

士狩大橋上部工／橋脚の振動実験

北海道開発局帯広開発建設部 酒向孝裕 近藤勝俊
鹿島技術研究所 正員 ○新原雄二 河野哲也
鹿島土木設計本部 正員 山野辺慎一

1. はじめに

士狩大橋は、帯広広尾自動車道が一級河川十勝大橋を渡河する大偏心外ケーブル方式 5 径間連続 P C 箱桁橋（橋長 610m）である¹⁾（図-1）。本橋は、我が国有数の地震地帯である北海道東部に位置することから、ゴム支承による水平力分散方式により耐震性の向上を図るとともに、動的解析、地震観測、振動実験等が実施された。本研究は、士狩大橋の振動性状の把握を目的として実施した橋脚起振機実験と、常時微動測定、トラック衝撃加振による上部工振動実験の結果をまとめたものである。

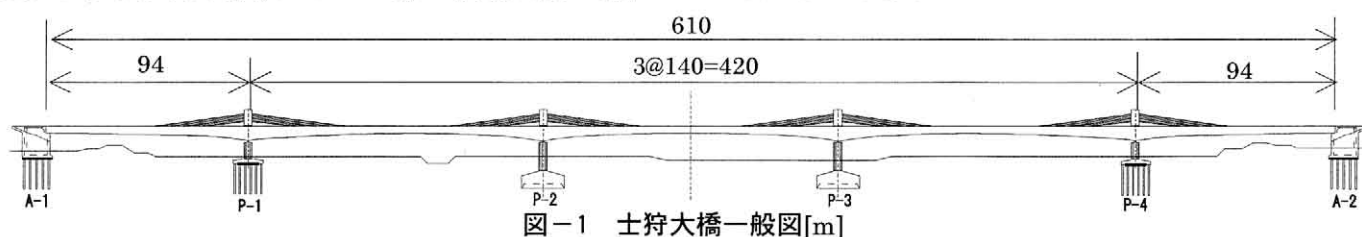


図-1 士狩大橋一般図[m]

2. 橋脚単体の起振機実験

士狩大橋の橋脚は壁式 R C 橋脚で、P 1、P 4 橋脚は杭基礎、P 2、P 3 橋脚は直接基礎である。上部工架設後では、起振機で橋脚を十分加振することができないため、橋脚完成後に P 1 橋脚、P 2 橋脚において橋脚単体の起振機実験を実施し、振動特性の把握を行った。使用した起振機は最大 100kN の水平加振力を有し、図-2 に示すように橋脚天端に設置して橋軸方向に加振した。

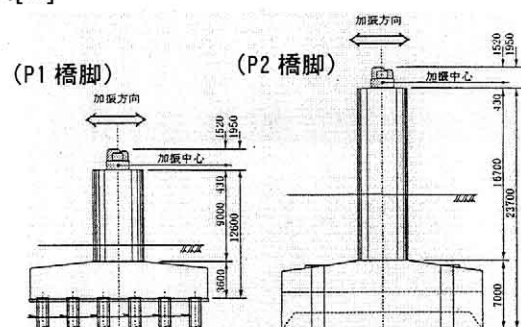


図-2 橋脚起振実験

橋脚天端に設置した振動計から求めた共振曲線と 1 次モードの振動モード形状を図-3 に示す。

P 1 橋脚の共振曲線には 6.9Hz に 1 次モードのピークが見られるが、2 次モードのピークは 20Hz 以上でありピークを捉えることができなかった。P 2 橋脚の共振曲線は 4.7Hz と 9.7Hz にピークがあり、それぞれ 1 次モードと 2 次モードである。いずれの共振曲線も、地盤へのエネルギーの逸散が大きいために明瞭なピークを示さなかった。

フーチング下部に耐震設計に用いる地盤バネを付けた橋脚単体の固有値解析の結果を表-1 に示す。P 1 橋脚の固有振動数は解析値の方が実測値やや大きく、P 2 橋脚では両者は概ね一致している。このように橋脚の固有振動数の実測値と解析値の差は小さく、固有振動数の実測値に合うような地盤バネを算出して全体系の動的解析を行っても、地盤バネ定数の差が応答結果に及ぼす影響はごくわずかであった。

