

(139) 平成6年北海道東方沖地震時の免震橋(温根沼大橋)の挙動

北海道開発局開発土木研究所 正会員 佐藤昌志
 北海道開発局開発土木研究所 正会員 ○谷本俊充
 北海道開発局開発土木研究所 正会員 西 弘明
 北海道開発局開発土木研究所 正会員 西村敦史
 パシフィックコンサルタンツ 正会員 林亜紀夫

1. はじめに

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径間連続鋼鈑桁部に免震支承を有している。平成6年10月4日に「平成6年北海道東方沖地震」が発生し、本橋の上部構造、橋脚天端、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以上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する。また記録をもとに、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の連続鋼鈑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。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

(深さ1.5m)、測定点④地盤(深さ17m)に強震計が設置されており、主径間が架設されない状態で1994年10月4日北海道東方沖地震および8月31日の前震などの測定記録が得られた。震央の位置と本橋梁の位置を図-2に示す。

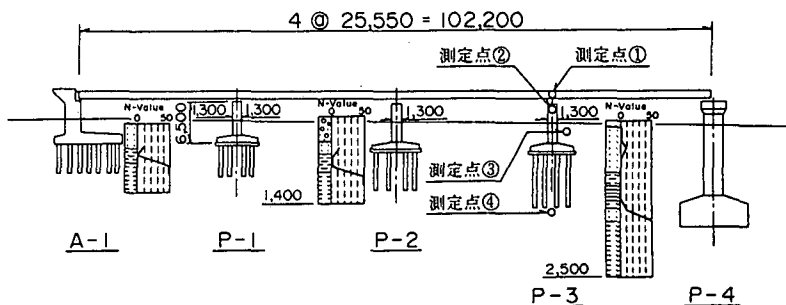


Fig. 1 温根沼大橋一般形状および測定点

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	ゴムのせん断弾性係数G (Kg/cm ²)	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

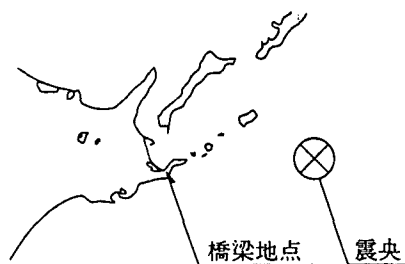
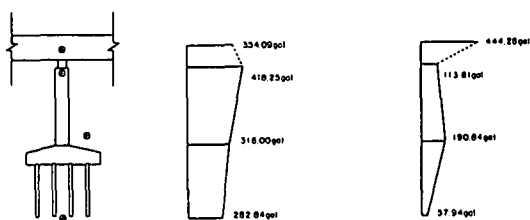


Fig. 2 震央と温根沼大橋建設地点

3. 地震時挙動の測定結果

図-3に、上部構造とP3橋脚天端、および地盤(深さ1.5m、深さ17m)における加速度測定値の最大値の分布を、図-4、図-5に、測定された加速度時刻歴波形を示す。

