

免震橋の地震時挙動について 温根沼大橋における事例

小山田欣裕¹・谷本 俊充²・佐藤昌志³・林亜紀夫⁴

¹正会員 工修 北海道道路管理技術センター (〒060 札幌市北区北7条西2丁目)

²正会員 工修 北海道開発局 開発土木研究所 (〒062 札幌市豊平区平岸一条三丁目)

³正会員 工修 北海道開発局 開発土木研究所 (〒062 札幌市豊平区平岸一条三丁目)

⁴正会員 パシフィックコンサルタンツ株式会社 総合研究所 (〒206 東京都多摩市関戸1-7-5)

一般国道44号温根沼大橋は、側径間の4径間連続鋼鈹桁部に免震支承を有している。1994年10月4日に、免震適用区間のみが完成した状態で北海道東方沖地震を受け、橋梁各部と地盤に設置した強震計によって地震時の挙動を測定することができた。震源規模はM8.1、距離は約100Kmであり、震度法の設計において想定している地震強度に相当する地震動を受けたと考えられる。

本論文では、この地震の本震と前震の記録をもとに、構造物と地盤の各部分の挙動の周期特性と、構造系内の伝達特性、および免震装置の挙動を分析した。また、上記の分析結果および免震装置の復元力特性を考え合わせ、設計の際に想定した免震の効果が得られたか否かを考察した。

Key Words : Seismic-Isolation, Lead Rubber Bearing, Earthquake Protective Design, Earthquake Record

1. 緒言

温根沼大橋は北海道根室市の一般国道44号温根沼に架設され、側径間の4径間連続鋼鈹桁部に免震支承を有している。1994年10月4日に「北海道東方沖地震」が発生し、本橋の上部構造、橋脚頂部、および地盤に設置した強震計によって地震時の挙動を測定することができた。¹⁾震源は本橋の建設地点から約100Kmの地点で、その規模はM8.1であり、震度法の設計において想定している程度の地震動を受けたと考えられる。本論文では、この地震時記録を報告し、記録をもとに、免震装置の挙動、本橋の全体的な挙動機構および免震の効果を考察した。

2. 温根沼大橋の概要

温根沼大橋は、主径間部に支間140.0mのニールセン系ローゼ桁を有する橋長456.0mの橋梁として設計された。図-1に示すように、側径間部は支間4@25.0mの連続鋼鈹桁の上部構造を有し、両端の支承は積層ゴム支承、中央部の支承は鉛プラグ入りゴ

ム支承を設置している。表-1に免震装置の寸法・材質を示す。表層地盤厚さは緩やかに変化しており、A1橋台付近は第I種地盤、P1~P3橋脚位置では第II種地盤に相当するが、側径間全体としては第II種地盤に分類されるとして設計された。

本橋の設計時点では、わが国における免震橋の事例がなかったことから、文献2)にしたがって反力分散の考え方による設計が行われている。A1橋台は第I種地盤、P1~P3橋脚は第II種地盤として設計水平震度が算出された。各下部構造への水平方向慣性力分散の計算は、1振動単位を骨組みモデルによってモデル化し、計算された。支承の剛性を調節し、A1橋台P4橋脚の水平方向慣性力の分担を約5%に、P1~P3橋脚の水平方向慣性力の分担を約30%になるように設定している。なお、各支承は橋軸方向にのみ動く構造とされ、橋軸直角方向の動きはサイドブロックによって拘束されている。

その後、文献3)が提案され、ここでは鉛プラグ入りゴム支承などエネルギー吸収の能力を有する免震装置の設計方法が示された。温根沼大橋も、これに従い、免震橋として設計を再度見直している。その際、免震装置は減衰付与の効果による慣性力の低

