

(124) 平成6年北海道東方沖地震の十勝大橋の強震記録と動的挙動

北海道開発局開発土木研究所	正員 佐藤昌志
同上	正員 金子 学
北海道開発局帯広道路事務所	山上正之
鹿島技術研究所	正員○大保直人
同上	正員 新原雄二

1. はじめに

我国のように地震の多い地域では、土木構造物の建設に際しては耐震設計すなわち耐震安全性を確保することが重要な位置を占める。特に、長大プレストレスコンクリート斜張橋（以下、長大PC斜張橋）は、重量が大きいため地震時荷重が大きく、かつ自由度の多い柔構造であるため、その地震時挙動は極めて複雑なものとなる。完成系の長大PC斜張橋では、耐震設計の段階において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一般的である。しかし、強震観測等によって、耐震設計と実際の地震時挙動の整合性が確認された例はほとんどなく、青森ベイブリッジ¹⁾等わずかである。十勝大橋においても、耐震設計上の仮定を実際の地震時挙動から検証することを目的として、完成系での強震観測を計画している。

橋梁構造物の施工時の耐震検討では、耐用年数に比べ施工期間が短いことから、地震時荷重を完成時の1/2と仮定する場合があるが、地震の発生する頻度の高い地域に建設される橋梁の場合、施工期間中に大地震を経験する可能性もあり、地震荷重の低減率も含めて耐震設計法として十分に確立されていないのが現状である。そこで、本橋では完成系での強震観測に先立ち、施工時の耐震性を検証することを目的として張出し施工中から強震観測を開始した^{2), 3)}。以下では、1994年10月4日に発生した北海道東方沖地震 ($M=8.1$) の、十勝大橋における強震記録並びに得られた波形を用いた動的解析結果について報告する。

2. 十勝大橋の概要

十勝大橋は、地震の多発地帯である北海道東部に建設された中央径間251mの3径間連続PC斜張橋である。十勝大橋の一般図を図-1に示す。本橋では、経済性並びに冬期間の車道への落雪を考慮して、独立1本柱形式の主塔を採用した。斜材は1面吊りで、その配置は、完成系の耐震性を考慮してセミハープ形式とした。また、主桁は幅員が33mの4室箱桁断面であり、主桁の橋軸方向の支持形式はすべて可動としている。ただし、主桁張出し施工時には、施工性を考慮し主桁は柱頭部において仮固定ブロックによって橋脚上に固定されている。十勝大橋建設地点の地盤は道路橋示方書のⅡ種地盤に相当する。橋梁基礎はニューマチックケーソン工法による直接基礎である⁴⁾。

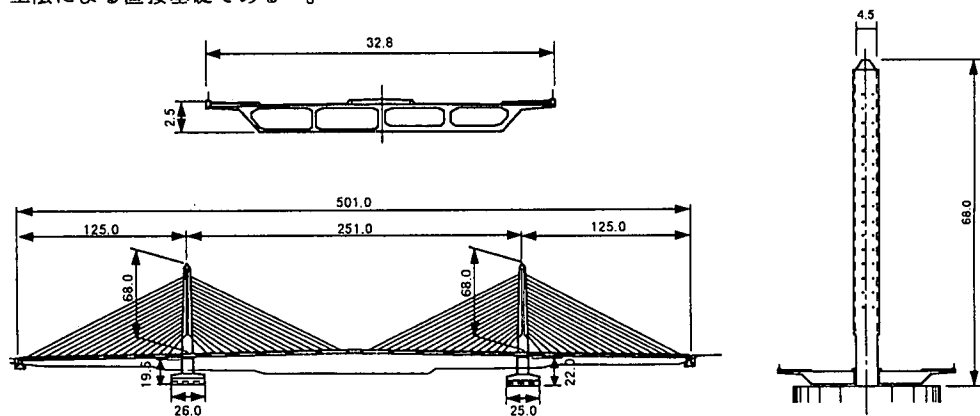


図-1 十勝大橋の一般図

3. 強震観測の概要

本強震観測システムでの地震計の配置と全体システムの概要をそれぞれ図-2、-3に示す。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使用に従ったものを基本としている。地震計は、構造物の地震時挙動を観測するための下部構造（橋脚基礎）、上部構造（主桁、主塔）の他、入力地震動を調べるため、構造物の影響を受けない自由地盤の地表と基盤（-30m）にも配置した。本観測システムでの観測データ収録には、デジタル電話回線（NTT-ISDN）を用いている。

