

(13) 合角漣(さざなみ)大橋振動実験

埼玉県合角ダム建設事務所

町田 喜作

新構造技術(株) 東京支店

正会員○

小川 富士夫

(株)富士ピー・エス 東京支店

正会員

吉田 光秀

1. はじめに

合角漣(さざなみ)大橋は埼玉県秩父郡の合角ダム湖に建設された橋長255mの我が国有数のPC2径間連続斜張橋である。一般に長大斜張橋においては、構造物が完成した時点で振動実験を行い固有振動数や減衰定数を把握し、設計時の仮定値と比較検討することによって、構造物の耐震性、耐風安定性に対する安全性を確認することが非常に重要である。また、維持管理上の耐久性判断基準や今後のPC斜張橋の設計資料ともなるため、本橋においては施工完了に伴い振動実験を行った。本文は振動実験概要および結果についての報告である。

2. 橋梁概要

本橋の構造概要

図-1に構造一般図を示す。

上部工形式：PC2径間連続斜張橋

下部工形式：壁式橋脚、逆T型橋台

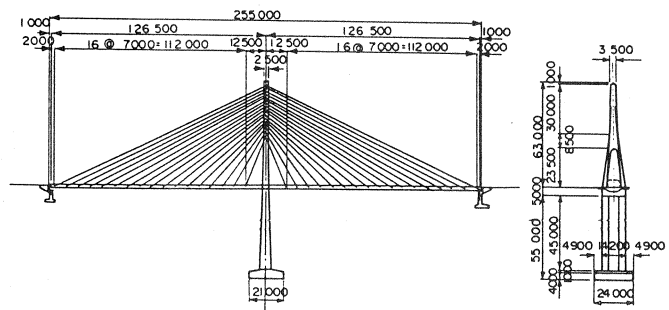
基礎形式：直接基礎

橋長：255.0m

桁長：254.7m

支間：2@126.5m

幅員：7.0m



3. 実験目的・項目

実験目的・項目を以下に示す。

a. 実験目的

- ①固有振動数、減衰定数の確認
- ②耐震性、耐風安定性の検証
- ③基礎資料の収集

b. 実験項目

- ①起振機による強制振動実験
(橋軸方向、橋軸直角方向)
固有振動数、振動モードの測定
- ②車輛踏台落下法による自由振動実験
減衰定数の測定
固有振動数、振動モードの測定
- ③常時微動の測定
固有振動数、振動モードの測定
- ④斜材の強制振動実験
制振効果の検証

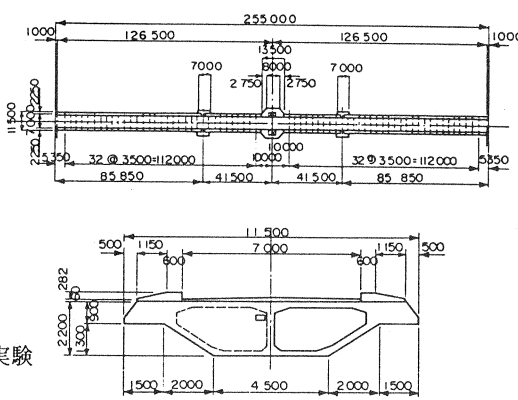


図-1 構造一般図

4. 実験方法

1) 起振機による強制振動実験

写真-1に示す起振力1000kgの起振機を橋面上L/2点と柱頭部に設置し、橋面上L/2点では2方向(鉛直, 橋軸直角)に、柱頭部では1方向(橋軸直角)に加振した。起振機による強制振動実験は定常起振による方法と、RunDown伝達関数による方法で実施した。(L:支間長)

起振機の固定にはコンクリートブロックを橋面上に設置し、PC鋼棒の緊張によって床版に定着させ、その上にアンカーボルトにより起振機を固定した。加振方向は鉛直および橋軸直角方向の2方向に分けて行った。

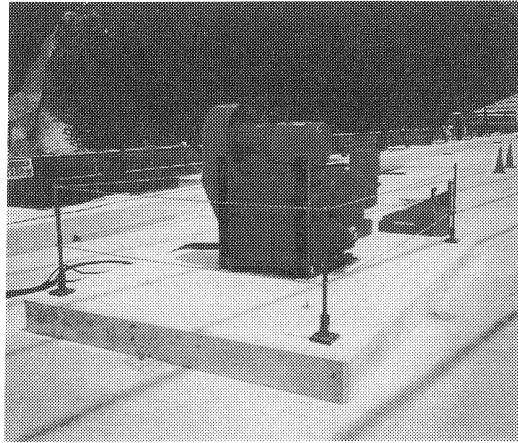


写真-1 起振機取り付け状況

2) 車輛踏台落下法による自由振動実験

荷重車輛(ダンプトラック)の後輪を10cmの段差から落下させ、その作用力により減衰自由振動を発生させ減衰定数を求めた。計測方法は強制振動実験と同じであるが、加振位置に自由度があるため主桁の曲げ振動成分に加えねじれ振動成分の計測も行った。