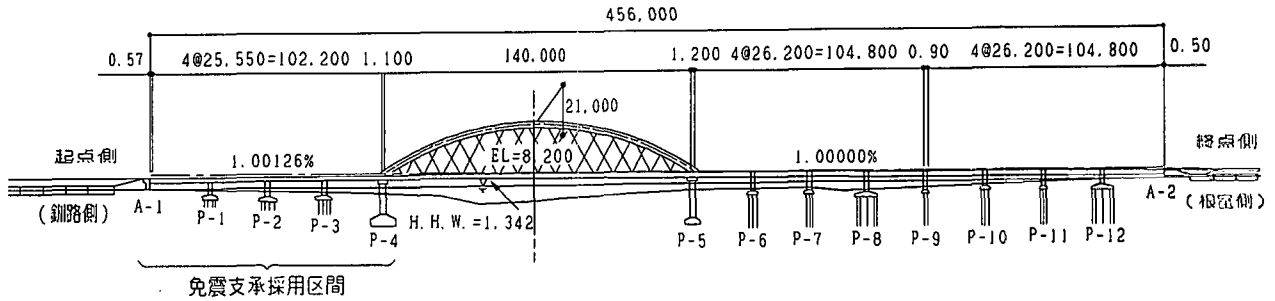


図-1 温根沼大橋全体図

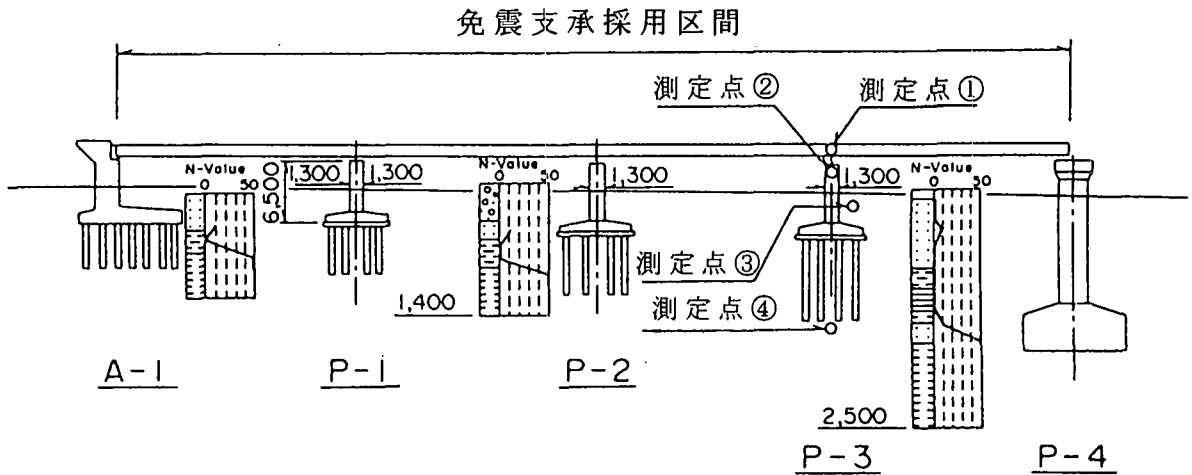


図-2 地震動測定時の橋梁形状および測定点位置

表1 免震装置の寸法・材質諸元

		A1 橋台 P4 橋脚	P1 ~ P3 橋脚
		ゴム支承	鉛プラグ入り ゴム支承
ゴム 支承 部分	ゴムのせん断弾性係数 G (Kg/c㎡)	8.0	8.0
	平面寸法 (mm)	300 × 300	450 × 450
	ゴム1層の厚さ (mm)	9	12
	ゴムの層数 (mm)	13	18
	ゴムの総厚 (mm)	117	216
補強 鋼板	平面寸法 (mm)	280 × 280	430 × 430
	厚さ (mm)	3.2	3.2
鉛プラグ	直径 (mm)	—	145

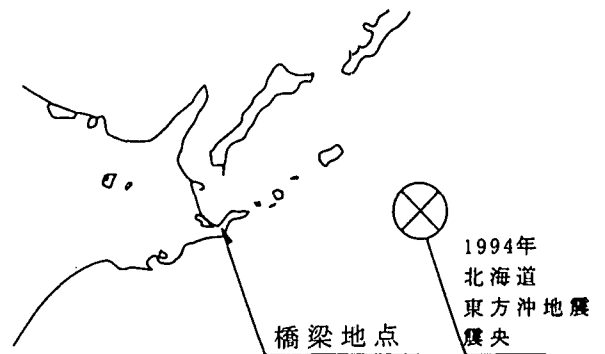


図-3 1994年北海道東方沖地震の震央位置

減を見込んだ計算を行っているが、下部構造の応力および安定計算では現行の道路橋示方書V耐震設計編にしたがって求めた慣性力を用いている。

設計の際の計算では、震度法時において、免震装置の変位は3.7cm、橋の固有周期は0.92secであり、地震時保有水平耐力法時において免震装置の変位は15cm、橋の固有周期は1.18secである。

また、免震装置の復元力特性を確認する目的で

ん断載荷試験を行っている。⁴⁾

3. 1994年北海道東方沖地震の強震記録

側径間部には、測定点①上部構造、測定点②橋脚頂部、測定点③地盤(-1.5m)、測定点④地盤(-17m)に強震計が設置されており、図-2に示すよ

うに、主径間が架設されない免震区間のみ竣工した状態で1994年10月4日北海道東方沖地震および8月31日の前震の測定記録が得られた¹⁾。震央の位置と本橋梁の位置を図-3に示す。また、1993年1月15日釧路沖地震 M7.8 が発生した当时には、上記の観測態勢に至っていなかったが、旧橋との中間位置地表面の測定記録が得られている⁶⁾。

1994年北海道東方沖地震について、図-4に橋梁

各部の加速度測定値の最大値の分布を、図-5および図-6には加速度時刻歴波形を示す。

図-7には、地盤(-1.5m)で測定された加速度時刻歴を基に計算した応答スペクトルを示す。図-7には、文献2)に規定される設計震度および文献6)に示される「設計計算例に用いた照査用震度 k_{hc0} 」の値にそれぞれ重力加速度 G を乗じた値を重ねて示してある。この図から、1994年10月4日の本震が

