

I - B141

PC斜張橋のモデル化と地震応答特性

(その1:モデル化と振動特性)

(株)錢高組技術本部 正○首藤 政徳 九州大学工学部 正○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 (株)長 大 正 有角 明

1. はじめに

南田原1号橋は大分県南海部郡宇目町地内において、北川ダムを横断する湖面橋として建設された。本橋梁は図-1に示すように橋長292.1m、支間長60+170+60mの3径間PC斜張橋である。一般に、斜張橋は構造が複雑で、主桁がスレンダーであるため、耐震性について十分な検討を行うことが必要である。ここでは、この斜張橋を対象として、2つのモデルを作成した。モデル1は、平面に集約した疑似立体のモデルとし、モデル2は詳細な立体モデルとした。この2つのモデルを用い、モデル化による振動特性の比較や時刻歴応答解析による応答特性の違いについて検討を行った。

なお、本研究は土木学会西部支部「中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。

2. 構造概要

本橋梁は、図-2、図-3に示すように、橋長が292.1m(中央径間170m、側径間60m、スパン比2.8:1)、主桁は2主箱桁形式で桁高1.7mである。また、主塔部には支承を設けないフローティング構造となっている。主塔構造は図-3に示す逆Y字形で、橋脚も門形構造として景観に配慮した構造となっており、主塔高はP1主塔が64.5m、P2主塔が64.0mである。基礎構造については、P1主塔が杭径φ3.0mの深礎杭形式、P2主塔が直接基礎となっている。吊りケーブルの配置形式は、施工性ならびに景観を考慮しファン形とハープ形の2形式が採用されている。

3. 解析条件

モデル1は主桁、主塔、橋脚を1本の梁に集約させた疑似立体としてモデル化した。また、モデル2は主桁の剛性を1本の梁に置き換え、主塔と橋脚は実形状を模擬した立体モデルとした。拘束条件については主桁端部を図-4に示す拘束とし、橋脚下端は全固定、ケーブルの部材端部はピン結合とした。入力地震動は道路橋示方書(耐震設計編)の標準加速度応答スペクトルを目標とし神戸海洋気象台観測波のNS成分の位相を用いて作成された模擬地震動を採用した。加震方向はモデル1及びモデル2の橋軸方向及び橋軸直角方向の2方向に作用させた。

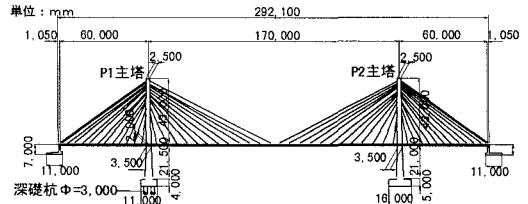


図-1 全体側面図

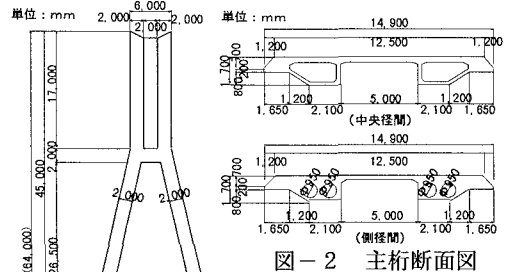


図-2 主桁断面図

表-1 構造概要

形式	3径間連続PC斜張橋
橋長	292.100m
支間長	60.000m+170.000m+60.000
幅員	9.000m+2.5000m
コンクリート	設計基準強度:400.0kgf/m ²
鉄筋	SD30A
PC鋼材	主桁φ32 ケーブル:SEEE F-PH

()はP2主塔の寸法

図-3 主塔断面図

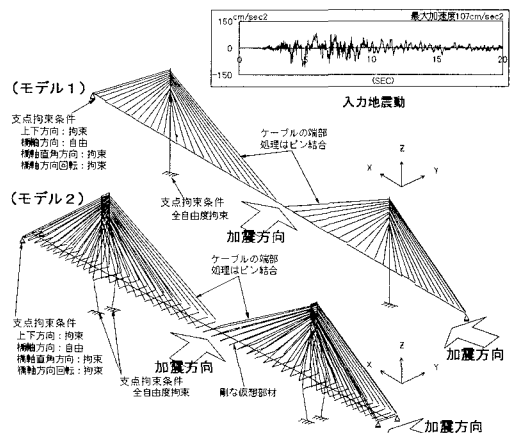


図-4 解析モデル図

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

4. 振動特性の比較

固有値解析結果のうち、表-2に1次~10次モードの主要3成分(Tx, Ty, Tz)の刺激係数を示す。橋軸方向(Tx)が最も卓越しているのは、両モデルとも1次モードで、モデル1が3.77秒、モデル2が3.87秒を示すが、橋軸直角方向(Ty)は、モデル2において、多くのモードが表れている。また、1次~3次のモード図を図-5に示す。

