

三井建設(株) 正会員 ○田村多佳志・平井 正雄・樋口 昇

1. まえがき 既設道路橋下部構造の耐震補強対策の一つとして、免震装置を用いて設計地震力を低減する方法が考えられる。筆者らは先にRC橋脚や橋脚基礎の耐震補強への免震装置の適用可能性を試算検討により確認したが¹⁾²⁾、引き続き、地盤条件および免震橋の固有周期の違いが免震装置を用いた耐震補強の適用性に与える影響について検討を行なったので以下に報告する。

2. 検討モデル 表-1に示す設計条件で、I・II・III種の各地盤に対して、図-1に示すように、RC橋脚と基礎からなるモデルを設定した。免震橋との比較のために、支承部を固定と仮定して算定した下部構造の固有周期 T_0 と設計震度 k_{h0} を表-2に示す。設計地震力(震度)によって橋脚断面および基礎構造を変えたために、下部構造全体の剛性が各モデルではほぼ等しくなり、下部構造の固有周期 T_0 が各モデルでほとんど差がない結果となっている。

3. 検討結果 それぞれの下部構造モデルに対し、免震装置として鉛プラグ入りゴム支承を用い、地震時慣性力を低減することを検討した。試算検討の結果をいくつかの項目に分けて以下に示す。

(1)免震装置;免震装置の設計は、免震設計マニュアル(案)³⁾に基づき、それぞれのモデルについて、保有耐力法レベルでの設定固有周期 T_2 を1.2、1.4、1.6、1.8秒と変えて行なった。設計した免震支承の寸法を表-3に示す。免震支承の底面積は、保有耐力法レベルにおける設計地震力が大きくなるほど大きくする必要があるため、地盤種別がI種からIII種になり設計震度が大きくなるほど大きくなっている。また、設定固有周期を長くするほど支承高さは高くなる。本例の反力クラスのすべり支承のサイズは700x410x160程度であり、免震支承の大きさはこれと同程度である。

表-1 検討モデルの設計条件

上部構造	形式	活荷重合成鋼単純桁(5主桁)	
	寸法	径間 = 37.0 m	幅員 = 16.5 m
	重量	595.1 tf	
地震の影響	地域 $c_z = 1.0$	重要度 $c_1 = 1.0$	
支承反力(1支承)	死荷重 = 59.5 tf	活荷重 = 41.2 tf	

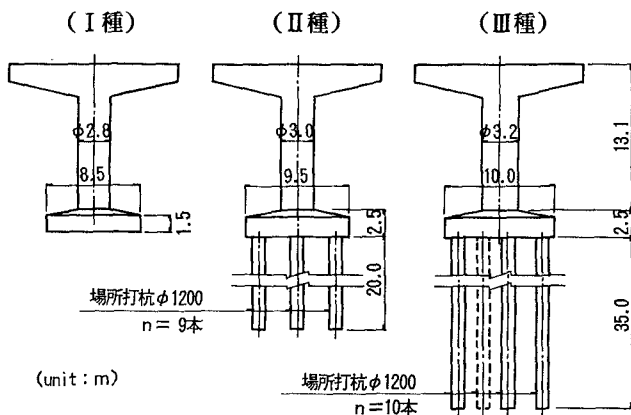


図-1 検討モデル

表-3 免震支承の諸元と橋の動的特性値

地盤種別	支承寸法		保有耐力法レベル(②)			震度法レベル(①)		
	a x b x Σ t (mm)	鉛プラグ (mm)	T_2 (sec)	h_2	k_{h0}	T_1 (sec)	h_1	k_h
I種	430x430x 60	1-φ90	1.20	0.087	0.70	0.72	0.107	0.18
	430x430x100	1-φ92	1.40	0.105	0.63	0.76	0.110	0.18
	400x400x130	1-φ91	1.61	0.130	0.51	0.84	0.137	0.18
	400x400x207	1-φ90	1.81	0.160	0.41	0.97	0.168	0.18
II種	450x450x 77	1-φ104	1.22	0.123	0.68	0.72	0.123	0.23
	450x450x120	1-φ105	1.41	0.133	0.68	0.76	0.127	0.23
	450x450x162	1-φ104	1.58	0.135	0.68	0.82	0.144	0.23
	480x480x319	1-φ104	1.79	0.165	0.55	0.96	0.163	0.23
III種	480x480x 96	1-φ114	1.21	0.132	0.80	0.67	0.124	0.27
	480x480x143	1-φ114	1.40	0.138	0.80	0.72	0.133	0.27
	480x480x220	1-φ113	1.62	0.156	0.70	0.81	0.155	0.27
-	-	-	-	-	-	-	-	-

表-2 下部構造の固有周期と設計震度

地盤種別	固有周期 T_0 (sec)		設計震度 k_{h0}	
	震度法	保有耐力	震度法	保有耐力
I種	0.64	0.82	0.20	0.70
II種	0.73	0.86	0.25	0.85
III種	0.68	0.79	0.30	1.00