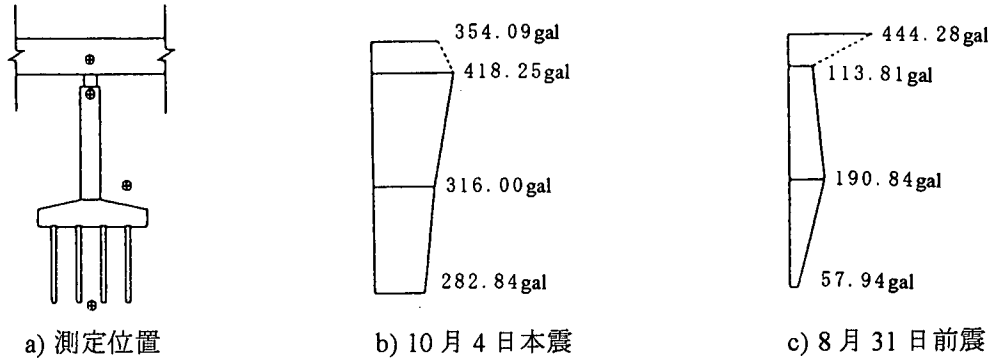


図-4 橋梁各部の加速度測定値の最大値の分布

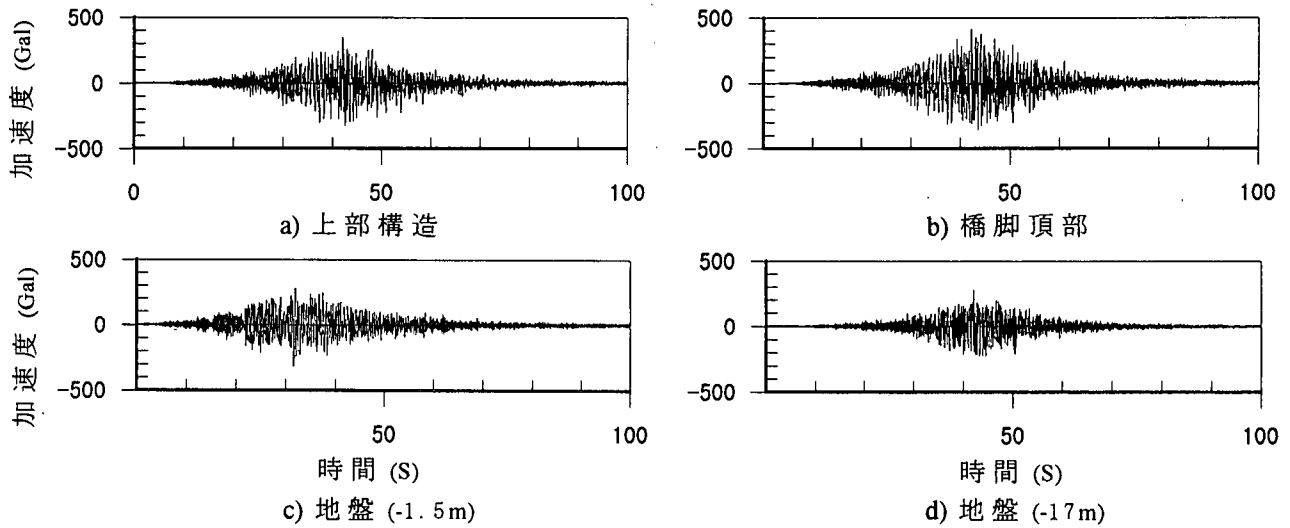


図-5 橋梁各部の加速度時刻歴 (10月4日本震)

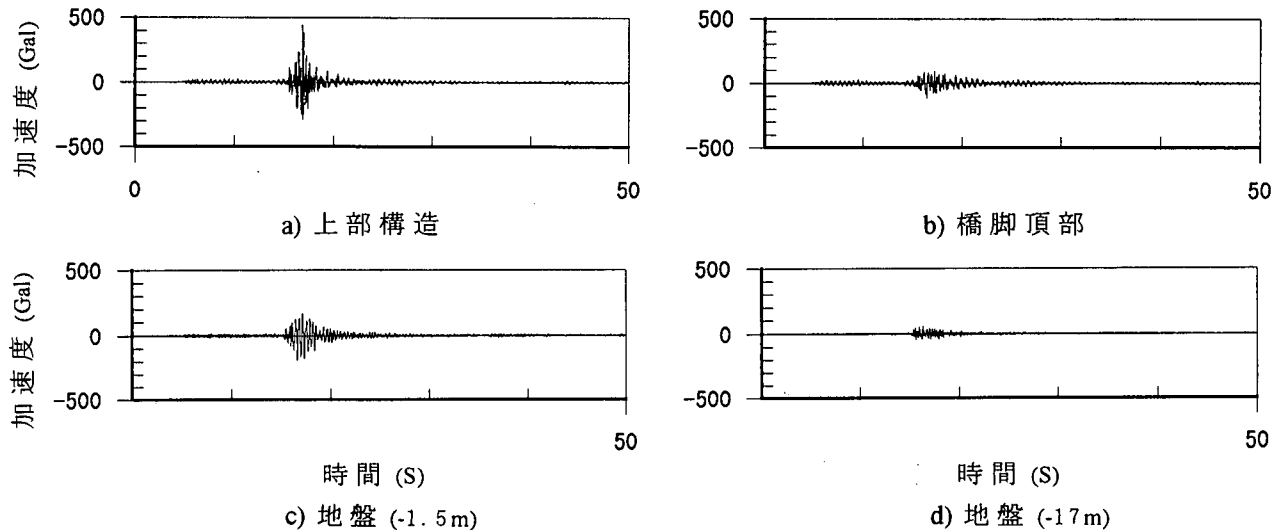


図-6 橋梁各部の加速度時刻歴 (8月31日前震)

震度法相当の地震動であったことがわかる。

4. 強震記録を用いた解析

(1) 周波数特性および伝達率

10月4日の本震の際、地盤と橋梁構造各部分で測定された加速度時刻歴のフーリエスペクトルを図-8に、8月31日の前震のフーリエスペクトルを図-9に示す。

図-8および図-9の a) に示した上部構造のフーリエスペクトルと、 b) に示した地盤 (-1.5m) のフーリエスペクトルとの比を振動数毎に求め、伝達率として図-10に示す。この図は、構造系内部における増幅の程度と振動数の関係を表現している。図上のピークは、構造系の固有振動数に相当すると考えられ、モデル化の妥当性を評価する参考となる。

