

I-50

十勝大橋の施工時における動的特性について

北海道開発局帯広開発建設部 正 員 神山 繁
 北海道開発局帯広開発建設部 桜田 昌之
 北海道開発局開発土木研究所 正 員 佐藤 昌志
 北海道開発局開発土木研究所 正 員 金子 学
 鹿島技術研究所 正 員 大保 直人

1. はじめに

長大プレストレストコンクリート斜張橋（以下、PC斜張橋）は、重量の大きさから地震荷重が大きく、かつ自由度の多い柔構造物であるため、その地震時挙動は極めて複雑なものであり、我国のように地震の多い地域では、設計段階において耐震設計が重要な位置を占めることになる。

完成系の長大斜張橋では、耐震設計において震度法や応答スペクトル法だけでなく、いくつかの入力波形を仮定して時刻歴応答解析を行うことが多い。本橋では、いわゆる2段階設計法が採用されており、L1過程においては震度法、応答スペクトル法、弾性時刻歴応答解析に対して許容応力度設計法による終局耐力の照査が行われ、またL2過程に対しては、弾塑性時刻歴応答解析によって主塔のじん性の評価が行われている¹⁾（図-1）。

一方、施工時における長大斜張橋の地震応答特性に関しては、施工期間が大地震の発生する再現期間に比べかなり短いことから、大地震が発生する確率は低く、詳細な耐震設計や地震観測が行われることはほとんどない。張出し施工中の斜張橋は、片持ち梁に近い状態となり、完成系とはかなり異なった振動特性を持つ。特に地震の多い地域では、たとえ施工期間が短いとはいえ、施工期間中に大きな地震を経験する可能性もあることから、長大斜張橋の施工時における地震時挙動を把握することは、耐震設計の合理化を図る上で十分に意義のあることである。

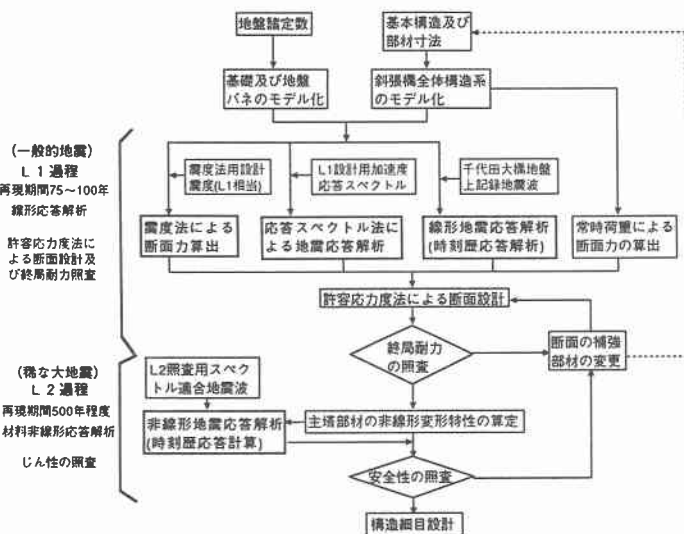


図-1 十勝大橋における耐震設計

そこで、本橋においては張出し施工中に強震観測を実施し、地震応答特性について検討したのでここに報告する。また、最大張出し施工時において、自由振動実験を実施し減衰定数を測定したのでその結果についても報告する。

2. 強震観測システムと観測された地震

本橋で張出し施工に行った強震観測システムについて述べる。本橋における強震観測システムは開発土木研究所の強震記録自動計測システムの仕様に従ったものを基本としている。強震観測はP₁橋脚側で実施しており、強震計は全部で20成分（地中6成分、橋脚9成分、主桁内部4成分、主塔1成分）設置している。

Dynamic Response Behavior of Prestressed Concrete Cable-Stayed Bridge under Cantilever Erection
 by Shigeru KAMIYAMA, Masayuki SAKURADA, Masashi SATO, Manabu KANEKO and Naoto OOB

強震計の設置位置を図-2に示す。主塔の中間地点に設置した振動計は1成分のみであるため、橋軸方向と橋軸直角方向に方向を変えながら観測した。なお、基本的には強震観測であるが、短い施工期間中になるべく多くの地震が観測できるように、トリガーの設定値を低くして観測を行い(トリガーレベルは地中の振動計で1Gal)、規模の小さな地震も観測した。本観測システムは、P₁橋脚近くの主桁内部の中継点、観測小屋内の収録部、および開発土木研究所内のホストコンピュータからなる。観測データの回収には、デジタル電話回線(NTT-ISDN)を用いている。