3) 斜材の強制振動実験

斜材の振動には走行車輛の衝撃力によるもの他に風や雨(カルマン渦, レインバイブレーション)地震などの自然力によるものも少なくない。これらの作用力と斜材の共振により振幅が増大し斜材に大きなダメージを与える事がある。本橋にはこうした振動を制御する手法の一つである粘性ダンパー式制振装置が設置されており、制振効果の確認を行った。斜材の計測は、主桁の強制振動実験時、および写真-2に示す高所作業車による斜材長の1/2付近での人力加振時に行った。

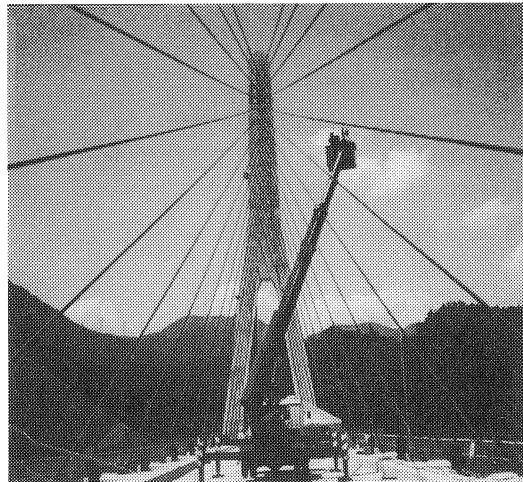


写真-2 斜材の振動実験状況

表-1 測定位置

測定部位	測定位置		測定数	測定方向	センサー	
	位置	チャンネル				
主桁	A3-P2	L/2点	6	1	鉛直 橋軸直角	サーボ型 加速度計
		L/2点	3,11,12	3		
	P2-A4	L/4点	2,4	2		
		L/6点	1	1		
		L/8点	5	1		
A3支点部			1	橋軸方向	電動変位計	
	A4支点部		1			
主塔	主塔上端		10	1	橋軸 橋軸直角	サーボ型 加速度計
	H/2点		9	1		
H/8点			8	1		
橋脚	H/2点		7	1		

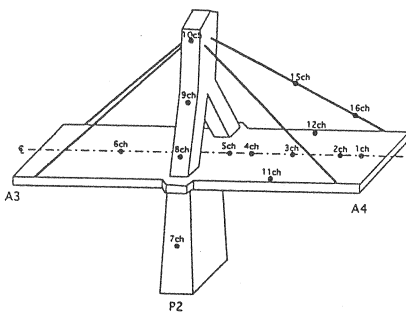


図-2 センサー位置図

5. 振動実験結果

1) 起振機による強制振動実験

表-2に強制振動実験で得られた固有振動数を、図-3に代表的なモード図を示す。主塔の橋軸方向卓越振動数は0.50Hz、主桁の鉛直方向は0.86Hz、水平方向は2.32Hzであった。主塔の橋軸直角方向は、主桁の縦断勾配による構造の非対称性により計測されず、主塔のねじれ振動として0.78Hzであった。また、主桁のねじれ振動は、主桁と主塔の剛結構造、箱型主桁断面および斜材の2面吊による主桁の高剛性により検出されなかった。

表-2に示すように実験結果は設計値に比べ15~20%大きな値となっている。この原因を調べるために、表-3に示す支承と弾性係数を強制振動実験時の値に仮定した理論解析を行った。その結果、実験時の固有値解析結果とほぼ一致した。

表-2 固有振動数

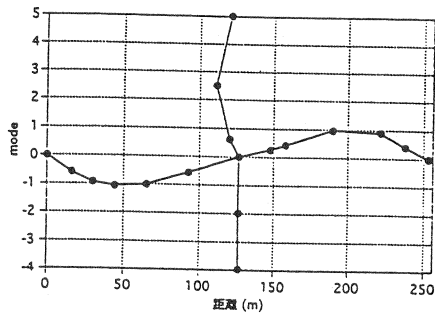
鉛直方向加振			橋軸直角方向加振					
鉛直振動			橋軸直角方向振動			ねじれ振動		
実験値	設計値	理論値	実験値	設計値	理論値	実験値	設計値	理論値
0.496 逆	0.383	0.425						
	0.629	0.706						
			0.779 逆					
0.860 対称	0.766	0.829						
				1.064	1.080			
				1.128	1.320			
1.451 逆	1.252	1.424						
1.563 対称	1.356	1.534						
				1.641	1.867			
2.684 逆	2.314	2.544						
	2.421	2.677						
			2.317 対称	2.587	2.687			
2.865 対称	2.675	2.816						
							2.703	2.882
							2.710	2.889
			3.174 逆					
	3.027	3.092						
4.515 逆	3.976	4.546						
4.636 対称		4.698						
						4.722		
			5.025 対称	5.122				
								5.397
								5.401
5.550 逆		5.478						