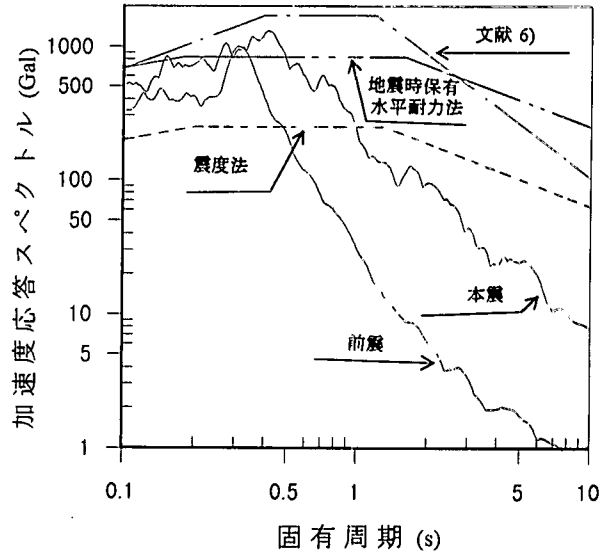


図-7 応答スペクトルの比較

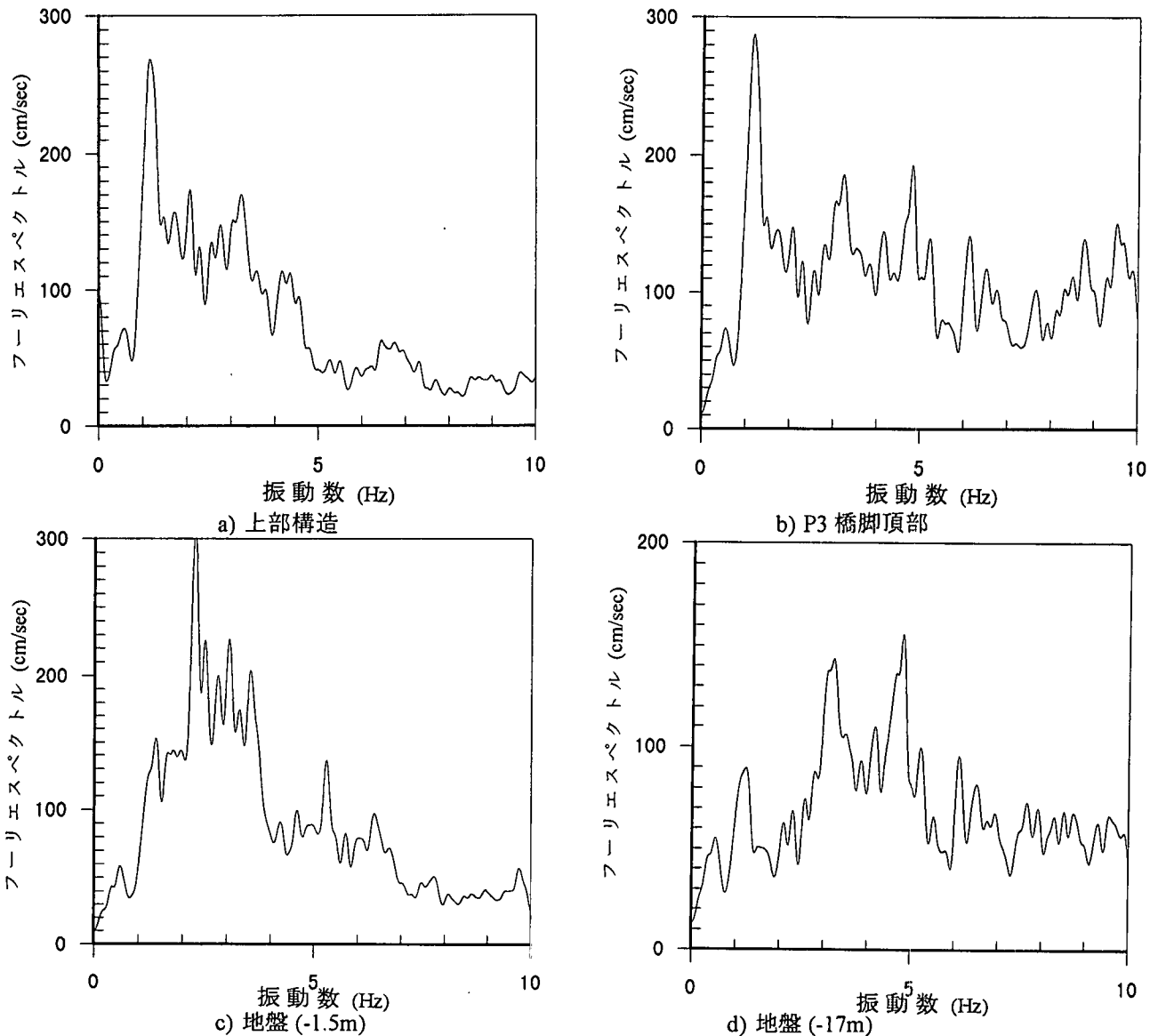


図-8 フーリエスペクトル(10月4日本震)

