

I - B 142

PC斜張橋のモデル化と地震応答特性  
（その2：非線形応答特性）

（株）長 大 正○有角 明 九州大学工学部 710- 大塚 久哲  
建設省九州地方建設局 正 百田 国広 山口大学工学部 正 麻生 稔彦  
（株）錢高組技術本部 正 水取 和幸 （同左） 正 首藤 政徳

1. はじめに

南田原1号原橋のレベル2地震動における耐震性を把握するため非線形動的応答解析を行った。解析は、その1で作成した2つのモデルを用い、モデル化による応答の違いや加震方向による応答特性の比較を行った。

なお、本研究は土木学会西部支部「中径間橋梁の耐震性向上に関する研究」委員会の研究の一環として行ったものである。

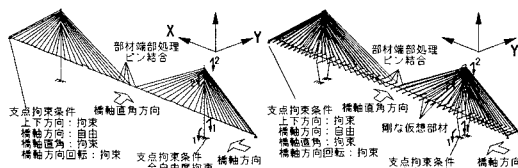


図-1 解析モデル図

2. 非線形特性の設定

非線形部材には主桁と橋脚・主塔を指定した。図-2に示す橋脚・主塔の非線形特性は、モデル1では橋脚部を断面1-1、主塔頂部を断面2-2とし、それぞれ1本の非線形梁とした。また、モデル2では橋脚部を断面1-1のように手前側と奥側の実断面として評価し、主塔頂部は断面の半分を手前側、奥側にそれぞれ配置させた。主桁については、図-3に示すように、側径間と中央径間の2断面を評価し、それぞれ1本の非線形梁に置き換えた。モデル2は、主桁の幅に相当させた剛な仮想梁を設け、主桁のねじりを考慮できるように設定した。軸力については、主塔が自重解析により発生した各非線形部材の軸力応答値を、主桁は自重により発生する軸力と各部材のプレストレス力の合計値を初期軸力とし、部材の非線形特性はM-φで定義させ、復元力特性は武田モデルとした。また、主桁の断面形状とPC鋼棒の配置位置などから生じる偏心については考慮しないものとした。図-4に主塔及び主桁のM-φスケルトンを示す。M-φ関係は、道路橋示方書耐震設計編（平成8年）に準じて算出した。また、本解析での非線形特性は加震方向により、支配的な断面力を生じる成分に設定した。

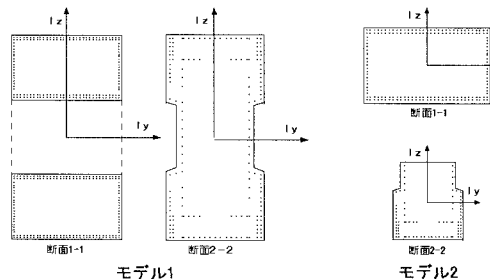


図-2 主塔断面図



図-3 主桁断面図（モデル1及びモデル2）

3. 解析条件

解析モデルは前論文（その1）と同様であり、図-1に示す2つのモデルとした。入力地震動は、道路橋示方書耐震設計編（平成8年）のタイプIIの標準加速度応答スペクトル（I種地盤）を目標に神戸海洋気象観測波のNS成分の位相を用いて作成した模擬地震動を用いた。この模擬地震動を両モデルの橋軸方向及び橋軸直角方向に作用させた。