逆:逆対称モード 対称:対称モードを示す。

表-3 理論解析条件

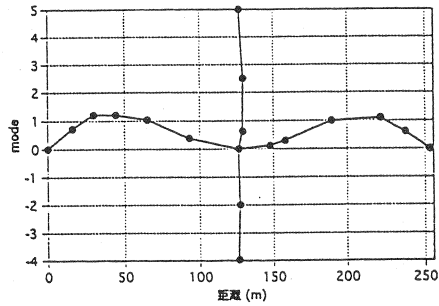
	理論解析	設計時の固有値解析
解析モデル	多質点系立体骨組みモデル(左右対称)	
対象構造物	全橋	
支承条件	橋台部: 支承バネK=880tf/m	橋台部: 水平ローラー
弾性係数 × 10 ⁶ kg/cm ²	主桁・主塔 0.34 (400)*	主桁・主塔 0.31 (400)
	橋脚 0.275(240)*	橋脚 0.250(240)
	斜材 1.9	斜材 1.9
橋脚基礎	固定	
その他	斜材の曲げ剛性を考慮しない。 主桁の縦断勾配を考慮しない。	
	地覆を主桁曲げ剛性に考慮する。	地覆を主桁曲げ剛性に考慮しない。

*:コンクリートの弾性係数は、繰返し荷重を受ける場合や発生応力度が小さい場合には初期弾性係数に近い値を示すことから、10%の割り増しを行った。(コンクリート標準示方書設計編 3.2.4)



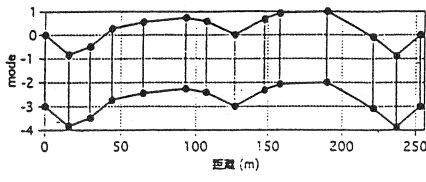
曲げ1次モード - 0.496Hz (2D)

(a) 主塔橋軸方向振動



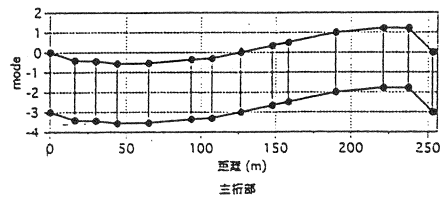
曲げ2次モード - 0.860Hz (2D)

(b) 主桁鉛直方向振動



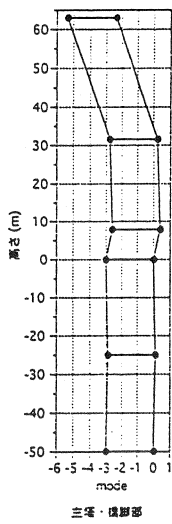
水平2次モード - 2.317Hz

(c) 主桁水平方向振動

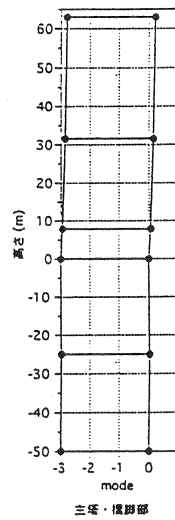


水平1次モード - 0.779Hz

(d) 主塔ねじれ振動



主塔・橋脚部



主塔・橋脚部

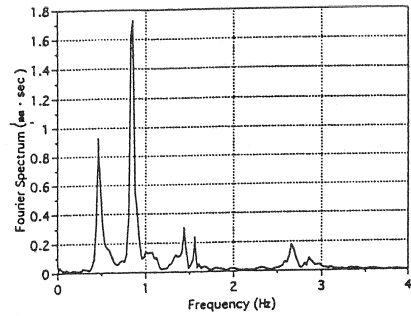
図-3 モード図

2) 車両踏台落下法による自由振動実験

自由振動実験で得られた共振曲線から $1/\sqrt{2}$ 法を用いて減衰定数を求めると表-4に示す値となった。この値は設計で用いた減衰定数と比較すると小さな値となっている。自由振動実験で測定された振幅は耐震設計や耐風設計で仮定する振幅と比べ極めて小さく、減衰定数が振幅に比例すること、また、これまでに発表された他の実験報告でも設計値に比べ実験値が小さくなっているを考慮すると、本実験結果は妥当な値であると考えられる。また、主桁のねじれ振動については、先述したように主桁の高剛性により検出されなかった。図-4に自由振動実験のフーリエ・スペクトル曲線を示す。