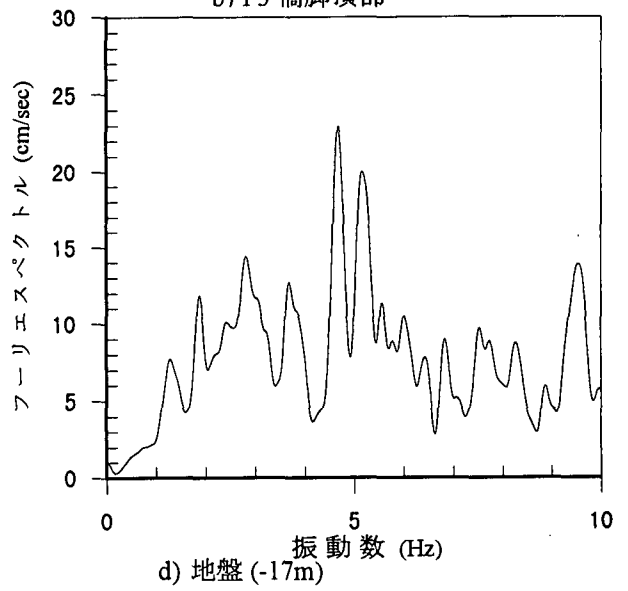
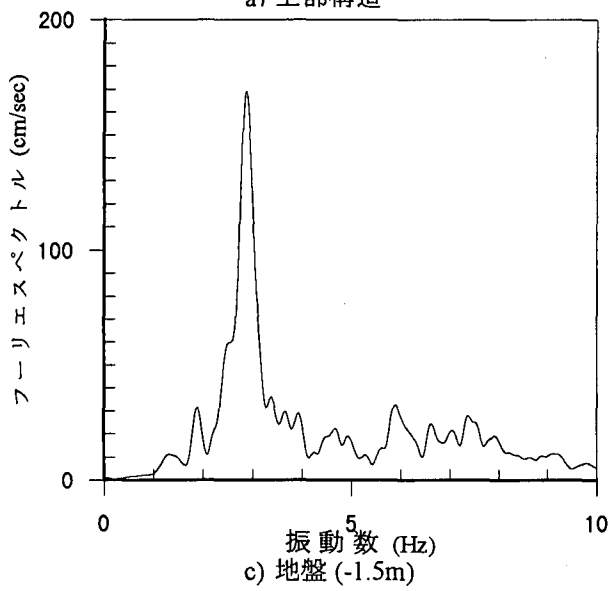
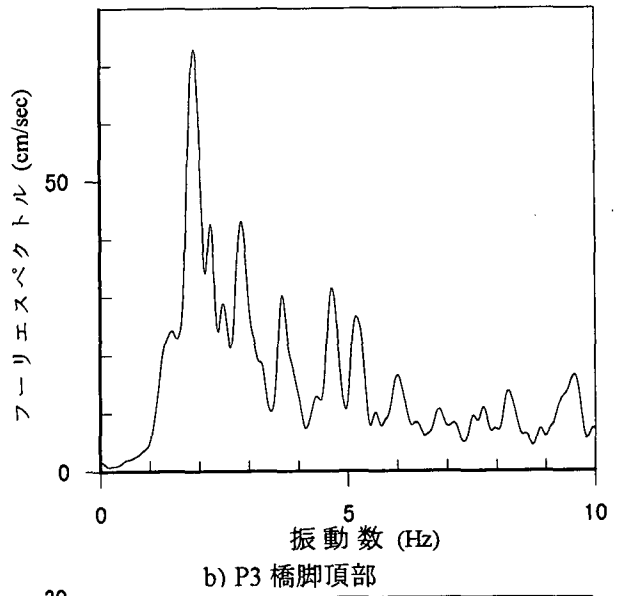
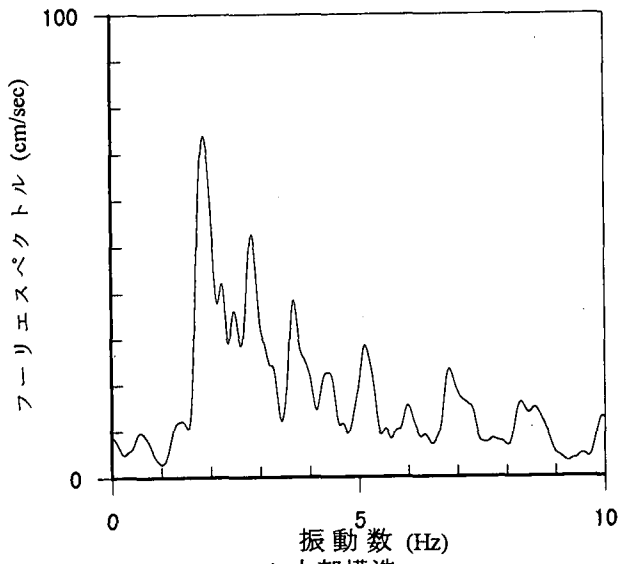


図-9 フーリエスペクトル (8月31日前震)

