

## (11) 十勝大橋 (P C 斜張橋) 振動実験

北海道開発局開発土木研究所 正会員 佐藤昌志  
 鹿島技術研究所 正会員 ○南雲広幸  
 鹿島技術研究所 大保直人  
 北海道開発コンサルタント(株) 正会員 井上雅弘

### 1. はじめに

十勝大橋は、中央径間251m、総幅員32.8m、塔高68mを有する3径間連続P C斜張橋であり、国内最大級の規模を誇るP C橋である。本橋の設計に当たっては以下の耐震設計上の課題が上げられていた<sup>1)、2)</sup>。

- ①国内でも有数の地震発生頻度の高い地域に建設される。
- ②独立1本柱形式の主塔の動的挙動の把握と耐震安全性の確保を図る必要がある。

これらの課題に対処すべく本橋の耐震設計では、2段階設計を導入し十分な検討を行い安全性を照査してきた<sup>1)</sup>。P C斜張橋においては、設計時に設定されていた構造特性(固有振動数、減衰定数)の検証、設計の妥当性の確認をするため、実橋で振動実験を実施した例は数少ない<sup>3)</sup>。本橋の設計においては耐震設計が重要な位置を占めており、その検証のためには振動実験を行い動的諸特性を確認することが必要である。そこで、平成7年2月に主桁が閉合したことを受けて、耐震検討の妥当性を確認するために振動実験を実施した。本論文は、その振動実験の結果、及び本橋の動的特性、耐震設計の妥当性について報告するものである。

### 2. 十勝大橋の構造

本橋は、北海道帯広市と音更町を結ぶ3径間連続P C斜張橋であり、同型式の橋としては国内最大級となる。上部工は、主桁がP C 4室箱桁断面、主塔は、RC独立1本柱、斜材はセミハープ型一面吊り形式である。下部工は橋脚がニューマチック工法によるケーソン基礎、橋台は場所打ちRC杭による逆T型橋台である。主桁の支持形式はフローティングタイプで主桁端部はA 1, 2橋台で可動支承となっている。橋梁諸元を表-1に、一般図を図-1に示す。

表-1 橋梁諸元

道路規格	: 4種1級
橋種	: プレストレストコンクリート道路橋
橋格	: 1等橋
構造形式	: 3径間連続P C斜張橋
主桁形式	: 4室P C箱桁 桁高2.5m $\sigma_{ck}=400\text{kgf/cm}^2(39.2\text{MPa})$
主塔形式	: RC1本柱 $\sigma_{ck}=500\text{kgf/cm}^2(49.0\text{MPa})$
斜材形式	: セミハープ型1面吊り フレシネーHシステム61H15、55H15
橋長	: 501m
支間割り	: 124.1m+251.0m+124.1m
塔高さ	: 68m
幅員	: 32.8m (車道2@8.5m+歩道2@4.5m)

### 3. 実験概要

#### 3.1 実験項目

実験項目は、以下に示す2項目に大別できる。

- ①起振機による強制振動実験——固有振動数、振動モードの確認。なお、共振曲線から減衰定数は求めないものとした。斜張橋は減衰定数が小さいので起振ピッチに影響され易いと判断したためである。
- ②自由振動実験——主桁及び独立一本柱形式の主塔の減衰定数の算出。