表-4 減衰定数

	(%)	
	実験値	設計値
主桁	0.66	3.00
橋脚・主塔	1.41	5.00



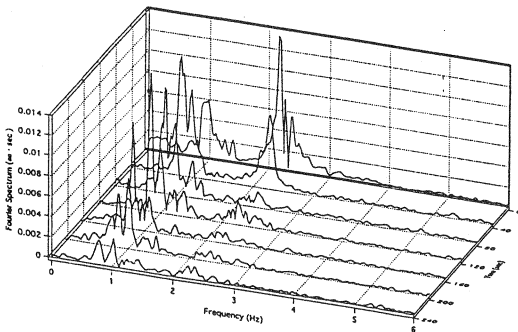
3ch-車両落下によるフーリエ・スペクトル（計測方向：鉛直）

図-4 フーリエ・スペクトル曲線

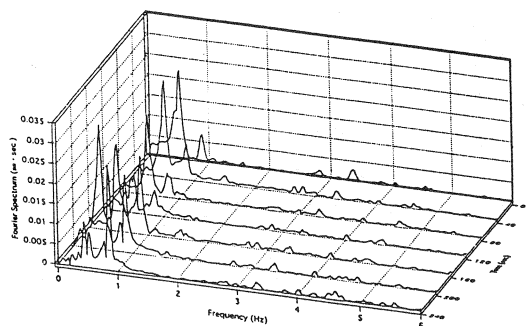
3) 常時微動の測定

常時微動を測定した結果以下のことが明らかになった。

- ①橋軸方向については主桁主塔とも 0.51Hz の振動が顕著に現れている。
- ②斜材の振動には風、車両および人の移動による高次の振動成分も現れている。
- ③橋軸直角方向は部位によって 0.99Hz または、2.18Hz の振動が現れている。
- ④図-5に示すように橋軸方向（鉛直方向）の振動は橋軸直角方向に比べ収束し難い。
- ⑤強制振動実験で確認できなかった 0.3Hz 以下の長周期範囲が確認できたが、橋軸、直角方向とも顕著な振動は現れなかった。



(a) 橋軸直角方向



(b) 橋軸方向（鉛直方向）

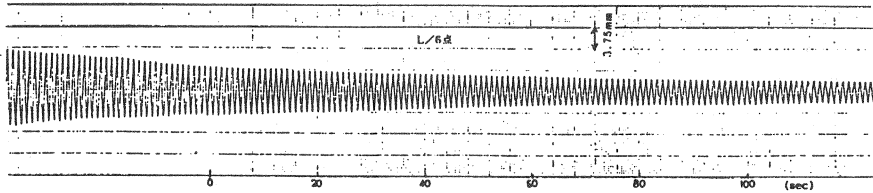
図-5 ランニング・スペクトル曲線

4) 斜材の強制振動実験

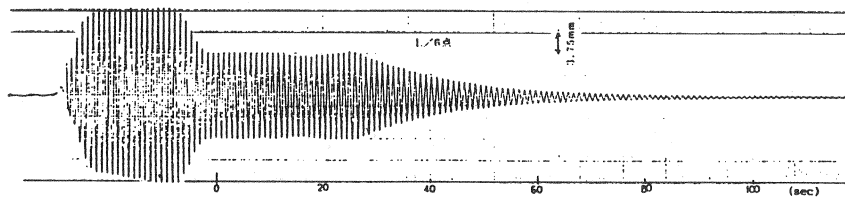
表-5 斜材の減衰定数

最外側斜材(S-1)と5段目斜材(S-5)について、制振装置の有無による強制振動実験を行った。その結果を表-5に示す。両斜材ともに1次、2次の振動モードで制振装置を取り付けた場合の制振効果が確認できた。図-6に制振装置の有無による斜材の時系列振動波形を示す。

	(%)	
	制振装置なし	制振装置あり
1次	0.24	0.91
2次	0.07	0.71



(a) 制振装置無し



(b) 制振装置有り

図-6 斜材の時系列振動波形

6. まとめ

本実験で求められた固有振動数は設計時の値よりも高く、減衰定数は小さな値であったが、部材の弾性係数、支承条件、構造条件、起振力などを考慮すると妥当な実験値と考えられることから、地震時の耐震性、風による耐風安定性に関しては設計結果とほぼ等しい値が得られると考えられる。

また、振動実験の見学会で行った300人の参加者による加振実験など、本実験によって設計や維持管理に関する貴重な基礎データの収集が出来た。

最後に、本実験を行うにあたり多大なご指導をいただいた関係各位に、お礼申し上げます。

参考文献

- 1) 鳥野 清 他：70-テイング形式斜張橋（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、NO.552/VI-28,1995.9
- 2) 折田 秀三 他：伊唐大橋の振動実験と常時微動計測、プレストレストコンクリート、Vol.39、NO.1、Jan.1997
- 3) 横山 功一 他：新綾部大橋振動実験報告書、土木研究所資料、第2671号、1988年10月