5. 線形時刻歴応答解析結果

(1)最大節点応答値の比較

橋軸・橋軸直角方向加震における2モデルの最大応答変位・加速度を表-3にまとめて示した。表から橋軸方向加震は、モデル1の方がモデル2よりやや大きめの値を示し、加速度はモデル2の方がモデル1よりやや大きく硬めの値を示している。橋軸直角方向加震では、主塔頂部位置の橋軸直角方向変位に違いがみられ、モデル1は0.4cmであるのに対しモデル2は2.1cm大きくなっている。これは、橋脚の負担軸力による変位が表れたものである。

(2)最大応答断面力の比較

橋軸方向加震での曲げモーメントをみるとモデル1では支配的となるMzのみが現れるが、モデル2は主塔部のMyにも応答が発生している。橋軸直角方向加震では、両モデルともMz、Myが共に発生している。

(3)時刻歴応答波形の比較

変位応答波形図をみると、橋軸方向加震時の橋軸方向変位はモデル1及びモデル2とも非常に長周期であり、橋軸直角方向加震時の橋軸直角方向変位はモデル1及びモデル2ともに短周期となっている。軸力波形図は、図-8に示すように、モデル1では軸力の変動がほとんど見られないのに対し、モデル2では橋軸直角方向加震時における、橋脚基部(EP1部材)に軸力の変動が生じている。

6. まとめ

2モデルの特性は、モデル2の方が橋軸方向には幾分硬めの特性を示し、橋軸直角方向は橋脚の軸力に伴う変形が生じるため軟めの特性を示す。

表-2 固有値

次数	モデル1			モデル2		
	固有周期 (SEC)	(Tx)	(Ty)	固有周期 (SEC)	(Tx)	(Ty)
1	3.7693	31.2600	0.0000	-0.0268	31.7500	0.0000
2	3.1442	0.0000	-24.3500	0.0000	2.6952	0.0000
3	1.6305	0.0059	0.0000	9.2280	1.1461	-0.0095
4	1.0611	-7.7680	0.0000	-0.0325	0.8773	-5.6290
5	0.8122	0.0000	0.0000	0.0000	0.7784	0.0000
6	0.7271	0.0132	0.0000	17.2200	0.7046	0.0228
7	0.6656	-1.7090	0.0000	0.0390	0.6620	0.3000
8	0.6967	-0.0120	0.0000	18.8100	0.6602	-2.3830
9	0.4935	-2.0700	0.0000	-0.0058	0.6477	0.0000
10	0.4351	-0.0049	0.0000	3.7590	0.6578	-0.0127

