

(17) PC吊床版橋の振動特性について

熊本大学工学部 平井 一男
 八代 高 専 水田 洋司
 住友建設(株) 正会員 樋渡 則章
 同 上 正会員 ○緒方 滋

1. はじめに

PC(プレストレストコンクリート)吊床版橋は大阪万国博覧会の歩道橋に初めて採用されほぼ30年が経過し、現在までに約30橋が建設されている。この間に支間長は最初の27.0mを大幅に超え100m以上のもも建設されている。しかし、その振動特性についてはデータが十分でないためまだ不明確な点が多い。今後予想される支間の長大化や車道橋としての採用を考えた場合、その振動特性を明らかにすることが今後の課題である。筆者らは、長大支間を有する吊床版橋3橋、及び中規模吊床版橋1橋についてその振動特性の調査を行ったのでその報告を行う。

2. 調査橋梁諸元

調査橋梁の諸元を表-1に示す。

各橋梁の特徴として「梅の木轟公園吊橋」は、国内において100mを最初に超えた吊床版橋であり、「宮崎サツイン吊橋」には振動抑制装置として、図-1に示すような制振ダンパーが地覆に設置されている。「陣屋の森吊橋」は現在国内において最長の支間を有する。「縄文橋」は橋台近傍において床版が拡幅しており、風による振動を抑えるため図-2の様な鋼製フェアリングも設置されている。

表-1 橋 梁 諸 元

橋 名	梅の木轟公園吊橋	宮崎サツイン吊橋	陣屋の森吊橋	縄文橋
所在地	熊本県 泉 村	宮崎県 佐土原町	大分県 挾間町	熊本県 菊水町
支間長(m)	105.0	117.0	123.0	76.5
基本サグ量(m) (f/L)	3.1 (1/34)	3.9 (1/30)	4.1 (1/30)	2.2 (1/35)
有効幅員(m)	1.3	2.5	1.5	1.5
床版幅員(m)	2.0	3.3	3.3	2.0
断面積(cm ²)	3875	6517	7296	3475
換算断面係数(kgf/cm ²)	400000	360000	363000	364000
断面2次モーメント (cm ⁴)	120000	324000	390000	90000
初期張力(kgf)	445300	841800	1088800	403600
単位質量(kgf・S ² /cm ²)	0.010832	0.020012	0.024263	0.013032
完成年	1989	1993	1993	1994

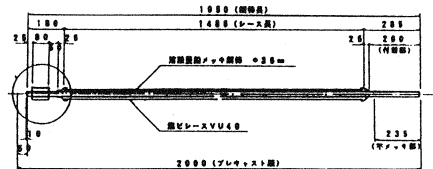


図-1 制振ダンパー図

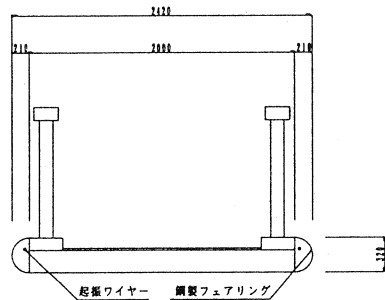


図-2 「縄文橋」床版図

3. 振動試験概要

振動試験は、常時微動、1/2L点及び1/6L点での入力加振による強制振動、自由振動、1人から複数人による歩行振動とし、図-3の位置にてサーボ型加速度計及び加速度計により測定を行った。

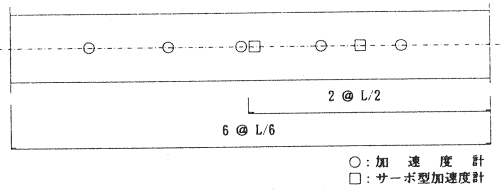


図-3 計器配置図

検出された波形は、スペクトル解析により固有振動数・固有モードを算定し、自由振動波形より固有モード・減衰常数を算定した。データの取り込み間隔は0.02秒である。なお減衰定数は共振振動の自由振動から求めた。

4. 結果及び考察

4-1. 固有振動数及び固有モード

図-4に「陣屋の森吊橋」における常時微動及び自由振動波形のパワースペクトルの一例を示す。表-2に、振動試験及び数値解析より得られた各次数毎の固有振動数の比較を示す。表中理論値は文献1)にて求めた値、解析値①はケーブル理論により求めた値、解析値②は立体固有値解析により求めた値である。()内は測定値を基準とした場合の各解析値の割合を示している。理論値、解析値共に「縄文橋」を除いてわずかに小さな値を示しているがよく一致しているといえる。解析値①により求めた値が他の数値より小さいのは床版の剛性を考慮していないためであると言える。解析値①のケーブル理論による算定式は比較的簡単に振動数を算出出来るため吊床版の目安の振動数を求めるには有効な手段であると言える。しかし、実測値をある程度反映できるように簡易な算定式の提案が望まれる。

