耐震補強された免震支承－橋脚系への等価線形化法の適用性

株式会社長大　正会員　熊木　幸　阪神高速道路公団　正会員　金治英貞
株式会社長大　正会員　矢部正明

１．はじめに

様々な制約条件の下で実施される既設橋梁の耐震補強では，十分に機能する免震支承の設置が困難な場合があり，地震時には橋脚にも大きな塑性化が生じることがある．このような免震支承と橋脚の両方に塑性化が生じるようなマルチヒンジ系を対象に，等価線形化法の適用性を解析的に検討した．

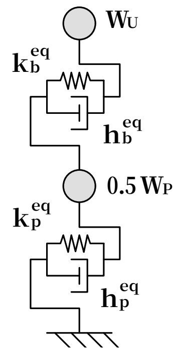


図-1 免震支承－橋脚系の等価線形化モデル

２．解析対象橋梁と非線形動的解析

解析対象橋梁は，初期固有周期が 0.6 秒～1.1 秒となる 29 基の耐震補強された免震支承－RC 橋脚系である．この免震支承－RC 橋脚系の非線形動的解析を実施し，その非線形応答を後述する等価線形化法で推定する．非線形動的解析モデルは，免震支承をバイリニアモデル，RC 橋脚をひびわれ点を無視した Takeda 型モデルで表した２質点系の非線形せん断ばねモデルである．入力地震動は，道路橋の耐震設計に用いられる標準加速度波形 18 波形である．

３．マルチヒンジ系の等価線形化モデル

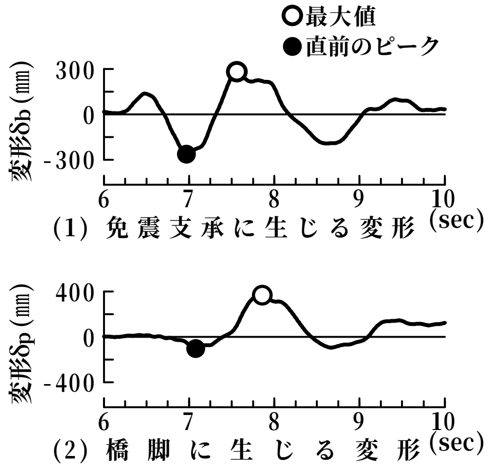


図-2 非線形応答の非定常性
（初期固有周期 1.12 秒,標準加速度波形Ⅱ-Ⅲ-1）

図-1 は，２自由度非線形せん断ばね系の非線形応答を線形動的解析によって推定するための等価線形化モデルである．免震支承と RC 橋脚の履歴モデルに対する等価剛性 K_b^{eq}，K_p^{eq}，等価減衰定数 h_b^{eq}，h_p^{eq} は，非線形動的解析によって得られる免震支承と RC 橋脚に生じる変形の最大応答値 $\delta_{b\max}$，$\delta_{p\max}$ に応じて次式によって求められる[1]．

$$
\left.
\begin{aligned}
&\mu_b^{eq} = C_{eq}^b \cdot \frac{\delta_{b\max}}{\delta_{by}} \;;\; K_b^{eq} = \frac{K_1}{\mu_b^{eq}} \cdot \left\{1 + r(\mu_b^{eq} - 1)\right\} \\
&h_b^{eq} = \frac{2 \cdot \left\{\mu_b^{eq} - (1 + r + \mu_b^{eq} \cdot r)\right\}}{\pi \cdot \mu_b^{eq}(1 - r + \mu_b^{eq} \cdot r)} \\
&\mu_p^{eq} = C_{eq}^p \cdot \frac{\delta_{p\max}}{\delta_{py}} \;;\; K_p^{eq} = \frac{K_{py}}{\mu_p^{eq}} \;;\; h_p^{eq} = \frac{1 - (\mu_p^{eq})^{\alpha - 1}}{\pi}
\end{aligned}
\right\} \qquad (1)
$$

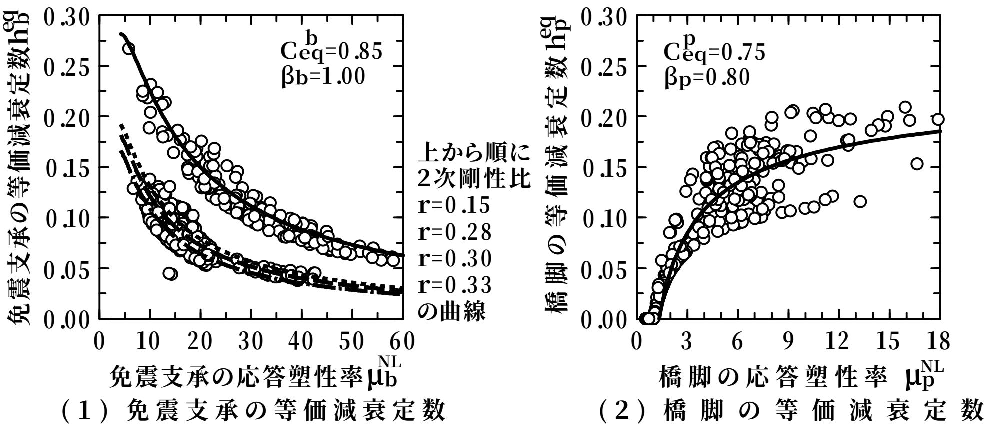
ここで，μ_b^{eq} :免震支承の等価応答塑性率，C_{eq}^b :免震支承の等価係数，δ_{by} :免震支承の降伏変位，K_1 :免震支承の初期剛性，r :免震支承の２次剛性比，μ_p^{eq} :橋脚の等価応答塑性率，C_{eq}^p :橋脚の等価係数，δ_{py} :橋脚の降伏変位，α :Takeda モデルの除荷剛性の低下係数(0.5)である．