本システムの構成を図-3に示す。

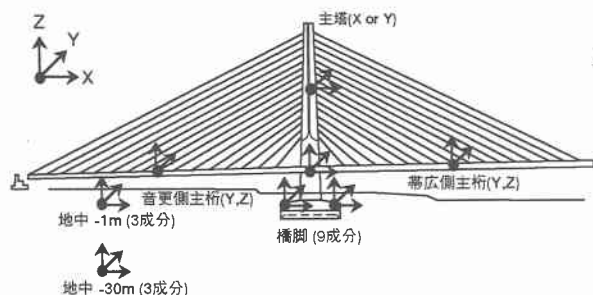


図-2 強震計の設置位置

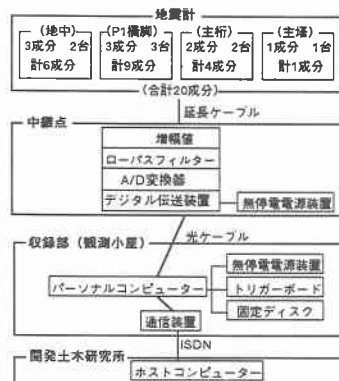


図-3 強震観測システム

音更町側の側径間中央の計測点に強震計が設置可能となった平成6年3月から、側径間において主桁が橋台に到達した8月末までの期間、強震観測を実施した。観測された地震はいずれも規模の小さいものであったが、全部で15回の地震を観測することができた。観測された地震の概要を表-1に示す。15個の観測データのうち、7月6日までの11個については、主塔の振動計を橋軸方向に向けて設置し、それ以降の4個の観測データについては主塔の振動計は橋軸直角方向に設置していた。

表-1 十勝大橋施工中に観測された地震の概要

	発生日時	震央 (N, E)	震央距離(km)	深さ(km)	規模 M	震度
1	3月18日 7時10分	41° 50' 142° 40'	130	70	4.8	I
2	3月18日14時56分	42° 40' 143° 26'	35	96	4.3	I
3	4月 1日19時39分	42° 39' 143° 38'	47	72	-	-
4	4月 8日10時10分	40° 32' 143° 58'	274	9	6.6	I
5	4月29日22時38分	42° 59' 142° 52'	28	128	5	I
6	5月 5日20時30分	42° 45' 143° 26'	28	98	3.9	I
7	5月28日10時21分	42° 03' 142° 35'	111	63	4.8	I
8	6月 3日 0時29分	42° 20' 142° 46'	76	59	4.4	I
9	7月 1日14時14分	42° 15' 143° 05'	77	67	5.3	II
10	7月 2日 7時43分	42° 08' 142° 58'	91	64	4.9	II
11	7月 6日 1時27分	42° 45' 143° 58'	65	107	4.8	II
12	7月22日 3時38分	47° 17' 133° 33'	897	551	7.6	II
13	8月16日 0時13分	42° 00' 142° 28'	120	66	4.6	I
14	8月25日10時25分	42° 44' 145° 10'	161	65	5.3	I
15	8月31日18時 7分	43° 29' 146° 04'	240	84	6.5	II

主塔の振動計は、1～11の地震は橋軸方向、12～15の地震は橋軸直角方向
震度は、帯広市の震度

3. 橋軸方向の地震応答

3.1 1994年7月1日の地震による応答

主塔の振動計が橋軸方向を向いていた期間中に観測された地震のうち、比較的規模の大きかった7月1日の地震による本橋の応答について述べる。7月1日の施工状況は、張出し長106m(56ブロック)、斜材13段を施工した状態である。地表の橋軸方向と鉛直方向の地盤加速度波形と、中央径間側主桁の鉛直方向ならびに主塔の橋軸方向の応答加速度波形を図-4に示す。加速度波形から、地震の主要動がおさまった後にも、主桁や主塔ではかなり長時間にわたって振動が継続しており、本橋の張出し施工時における構造減衰が小さいことがうかがえる。ただし、この地震による応答は、耐震設計で考えている応答レベルよりもかなり小さく、構造部材の挙動が線形範囲内に限られることが、減衰が小さくなった原因の1つと考えられる。