測定点③地盤(深さ1.5m)の加速度記録から求めた加速度応答スペクトルを図-6に示す。



a)測定位置 b)10月4日北海道東方沖地震 c)8月31日の前震

Fig. 3 加速度測定値の最大値分布

8月31日の前震と10月4日北海道東方

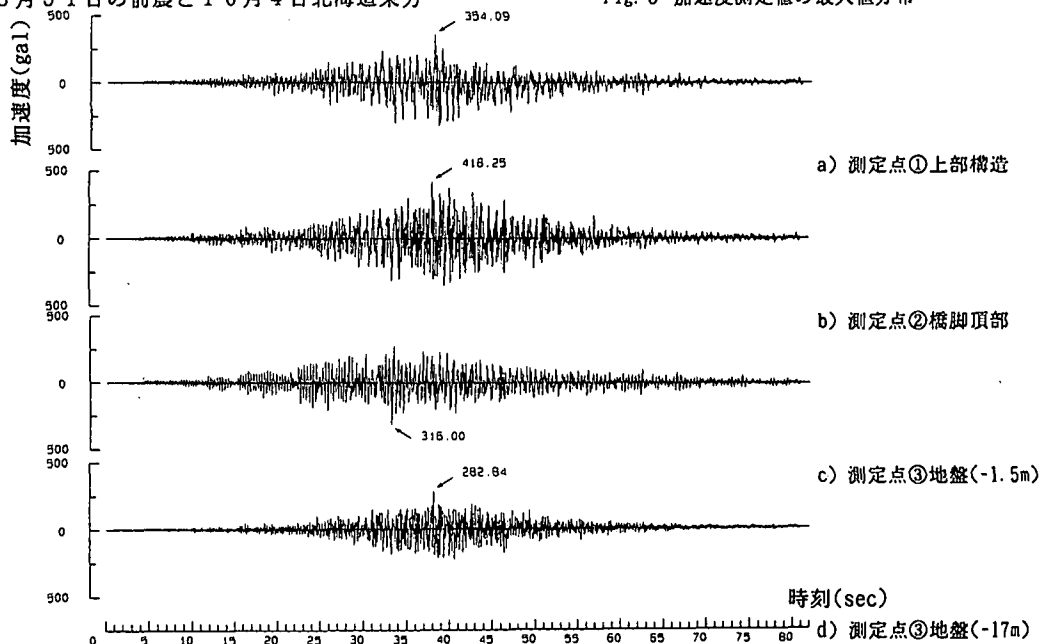


Fig. 4 北海道東方沖地震による加速度測定値時刻歴

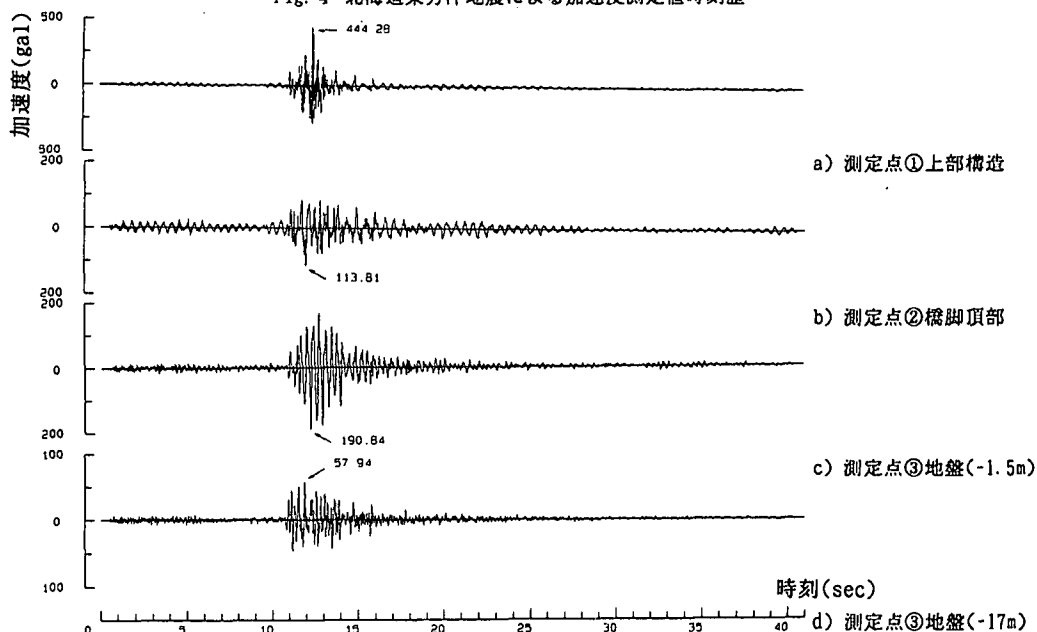


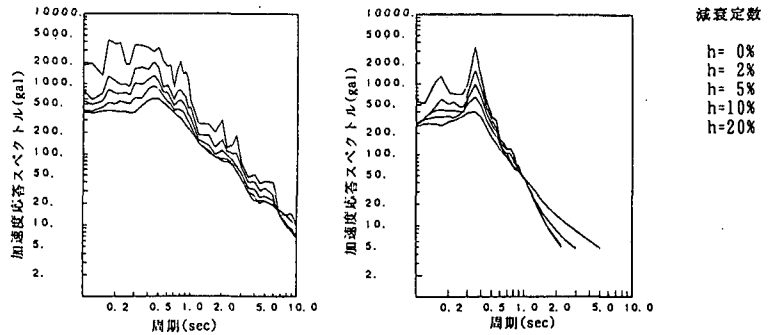
Fig. 5 8月31日前震による加速度測定値時刻歴

沖地震の震源位置はほぼ同じとされており、震央距離に差はないので震源の地震規模の差による影響のみを見ることができる。

文献3)に規定される応答スペクトル(震度法)および文献2)に提案されている応答スペクトル(地震時保有水平耐力法)と図-6のスペクトル(減衰定数5%)を重ねて図-7に示す。