4. 強震観測記録および解析結果

施工時の強震観測は、1993年12月から開始した。1994年10月に発生した帯広震度Ⅳの北海道東方沖地震において本強震観測システムで良好な地震波形が記録された。地震発生時点での本橋の施工状態を図-4に示す。主径間側の主桁は、全てのブロックの打設が終了し、ワーゲンは解体されていた。側径間側の主桁は、最終ブロックが打設中であり、すでにアバットに定着されていた。また、主桁は主橋脚上で仮固定されていた。従って、地震発生時にいる本橋の主桁は、主径間側が片持ち梁、側径間側が両端支持の梁に近い状態になっていた。また、主塔には足場、タワークレーンが付設されており、橋面工は未施工の段階であった。

4.1 観測波形

図-5には、地表、主桁、及び主塔で観測された加速度波形の主要動部分を示す。地表での最大加速度は、橋軸直角方向が大きくその値は 141cm/s^2 であり、主桁の鉛直方向の主径間側、側径間側でのそれぞれの最大加速度は 208cm/s^2 、 201cm/s^2 、主塔中間位置の橋軸直角方向の加速度の大きさは 158cm/s^2 であった。

図-6には、橋軸方向の基盤と地表及び地表と橋脚基礎の伝達関数を示す。基盤と地表との伝達関数には、 1.7Hz に大きなピークが見られ、これは、地盤の一次の卓越振動数にほぼ対応している。地表と橋脚基礎との伝達関数を求めるときに用いた橋脚基礎の波形は基礎重心位置の波形でないが、この図から 2Hz 以下の振動数範囲では、地盤と橋脚基礎は一体となって挙動するが、これより高い振動数では、地盤と橋脚基礎の動きは異なることを示している。この振動数範囲で地盤と橋脚基礎との挙動の違い（入力損失特性）については、今後詳細な検討を実施したい。

地表及び橋脚基礎での観測された波形から求めた加速度応答スペクトルを図-7に示す。図中には、道路橋示方書のⅡ種地盤用の標準加速度応答スペクトル（ $h=0.05$ ）も併記した。地表の観測波形から求めた応答スペクトルは、周期 0.4 秒以下（ 2.5Hz 以上）の短周期では道路橋示方書の震度法レベルの加速度応答スペクトル値よりも大きい、それ以上の周期域では、小さくなる傾向を示している。橋脚基礎の加速度応答スペク

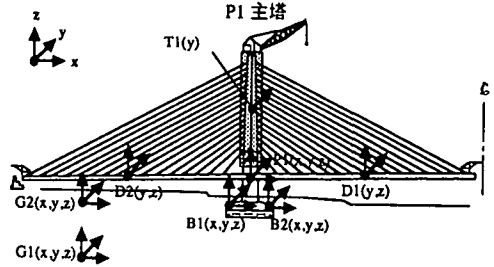


図-2 地震計の設置位置

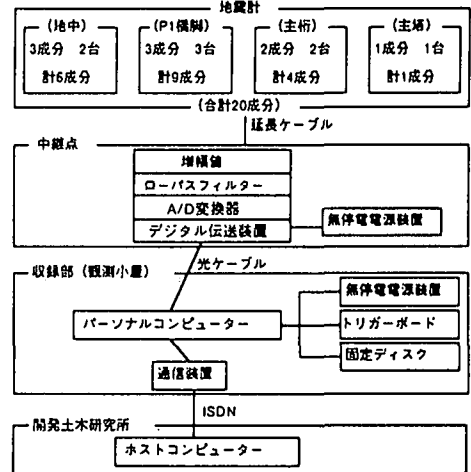


図-3 強震観測システム

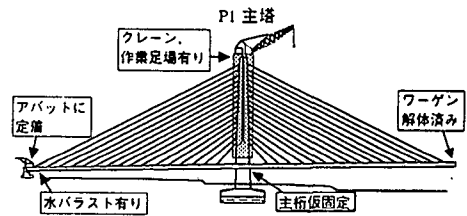


図-4 平成6年北海道東方沖地震発生時における十勝大橋の施工状況

トルは、0.5Hzよりも短周期側に
おいて地表のそれを下まっております、
これから図-6b)と同様に地盤から
基礎への地震動の入力損失がある
ことがわかる。

4.2 応答特性

主桁での加速度波形のフーリエ
スペクトルを図-8に示す。また、
固有値解析により求めた振動モード
を図-9に示す。固有値解析に用
いた解析モデルは、設計時における
断面諸値、物性をそのまま用い、
橋面工の重量を除いた。

