

徳島大学大学院 学生員○近藤健一
 徳島大学大学院 正 員 成行義文
 徳島大学工学部 フェロー 平尾 潔

1. はじめに

兵庫県南部地震(1995 年)を契機に道路橋示方書が改訂され、その中で道路橋の免震設計が正式に規定された。また近年、既設道路橋の有効な耐震補強の一つとして、その免震化が注目されている。しかしながら、大地震時における免震橋の免震効果ならびにそれに及ぼす免震装置の構造特性等の影響については十分に解明されているとは言えない。本研究では、免震橋を簡単なせん断 2 質点系にモデル化し、非免震時と免震時の橋脚の最大塑性率を比較することにより、各種構造特性パラメータ、入力地震動、非免震時の橋脚の固有周期ならびに損傷度等が、免震効果に及ぼす影響について検討した。

2. 解析モデルと各種パラメータ

(1) 解析モデル

本研究では、免震橋を図-1 に示すようなせん断 2 質点系にモデル化した。非免震橋は、免震支承の剛性 k_{02} と降伏変位 x_{y2} を近似的に無限大にすることにより表現し得る。

(2) 橋脚ならびに免震支承の復元力履歴特性

橋脚の復元力履歴モデルとしては、RC 橋脚を想定して Q-hyst モデル²⁾(図-2)を、また免震支承については一般によく用いられる Bilinear モデル(図-3)を用いた。

(3) 構造特性パラメータ

本研究では、解析結果に一般性を持たせるために、以下のような基準化されたパラメータを導入した。

- α : 質量比 ($=m_2/m_1$)
- β : 剛性比 ($=k_{02}/k_{01}$)
- ξ : 降伏変位比 ($=x_{y2}/x_{y1}$)
- γ_1 : 橋脚の弾塑性剛性比
- γ_2 : 免震支承の弾塑性剛性比

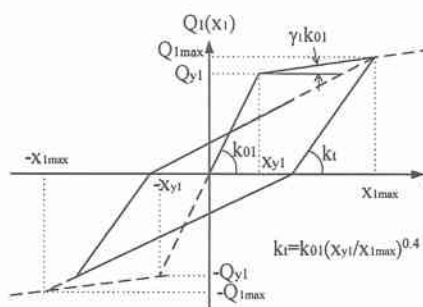


図-2 Q-hyst モデル

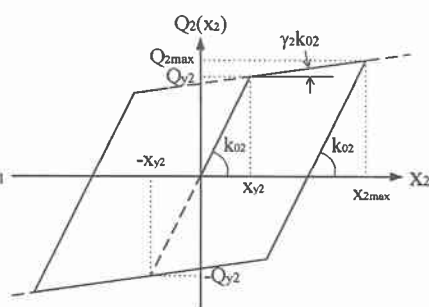


図-3 Bilinear モデル

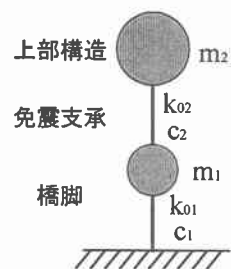


図-1 解析モデル

3. 損傷度指標

本研究では、非免震橋に免震支承を設けることにより、地震による橋脚の損傷をどの程度低減することができるか(免震効果)を検討するための損傷度評価指標として、免震橋の各層の最大塑性率 μ_{Di} ($i=1,2$)を用いた。

この最大塑性率 μ_{Di} は、(1)式で表されるように各層の最大変位を各層の降伏変位で除した値として定義される。

$$\mu_{Di} = \frac{|X_i|_{\max}}{X_{yi}} \quad (1)$$

4. 解析結果

免震橋の各種構造特性がその免震効果に及ぼす影響を検討するために、各特性パラメータを組織的に変化させて地震応答解析を行なった。この時、各パラメータの基本値は表-1 のように設定されており、それぞれこれらの値の周囲で適当に変化させている。なお、表中に示したように、剛性比 β は常に 0.01~10 間を対数軸上で 90 等分した 91 個の値をとる。 β の範囲は非現実的な領域も含まれているが、全体的な傾向を把握するために若干幅広く設定している。以下では、特に断らない限り各パラメータはそれぞれ同表の値を有

するものとし、また、入力地震動としては神戸記録(1995, 神戸海洋気象台(NS))を用いた。

以下に、解析により得られた損傷度(μ_{D1})－剛性比(β)－他の特性パラメータ関係を基に、免震橋の構造特性パラメータが免震効果に及ぼす影響について比較検討する。