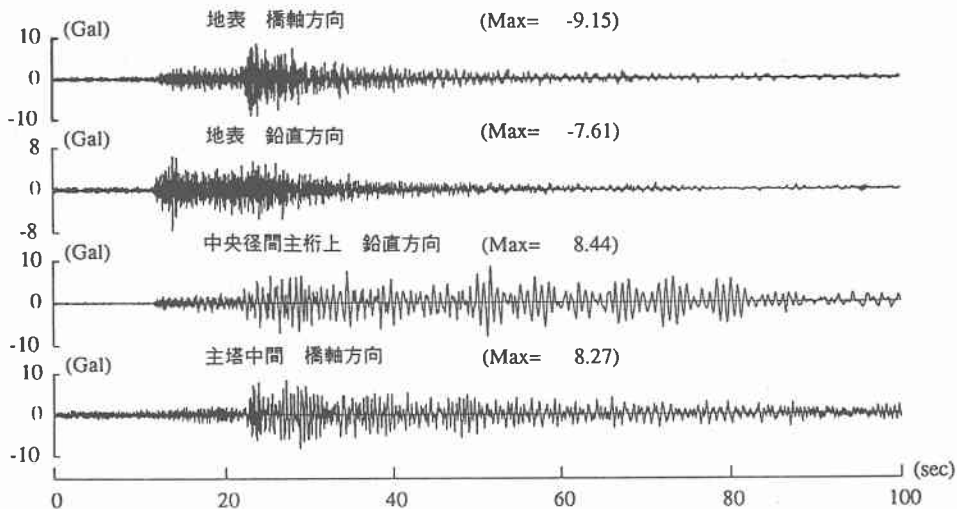


図-4 地盤の振動波形と上部工の応答波形

主桁の鉛直方向ならびに主塔の橋軸方向の応答波形の加速度フーリエスペクトルを図-5に示す。主桁の鉛直方向の応答波形のフーリエスペクトルについては、0.32Hz、0.56Hz、1.17Hz、1.33Hz、2.08Hz付近にピークがあり、主塔の橋軸方向の応答波形のフーリエスペクトルについては、1.17Hz、2.08Hz付近にピークがあることがわかる。