以下それぞれについて記述する。

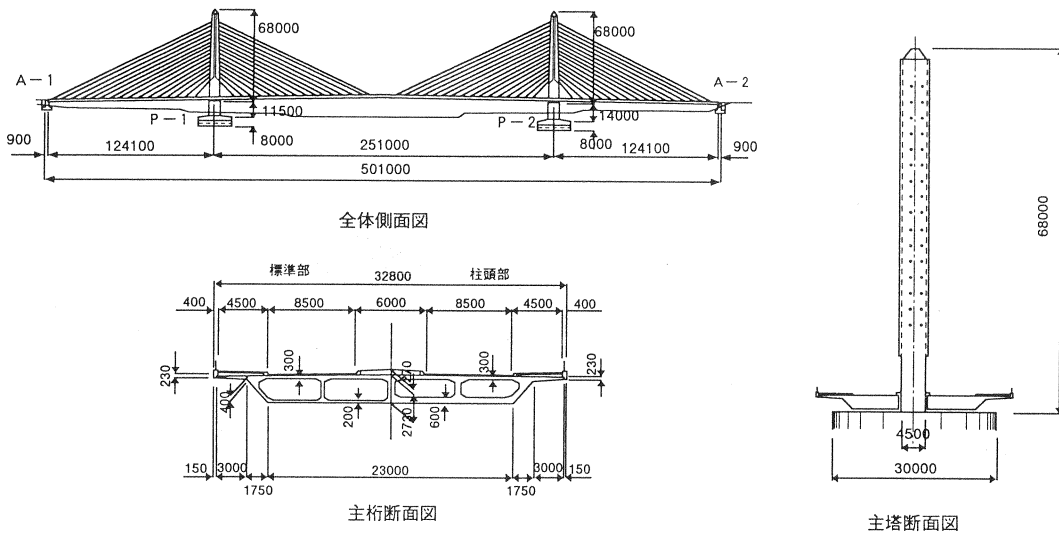
#### 3.2 強制振動実験

##### (1) 実験内容

起振機による強制振動実験は、下記に示す鉛直方向起振実験と橋軸直角方向起振実験の2ケースである。起振ピッチは各起振ケースとも0.05Hzを基本とし固有振動数の近傍では0.01Hzきざみとした。

##### 1) 鉛直方向起振実験

橋体の鉛直、橋軸方向振動に関する固有振動モード、固有振動数を求めるために行う。本実験では、対称モード



図一 十勝大橋一般図

を励起させるために中央径間中央と逆対称モードを励起させるために中央径間L/4点の2地点に起振機を設置した(図-2参照)。

2) 橋軸直角方向起振実験

本実験では、橋体の橋軸直角方向振動の固有振動モード、固有振動数を求めるために中央径間中央に起振機を設置した(図-2参照)。

(2) 起振機

起振機は大型同期式鉛直用起振機(最大加振力5tf(49kN)、1台)、同水平用起振機(最大起振力10tf(98kN)、2台)を用いた。鉛直起振機の設置状況を写真-1に示す。

(3) 振動計

振動計は、サーボ型振動計を用い主桁、主塔、斜材、橋台、橋脚、地盤に合計43成分配置した。主桁上に配置した振動計は鉛直起振時と直角方向起振時では振動モード形状を考慮して配置を変えている。配置図を図-3に示す。

