

橋梁の免震設計に用いる支承の降伏強度 および等価固有周期の設定

庄司学¹・川島一彦²・飯山かほり³

¹正会員 工修 東京工業大学助手 工学部土木工学科 (〒152 東京都目黒区大岡山2-12-1)

²フェロー会員 工博 東京工業大学教授 工学部土木工学科 (〒152 東京都目黒区大岡山2-12-1)

³学生会員 東京工業大学大学院 総合理工学研究科人間環境システム専攻修士課程
(〒227 神奈川県横浜市緑区長津田4259)

本研究では、地震応答の非線形化の度合いを履歴吸収エネルギーで評価し、免震橋における免震支承と橋脚の非線形応答の相互作用について、免震支承の降伏強度と系の等価固有周期と関連づけ、検討を行った。その結果、免震支承で可能な限りのエネルギー吸収をはかり、かつ橋脚の非線形化を最小限に抑えるためには、免震支承の降伏強度ならびに系の等価固有周期を適切に設計する必要があることが示された。

Key Words : earthquake-resistant design, Menshin bridge, nonlinear dynamic analysis, energy dissipation

1. はじめに

1995年1月の兵庫県南部地震以降、新設ならびに既設の橋梁の耐震化のために免震設計が急速に採用されつつある。橋梁の免震設計では、非線形化によるエネルギー吸収を主として免震支承ではかることを基本としている¹⁾。

しかし、兵庫県南部地震クラスのタイプⅡ地震動を耐震性照査において想定すると²⁾、免震支承だけでなく橋脚もかなり非線形化すると考えられる。そこで、本研究では、免震支承と橋脚の地震応答がともに非線形化する場合に、それらの相互作用について検討を加えた。具体的には、免震支承と橋脚の非線形化の度合いを履歴吸収エネルギーで評価し³⁾、それらと免震支承の降伏強度、ならびに系の等価固有周期との関係について分析した。

2. 免震橋の解析モデルと解析時に用いるパラメータ

解析に用いる免震橋のモデルを図-1に示す。桁と橋脚の重量を2質点に付与し、免震支承と橋脚の振動特性をせん断ばねとダッシュポットでモデル化した。桁の重量 $m_s g$ (g は重力加速度)は980tfとし、橋脚の重量 m_{pg} は桁の重量の1/5と仮定した。運動

方程式中の減衰マトリックスはRayleigh型減衰を仮定し、その係数は免震支承と橋脚の減衰定数 ξ_b , ξ_p をともに2%と設定し、ひずみエネルギー比例型減衰法によって求めた1次と2次のモード減衰定数から定めた。

橋脚の履歴特性は道路橋示方書に従い完全弾塑性バイリニア型モデルとし、免震支承については、すべり支承タイプを想定して完全弾塑性バイリニア型とした場合(ケース1)と鉛プラグ入り積層ゴム支承(LRB)や高減衰積層ゴム支承(HDR)を想定して弾塑性バイリニア型にした場合(ケース2)の2ケースを考えた。なお、ケース2の場合には、LRBを想定して免震支承の2次剛性 k_2^b を初期剛性 k_1^b の1/6.5とした¹⁾。

解析に用いる免震支承と橋脚の初期剛性 k_1^b , k_1^p , 2次剛性 k_2^b , k_2^p , 降伏強度 f_y^b , f_y^p の各値は文献4)を参考に表-1のように定めた。

ケース1では、非免震橋(支承を剛結とした場合)の1次固有周期 T_f が1秒となるように橋脚の初期剛性 k_1^p を定め、免震支承の初期剛性 k_1^b も橋脚の初期剛性と同一値と仮定した。また、橋脚の降伏強度 f_y^p は300tfとし、 f_y^p に対する免震支承の降伏強度 f_y^b の比 f_y^b/f_y^p を0.1から1.6まで変化させた。以下、 f_y^b/f_y^p を降伏力比と呼ぶことにする。一方、ケー