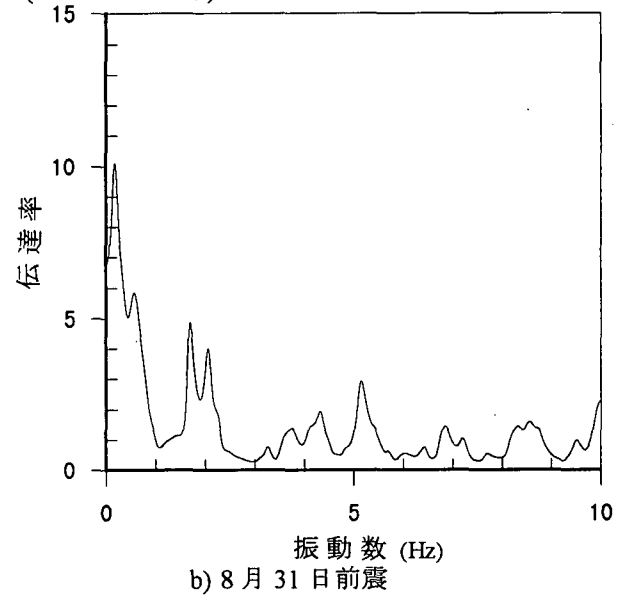
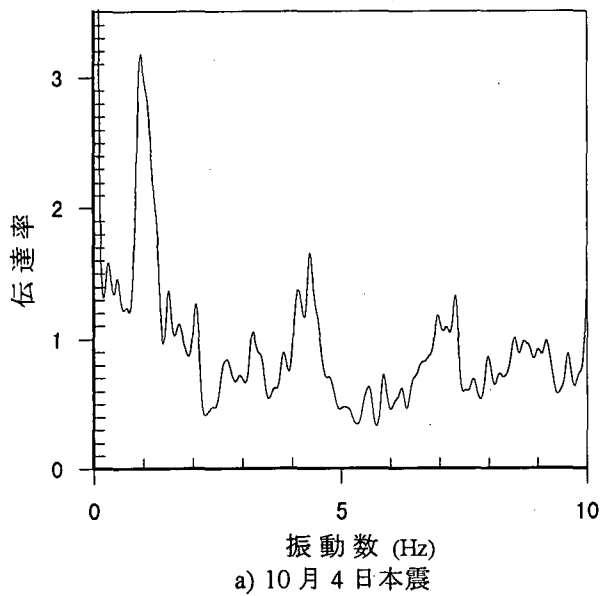
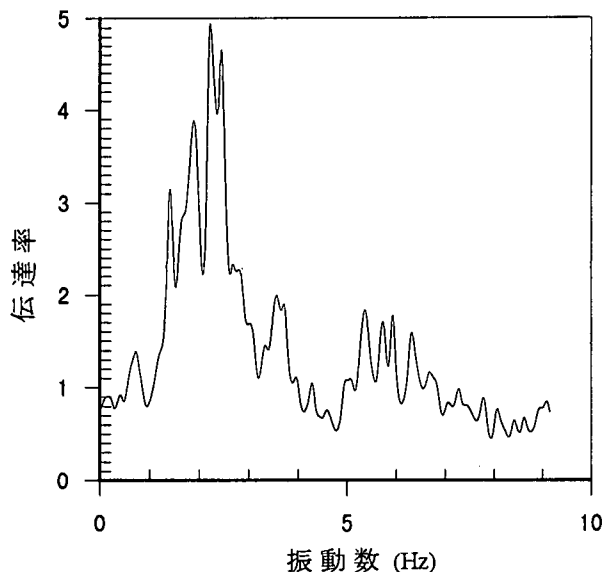
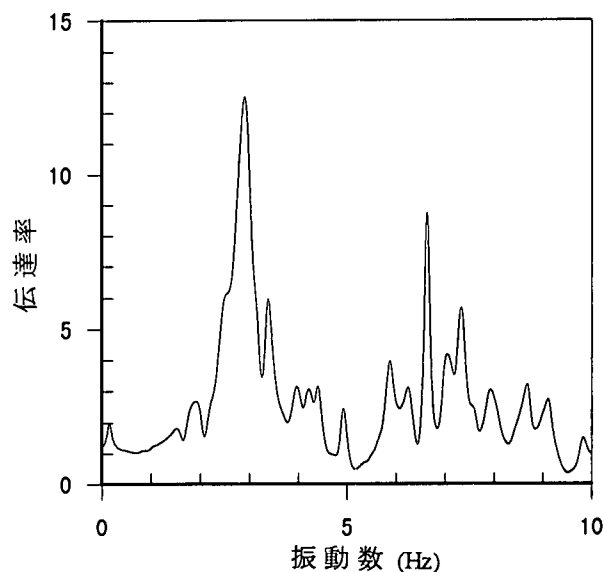


図-10 伝達率 (上部構造/地盤 (-1.5m))



a) 10月4日本震



b) 8月31日前震

図-11 伝達率 (地盤 (-1.5m) / 地盤 (-17m))

また、表層地盤の増幅を知る目的で、地盤 (-1.5m) のフーリエスペクトルと地盤 (-17m) のフーリエスペクトルの比を求めたものを図-11に示す。

フーリエスペクトルおよび伝達率の図から次の点がわかる。

橋梁構造における増幅：

(10月4日の本震)

①図-8 a) で上部構造フーリエスペクトルを見ると、1.16Hz (0.86sec) に顕著なピークがある。

②図-10 a) で上部構造 / 地盤 (-1.5m) の伝達率を見ると、0.95Hz (1.06sec) に顕著なピークがある。

(8月31日の前震)

③図-9 a) で上部構造フーリエスペクトルを見ると、1.86Hz (0.54sec) に顕著なピークがある。

④図-10 b) で上部構造 / 地盤 (-1.5m) の伝達率で、1.0Hz 以上の部分を見ると、1.69Hz (0.59sec) に比較的高いピークがある。

(本震と前震の比較)

⑤上記の①~④から、本震においては1.0Hz (1.0sec) 付近、前震については1.8Hz (0.56sec) 付近に増幅の顕著な部分があり、これが構造系の固有振動数に相当すると考えられるが、本震における値と前震における値の差が予想外に大きい。

表層地盤における増幅：

(10月4日の本震)

①図-8 c) で地盤 (-1.5m) のフーリエスペクトルを見ると、2.3Hz (0.44sec) に顕著なピークがある。

②図-11 a) で地盤 (-1.5m) / 地盤 (-17m) の伝達率を見ると、2.2Hz (0.45sec) に顕著なピークがある。

(8月31日の前震)