3.3 自由振動実験

(1) 主桁自由振動実験

1) 実験方法及びデータ処理方法

トラックの後輪を台の上ののせ、ゆっくり前進させ橋面上に落下させて、その時発

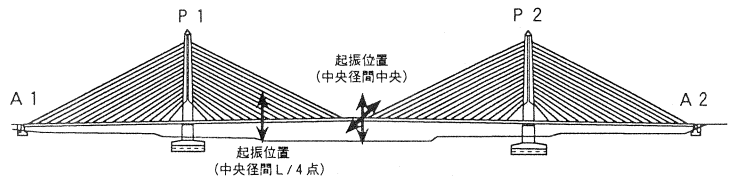


図-2 起振機据付け位置図

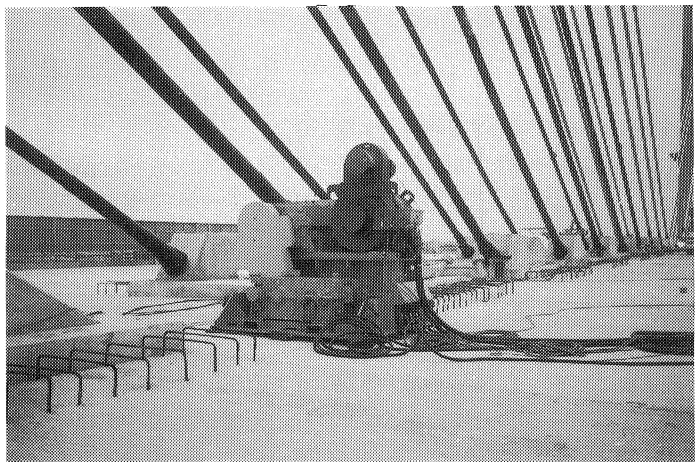


写真-1 鉛直起振機設置状況

生じた振動波形を計測した。その波形のフーリエスペクトルを求め、卓越振動数に対応したバンドパスフィルターを原波形にかけて減衰波形を抽出し減衰定数を算出した。

2) 加振位置

加振は、中央径間中央、及び中央径間L/4点で行った。

(2) 主塔自由振動実験

1) 実験方法及びデータ処理方法

主塔頂部で主塔の固有振動数に合わせ体重を橋軸直角方向に交互に移動させた人力加振で振動を発生させた。定常状態になったところで停止し、その後の振動波形を計測した。計測した波形に主塔の1次固有周期に対応したバンドパスフィルターをかけて減衰波形を抽出し減衰定数を算出した。

2) 加振位置

加振は、P1,2両主塔頂部とした。

4. 実験結果

4.1 強制加振実験

(1) 鉛直方向起振実験

1) 実験結果

設計時の動的解析で得られている固有振動数と実験で得られた固有振動数の比較を表-2に示す。また、中央径間L/4点、中央径間中央の測定で得られた共振曲線を図-4に振動モード図を図-5に示す。起振位置の違いによる同一振動モードでの固有振動数のばらつきは見られなかったが、設計時の固有振動数との間には約20%の差があった。また、設計時の固有値解析で得られた1次モード(遊動円木)を実験では励起させることができなかった。これらの理由としては、

- ①振動実験時には橋面工が施工されておらず橋の重量が軽くなり固有振動数が大きくなる方向にある。
- ②固有値解析では斜材は軸剛性のみを持つバネとしてモデル化されているが、実橋においては斜材張力が導入されており、プレストレスの影響でケーブルの剛性が高くなっている。

③1次モードが存在すると考えられる約0.3Hzでの起振力は、数10kgfで非常に小さい。

④P1,2支点はフローティング支承であるが橋軸直角方向には固定となるようにウィンドロックが設けられている。このウィンドロックの摩擦が影響して支承条件が剛結に近い状態になっている。

以上のことが考えられたため、解析条件を下記のように変更し固有値解析を行った。

(a)橋面工自重は考慮しない

(b)P1,2支承部は剛結とする

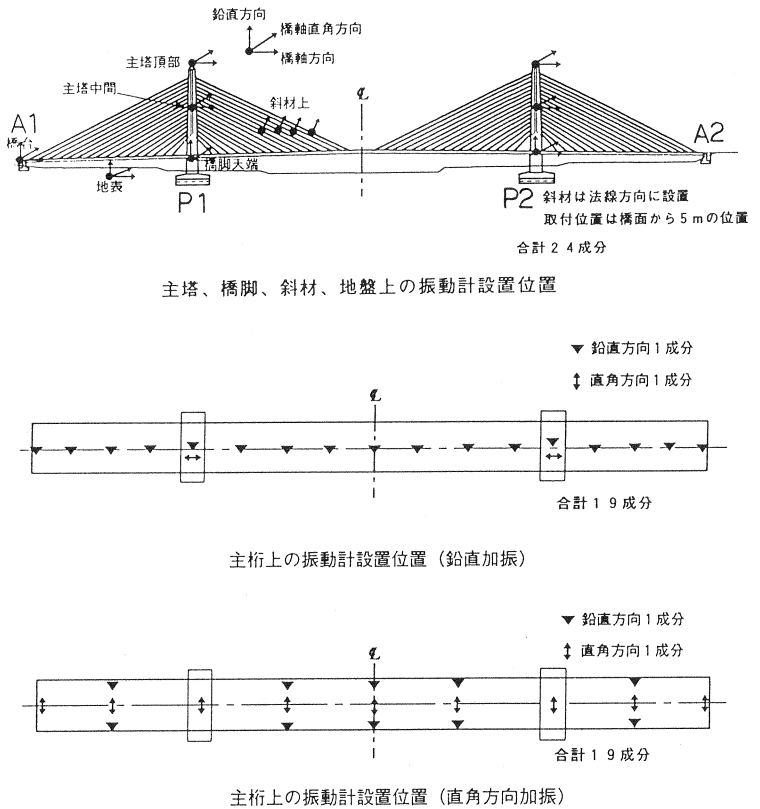


図-3 振動計配置図

表-2 設計時の固有振動数との比較(鉛直加振実験)