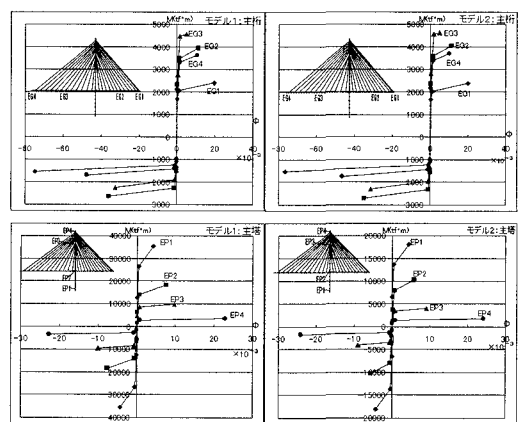


図-4 M-φスケルトン

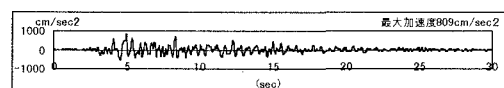


図-5 入力地震動

KeyWord RC斜張橋、地震応答、非線形、3次元  
連絡先 新宿区西新宿3-7-1 TEL03-5323-3861  
FAX03-5323-3860

4. 非線形動的応答解析結果

(1)最大節点応答値の比較

橋軸方向加震時の最大変位応答値を表-1に示す。橋軸方向変位は、モデル1では主桁が85cm程度、モデル2では主桁が82cm程度を示し、モデル1の方が大きな変位を生じている。このとき、主桁のG3節点は上下方向変位も現れ、モデル1では25cm、モデル2では20cm程度を示した。また、主塔頂部の橋軸方向変位はモデル1が81cm、モデル2が83cmであり、モデル2の方が若干大きくなっている。橋軸直角方向加震時はモデル1、モデル2とも主桁のG4節点の橋軸直角方向の変位が大きく、モデル1で100cm程度、モデル2で99cm程度であり、両者の差は僅かである。このとき、上下方向の変位は両モデルともほとんど現れていない。また、主塔頂部の橋軸直角方向変位は、モデル1が3cm程度であるのに対し、モデル2は20cmとなっており、モデル2の方がかなり大きな揺れを生じる結果となった。

(2)最大応答断面力の比較

橋軸方向加震時の最大断面力を表-2に示す。モデル1及びモデル2ともに主桁の部材ではEG2部材に発生するMzが最も大きな値を示している。主塔は、モデル1が加震方向により支配的となるMzのみに応答が現れているのに対し、モデル2ではMyにも応答が生じている。また、橋軸直角方向加震時には、主桁の部材ではモデル1及びモデル2ともに、EG3部材に発生するMyが最も大きな値を示している。橋軸直角方向加震時では、モデル1とモデル2の主桁及び主塔ともに、同時に2つの軸廻りのモーメントが発生している。

(3)時刻歴応答波形の比較

P4節点の応答変位波形を図-7に示す。橋軸方向加震ではモデル1及びモデル2ともにほぼ同じ周期であり、橋軸直角方向加震では、モデル1に比べモデル2の方が振幅が大きく長周期になっている。また、図-8に示すEP1(橋脚下端)部材の応答軸力波形図から、モデル1では、ほとんど初期軸力から変動が見られないのに対し、モデル2での橋軸直角方向加震時における、軸力の変動が大きいことが示されている。

5. M-Φ履歴曲線の比較

図-9にEP1部材の加震方向別における、M-Φ履歴曲線を示す。橋軸方向加震時では、モデル1及びモデル2ともにひび割れを越えているものの、降伏には至っていない。また、橋軸直角方向加震時では、モデル1が線形範囲内での応答であるのに対しモデル2はひび割れを越える結果となった。

6. まとめ

2つのモデルによる応答特性から、橋軸直角方向の応答に差が生じることが分かった。特に非線形応答において、橋脚・主塔の評価が重要である。

参考文献

- 1) 島野・麻生他: フローティング形式斜張橋(明けんか橋)の起振機試験と台風時応答観測、土木学会論文集No.322, 1995.9
- 2) 大塚・小野他: 南田原橋1号橋の設計(上・下)、橋梁と基礎
- 3) 南田原1号橋設計関連資料: 建設省九州地方建設局佐伯工事事務所