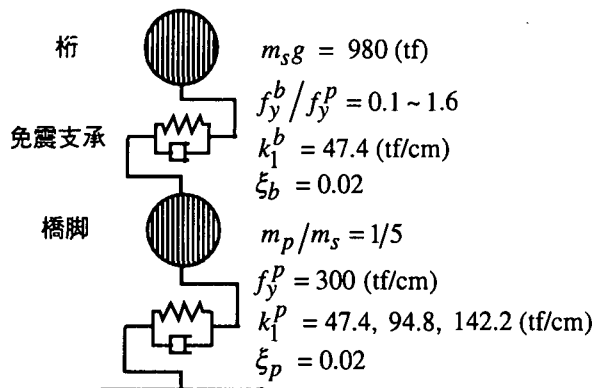


図-1 免震橋の解析モデル

表-1 解析ケース

	すべり支承型 ケース1	LRB,HDR型 ケース2		
		2-1	2-2	2-3
$k_1^b \text{ (tf/cm)}$	47.4	47.4		
$k_2^b \text{ (tf/cm)}$	0.0	7.29		
$k_1^p \text{ (tf/cm)}$	47.4	47.4	94.8	142.2
$k_2^p \text{ (tf/cm)}$	0.0	0.0		
f_y^b / f_y^p	0.1~1.6	0.1~1.6		
$f_y^p \text{ (tf)}$	300	300		
$T_f \text{ (s)}$	1.0	1.0	0.71	0.58

ケース2では、免震支承と橋脚の初期剛性をケース1と同様に設定した場合に加えて、免震支承の初期剛性をそのままの値とし、橋脚の初期剛性を47.4tf/cmの2倍と3倍に変化させた場合を解析した。そのため、ケース2では非免震橋の1次固有周期 T_f は1.0秒、0.71秒、0.58秒の3通りとなる。以下、おののをケース2-1、2-2、2-3と呼ぶ。なお、ケース2における橋脚の降伏強度 f_y^p はケース1と同じ300tfとし、降伏力比もケース1と同様に0.1から1.6まで変化した。

入力地震動には、道路橋示方書に規定されているⅢ種地盤用のタイプⅠの標準加速度応答スペクトルに近い特性になるようにスペクトルフィッティングした標準波形3波（以下の図中では、標準波形Ⅰ・Ⅲ-1、Ⅰ・Ⅲ-2、Ⅰ・Ⅲ-3と表記）を用いた²⁾。これらの3波の加速度応答スペクトルを図-2に示す。