(2)支承の設計変位; 設定固有周期 T_2 と支承の設計変位 u_B との関係を図-2に示す。設定固有周期が長いほど、地盤条件が悪いほど支承の設計変位は大きくなる。震度法レベル地震時の支承の設計変位は、I種・II種地盤で $T_2 = 1.6$ 秒、III種地盤で $T_2 = 1.4$ 秒までは温度変化による桁伸縮量(1.3cm)と同じ程度であるが、それ以上の T_2 では急増する傾向にある。

(3)橋の減衰定数; 設定固有周期 T_2 と橋の減衰定数 h との関係を図-3に示す。橋の減衰定数は、固有周期の長い方が、また、I種・II種地盤よりIII種地盤で大きくなる傾向にある。これは、支承剛性が相対的に下部構造剛性より小さい場合に、橋全体の中での支承のエネルギー分担率が大きくなり、支承の高い減衰性能を有効に生かせることによる。

(4)設計震度; 免震設計マニュアル(案)では、表-4に示す免震装置のエネルギー吸収性能による補正係数 c_E を設計震度に掛け合わせることで、震度法レベルで1割、保有耐力法レベルで1~3割の設計地震力を低減することができる。設定固有周期 T_2 と免震橋と非免震橋の設計震度の比 (k_h / k_{h0}) との関係を図-4に示す。保有耐力法レベルのI種地盤の $T_2 = 1.6$ 秒以上およびII種地盤の $T_2 = 1.8$ 秒の場合には、長期化によっても設計震度が低減されている。

(5)設定固有周期; 橋の減衰定数を大きくし設計震度を低減するためには、ある程度長めの固有周期を設定する必要がある。しかし、設定固有周期を長くしすぎると、支承の設計変位が大きくなり支承の寸法も大きくなって不利である。したがって、免震の効果と既設橋への影響を考慮して適当な固有周期を設定する必要がある。本モデルの場合、I種・II種地盤で $T_2 = 1.6$ 秒程度、III種地盤で $T_2 = 1.4$ 秒程度が適当であると考えられる。これは、下部構造の固有周期 T_0 の約2倍程度である。

3. まとめ 今回の試算検討より、III種地盤にも免震装置が適用可能であること、ただし、地盤条件がII種地盤、I種地盤と良くなるほどコンパクトな免震支承が設計可能であること、および免震橋の設計固有周期は支承部を固定と仮定した場合の下部構造の固有周期の約2倍程度が適当であることがわかった。

なお、本報告は、建設省土木研究所と民間28社の官民連帯共同研究「道路橋の免震システムの開発」の一環として行われたものである。

- へ 1) 樋口他: RC橋脚の耐震補強に対する免震装置の適用性について、土木学会第46回年次講演会、1991.9
- 考 2) 田村他: 橋脚基礎の耐震補強に対する免震装置の適用性について、土木学会第46回年次講演会、1991.9
- 献 3) 道路橋の免震構造システムの開発に関する官民連帯共同研究: 免震設計マニュアル(案)、1992.7

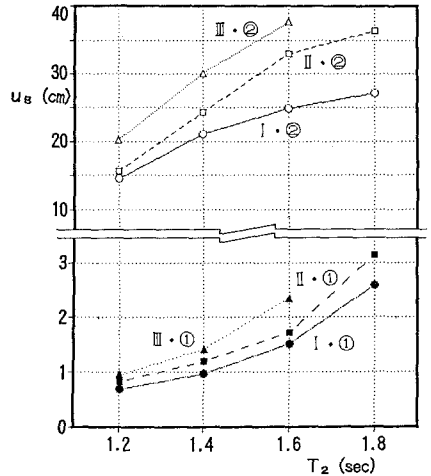


図-2 T_2 と u_B との関係

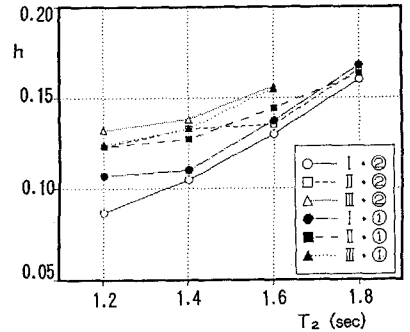


図-3 T_2 と h との関係

表-4 補正係数 c_E

橋の減衰定数 h	震度法	保有耐力法
$h < 0.10$	1.00	1.00
$0.10 \leq h < 0.12$	0.90	0.90
$0.12 \leq h < 0.15$	0.90	0.80
$0.15 \leq h$	0.90	0.70

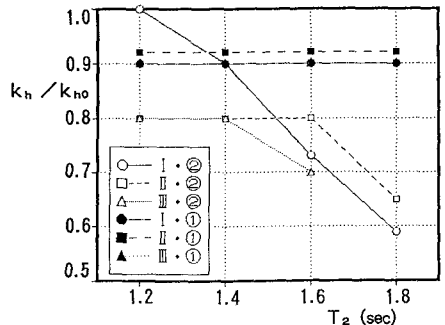


図-4 T_2 と k_h / k_{h0} との関係