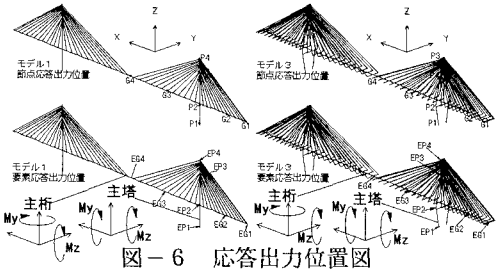


図-6 応答出力位置図

表-1 最大節点応答値

節点	モデル1						モデル2						
	変位応答値(cm)			加速度応答値(cm/sec <sup>2</sup> )			変位応答値(cm)			加速度応答値(cm/sec <sup>2</sup> )			
	X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z	
G1	-84.5	0.0	0.0	3.8	102.6	0.0	84.7	-81.9	0.0	-3.8	110.6	0.0	96.1
G2	-84.5	0.0	15.2	102.6	0.0	247.4	-81.9	0.0	-14.0	110.1	0.0	289.9	
G3	-84.6	0.0	-24.8	101.6	0.0	-37.4	-81.9	0.0	-19.4	106.5	0.0	-291.9	
G4	-84.6	0.0	-4.6	101.6	0.0	42.5	-81.9	0.0	-0.6	106.5	0.0	-13.9	
P1	-0.3	0.0	0.0	808.7	0.0	0.0	-0.3	0.0	0.0	806.5	0.1	-0.1	
P2	-7.1	0.0	0.0	702.0	0.0	0.2	-6.2	0.0	0.0	732.9	-0.2	-0.8	
P3	-46.5	0.0	0.0	389.2	0.0	0.0	-46.5	0.0	0.0	401.7	0.0	-3.1	
P4	-81.4	0.0	0.0	297.3	0.0	-1.0	-82.0	0.0	0.0	164.2	0.0	-4.3	

節点	モデル1						モデル2					
	変位応答値(cm)			加速度応答値(cm/sec <sup>2</sup> )			変位応答値(cm)			加速度応答値(cm/sec <sup>2</sup> )		
	X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z
G1	0.0	-5.1	0.0	0.0	748.2	0.0	0.0	-4.1	0.0	-0.1	752.4	0.1
G2	0.0	-22.4	0.0	0.0	435.6	0.0	0.0	-21.0	0.0	-0.1	522.4	0.6
G3	0.0	-92.8	0.0	0.0	243.8	0.0	0.0	-82.5	-0.1	0.0	335.5	1.0
G4	0.0	-109.1	0.0	0.0	-479.7	0.0	0.0	-99.4	-0.1	0.0	497.8	0.6
P1	0.0	0.0	0.0	0.0	811.2	0.0	0.0	-0.8	-0.2	0.0	813.4	-0.6
P2	0.0	-0.4	0.0	0.0	809.3	0.0	-0.6	-0.0	-1.7	10.9	783.0	107.9
P3	0.0	-1.6	0.0	0.0	848.6	0.0	-1.5	-20.0	-0.4	-26.1	1009.8	-17.3
P4	0.0	-2.7	0.0	0.0	1152.4	0.0	-1.7	-20.4	-0.5	-28.0	1028.8	-17.6

表-2 最大応答断面力

部材	橋軸方向加震				橋軸直角方向加震						
	モデル1		モデル2		モデル1		モデル2				
	N(kN)	Mx(kN-m)	Mz(kN-m)	N(kN)	Mx(kN-m)	Mz(kN-m)	N(kN)	Mx(kN-m)	Mz(kN-m)		
EG1	1481	0	356	-1974	0	398	1175	1442	-128	1159	-261
EG2	2483	0	2524	3191	0	2392	3193	2913	-338	3269	-2770
EG3	3649	0	2262	3768	0	1168	3442	2350	-101	3524	2411.6
EG4	223	0	2420	2471	0	1885	2104	1886	-2236	2181	1533.6
EP1	7241	0	21124	2892	-36	-11923	6293	-9481	824	7132	-7136
EP2	5627	0	11622	2842	-32	-6240	5383	-7652	4718	4493	-1288
EP3	4862	0	4512	1863	-102	1722	4234	-4122	724	3112	1864
EP4	228	0	-2	138	2	0	-172	-15	0	20	-54

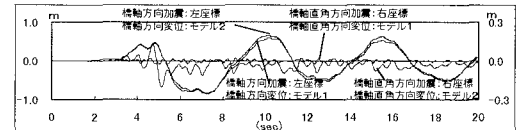


図-7 時刻歴応答変位波形図(P4節点)

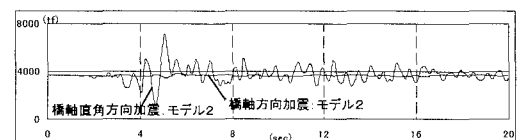


図-8 時刻歴応答軸力波形図(EP1部材)

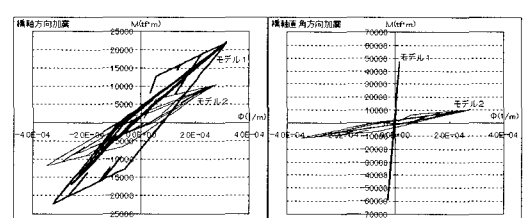


図-9 M-Φ履歴曲線(EP1部材)