非線形最大応答値の推定は，式(1)に示す等価線形化モデルの１次振動モードと等価な固有周期と減衰定数を有する１自由度系の線形動的解析から算出し，１自由度系の最大応答変位を桁位置に生じる非線形応答変位の推定値とし，免震支承と橋脚に生じる変形は，１自由度系の最大応答変位に，等価線形化モデルのモード振幅比を乗じて求める．式(1)に示す等価線形化モデルを用いて，桁位置に生じる変位，免震支承，橋脚の変形という３種類の非線形応答をバランス良く推定するために，等価係数 C_{eq}^b，C_{eq}^p を 0.5～1.0 の範囲で 0.05 ずつ変化させ，式(2)に示す誤差 ε が最も小さくなるものを各免震支承－橋脚系(29 基)ごと，各地震動(18 波形)ごとに求めた．

キーワード：等価線形化法，免震支承，塑性化
連絡先：株式会社長大（茨城県つくば市春日 3-22-6, TEL 0298-55-3113, FAX 0298-52-8545）

$$\varepsilon = \varepsilon_u + \frac{\delta_{b\max}^{NL}}{\delta_{u\max}^{NL}}\varepsilon_b + \frac{\delta_{p\max}^{NL}}{\delta_{u\max}^{NL}}\varepsilon_p \qquad (2)$$

ここで，ε_u，ε_b，ε_p はそれぞれ，桁位置に生じる変位，免震支承の変形，橋脚の変形の非線形応答値に対する等価線形解の誤差である．以上の 522 ケースの等価係数を，最小二乗法によって式(1)に回帰させると，免震支承の等価剛性と等価減衰定数の等価係数は 0.85，橋脚の等価剛性と等価減衰定数の等価係数はそれぞれ 0.85，0.75 となる．



（1）免震支承の等価減衰定数　（2）橋脚の等価減衰定数

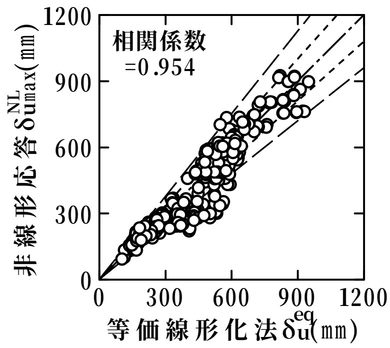
図-3 非線形応答の非定常性を考慮した等価減衰定数のモデル化

このように，桁，免震支承，橋脚の非線形応答をともに精度良く推定することを目指した等価線形化モデルを用いても，橋脚の非線形応答値を小さく評価することがわかった．この原因として，式(1)で表した等価減衰定数が定常共振状態を仮定して求めていることがあげられる．図-2 は，免震支承と橋脚に生じる変形の一例を示したものであり，RC 橋脚では，最大値直前のピーク値は最大値よりも極端に小さい値となっている．このような場合には，定常共振状態を仮定して式(1)により等価減衰定数を算出すると過度なエネルギー吸収を見込むことになる．そこで，非線形応答の非定常性を考慮するため，最大応答変位と最大応答変位直前のピーク値をそれぞれ代入して求めた等価減衰定数の平均値を，非定常性を考慮した等価減衰定数 $h_b^{eq'}$，$h_p^{eq'}$ とした．図-3 は，このようにして求めた等価減衰定数を示したものである．式(1)を用いて最大応答変位のみから求めた減衰定数との関係を式(3)の補正式で表せば，最小２乗近似により免震支承の補正係数 β_b は 1.00，橋脚の補正係数 β_p は 0.85 となる．

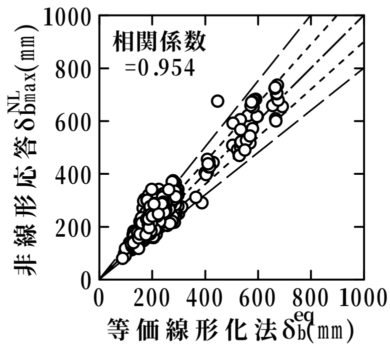
$$h_b^{eq'} = \beta_b \cdot h_b^{eq} \quad ; \quad h_p^{eq'} = \beta_p \cdot h_p^{eq} \qquad (3)$$

４．等価線形化法への適用性

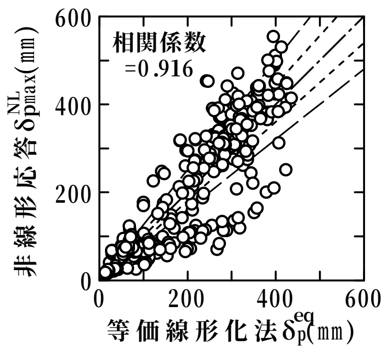
等価線形化法は，初期値として仮定した最大応答変位から等価線形化モデルを作成し，線形動的解析により得られた最大応答変位が仮定値に収束するまで繰り返す計算方法である．図-4 は，初期値を非線形応答解より大きく設定し，上述した等価線形化モデルを用いて等価線形化法を適用した結果である．桁に生じる変位，免震支承，橋脚に生じる変形とも 45°ラインにを中心に分布し，ほとんどのケースが±20%以内にあり，実用上十分な精度で推定できるといえる．



（1）桁に生じる変位



（2）免震支承に生じる変形



（3）橋脚に生じる変形

図-4 等価線形化法による推定結果

参考文献

梅村魁編著：鉄筋コンクリート建物の動的耐震設計法・続（中層編），技報堂，pp.288-293，1982