3. 解析結果

(1)降伏力比と各要素の履歴吸収エネルギーの関係

a) 免震支承の2次剛性の影響

ケース1とケース2-1において、降伏力比に対する免震支承と橋脚の履歴吸収エネルギー w_m^b 、 w_m^p の変化を図-3に示す。

両ケースともに、降伏力比を高めると、免震支承

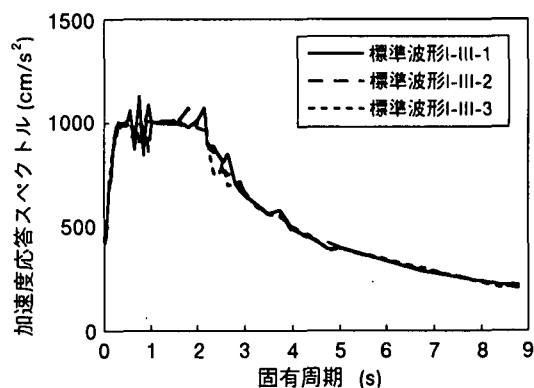


図-2 標準波形3波の加速度応答スペクトル

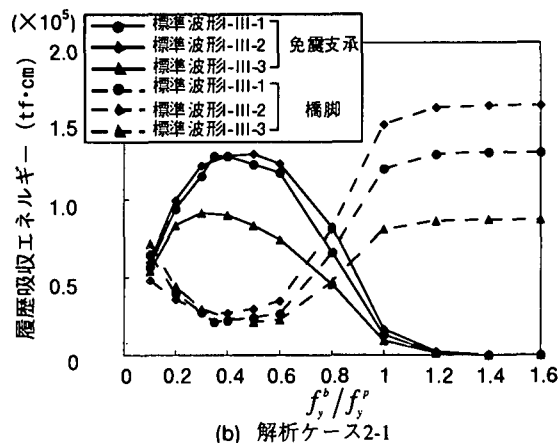
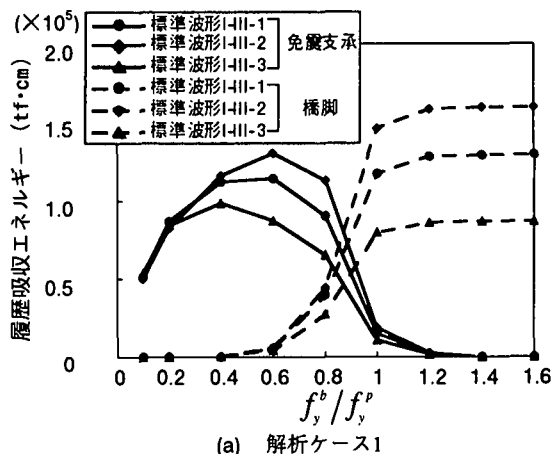
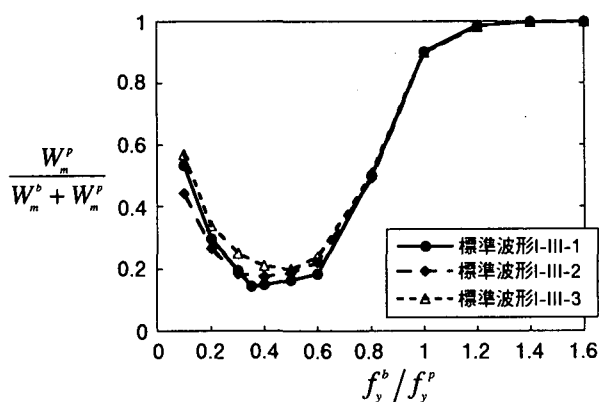


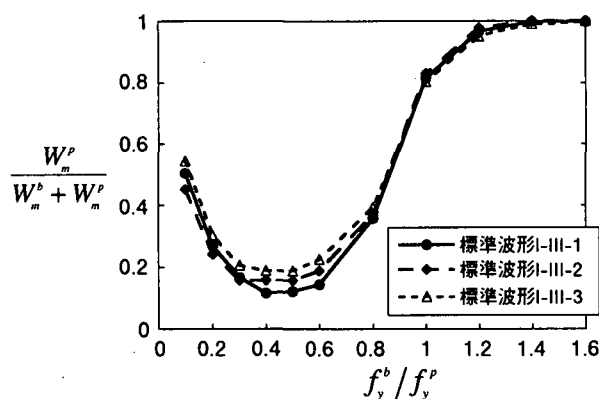
図-3 降伏力比に対する履歴吸収エネルギーの変化

の非線形化が低下し、橋脚の非線形化が卓越していくために橋脚の履歴吸収エネルギーが増える。また、降伏力比が0.6から1.0の範囲で、免震支承と橋脚の非線形応答が鋭敏に変化することも共通している。

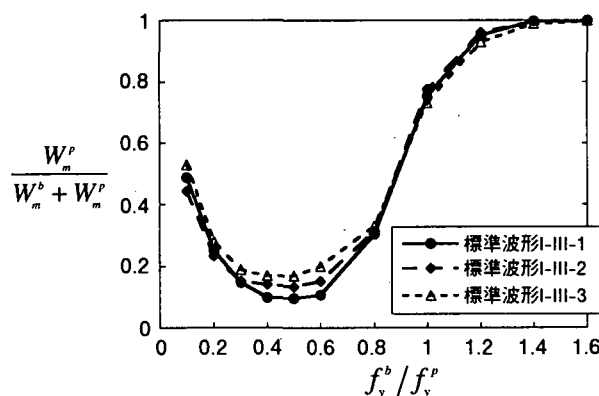
一方、降伏力比を低くすると、ケース1では免震支承の履歴吸収エネルギーがピークになるあたりで橋脚の履歴吸収エネルギーがゼロに近づいていくのに対して、ケース2-1では降伏力比0.4付近から再び、橋脚の履歴吸収エネルギーが増加していく。これは、ケース2-1の場合には、免震支承が2次剛性を有するために、免震支承の降伏力を低くすると見かけ上2次剛性が初期剛性的に振るまい、免震支承の応答が