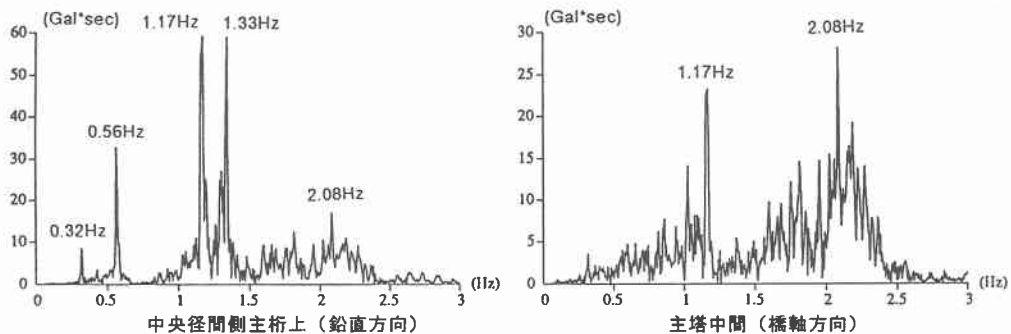


図-5 上部工の応答波形の加速度フーリエスペクトル

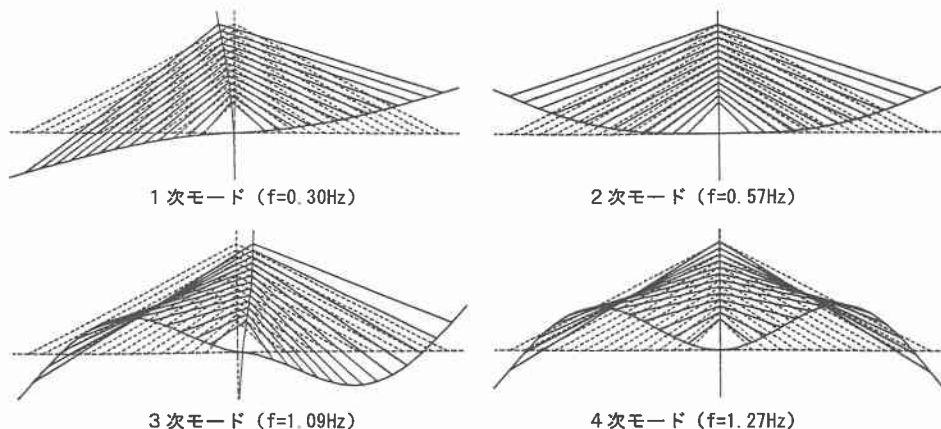


図-6 固有値解析による橋軸直角方向の振動モード（張出し長106m）

強震観測から得られた本橋の張出し施工中の振動特性を検証するために、固有値解析から求めた振動モードとの比較を行った。固有値解析から求めた固有振動モードを図-6に示す。解析の1次モード(0.30Hz)は実測値の0.32Hzに、解析の2次モード(0.57Hz)は実測値の0.56Hzに、解析の3次モード(1.09Hz)は実測値の1.17Hzに、解析の4次モード(1.27Hz)は実測値の1.33Hzにそれぞれ対応しており、解析値と観測値がよく合っている。2次モードと4次モードは対称モードであり、鉛直入力によってのみ励起されるモードであることから、張出し施工時のP C斜張橋の加速度応答特性には、鉛直入力の影響を無視できない可能性がある。

3.2 張出し長の変化にともなう固有振動数の変化

張出し施工時のP C斜張橋の固有振動数は、張出し長が長くなるにつれて低くなる。図-7は張出し長(横軸)と解析から求めた1次モードから4次モードまでの固有振動数(縦軸)との関係を表したものである。さらに、図中には強震観測から求めたフーリエスペクトルのピークの振動数もあわせて示してある。張出し長が長くなれば、固有振動数が低くなる(固有周期が長くなる)ことが、固有値解析および強震観測から確かめられる。1次から4次モードについては、解析値と観測値がよく一致している。このことから、本橋の上部工の橋軸方向の応答に関しては、解析モデルの妥当性が確認された。

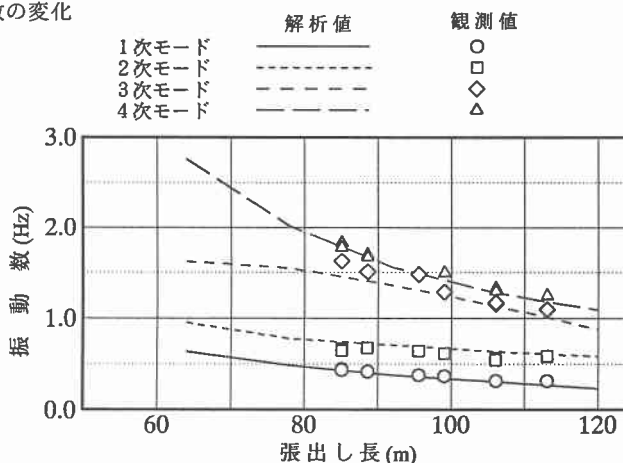


図-7 張出し長と固有振動数

4. 橋軸直角方向の地震応答(1994年8月31日の地震による応答)

本橋の主塔は独立一本柱であるため、主塔の橋軸直角方向の地震応答については、耐震設計において細心の注意が払われている。主塔の振動計が橋軸直角方向を向いていた7月中旬以降に観測された4回の地震のうち、比較的規模の大きかった8月31日の地震について紹介する。8月31日の施工状況は最大張出し時であり、張出し長120m、斜材16段を施工した状態である。

地表、主桁、主塔の橋軸直角方向の加速度波形を図-8に示す。また、主桁と主塔について、加速度フーリエスペクトルを図-9に示す。主塔の加速度波形をみると、地震動の初期の段階においては高周波数