モード次数	固有振動数 設計値 (Hz)	固有振動数 実験値 (Hz)	
		L/2点加振	L/4点加振
1次	0.27	励起されず	励起されず
2次	0.35	0.46	0.46
3次	0.59	0.69	0.69
4次	0.69	0.88	0.88
5次	0.83	0.97	0.97

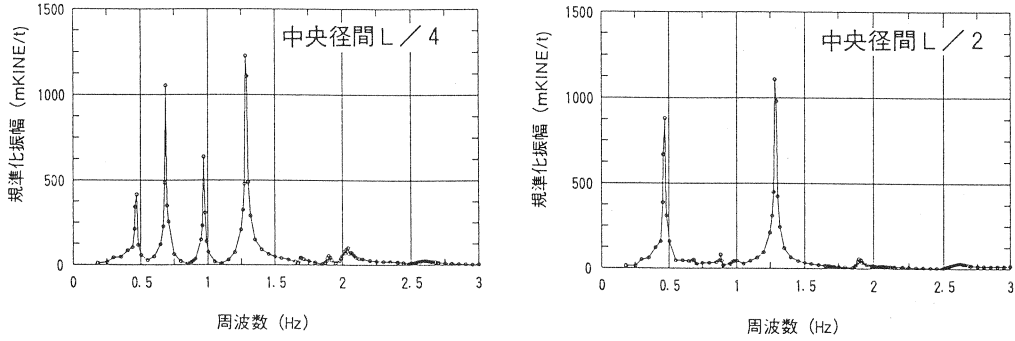


図-4 鉛直方向加振時共振曲線図

モード次数	モード図 (設計値)	モード図 (実験値)
1次	$\nu = 0.27\text{Hz}$ 	励起されず 下図の凡例 ○ 基準点 規準化振幅と 基準点に対する 相対位相差 
2次	$\nu = 0.35\text{Hz}$ 	$\nu = 0.46\text{Hz}$ 
3次	$\nu = 0.59\text{Hz}$ 	$\nu = 0.69\text{Hz}$ 
4次	$\nu = 0.69\text{Hz}$ 	$\nu = 0.88\text{Hz}$ 
5次	$\nu = 0.83\text{Hz}$ 	$\nu = 0.97\text{Hz}$ 

図-5 橋軸方向振動モード図

(c) 斜材張力を考慮する。

2) 解析結果との比較

橋面工自重を考慮しないで支承条件を固定にした場合を解析Iとし、解析Iの条件に、斜材に取り付けられているロードセルより読みとった斜材張力を考慮した場合を解析IIとして実験結果と比較したものを表-3に示す。この表より解析条件を修正した結果、斜材張力の影響は1%程度しかないものの解析Iは概ね実験結果と対応していることがうかがえる。残りの差はコンクリートの弾性係数の違いが主原因であると思われ、修正した解析モデルは実験時の本橋の構造特性をほぼ再現していると考えられる。

表-3 固有振動数の解析結果との比較 (鉛直方向加振)

モード次数	実験値 (Hz)	解析値 I (Hz)	解析値 II (Hz)
1次	励起されず		
2次	0.46	0.42	0.43
3次	0.69	0.62	0.62
4次	0.88	0.83	0.84
5次	0.97	0.9	0.91

(2) 橋軸直角方向加振実験

1) 実験結果

設計時における固有振動数と実験での固有振動数の比較を表-4に示す。また、中央径間中央、P1主塔頂部の測定で得られた共振曲線を図-6に示す。さらに、振動モード図を図-7に示す。この実験において、設計時の固有値解析で得られた振動モード形状の中で1次~4次モードまでを確認することができたが、それ以外のモードは観測できなかった。この理由としては、5次以降の振動モードは基礎のロッキングあるいはスウェイモードとなっており基礎の変位が支配的なモードである<sup>1)</sup>。今回の実験が起振機実験であるため振動の入力が橋面であるということ、また起振力が小さいとい