③図-9 c) で地盤 (-1.5m) のフーリエスペクトルを見ると、2.9Hz (0.35sec) に顕著なピークがある。

④図-11 b) で地盤 (-1.5m) / 地盤 (-17m) の伝達率を見ると、2.9Hz (0.34sec) に最も高いピークがある。

(本震と前震の比較)

⑤上記の①~④から、本震においては2.3Hz (0.44sec) 付近、前震については2.9Hz (0.35sec) 付近に増幅の顕著な部分があり、本震と前震の間に差がある。

本震地震動と前震地震動の比較：

図-8 c) および 図-9 c) で、本震と前震の地盤 (-17m) フーリエスペクトルを比較して見ると、差はあるものの、次のような共通点もある。

①1.3Hz 付近にピークがある。

②細かな凹凸があるものの、0~5Hzの間では振動数が高くなるに従って右肩上がりに上昇している。

(2) 免震装置の挙動

観測記録を基に、免震装置の履歴曲線を描く目的で、上部構造に働く慣性力と上下部構造間相対変位の関係軌跡を求め、図-12に示す。図の縦軸は、上部構造の加速度時刻歴であり、横軸は、上部構造、橋脚頂部の加速度時刻歴をそれぞれ積分して変位時刻歴とし、両者の差すなわち上下部構造間相対変位を求めたものである。なお、上記計算の段階で、15Hz以上と1.7Hz以下の成分はフィルターをかけて除去しており、このフィルター値は縦横軸の相関が最も良く得られるように選んだものである。

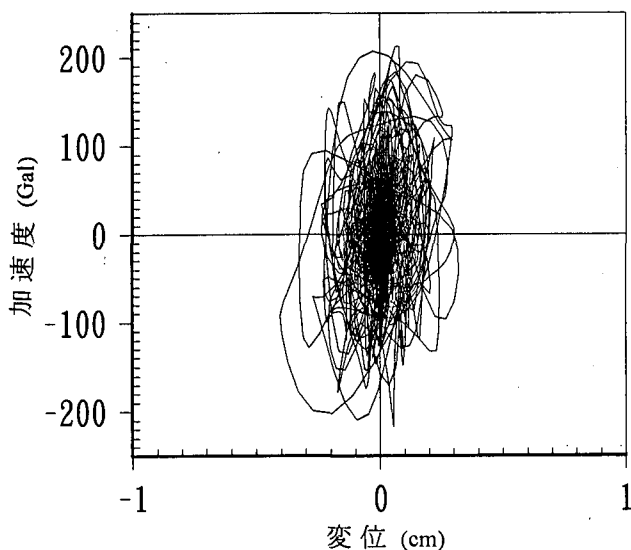


図-12 上部構造慣性力と
上下部構造間相対変位の関係軌跡

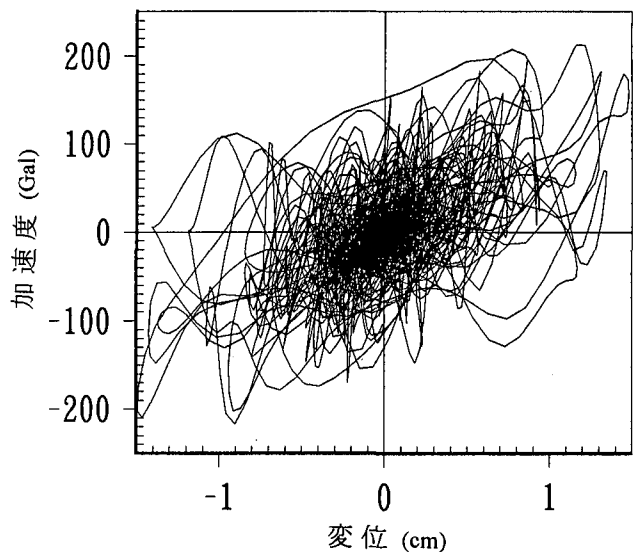


図-13 上部構造慣性力と
上部構造・地盤(-1.5m)間相対変位の関係軌跡

同様の手順によって上部構造と地表の相対変位を横軸に、上部構造に働く慣性力を縦軸にとり、軌跡を描いたものを図-13に、上部構造と地下-17mの相対変位を横軸に、上部構造に働く慣性力を縦軸にとったものを図-14に示す。これらの図を比較して、次の点がわかる。

- ① 図-12は免震装置の履歴曲線となるはずであるが、この図に示した縦横軸の関係はそれ程顕著な相関を示さない。
- ② この地震動においては、P3橋脚上の免震装置の復元力は予想した程には支配的でなかった。むしろ他の下部構造からの影響が大きかったと考えられる。
- ③ 上下部構造間相対変位を横軸とする図-12より上部構造と地表の相対変位を横軸にとる図-13の方が相関がある。
- ④ さらに、上部構造と地下-17mの相対変位を横軸にとる図-14の方が相関がある。
- ⑤ このことから、上部構造の地震時挙動に与える影響は、表層地盤における地震動の増幅、下部構造における増幅、免震装置における増幅の順であると推定される。

フィルター値を先の設定より緩やかにとり、15Hz以上と0.5Hz以下の成分はフィルターをかけて除去した場合の上下部構造間相対変位、すなわち免震装置のせん断変位時刻歴を図-15に示す。この図においても、免震装置のせん断変位の振幅は1cm程度であり、設計時に想定した3.7cmに比較してかなり小さい。また、免震装置に付随して設けられているサイドブロックの擦過痕跡から判断しても上下部構造間相対変位の最大値は1cm程度であったこ