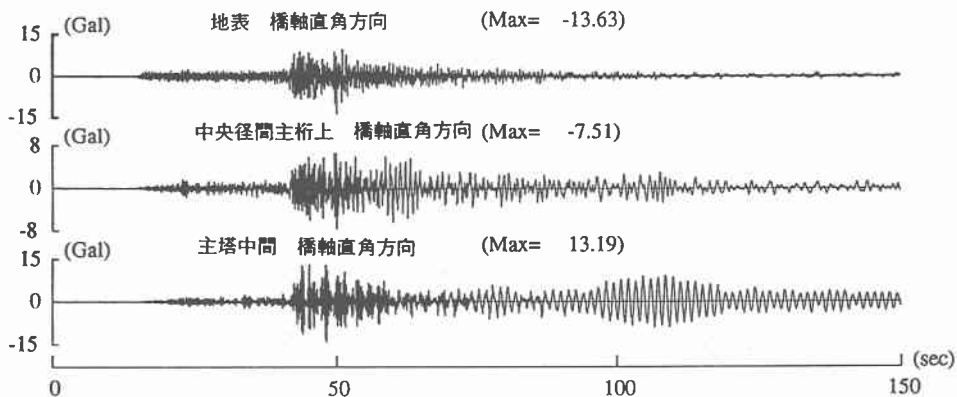


図-8 地盤の振動波形と上部工の応答波形

成分が重なったような波形になっているが、80秒以降はほぼ一定の振動数で振動しており、入力地震の主要動がおさまったあとでも、長時間にわたって振動が継続しており、減衰の小ささをうかがうことができる。80秒以降の波形の卓越振動数は、フーリエスペクトルの0.73Hzのピークに対応しており、主塔の1次の曲げ振動である。主桁の応答については、0.73Hzのピークの他に、1.13Hzにもピークがある。

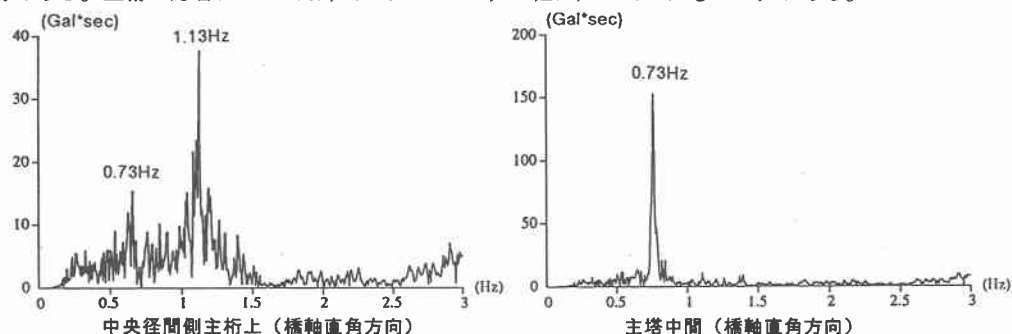


図-9 上部工の橋軸直角方向の加速度フーリエスペクトル

橋軸直角方向についても、強震観測から得られた地震応答特性を検証するために、固有値解析から求めた振動モードとの比較を行った。最大張出し時における固有値解析から求めた橋軸直角方向の固有振動モードを図-10に示す。解析の1次モード(0.64Hz)は実測値の0.73Hzに対応しており、主塔が独立に振動するモードである。解析の5次モード(0.98Hz)が実測値の1.13Hzに対応しており、主桁が変形する方向と主塔が変形する方向が逆になるモードである。

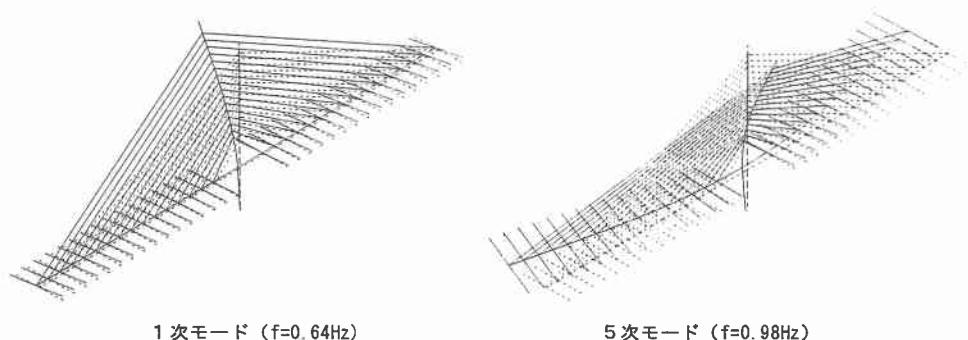


図-10 固有値解析による橋軸直角方向の振動モード

5. 張出し施工中の自由振動実験

本橋のもつ減衰特性を把握するため、最大張出し時において自由振動実験を行い、減衰定数を測定した。実験は、重りを荷台にのせたトラックを橋面上の段差から落下させて衝撃力を与えて加振し、その後の自由振動速度波形を計測することにより行った。その波形に各モードの振動数に対応するバンドパスフィルターをかけて各モード毎に減衰波形を抽出し、減衰定数を求めた。