表-4 設計時の固有振動数との比較  
(橋軸直角方向加振実験)

モード次数	固有振動数 (Hz)	
	設計値	実験値
1次	0.65	0.77
2次	0.66	0.78
3次	0.81	1.03
4次	0.93	1.2

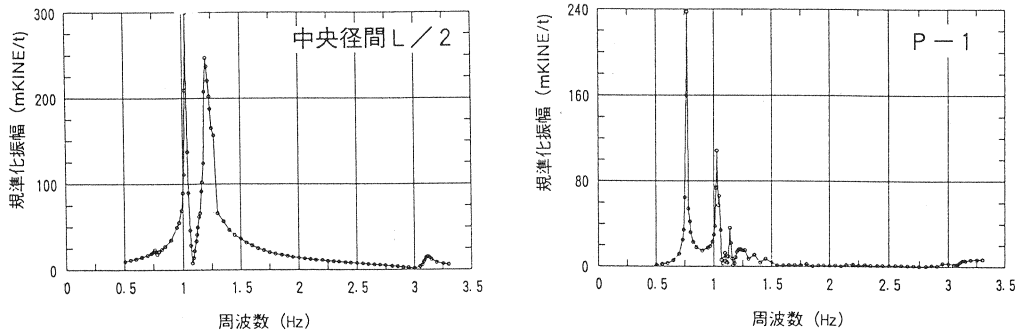


図-6 直角方向加振時共振曲線図

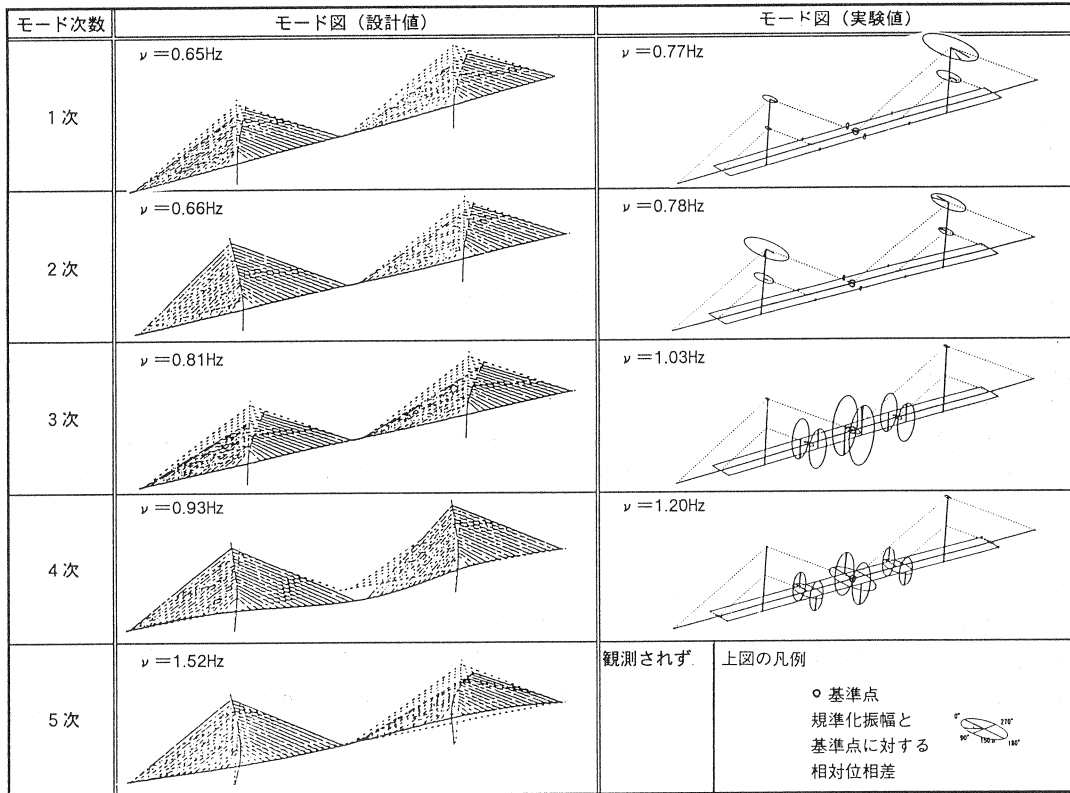


図-7 橋軸直角方向振動モード図

うこと、さらに振動計の設置位置の問題より設計時の固有値解析における高次モードを観測することができなかつたと思われる。

2) 解析結果との比較

次に鉛直方向起振実験と同様に、橋面工荷重を無視した解析条件での固有値解析結果と実験結果を表-5に示す。解析結果よりも実験結果の方が固有振動数が若干高いが、この主な理由としては設計時におけるコンクリートの弾性係数と実験時の弾性係数の違いが考えられる。

表-5 固有振動数の解析結果との比較  
(橋軸直角方向加振)

モード次数	解析値 (単位: Hz)	実験値 (単位: Hz)
1次	0.67	0.77
2次	0.68	0.78
3次	0.87	1.03
4次	1.03	1.20

4. 2 自由振動実験結果

(1) 主桁自由振動実験結果

主桁自由振動実験による減衰定数を表-6に示す。加振は、中央径間L/2点、及び中央径間L/4点でそれぞれ3回実施し、得られた各卓越振動モードに対する減衰定数を算出した。

表-6 主桁の自由振動実験による減衰定数(%)  
(橋軸方向モード)

モード 実験位置	3次		4次		5次		6次	
	L/4点	L/2点	L/2点	L/4点	L/4点	L/4点	L/4点	
1回目	0.36	0.43	0.44	0.34	0.49			
2回目	0.49	0.45	0.54	0.45	0.49			
3回目	0.60	0.39	0.52	0.41	0.51			
平均	0.48	0.42	0.50	0.40	0.50			

(2) 主塔自由振動実験結果