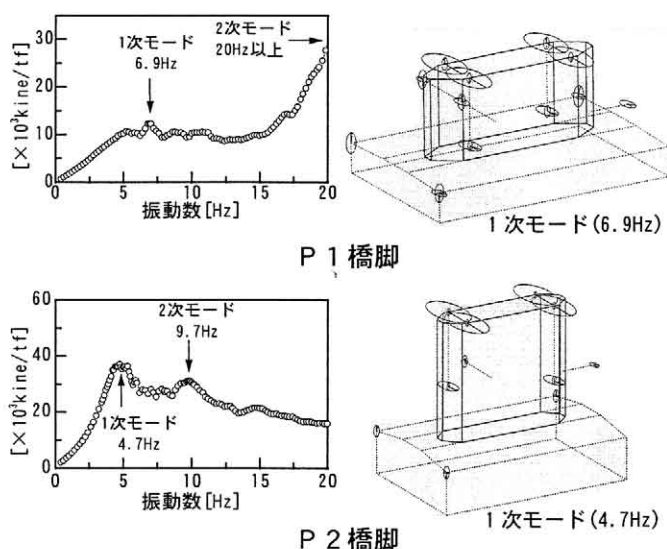


図-3 橋脚起振実験による共振曲線・振動モード

キーワード：士狩大橋、耐震設計、振動実験、固有振動数、減衰定数

〒182-0036 東京都調布市飛田給 2-19-1, Tel.0424-89-7076, Fax.0424-89-7078

3. 上部工振動実験

上部工振動実験では、上部工重量が大きく起振機では十分な加振ができないため、常時微動測定による固有振動数、振動モードの測定と、トラック衝撃加振による減衰定数の測定を行った。常時微動測定では、振動計を A1 橋台から橋梁中央部までの橋面、主塔、橋脚、地盤上に配置し、各測定点と地盤との伝達関数から固有振動数とモード形状を求めた。また、トラック加振実験では、橋面上の段差からトラックの後輪を落下させてその衝撃力で主桁を加振し、その後の自由振動波形にバンドパスフィルター処理を施すことにより減衰波形を求め、減衰定数を算出した。さらに、設計モデルとの整合性を確認するため、固有値解析も実施した。上部工振動実験時には橋面工が未施工であったため、設計モデルから橋面工重量を除き、ゴム支承のバネ定数を設計値としたもの（ケース 1）、及びゴム支承の橋軸方向のバネ定数を剛にして変位を拘束したもの（ケース 2）の 2 ケースを実施した。上部工振動実験及び固有値解析から得られた固有振動数、減衰定数を表-2 に示す。

1 次モードはゴム支承が変形して主桁が橋軸方向にスウェイするモードであるが、常時微動から 1 次モードは検出されなかった。2 次～6 次までのモードを確認することができ、モード形状は実測結果と解析結果がほぼ一致している。常時微動測定ではゴム支承に水平変形が生じないため、ゴム支承のバネ定数を固定としたケース 2 の方が設計値を用いたケース 1 よりも実測結果に近いものとなったと考えられる。減衰定数は耐震設計の値よりも小さめであったが、これは振動実験の振幅レベルが耐震設計のものに比べて小さいためであり、過去の PC 斜張橋の実測結果と概ね同程度であった²⁾。

1 次モードはゴム支承が変形して主桁が橋軸方向にスウェイするモードであるが、常時微動から 1 次モードは検出されなかった。2 次～6 次までのモードを確認することができ、モード形状は実測結果と解析結果がほぼ一致している。常時微動測定ではゴム支承に水平変形が生じないため、ゴム支承のバネ定数を固定としたケース 2 の方が設計値を用いたケース 1 よりも実測結果に近いものとなったと考えられる。減衰定数は耐震設計の値よりも小さめであったが、これは振動実験の振幅レベルが耐震設計のものに比べて小さいためであり、過去の PC 斜張橋の実測結果と概ね同程度であった²⁾。