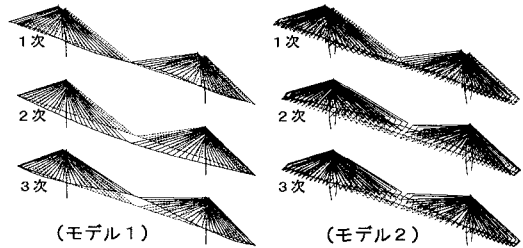


図-5 主要モード図

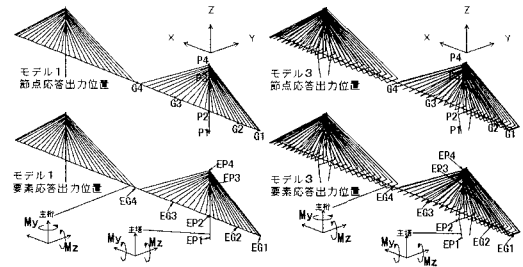


図-6 応答出力位置図

表-3 最大節点応答値の比較

節点	モデル1						モデル2					
	変位応答値(cm)			加速度応答値(cm/sec ²)			変位応答値(cm)			加速度応答値(cm/sec ²)		
G1	26.2	0.0	-1.3	-75.1	0.0	-12.4	28.0	0.0	-1.3	-77.1	0.0	-11.7
G2	26.2	0.0	-4.8	-75.1	0.0	-38.2	28.1	0.0	-4.7	-77.0	0.0	-35.1
G3	28.2	0.0	7.7	-75.0	0.0	-58.9	28.1	0.0	7.1	-77.0	0.0	-51.3
G4	28.2	0.0	-6.1	-75.0	0.0	-0.4	28.1	0.0	0.0	-77.0	0.0	0.3
P1	0.1	0.0	0.0	-107.0	0.0	0.0	0.1	0.0	0.0	-107.1	0.0	0.0
P2	1.9	0.0	0.0	-97.8	0.0	0.0	1.7	0.0	0.0	-98.3	0.0	0.1
P3	13.5	0.0	0.0	-76.5	0.0	-0.2	16.2	0.0	0.0	-78.7	0.0	0.5
P4	24.4	0.0	0.0	-86.1	0.0	0.2	28.1	0.0	0.0	-81.5	0.0	0.7

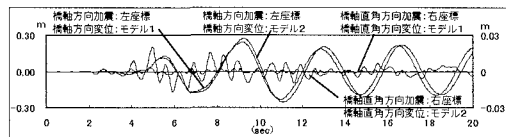


図-7 時刻歴応答変位波形図(P4節点)

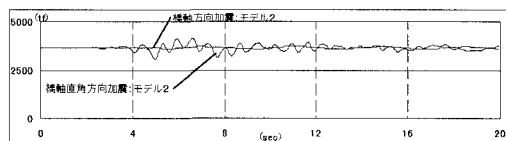


図-8 時刻歴応答軸力波形図(EP1部材)

節点	モデル1						モデル2					
	変位応答値(cm)			加速度応答値(cm/sec ²)			変位応答値(cm)			加速度応答値(cm/sec ²)		
G1	0.0	-1.3	0.0	0.0	-101.2	0.0	-1.1	0.0	0.0	-101.7	0.0	
G2	0.0	-6.2	0.0	0.0	-74.9	0.0	-5.4	0.0	0.0	-77.2	0.0	
G3	0.0	-21.4	0.0	0.0	89.2	0.0	18.8	0.0	0.0	108.2	0.0	
G4	0.0	-24.3	0.0	0.0	129.6	0.0	21.4	0.0	0.0	128.6	0.0	
P1	0.0	0.0	0.0	0.0	107.4	0.0	0.0	0.1	0.0	108.7	-1.7	
P2	0.0	0.1	0.0	0.0	-104.7	0.0	-0.1	0.8	0.2	1.7	-120.3	
P3	0.0	0.2	0.0	0.0	-127.8	0.0	-0.4	2.0	0.1	4.8	-157.2	
P4	0.0	0.4	0.0	0.0	-154.0	0.0	-0.4	2.1	-0.1	5.6	-164.5	

表-4 最大部材応答値の比較

部材	モデル1			モデル2			視軸方向加震			モデル2		
	N(t)	Mz(t)=m	Mz(t)=m	N(t)	Mz(t)=m	Mz(t)=m	N(t)	Mz(t)=m	Mz(t)=m	N(t)	Mz(t)=m	Mz(t)=m
EG1	212	0	507	188	0	-279	188	551	133	147	-736	-82
EG2	1413	0	2380	1881	0	-3846	1146	6781	382	1238	-2712	2303
EG3	1128	0	714	1291	0	-825	1116	1758	115	1234	-1697	-71
EG4	-165	0	2488	-14	0	1768	-182	18491	2333	-37	18771	1688
EP1	7018	0	26982	3712	-10	10872	5927	-8024	8014	4130	-2490	1759
EP2	3451	0	16600	2765	302	6710	6393	-2663	4630	3202	-773	890
EP3	4659	0	3632	1881	-195	-1530	4498	-506	700	2127	-462	-938
EP4	190	0	1	80	0	1	172	-2	0	133	13	17

参考文献:

- 1)鳥野・麻生他:フローティング形式斜張橋(唄げんか橋)の起振機試験と台風時応答観測,土木学会論文集No522, 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