主塔自由振動実験による減衰定数を表-7に示す。加振は各主塔頂部(P1, 2主塔)でそれぞれ4回実施し主塔直角方向1次モードに対する減衰定数を算出した。

表-7 主塔の自由振動実験による減衰定数(%)  
(橋軸直角方向1次モード)

	P1主塔	P2主塔
1回目	0.44	0.44
2回目	0.57	0.60
3回目	0.59	0.53
4回目	0.75	0.61
平均	0.59	0.55

(3) 自由振動実験についてのまとめ

自由振動実験より主塔、主桁の減衰定数は約0.5%の値が得られた。この値は、道示Vに示されている上部工のコンクリート要素の減衰定数2~3%よりもかなり小さい値を示している。ただし、この結果は、振幅の小さい

加振実験レベルで得られた値であり、強震時においては、コンクリートのクラックによる履歴減衰や支承部の摩擦による摩擦減衰などが加わり上部工の減衰定数としては数%のオーダーになると考えられる。

5. まとめ

今回の起振機及び自由振動実験より得られた知見をまとめると以下のようなになる。

- ・固有振動モード、固有振動数について、実験中の荷重条件、支承条件を考慮して解析を行うと実験値と概ね一致する結果となる。
- ・主桁及び主塔の減衰定数は加振実験レベルでは0.5%程度であると考えられる。
- ・本橋の耐震設計において行われたモデル化は実橋の構造特性を反映しており妥当であったと考えられる。

以上、耐震性に関する動的諸特性を把握する実験の結果、微小振動のため橋軸方向、直角方向とも支承の拘束効果によって振動特性が変わる等の影響が見られたが、振動特性としては実験時の状況を考慮した動的解析からほぼ説明することができ、耐震設計におけるモデル化の妥当性の確認ができたと思われる。

参考文献

- 1) 十勝大橋設計・施工委員会：第2回委員会資料（1）耐震設計編
- 2) 関根、川口、中村等：十勝大橋耐震設計について、土木学会北海道支部論文報告集（平成3年度）
- 3) たとえば、久我、竹田、徳山、日紫喜：呼子大橋の動的諸実験、橋梁と基礎（1989. 9）