

女神大橋の斜ベントを転用した仲沖橋の固有振動特性と耐震性に関する研究

長崎大学工学部	学生会員	○下田佑貴	長崎大学工学部	フェロー	高橋和雄
長崎大学工学部	正 会 員	中村聖三	中国・福州大学	非 会 員	呉 慶雄
			長崎県土木部	正 会 員	北原雄一

1. まえがき

本研究の対象である長崎県諫早市の破籠井鷺崎線を形成する仲沖橋は、橋長 120m の 3 径間連続鋼箱桁橋であり、長崎県で建設された長大斜張橋の女神大橋架設時に使用された斜ベントを、橋梁の主構造材として転用した橋梁である。斜ベントの橋梁本体への転用は本橋が初の試みであり、趣旨として新規製作桁の減少によるコスト縮減効果および環境負荷低減（リサイクルの促進）を目的に製作された橋梁である。昨年度、仲沖橋の構造モデルが作成され、モデルによる固有振動解析が行われた¹⁾。本研究では、仲沖橋が完成直前になったので、常時微動計測を実施し、固有振動数を解析値と比較することにより上部工の構造モデルの妥当性を検証する。さらに、レベル 2 地震動を受ける場合の地震応答解析を行う。

2. 仲沖橋の概要

橋梁形式は 3 径間連続 RC 床版をもつ 5 本主桁鋼箱桁橋、支間長は 120m、幅員は車道部が 15.344m、歩道部は 6m、床版は RC 床版で厚さ 250~260mm、支承は反力分散ゴム支承、使用鋼材は SM400, SM490Y, SM570 などである。架設部材を恒久部材に転用するための、塗装はがし、キャンバーが取れないこと、開口部のふたの取付けなどに対しての新たな対策がなされ、施工に通常の橋よりも手間がかかった。

3. 仲沖橋のモデル化の検討

本研究では、三次元有限要素法を用いて仲沖橋の解析を行う。上部工のモデル化に際して、2つの解析モデルを設定する。実橋梁を忠実にモデル化する5本主桁モデルは、床版および主桁を合成桁とするフレームモデルとし、耐震解析用の主桁一体モデルは、合成桁を1本のはり部材とする。図-1に5本主桁モデル、図-2に主桁一体モデルを示す。本研究では側径間の断面変化の影響を調べるために、橋軸方向の分割を32分割から81分割に増やすとともに、図面をもとに合成桁断面の断面定数の見直しを行う。

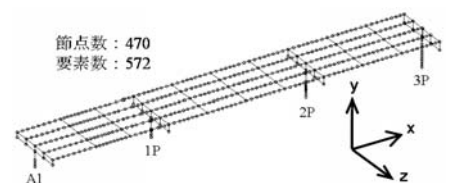


図-1 5本主桁モデル

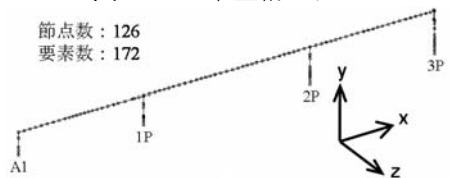


図-2 主桁一体モデル

4. 固有振動特性

まず断面変化の影響を検討した結果、固有振動数の差は小さい結果となった。また、断面定数の見直しを行ったところ、橋軸および橋軸直角方向の振動モードは数%の差であったが、鉛直振動に関しては 5 本主桁モデルおよび主桁一体モデルともに 10%~16%の差が見受けられた。したがって、仲沖橋の解析モデルとは橋軸方向 32 分割とし、断面諸量変更後のモデルを用いることとした。この解析モデルの固有振動数について、5 本主桁モデルを基準とし対応する主桁一体モデルの固有振動数を比較した結果を表-1 に示す。なお、ねじれ振動や主桁ごとに振動の大きさが異なる固有振動数を得ることができない。なお、橋軸直角方向に曲げ変形を生じる高次の橋軸直角振動については両者に大きな差が現れる結果となった。

表-1 仲沖橋の固有振動数の比較

次数	固有振動数(Hz)		振動モード	差
	①5 本主桁	②主桁一体		
1	0.909	0.919	橋軸直角1次	1.1
2	0.912	0.916	橋軸1次	0.5
3	1.033	1.059	橋軸直角2次	2.5
4	2.288	2.350	鉛直1次	2.7
5	2.847	-	橋軸直角3次	-
6	3.303	3.403	鉛直2次	3.0
7	3.387	-	ねじれ1次	-
8	3.596	-	ねじれ2次	-
9	3.760	3.761	鉛直3次	0.0
10	4.064	4.203	橋軸2次	3.4