表-1 橋脚単体の固有振動数

	振動モード	振動実験	解析値
P 1 橋脚 (杭基礎)	1 次	6.9Hz	6.19Hz
	2 次	20Hz 以上	17.50Hz
P 2 橋脚 (直接基礎)	1 次	4.7Hz	5.10Hz
	2 次	9.7Hz	9.98Hz

表-2 上部工の固有振動数・減衰定数

	振動実験		解析による固有振動数	
	固有振動数	減衰定数	ケース 1	ケース 2
1 次モード	確認できず*	確認できず*	0.452 Hz	—
2 次モード	0.594 Hz	0.0081	0.537 Hz	0.649 Hz
3 次モード	0.830 Hz	0.0080	0.730 Hz	0.834 Hz
4 次モード	1.124 Hz	0.0133	0.972 Hz	1.064 Hz
5 次モード	1.477 Hz	0.0137	1.286 Hz	1.357 Hz
6 次モード	1.666 Hz	0.0106	1.444 Hz	1.513 Hz

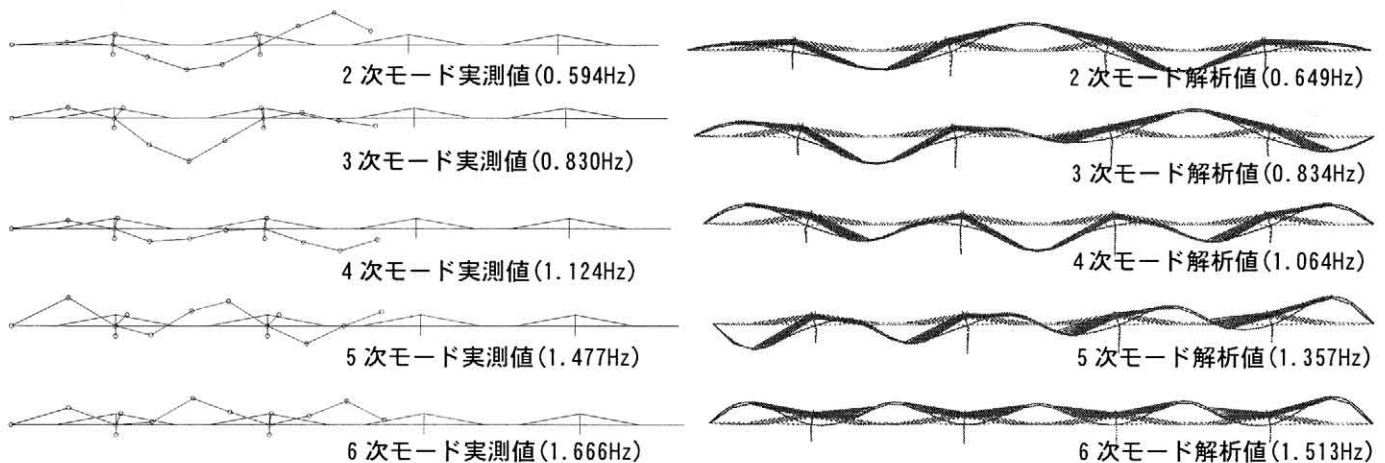


図-4 上部工の固有振動モード（左は実測値、右はケース 2 の解析値）

4. まとめ

土狩大橋の橋脚起振機実験、上部工振動実験の結果、固有振動数、振動モード等の振動特性は解析結果とほぼ一致しており、設計の妥当性が示された。減衰定数については、微小振幅の実験であったことから、設計値よりもやや小さめであった。

参考文献

- 1) 渡辺政義他：土狩大橋の設計と施工，第 7 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集。
- 2) 竹田哲夫他：実測データに基づく PC 斜張橋の減衰特性について，土木学会論文集 No. 626/1-48，1999. 7。