図-8より主桁の鉛直方向の応答
については、0.43Hz、0.87Hz、1.
11Hzにピークがあり、主塔の橋軸
直角方向の応答には、0.74Hzにピー
クがあることがわかる。観測され
た加速度波形の各卓越振動数を
中心周波数としたバンドパスフィル
ターを用いて処理した波形から
推定した振動モードと、固有値解
析から求めた振動モードを比較す
ると、主桁の加速度フーリエスペ
クトルの3つのピークがそれぞれ
図-9の一次、二次、三次モードに
対応していることがわかった。また、

橋軸直角方向
の主塔の0.74Hzの
振動は、一次の曲
げ振動モードに対
応しており、固有
値解析の直角方向
の一次モード(0.
65Hz)に対応して
いる。これら観測
及び解析で得られ
た各振動モードの

固有振動数を表-1に示した。いずれも、解析値の方が観測値よりも大きい。

4.3 応答解析

本橋(施工時)の北海道東方沖地震での挙動を把握するために、応答スペクトル法を用いて全体系の応答と主塔断面力の評価を行った。張出し施工時における振動実験から得られた本橋の減衰が小さかったことか

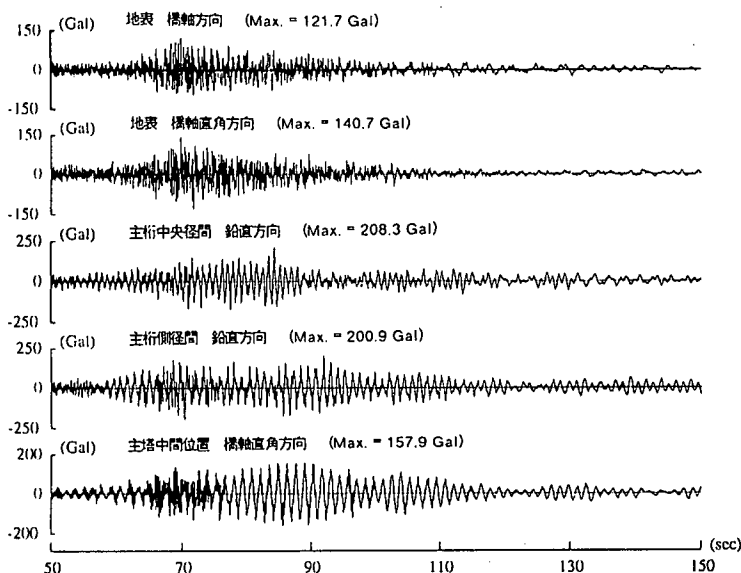
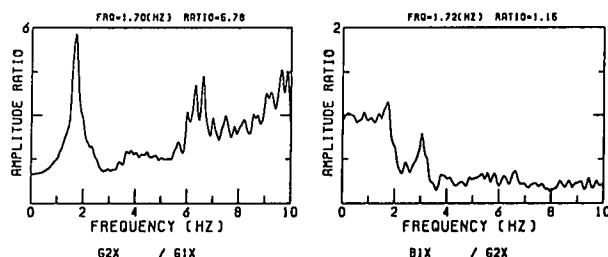


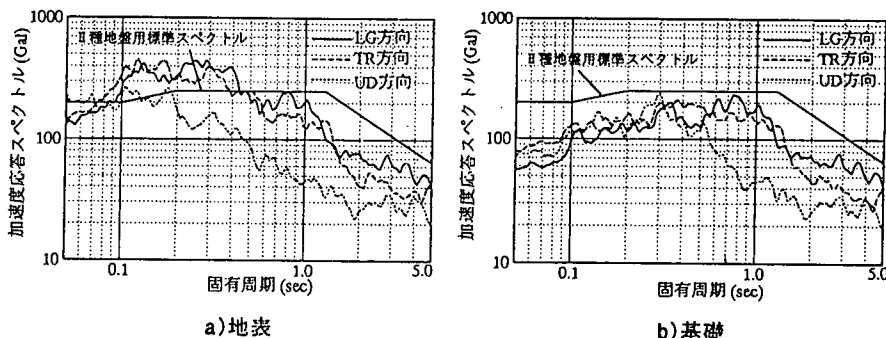
図-5 観測された加速度波形



a) 地表と基礎

b) 地表と基礎

図-6 地表と基礎及び地表と基礎の伝達関数(橋軸方向)



a) 地表

b) 基礎

図-7 地表と基礎の加速度波形から求めた加速度応答スペクトル(h=0.05)

