衰定数と同程度である。
- (4)走行車両による応答は、支持ケーブルに振幅の大きな局部振動は発生せず、これによりケーブルモデルと弦モデルの差は生じず、走行車両解析において従来手法である支持ケーブルを直線部材としてモデル化する弦要素を用いて解析を行うことができる。

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ことを付記する。

【参考文献】

- 1) K. Tanaka, K. Takahashi and S. Nakamura: Analysis of Local Vibrations in the Stay Cables of the Hizen-Takashima Bridge, Steel Structures, Vol.8, pp.277-284, 2008.12.
- 2) (株)アーク情報システム：TDAPⅢ機能説明書，

1999.

- 3) 長崎県，長崎県道路公社：大島大橋工事誌，pp.369-399，2000.3.
- 4) 高橋和雄，呉慶雄，中村聖三，久保田展隆，伊田義隆：斜張橋の支持ケーブルの局部振動の解析，構造工学論文集，Vol.46A，pp.501-510，2000.3
- 5) Q. Wu, K. Takahashi, T. Okabayashi, and S. Nakamura: Response characteristics of local vibrations in stay cables on an existing cable-stayed bridge, Journal of Sound and Vibration, Vol.261, pp.403-420, 2003.
- 6) 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.
- 7) 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.
- 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) 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.
- 10) A. M. Abdel-Ghaffar and M .A .Khalifa: Importance of Cable Vibration Dynamics of Cable-stayed Bridges, Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol.117, pp.2571-2589,1991.
- 11) Q. Wu, K. Takahashi and B. Chen: Analysis of Local Vibrations in Stay Cables of an Existing Cable-stayed Bridge, Structural Engineering & Mechanics, Vol.30, No.5, pp.513-534, 2008.