$$\text{差} = (\text{②} - \text{①}) / \text{①} * 100$$

キーワード：女神大橋，斜ベントの転用，固有振動特性，常時微動計測，非線形地震応答解析

連絡先：〒852-8521 長崎市文教町 1-14 長崎大学工学部社会開発工学科 Tel.095-819-2610 Fax.095-819-2627

5. 常時微動計測

常時微動計測時に本橋は未完成の状態であったため、計測時の橋の状態に合わせ舗装および高欄の死荷重を除外したモデルを作成した。仲沖橋の常時微動計測にあたって、床版上に8個の圧電型加速度計を設置し、加速度計の向きを変更しながら、鉛直方向、橋軸方向および橋軸直角方向の加速度を計測した。時間刻みは0.01秒、計測時間は720秒とし、サブスペース同定法を用いて固有振動特性を推定した。なお、鉛直振動は同定することができたが、橋軸方向および橋軸直角方向に関しては振動のレベルが小さく、固有振動数を同定するに至らなかった。また、高速フーリエ変換(FFT解析)による固有振動数の推定も行った結果、両者がほぼ一致しており3次振動までの固有振動数が得られた。両モデルによる解析値および常時微動計測より得られた固有振動数および減衰定数の一覧表を表-2に示す。固有振動数および減衰定数は推定結果の平均値である。表-2の結果より、固有振動数の差は5本主桁モデルでは最大12%の差であり、解析モデルは妥当と考えられる。また、簡易な主桁一体モデルも同程度の結果となっている。減衰定数に関して、0.005~0.008という小さな結果が得られている。

6. 非線形地震応答解析

(1)解析条件 直接積分法による非線形地震応答解析を行った。積分方法はNewmarkのβ法(β=1/4)を使用し、時間間隔は0.01秒、継続時間を60秒と設定する。入力地震波は、道路橋示方書²⁾に準じ第Ⅲ種地盤用標準地震波のタイプⅠ地震動およびタイプⅡ地震動を使用し、地域補正係数(長崎県:Cz=0.7)により振幅補正し、橋軸直角方向および橋軸方向にそれぞれ入力する。なお、照査は3波平均とする。また、減衰はひずみエネルギー比例減衰のReyleigh型減衰とする。解析モデルは橋軸方向32分割モデルを使用した。非線形部材は橋脚躯体の塑性ヒンジ部のみとし、非線形モデルは剛性低下型トリリニア非線形(武田モデルM-θ関係)を用いる。

(2)解析結果 上部工の地震応答について先ず述べる。橋軸直角方向加震時(タイプⅡ地震動)の橋軸直角方向変位を図-3に示す。なお、5本主桁の変位はG3桁をプロットした。橋軸直角方向加震時の橋軸直角方向の応答には、5本主桁モデルと主桁一体モデルでは差が見受けられる。一方、橋軸方向加震時の橋軸方向変位については両者の結果が一致した。曲げモーメントについても同じ結果となった。次に、下部工の応答について、タイプⅡ地震動を作用させた時の橋軸方向および橋軸直角方向の1P支承部の最大応答加速度と最大応答変位を表-3に示す。橋軸直角方向加震および橋軸方向加震ともに、5本主桁モデルと主桁一体モデルによる差は小さいということが分かった。つまり、下部工の応答には上部工のモデル化の影響は認められない。また、耐震性能2の照査を行ったところ、これにより仲沖橋の下部工はレベル2地震動について安全であることが確認された。

7. 結論

仲沖橋の解析モデルによる固有振動数と常時微動計測の結果を比較すると、鉛直振動の解析モデルは妥当と判断される。鉛直振動解析や地震応答解析の結果より、上部工の橋軸方向の地震応答および下部工の橋軸直角方向・橋軸方向の地震応答の評価には、主桁一体モデルで十分であるが、上部工の鉛直振動の評価や橋軸直角(面外)地震応答では主桁一体モデルでは不十分であることを示した。

参考文献

1) 園部浩昭, 高橋和雄, 中村聖三, 呉 慶雄, 北原雄一: 女神大橋の斜ベントの3径間連続RC床版箱桁橋への適用と動的検討: 平成19年度土木学会西部支部研究発表講演概要集第1部門, pp.163~164, 2008.3
2) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説(V 耐震設計編), 2002.3.

表-2 固有振動数および減衰定数

次数	固有振動数 (Hz)			差(%)		減衰定数
	(a)	(b)	計測値	(a)	(b)	
1	2.38	2.45	2.54	6.8	3.8	0.005
2	3.43	3.54	3.42	-0.3	-3.4	0.005
3	4.22	4.35	3.71	-12.1	-14.8	0.008

差=((計測値)-(解析値))/(解析値)*100
(a):5本主桁モデル, (b):主桁一体モデル

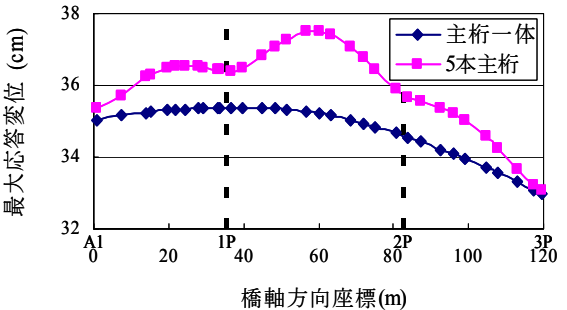


図-3 橋軸直角方向加震時の橋軸直角方向変位

表-3 タイプⅡ地震動による1P支承部の最大応答

加震方向	5本主桁		主桁一体	
	加速度 (gal)	変位 (cm)	加速度 (gal)	変位 (cm)
橋軸直角	483	3.1	544	3.1
橋軸	576	5.9	573	5.7