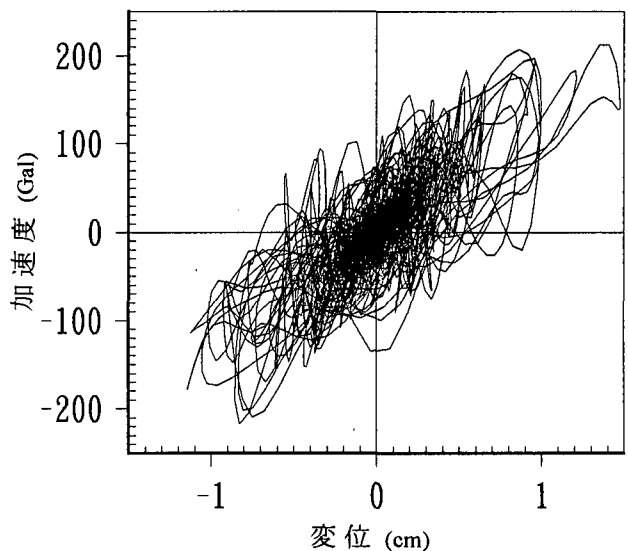


図-14 上部構造慣性力と
上部構造・地盤(-17m)間相対変位の関係軌跡

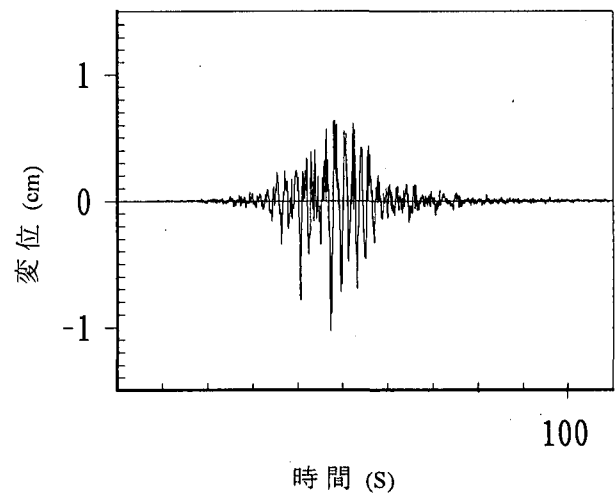


図-15 上下部構造間相対変位時刻歴

とが推定される。免震装置の載荷試験結果⁴⁾から類推すると、この程度の変位では鉛プラグが降伏することはなく、設計時に想定した柔軟性に至らない。

6. 考察

- ①フーリエ振幅および伝達率から推定すると、本震においては1.0Hz (1.0sec) 付近、前震については1.8Hz (0.56sec) 付近に増幅の顕著な部分があり、この振動数が構造系の固有振動数に相当すると考えられる。図-7には、1994年北海道東方沖地震の本震と前震の応答スペクトル(h=5%)と設計震度を対比させて示してあり、この図では本震の1.0sec 付近および前震の0.56sec 付近で応答スペクトル値と設計震度は略々一致している。このことから、今回の地震が震度法相当と推定されるが、免震装置の変位が設計時の設定値を大きく下回ることに矛盾する。
- ②本震において、免震装置の変位が設計時の設定値を大きく下回り、設計時に設定した柔軟性を発揮しないにも関わらず固有周期が1.0sec と、設計値に近い値となっている。このことは、免震装置以外の部分の剛性が設計値より低かったことによる。例えば、基礎の剛性がこれに相当すると考えられる。
- ③前震のピークから推定される固有振動数が、本震による値よりも短いのは、地震動が小さいことから、剛性のひずみ依存性と合わせて理解できるが、これも免震装置の剛性のひずみ依存性ではなく、基礎のばね定数のひずみ依存性によると考えられ

る。

- ④温根沼大橋に用いた免震装置は、1994年北海道東方沖地震においては、塑性域に入らず、この時点では長周期化や減衰付与の効果が得られなかった。ただし、この橋梁が地震時保有水平耐力レベルの地震動を受けた際には、上記の効果をえられる可能性を残している。

参考文献

- 1) 北海道開発局開発土木研究所：平成6年北海道東方沖地震速報，平成6年11月。
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編，平成2年2月。
- 3) (財)国土開発技術研究センター：道路橋の免震設計法ガイドライン(案)，平成3年3月。
- 4) 小山田欣裕、佐藤昌志、谷本俊充、林亜紀夫：低温域における橋梁免震装置の実験的研究、土木学会構造工学論文集，Vol.42A-II，pp.707~714，1996年3月。
- 5) Sato M, Nishi H, Kawashima K and Unjoh S : Response of On-netoh bridge during Kushiro-oki earthquake of january 1993, Proceedings of the Third U.S.-Japan Workshop on Earthquake Protective System for Bridges, Part 5, pp.63~78, May., 1994.
- 6) 日本道路協会：「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」の準用に関する参考資料(案)，平成7年6月。

(1996.9.14 受付)

A STUDY ON AN OBSERVATION RECORD OF SEISMIC-ISOLATED BRIDGE

Yoshihiro OYAMADA, Toshimitsu TANIMOTO,
Masashi SATO and Akio HAYASHI

On-netoh bridge was constructed on National Highway Route 44 using seismic-isolation devices. The Hokkaidoh-toho-oki Earthquake with magnitude of 8.1 occurred on October 44th 1994. The epicenter of this earthquake was about 100kms from the site of this bridge. The intensity of the earthquake motion might have been equal to the design condition that is established as level 1 earthquake in Specifications For Highway Bridges.

In this paper, the frequency transmitting characteristic of the bridge structure and the behavior of the seismic-isolation device were analyzed using the acceleration record.