

I - B199

橋脚の剛性と支承形式の異なる鋼連続橋の激震時挙動*

横河ブリッジ 正会員 水越秀和†
名古屋大学 フェロー会員 宇佐美勉‡

1. まえがき

本研究は、橋梁システムの激震時挙動の把握を目的として行った基礎的研究であり、対象とする橋梁システムは、剛性の異なる鋼製橋脚をもつ多径間連続橋である。支承形式としてはピン支承および水平反力分散ゴム支承を導入したモデルを想定した。これらの解析によって、橋梁システムの固有周期、橋脚の弾性剛性の比、支承形式が橋梁システムの橋軸方向の激震時挙動に与える影響を検討した。

2. 解析方法概要

本研究では解析モデルとして図-1のような、2本の鋼製橋脚をもつ支間長40mの3径間連続橋を考える。上部構造は橋長1mあたりの重量が $1.13 \times 10^5 \text{ N/m}$ の4本の鋼製主桁とコンクリート床版からなる合成桁¹⁾を想定し、これを断面2次モーメントと断面積が等価な鋼断面に換算しモデル化した。橋脚については、断面形状を正方形補剛箱形断面とし、橋梁システム全体の固有周期 T と橋脚の弾性曲げ剛性の比 $\alpha (= K_{P2}/K_{P1})$ を設定し、震度法²⁾によって設計を行った。橋脚の寸法およびゴム支承の剛性を表-1に示す。水平反力分散ゴム支承はピン支承モデルとして設計したモデルの支承部を置き換えることによって設計し、ゴム支承の剛性は2本の橋脚に作用する水平地震力が均等になるように決定した。本研究では後述するように入力地震動としてII種地盤用の地震動を用いるため、解析モデルはすべてII種地盤用に設計を行った。橋脚頂部と上部構造を連結する支承形式としては図-1に示すようにピン支承とゴム支承を想定した。上部構造お

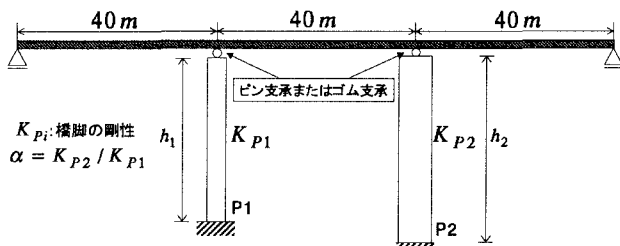


図-1 解析モデル

よび橋脚は Timoshenko のはり理論に基づくはり要素によってモデル化し、上部構造は1支間長40mを4要素に分割し、橋脚は5要素に分割した。橋脚はSM490とし、材料構成則には名古屋大学で開発された修正二曲面モデルを用いた。また、上部構造は弾性材料を仮定した。減衰マトリクスについては質量比例型減衰を仮定し、弾性1次固有振動モードに対する減衰定数5%を用いた。

表-1 橋脚の諸元およびゴム支承の剛性 ($\delta_{y,Pi}$:降伏変位, K_{Ri} :ゴム支承剛性)

鋼材: SM490

$T(\text{sec})$	α	P1 ($B_1 \times t_1$ Box, 3 stiffners)					P2 ($B_2 \times t_2$ Box, 3 stiffners)				
		$B_1(\text{m})$	$t_1(\text{mm})$	$h_1(\text{m})$	$\delta_{y,P1}(\text{m})$	$K_{R1}(\text{kN/m})$	$B_2(\text{m})$	$t_2(\text{mm})$	$h_2(\text{m})$	$\delta_{y,P2}(\text{m})$	$K_{R2}(\text{kN/m})$
0.7	1.0	1.42	20.5	7.22	0.0353	18600	1.42	20.5	7.22	0.0353	18600
0.7	3.0	1.05	15.1	6.12	0.0291	27800	1.45	20.9	6.41	0.0283	16700
0.7	5.0	1.03	14.9	6.88	0.0364	55500	1.68	24.3	7.57	0.0351	16400

入力地震動は道路橋示方書・V 耐震設計編²⁾に規定されるレベル2タイプII地震動に適合するように調整された地震動の中でJR(鷹取)観測地震動(NS成分)を用いた。

3. 解析結果(ピン支承モデル)

剛性比 $\alpha = 3.0$ 、固有周期 $T = 0.7 \text{ sec}$ のピン支承モデルの橋脚頂部の時刻歴応答変位曲線を図-2に示す。図-2より、2本の橋脚頂部の応答変位はほぼ等しく、上部構造の橋軸方向の伸び縮みはほとんどないことが分かる。これは他の剛性比、

* Key Words : multi-span continuous bridge, seismic behavior, steel bridge pier, earthquake response analysis