ら³⁾、今回の解析では、歪みエネルギー比例型減衰における各部材の減衰定数を、耐震設計で用いられていた値よりも小さい値に設定した。その結果、一次モードの減衰定数は0.012であった。入力に用いた地震動の加速度応答スペクトルは、基礎で観測されたものを用いた(図-7b)。

応答スペクトル法による最大加速度を観測値と比較すると表-2のようになる。主塔では解析値の方が観測値より若干大きい、ほぼ合っているといえる。次に主塔基部の曲げモーメントを表-3に示す。地震時の曲げモーメントはひび割れ発生モーメントを下回っており、今回の地震による主塔の損傷はないと判断される。

5. まとめ

- 平成6年北海道東方沖地震での十勝大橋の強震観測及び振動解析により得られた結果を以下にまとめた。
- ①地表で記録された橋軸方向最大加速度は140cm/s²、中央・側径間側の主桁の鉛直方向最大加速度は208cm/s²・201cm/s²、主塔中間位置の橋軸直角方向で158cm/s²であったが、入力地震動の大きさは耐震設計におけるL1レベルを越えるものではなかった。
 - ②強震観測と振動解析から求めた振動モードには良い一致が見られた。
 - ③この地震による主塔基礎部の曲げモーメントは、ひび割れの発生モーメントを下回っていた。

今後は完成系での強震観測により施工時から完成系に至るPC斜張橋の地震応答特性を解明していきたい。

参考文献

- 1)稲富他：地震観測に基づくPC斜張橋「青森ベイブリッジ」の地震応答特性について、構造工学論文集、1994年、2)神山他：張出し施工中の長大PC斜張橋の地震応答特性、第50回土木学会年次講演会、平成7年9月(投稿中)、3)神山他：十勝大橋の施工時における動的特性について、土木学会北海道支部年次研究発表会、平成7年2月、4)佐藤他：十勝大橋、コンクリート工学、1993年、5)北海道開発局開発土木研究所構造部構造研究室：平成6年北海道東方沖地震被害速報

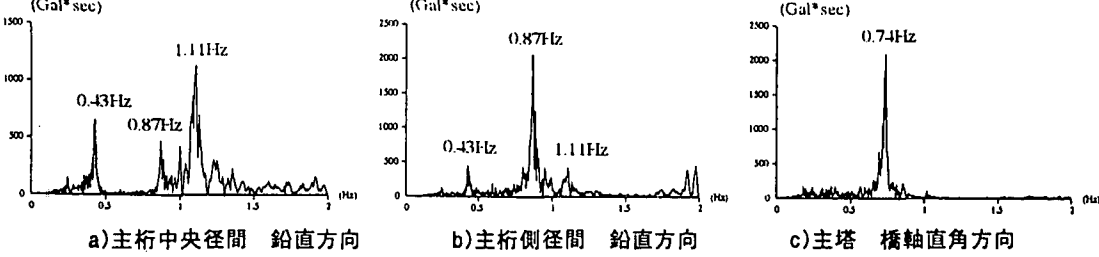


図-8 フーリエスペクトル

表-1 固有振動数の比較

	観測値	解析値
一次	0.43Hz	0.39Hz
二次	0.87Hz	0.80Hz
三次	1.11Hz	1.03Hz

表-2 最大加速度の比較

地震計位置	解析値 (Gal)	観測値 (Gal)
主桁中央径間 鉛直方向	204	208
主桁側径間 鉛直方向	229	201
主塔中間 橋軸直角方向	208	158

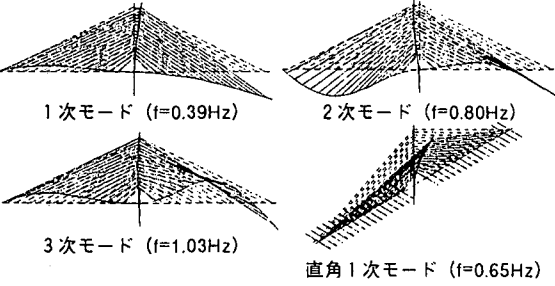


図-9 解析から求めた振動モード

表-3 主塔基部の曲げモーメント

	応答スペクトル 解析値	ひび割れ発生 モーメント
橋軸方向	11 700 tf・m	53 268 tf・m
橋軸直角方向	24 000 tf・m	31 921 tf・m