構造物各点と地盤の加速度時刻歴をフーリエ分析した結果を図-8に、フーリエ振幅の比から求めた伝達率を図-9に示す。

図-9のa)上部構造/地盤の伝達率では、0.87Hz(1.15sec)と0.45Hz(2.22sec)に伝達率のピークが見られ、b)橋脚頂部/地盤伝達率では、1.14Hz(0.88sec)にピークが見られる。



a) 10月4日北海道東方沖地震 b) 8月31日前震
Fig. 6 応答スペクトル

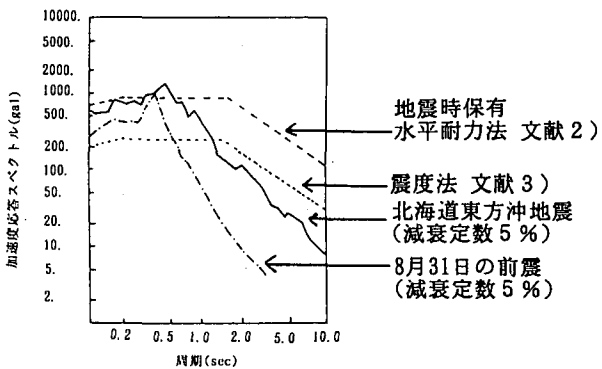


Fig. 7 応答スペクトルの比較

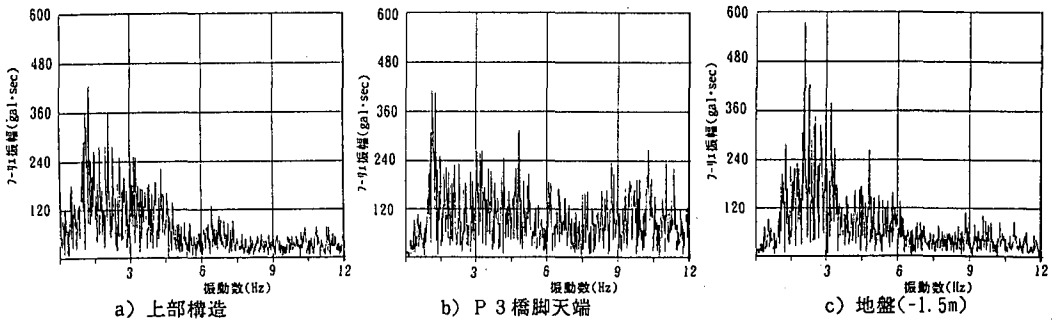


Fig. 8 フーリエ分析結果 (10月4日北海道東方沖地震)

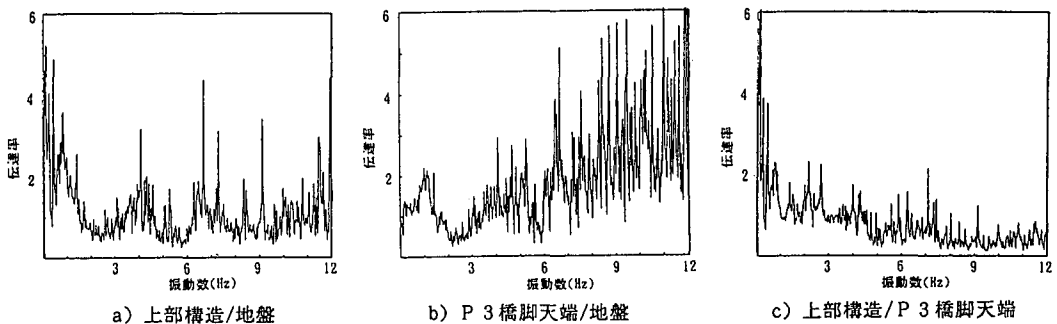


Fig. 9 伝達率 (10月4日北海道東方沖地震)