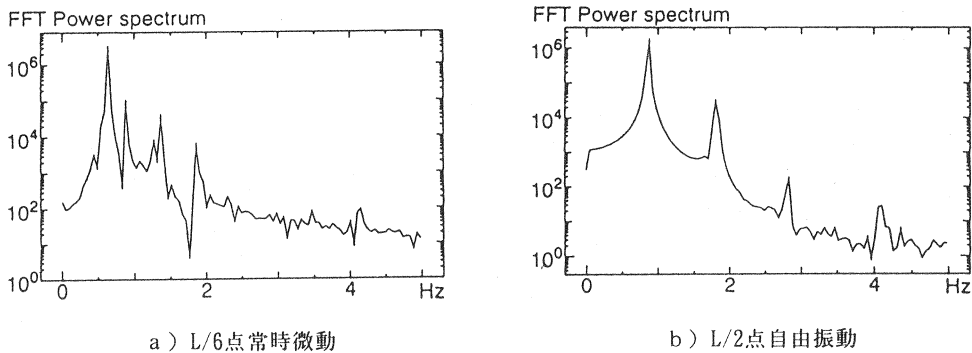


図-4 パワースペクトル図

表-2 各橋の固有振動数

橋名	梅の木 森公園 吊橋			宮崎サンシャイン吊橋			陣屋の森 吊橋			縄文橋				
	測定値	理論値	解析値①	測定値	理論値	解析値①	測定値	理論値	解析値①	測定値	理論値	解析値①	解析値②	
逆対称1次f1	0.70(1.00)	0.68(0.97)	0.64(0.91)	0.61(1.00)	0.61(1.00)	0.57(0.93)	0.63(1.00)	0.60(0.95)	0.55(0.87)	0.60(0.95)	1.00(1.00)	0.82(0.82)	1.31(1.31)	0.88(0.88)
対称1次f2	0.95(1.00)	0.94(0.99)	0.91(0.96)	0.85(1.00)	0.85(1.00)	0.80(0.94)	0.88(1.00)	0.81(0.92)	0.77(0.88)	0.81(0.92)	1.31(1.00)	1.11(0.85)	1.08(0.82)	1.13(0.86)
対称2次f3	1.43(1.00)	1.34(0.94)	1.34(0.94)	1.26(1.00)	1.22(0.97)	1.20(0.95)	1.27(1.00)	1.14(0.90)	1.15(0.91)	1.10(0.87)	1.86(1.00)	1.53(0.82)	1.61(0.87)	1.54(0.83)
逆対称2次f4	1.47(1.00)	1.45(0.99)	1.44(0.98)	1.30(1.00)	1.29(0.99)	1.27(0.98)	1.36(1.00)	1.25(0.92)	1.17(0.86)	1.27(0.93)	1.98(1.00)	1.76(0.89)	1.63(0.82)	1.88(0.95)
対称3次f5	1.94(1.00)	1.91(0.98)	—	1.72(1.00)	1.71(0.99)	—	1.81(1.00)	1.64(0.91)	—	1.65(0.91)	40(1.00)	2.34(0.98)	—	2.47(1.03)
逆対称3次f6	2.25(1.00)	2.35(1.04)	—	2.13(1.00)	2.10(0.99)	—	—	2.01	—	2.02	3.25(1.00)	2.92(0.90)	—	—

そこで筆者らは、比較的数値が一致している文献1)の理論式により「陣屋の森吊橋」の諸元を用いて算定式を導いた。図-5に支間長と固有振動数の関係を示す。なお、算定は特によく一致している逆対称1次及び対称1次とした。図中の○と△は実測値である。

実測橋の数が少ないため測定値による推定は困難であるが、図-5の曲線より、逆対称1次、対称1次の固有振動数の推定式は以下のように提案できる。

$$50\text{m} \leq L \leq 70\text{m}$$

$$f_1 = 3.406e^{-0.0187L}$$

$$f_2 = 4.739e^{-0.0187L} = 1.391 f_1$$

$$100\text{m} \leq L \leq 150\text{m}$$

$$f_1 = 1.227e^{-0.00598L}$$

$$f_2 = 1.709e^{-0.00598L} = 1.393 f_1$$

$$70\text{m} \leq L \leq 100\text{m}$$

$$f_1 = 1.892e^{-0.0103L}$$

$$f_2 = 2.633e^{-0.0103L} = 1.392 f_1$$

ここに、 f_1 は逆対称の固有振動数、 f_2 は対称1次の固有振動数、 L は支間を表し単位はmである。

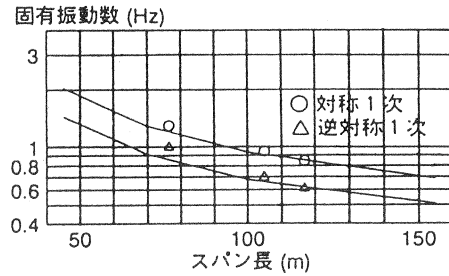
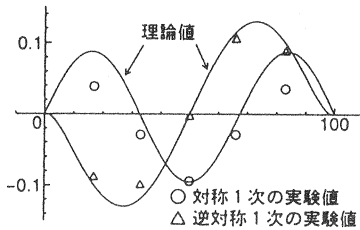
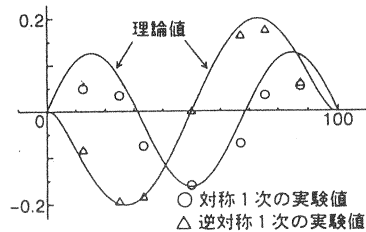