(a) 解析ケース2-1



(b) 解析ケース2-2



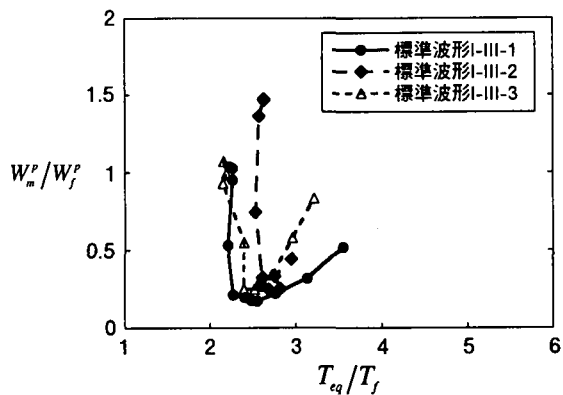
(c) 解析ケース2-3

図-4 降伏力比に対する橋脚のエネルギー吸収
の分担率の変化

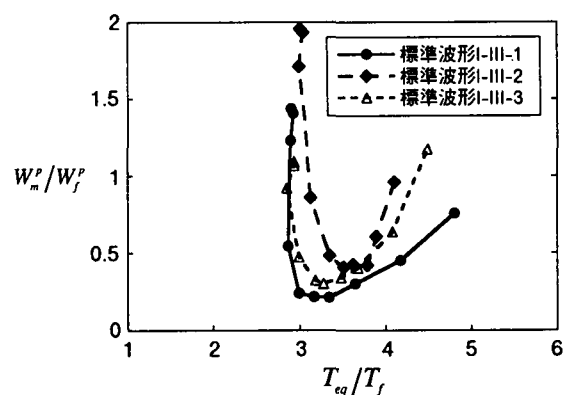
線形に近づいていくため、橋脚が再び非線形化するためである。図には示さなかったが、同様の傾向は、ケース2-1だけでなく、ケース2-2とケース2-3に対しても当てはまる。

b) 最適な免震支承の降伏強度

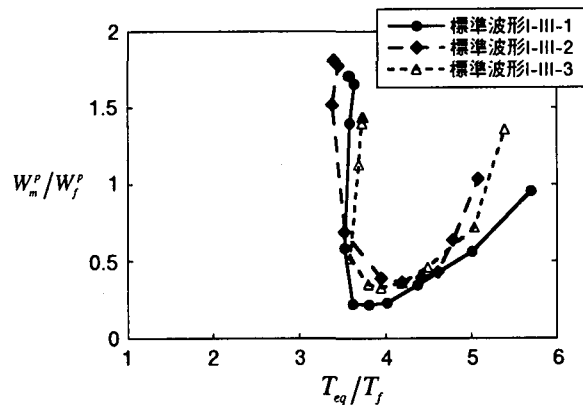
橋脚の履歴吸収エネルギー W_m^p を免震支承と橋脚の履歴吸収エネルギーの和 $W_m^b + W_m^p$ で基準化し、橋脚のエネルギー吸収の分担率 $W_m^p / (W_m^b + W_m^p)$ を求め、これが降伏力比に対してどのように変化するかについて調べた。ケース2における降伏力比と $W_m^p / (W_m^b + W_m^p)$ の関係を図-4に示す。



(a) 解析ケース2-1



(b) 解析ケース2-2



(c) 解析ケース2-3

図-5 固有周期比と橋脚の履歴吸収エネルギーの関係

図-4より、いずれの場合においても、降伏力比が0.4から0.5の範囲で $W_m^p / (W_m^b + W_m^p)$ が最小となることがわかる。この時の免震支承の降伏強度は120tf～150tfとなり、桁の重量980tfで除して降伏震度に換算すると0.12～0.15となる。これらの値は、現在、免震設計において支承の降伏震度として用いられている値とほぼ一致する。

一方、ケース1については、図-3(a)より降伏力比が0.4から0.6の範囲で免震支承の履歴吸収エネルギーが最大となり、かつ橋脚の履歴吸収エネルギーがほぼゼロに近くなることがわかる。つまり、0.4から0.6の範囲の降伏力比が免震支承の適切な降伏強度

となり、これらの値がケース2の場合とほぼ同じ範囲となる。

もともと免震設計では、設計震度0.2相当以上の地震力に対して免震効果を発揮するように、免震支承の降伏震度を0.2より下げると同時に、交通振動や風荷重などに対して桁が移動しないように免震支承の降伏震度を経験的に定めてきた。本解析により、このことが定量的に裏付けられたことになる。