上部構造／地盤の伝達率のピーク 1.15 sec が構造系の 1 次固有周期に相当すると考えられる。

設計計算の際に構造をモデル化して求めた固有周期は、0.92 sec (震度法時) 1.19 sec (地震時保有水平耐力法時) である。

文献 3) に規定されている震度法に用いる応答スペクトルでは、固有周期 1.15 sec (減衰定数 5 %、Ⅱ種地盤) のスペクトル値は 250 gal である。また文献 2) で提案されている地震時保有水平耐力法に用いる応答スペクトルでは、固有周期 1.15 sec (減衰定数 5 %、Ⅱ種地盤) のスペクトル値は 850 gal である。構造系の 1 次固有周期と考えた 1.15 sec (減衰定数 5 %) における応答スペクトル値を見ると 220 gal である。図-7 に見られるように、北海道東方沖地震による応答スペクトルの値は固有周期 1.15 sec 付近でほぼ震度法のスペクトル値に近く、これより長い周期では、震度法のスペクトルに較べて小さい。

上部構造全体が水平方向に一樣に動く成分は 2.5 Hz より低い振動数成分であって、それより高い振動数成分は上部構造の局所的な変形モードにかかわる成分であると考え、除去して見たところ、上部構造の加速度最大値は 10 月 4 日北海道東方沖地震で 244 gal、8 月 31 日の前震では 102 gal と、かなり低い値となった。先に構造系の 1 次固有周期と考えた 1.15 sec における応答スペクトル値を図-6 a) から読み取ると 220 gal であり、ハイカットフィルターをかけて得られた 244 gal とほぼ一致する。

免震装置の変位時刻歴を図-10 に示す。測定点①上部構造と、測定点②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を求め、その相対変位を図化したものである。

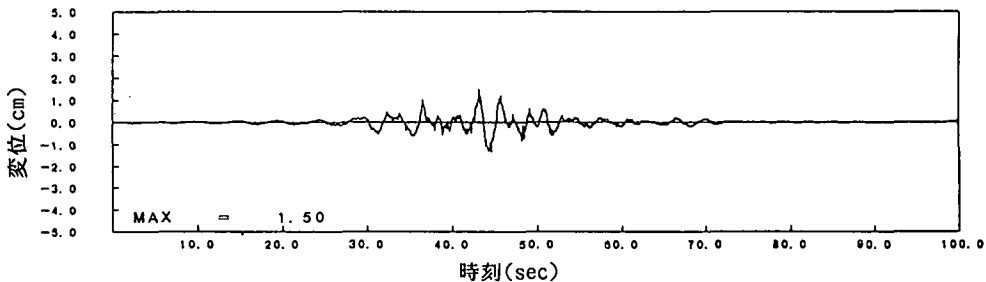


Fig. 10 免震装置の変位時刻歴 (10月4日北海道東方沖地震)

図-10 より、免震装置の変位は約 1.5 cm に達したと考えられるが、支承に残された擦過痕の幅もほぼこの程度である。文献 2) に提案されている免震装置の動特性推定式によって免震装置に 1.5 cm の変位が生じた際のせん断反力を求めると 17.0 t であり、2.5 Hz のハイカットフィルターをかけて得られた 244 gal をもとに免震装置 1 基あたりの水平力を求めた 18.7 t に近いが、幾分小さい。

4. 結論

地盤 (-1.5 m) の加速度記録から求めた応答スペクトルなどから、北海道東方沖地震は設計時に想定した震度法レベル地震動に近い大きさの地震であったといえる。本橋に設置された鉛プラグ入りゴム支承は鉛プラグが降伏変位を越えて塑性域に達しない場合には、充分な減衰性能が得られない。北海道東方沖地震によって本橋梁の免震装置は降伏変位を少し越える程度まで変位したが、充分な減衰性能を得るには至らず、設計段階で想定している程度の慣性力低減効果を発揮しなかった。フーリエ解析結果から推定される 1 次固有周期は、設計の際に想定した値より長い、これは免震装置の柔軟性によるよりも、むしろ基礎等の剛性が想定以上に柔軟であったことによると考えられる。ただし今回の地震でも地震時の水平力分散の効果は得られたと考えられる。さらに大きい地震動を受けた場合には慣性力低減の効果をも発揮することが期待される。

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) 建設省土木研究所他 28 社：官民連帯共同研究 道路橋の免震構造システムの開発報告書，平成 4 年 10 月。
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・解説 V 耐震設計編，平成 2 年 2 月。