図-5 支間長と固有振動数

図-6に「陣屋の森吊橋」及び「縄文橋」における固有モードの例を示す。なお、図-6中の理論値は文献1)による。図に示される様に対称1次は完全な1次形状とはならず、単純梁モードの3次モードに類似した形状となっている。これはアーチ特有のモード形状であることから、吊床版橋はアーチに類似した振動形態を示すといえる。また、サグ比0.03付近では逆対称1次のモードが先に現れるが、これは橋梁の剛性が高まる結果となっている。



a) 陣屋の森吊橋



b) 縄文橋

図-6 固有モード図

表-3には、歩行者による卓越固有周期の結果を示す。歩行者による振動では励起され易い特定の振動モードは存在せず、歩行者のスピードに応じて共振振動数のモードが励起されるものと想像される。通常の歩行においては対称2次或いは対称3次の振動モードが励起されているようである。双方共高次の振動モードであり大きな振幅とはならないため、歩行者に与える影響は小さいと言える。

4-2. 減衰

図-7に自由振動により求められた各橋梁の対称1次の減衰

表-3 歩行者による卓越固有振動数

橋名	梅の木	宮崎	陣屋	縄文	秒/歩	
歩	1人	1.92	1.74	1.92	1.80	0.58
	2人	1.90	1.76	1.86	1.80	
	3人	1.94	1.72	1.84	1.80	
	4人			1.84		
	5人	1.95				
小歩	1人	1.94		2.82	2.28	0.42
				(1.80)		

定数を示す。表-4はその数値である。測定橋以外の数値については文献2)、3)による。

「縄文橋」については、高欄設置前と設置後について計測を行ったため双方の値を示す。高欄設置後の減衰が設置前に比べ大きな値となっており、高欄と鋼製フェアリングが減衰を高める結果となっている。

図中の直線は減衰定数推定直線であり下式にて推定される。

$$h = 0.0213e^{-0.0163L}$$

ここに、 h は減衰定数、 L は支間で単位はmである。

「宮崎ツツイン吊橋」の測定値は、この直線を大きくうまわる数値となっているが、これは図-1のダンパーによる効果であると予想される。

このように支間が長大になればなるほど減衰定数が小さくなっていくことが解る。今後長大支間の橋梁を計画するに当たっては何らかの対策を施す必要がある。

5. おわりに

PC吊床版橋は構造が単純で工期、工費の面でも優位性があり、長大橋にも適した橋梁形式であるため、今後益々普及発展していくものと考えられる。そのためにはまだ充分な解明がなされていない振動特性を知る事は重要な事である。

今回、4橋の振動試験を基に固有振動数及び減衰定数の算定式の提案、また吊床版橋の振動形態についての報告を行った。この報告が今後の発展また設計時の一助となれば幸いである。

参考文献

- 1) 水田・平井・元田・樋渡：吊床版橋の鉛直固有振動数の解析法について、構造工学論文集、Vol138A、pp755~763、1992年3月
- 2) 中沢・今井・前田・高橋：PC吊床版橋「うさぎ橋」の静的および動的力学特性、プレストレストコンクリート、Vol136、pp61~68、1994年1月
- 3) 梶川・斉藤・ト部・中村：吊床版橋の振動実験—烏山城カントリークラブ歩道橋—、橋梁と基礎、pp35~40、1990年4月
- 4) 水田・光永・宮崎・緒方：PC吊床版橋の振動特性について、土木学会西部支部研究発表会講演概要集 pp80~81、1994年3月
- 5) 樋渡・戸塚・水田・平井：吊床版橋の多目的強制振動、土木学会西部支部研究発表会講演概要集、pp82~83、1994年3月
- 6) 水田・光永・平井・宮崎・樋渡：PC吊床版歩道橋の振動特性について、九州橋梁・構造工学研究会土木構造・材料論文集、第9号、1995年1月 投稿中

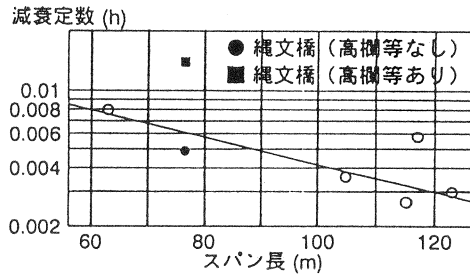


図-7 支間長と減衰定数

表-4 各橋の対称1次の減衰定数

橋名 項目	梅の木器 公園吊橋	宮崎ツツイン 吊橋	陣屋の森 吊橋	縄文橋	ひぐらし橋	烏山城カントリー クラブ吊橋	うさぎ橋
支間(m)	105.0	117.0	123.0	76.5	63.0	63.0	115.0
サグ比	0.0295	0.0333	0.0333	0.0288	0.0270	0.0270	0.0304
減衰定数	0.0036	0.0058	0.0030	0.0120	0.0080	0.0075	0.0027