(2) 系の等価固有周期と橋脚の履歴吸収エネルギーの関係

免震設計においては、長周期化によって橋脚の非線形応答がどれほど低減するのかを定量的に把握しておくことが重要である。

そこで、免震支承と橋脚の履歴曲線から系の等価固有周期 T_{eq} を算出し、それと橋脚の履歴吸収エネルギーとの関係を調べた。等価固有周期は、最大変位応答の0.7倍に相当する応答の割線剛性を免震支承、および橋脚に対して求め、それらが直列に配置されているとして算出した。免震設計の採用による長周期化の尺度には、等価固有周期 T_{eq} を非免震橋の1次固有周期 T_f で規準化した値 T_{eq}/T_f を用いる。以下、 T_{eq}/T_f を固有周期比と呼ぶ。

ここで、ケース2に対して、橋脚の履歴吸収エネルギー w_m^p を非免震橋における橋脚の履歴吸収エネルギー w_f^p で規準化し、それと固有周期比の関係を求めた結果を図-5に示す。

図-5より、いずれの解析ケースにおいても、ある一定の固有周期比の範囲で w_m^p/w_f^p が鋭敏に変化すること、また w_m^p/w_f^p が最小となる固有周期比が存在することがわかる。具体的に w_m^p/w_f^p が最小となる固有周期比を各ケースでみると、ケース2-1で2.5程度、ケース2-2で3.5程度、ケース2-3で4.0程度の値となる。固有周期比は免震橋に要求される長周期化の程度と解釈できるので、非免震橋の固有周期に応じて適切に長周期化することによって橋脚の非線形応答を最小化できることがわかる。

ただし、 w_m^p/w_f^p が1以下となる領域で、最大応答塑性率や残留変位などが設計目標を満足すれば、免震化する利点はあるため、免震設計において w_m^p/w_f^p の最小化が必ずしも求められるわけではない。履歴吸収エネルギーと最大応答塑性率や残留変位などとの関係については別途、検討が必要である。

なお、いずれのケースにおいても、 w_m^p/w_f^p が最小となる固有周期比は異なるが、等価固有周期 T_{eq} は概ね2.5秒程度となる。

4. まとめ

本研究では、履歴吸収エネルギーで地震時の非線形応答を評価し、免震橋の免震支承と橋脚の非線形化の相互作用について、免震支承の降伏強度と系の等価固有周期と関連づけ、検討を加えた。橋脚の履歴特性は完全弾塑性バイリニア型とし、免震支承については、すべり支承タイプを想定して完全弾塑性バイリニア型とした場合（ケース1）と鉛プラグ入り積層ゴム支承や高減衰積層ゴム支承を想定して弾塑性バイリニア型にした場合（ケース2）の2ケースを解析した。得られた知見を以下に示す。

- 1) 免震支承の降伏強度を下げていくと、ケース1では免震支承の履歴吸収エネルギーがピークに達する付近で橋脚の履歴吸収エネルギーがゼロに近づくのに対して、ケース2では橋脚の履歴吸収エネルギーが再び増加する。これは、免震支承の2次剛性が初期剛性的に振るまい、免震支承の応答が線形に近づくため、橋脚の非線形化が再び進むためである。
- 2) ケース2の場合には、橋脚のエネルギー吸収の分担率が最小となる免震支承の降伏強度が存在し、桁の重量で除して降伏震度に換算すると0.12から0.15となる。ケース1については、ケース2の場合とほぼ同じ降伏震度の範囲で、免震支承の履歴吸収エネルギーが最大となり、かつ橋脚の履歴吸収エネルギーがほぼゼロとなる。
- 3) ケース2の場合には、非免震橋の固有周期に応じて免震橋の等価固有周期を適切に設定し、長周期化すれば、橋脚の履歴吸収エネルギーを最小化することができる。

謝辞：本研究を進めるにあたり、建設省土木研究所振動研究室から標準波形を提供していただきました。ここに記して厚く御礼を申し上げます。

参考文献

- 1) 建設省:道路橋の免震設計法マニュアル(案),1993.12.
- 2) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説V耐震設計編, 1996.12.
- 3) 秋山宏:建築物の耐震極限設計,東京大学出版会,1980.9.
- 4) 日本道路協会:道路橋の耐震設計に関する資料,1997.3.