(1) 剛性比(β)－損傷度(μ_{D1})関係の一般的特徴

図-4 は、各パラメータを表-1 のように設定した場合の免震橋における橋脚の損傷度(μ_{D1})と剛性比(β)との関係を示したものである。

図-4 よりわかるように、 β の増大に伴ない、免震橋の橋脚の損傷度(μ_{D1})は非免震時の損傷度($\mu_D=6.0$, 表-1 参照)に漸近し、また、逆に β の減少に伴ない $m_2=0$ の場合の結果に近づいている。また、 μ_{D1} には下限値が存在し、その時の剛性比(β)の前後では、 μ_{D1} － β 曲線の傾向は大きく異なっているのがわかる。

(2) 弾塑性剛性比 γ_2 の影響

図-5 は、剛性比(β)－橋脚の損傷度(μ_{D1})－弾塑性剛性比(γ_2)関係を示したものである。ここで、 γ_2 は図中に示すような6種類の値を用いた。

この図よりわかるように、剛性比 β が約0.3～5.0の範囲では弾塑性剛性比 γ_2 が小さい程、橋脚の損傷度 μ_{D1} が小さく、免震効果が大きいことがわかる。また、これらの曲線には、いずれも下限が存在している。

そこで、図-6 に、これらの曲線の $\beta \geq 0.3$ における μ_{D1} の下限値と免震支承の弾塑性剛性比 γ_2 の関係を示した。ここで、 $0.0 \leq \gamma_2 \leq 0.3$ 間は0.02刻みで γ_2 を細かく変化させている。

図-6 よりわかるように、 $\gamma_2 \leq 0.18$ では、 $\mu_{D1} \leq 1$ となっている。したがって、このような場合には免震装置の弾塑性剛性比 γ_2 が $0 \leq \gamma_2 \leq 0.18$ の範囲にあれば、十分な免震効果が得られると言える。

5. おわりに

強震下における免震橋の免震効果を、非免震橋と免震時の橋脚の最大塑性率に基づき比較検討した。ここでは、紙面の都合上、剛性比(β)ならびに免震支承の弾塑性剛性比(γ_2)が免震効果に及ぼす影響についてのみ示した。降伏変位比(ξ)、入力地震動、非免震橋の固有周期(T_0)ならびに損傷度(μ_D)等の影響については、発表会当日 OHP により紹介する予定である。

参考文献

- 1) 社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V耐震設計編，丸善，1996年12月
- 2) Saiidi M. : Hysteresis Models for Reinforced Concrete , ASCE, Vol.108, ST5, pp.1077-1087, 1982
- 3) 成行義文，平尾潔，沢田勉，由井大二郎，酒部義宏：強震下におけるせん断型多質点系の損傷度制御に関する基礎的研究，構造工学論文集 Vol.43A, pp.801-809, 1997年3月

表-1 各パラメータの基本値

パラメータ	基本値
非免震橋の損傷度 μ_{D1}	6.0
質量比 α	2.0
弾塑性剛性比 γ_2	0.15
降伏変位比 ξ	0.2
剛性比 β	0.01～10.0
非免震橋の固有周期 T_0	0.60
減衰定数 h	0.05

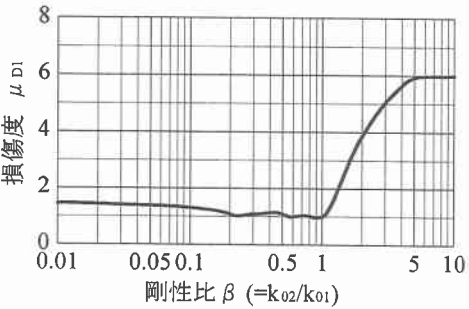


図-4 剛性比(β)－損傷度(μ_{D1})関係

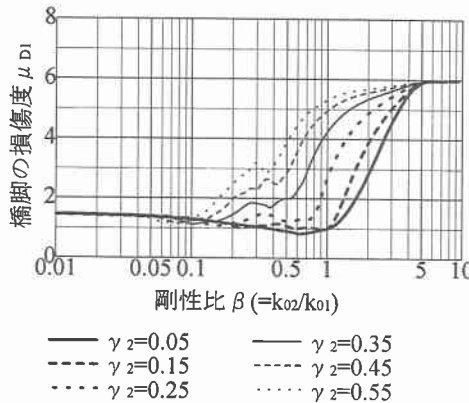


図-5 γ_2 が β － μ_{D1} 関係に及ぼす影響

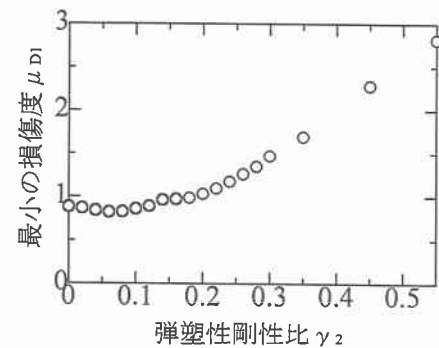


図-6 μ_{D1} の最小値と γ_2 との関係