† 〒108-0023 東京都港区芝浦4-4-44 TEL 03-3453-4111

‡ 〒464-8603 名古屋市中千種区不老町 TEL 052-789-4617

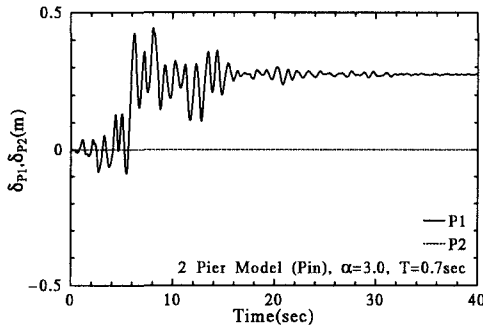


図-2 P1,P2 橋脚頂部の応答変位 ($\alpha = 3.0, T = 0.7\text{sec}$)

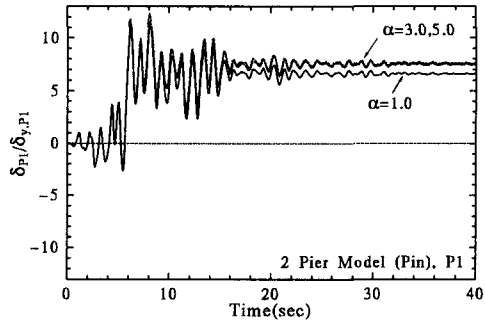
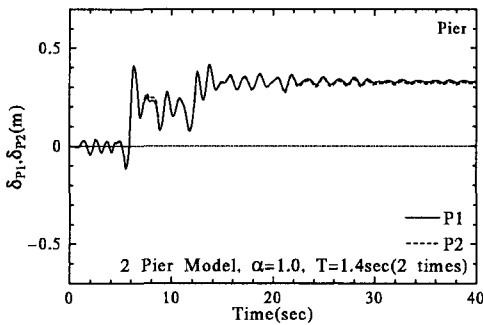


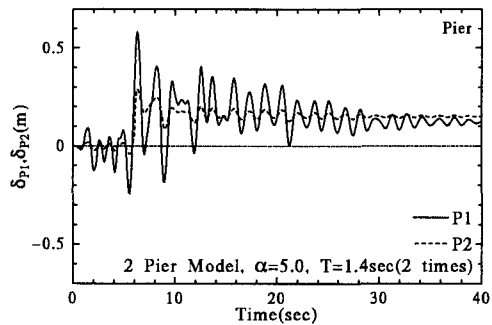
図-3 剛性比の異なるモデルの応答変位 ($P1, T = 0.7\text{sec}$)

固有周期の組み合わせでも同様の傾向である。図-3に固有周期を0.7secに固定し、剛性比 α を1.0, 3.0, 5.0と変化させて設計を行った3モデルの応答変位を比較した図を示す。図-3より橋梁システム全体の固有周期が等しければ橋脚の剛性比が異なっても時刻歴応答変位はほぼ等しいことが分かる。

4. 解析結果（ゴム支承モデル）



(a) $\alpha = 1.0$



(b) $\alpha = 5.0$

図-4 ゴム支承モデルの橋脚の時刻歴応答曲線および荷重-変位曲線 ($T = 1.4\text{sec}$)

図-4に橋梁システムの固有周期 $T = 1.4\text{sec}$ で、橋脚の剛性比 $\alpha = 1.0, 5.0$ のゴム支承モデルの橋脚の時刻歴応答曲線を示す。図-4より、 $\alpha = 1.0$ のモデルに比べて $\alpha = 5.0$ のモデルではP1橋脚が大きな変位をともなって振動し、P2橋脚の変位が小さくなっていることがわかる。また、P1橋脚の応答変位が大きくなっても、応答変位の小さいP2橋脚と上部構造によってつながれているためP1橋脚の振動中心が0付近に戻され、システムとしての橋脚の残留変位を抑える効果があると考えられる。これはピン支承として設計したモデルの支承部をゴム支承に置き換え水平地震力をほぼ均等に配分させたためである。すなわち、 $\alpha > 1.0$ の場合、P1橋脚の地震力は増加、P2橋脚のそれは減少し、損傷がP1橋脚に集中する反面、P2橋脚が健全であるため、残留変位を抑制する効果が生まれる。これは、制震構造の残留変位が小さくなるのと同じような効果である。今後は、ゴム支承の最適剛性について検討していく必要がある。

5. あとがき

本研究では2本の鋼製橋脚をもつ多径間連続橋の非線形地震応答解析を行い、橋梁システムの固有周期、橋脚の剛性の比、支承形式が橋梁システムの地震時挙動に与える影響を検討した。特に、残留変位低減のために、1本の橋脚に損傷を集中させる、一種の制震構造的な効果について興味ある結果が得られた。

参考文献

- 1) 川島一彦, 大志万和也, 長谷川金二, 運上茂樹, 橋田憲一, 前原康夫 (1992): 道路橋の耐震設計計算例, 山海堂。
- 2) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 (V 耐震設計編), 丸善, 1996。