加振位置は、中央径間、側径間のそれぞれの端部と中央の合計4カ所で行った(図-11)。モード減衰は、各加振位置での実験ごとに求め、それらを平均することで求めた。ただし、実験によってはきれいな波形が得られずに減衰定数を求めることができない場合があった。各実験ケースごとに求めた1次から4次までのモード減衰定数を表-2

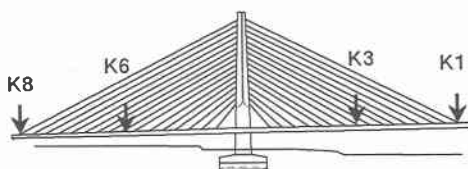


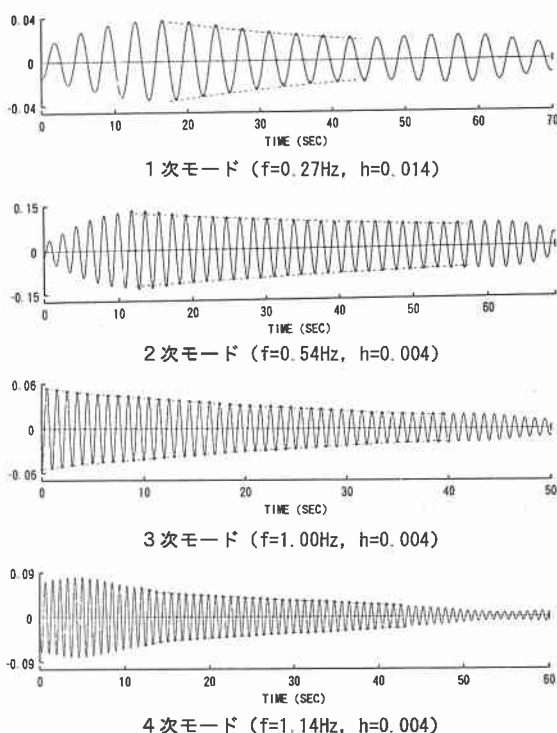
図-11 加振位置

表－２ 各振動モードの減衰定数

加振位置	減衰定数 (%)			
	1次	2次	3次	4次
K 1	1.41	0.36	0.36	—
K 3	1.21	0.42	0.47	0.25
K 6	—	—	0.42	0.43
K 8	1.37	—	0.39	0.46

に、減衰波形を図－１２に示す。

各モードごとの減衰定数の平均を求めると、1次モードは1.4%、2次モードは0.4%、3次モードは0.4%、4次モードは0.4%であった。これらの減衰定数の値は、道路橋示方書に示されているコンクリート橋の上部工の減衰定数3%～5%という値に比べてかなり小さい。これは、加振振幅が小さく、耐震設計で対象としている振動レベルとは異なることや、施工系であるために沓摩擦がないことなどが原因と考えられるが、地震観測の結果からも分かるように、本橋の減衰はかなり小さいものと考えられ、この振動実験の結果はそのことを裏付けるものである。



図－１２ 自由振動波形

6. まとめ

張出し施工中の長大PC斜張橋の動的特性を把握するため、十勝大橋において地震観測と振動実験を行い、以下のような結論を得た。

- ①地震時の橋軸方向の主桁の加速度応答に、鉛直方向の振動モードの影響が大きい。鉛直入力、完成系の耐震設計では考慮されないことが多いが、施工系の主桁の応答に対しては考慮すべきものである。
- ②橋軸直角方向の応答には、主塔の独立振動が卓越しており、この振動モードの減衰はかなり小さく比較的大きな加速度応答を示すが、質量が小さいことから問題はないと考えられる。
- ③張出し長が長くなるに従い固有振動数が低くなることが、解析と観測から確認され、本橋の上部工のモデル化は精度良くできていると考えられる。
- ④自由振動実験から、施工時における各振動モードの減衰は、1次モードが1.4%、2次から4次モードが0.4%であったが、加振力が小さいことから、平成7年度の起振機振動実験で再度検証する必要がある。

参考文献

- 1) 帯広開発建設部；十勝大橋設計・施工検討委員会 第2回委員会資料(1)耐震設計