

# 支承と橋脚に塑性化が生じる場合の 橋の地震応答特性

運上茂樹<sup>1</sup>・高橋光紀<sup>2</sup>

<sup>1</sup>正会員 工博 建設省土木研究所耐震研究室 (〒305 つくば市旭1番地)

<sup>2</sup>正会員 (株)荒谷建設コンサルタントコンサルタント部 (〒730 広島市中区舟入南4丁目14番15号)

大地震を受けた場合には、橋脚のみならず支承や基礎など複数の箇所では非線形挙動するので、橋全体系の耐震性を考える場合には、このような非線形挙動を適切に評価することが重要である。本文は、橋脚を簡単な2質点系モデルに置換し、支承と橋脚に非線形履歴特性を考慮した場合に、両者の非線形性の度合いが支承や橋脚の履歴特性に応じてどのように変化するかを動的解析により検討した。また、非線形応答を弾性応答から推定する手法としてNewmarkらにより提案されたエネルギー一定則に着目し、複数箇所に非線形性が生じる場合に対する適用性を検討した結果をまとめたものである。

*Key Words : highway bridge, earthquake response characteristics, nonlinear response, multi-hinge structures*

## 1. まえがき

平成7年1月の兵庫県南部地震では、橋脚の倒壊、橋桁の落下をはじめ、多数の橋梁で大きな被害が発生した。道路橋の被災メカニズム等についてまとめられた「兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査報告書」<sup>1)</sup>では、今後の耐震設計で検討すべき事項として橋全体系としての耐震性の向上を図ることが重要であることが指摘されている。大地震を受けた場合には、橋脚のみならず支承や基礎など複数の箇所では非線形挙動するので、橋全体系の耐震性を考える場合には、このような非線形挙動を適切に評価することが重要である。橋脚や支承等複数箇所では非線形性を有する場合の応答は、各部材を非線形復元力特性を有する解析モデルに置換し、非線形動的解析を行うことにより求めることができるが、実際の設計では、弾性応答から非線形応答を簡便に算出することができれば有効となる。

本文は、このような観点から橋脚を簡単な2質点系モデルに置換し、支承と橋脚に非線形履歴特性を考慮した場合に、両者の非線形性の度合いが支承や橋脚の履歴特性に応じてどのように変化するかを動的解析により検討した結果をまとめたものである。また、非線形応答を弾性応答から推定する手法としてNewmarkらにより提案されたエネルギー一定則<sup>2)</sup>に着目し、複数箇所に非線形性が生じる場合に対

する適用性を検討した結果をまとめたものである。

## 2. 動的解析の対象とした橋脚と解析モデル

解析対象としたのは、図-1に示す橋脚の橋軸方向である。橋脚は張出し式鉄筋コンクリート橋脚、支承は高減衰積層ゴム支承、基礎としては場所打ち杭基礎とした。動的解析では図-2のように2質点系にモデル化した。基礎は杭基礎であるが、支承と橋脚の非線形応答特性を検討するため、解析では基礎を固定とした。

橋脚と支承の非線形の履歴特性は、それぞれバイリニア型とした。表-1は、バイリニアモデルのパラメータを示したものである。また、粘性減衰定数としては、橋脚では5%、支承では0%とした。

入力地震動としては、既往の強震記録を「道路橋示方書・同解説V耐震設計編」<sup>3)</sup>に規定される加速度応答スペクトルに近い特性を有するように振動数領域で振幅調整した標準波形を用いた。地震動のタイプごとに、地盤種別I種~III種についてそれぞれ3波形、合計18波形を入力地震動とした。

動的解析のケースとしては、表-1に示した橋脚と支承の条件を基本とし、支承の剛性の1次勾配( $K_{B1}$ )、2次勾配( $K_{B2}$ )、降伏荷重( $Q_v$ )をそれぞれ変化させた。なお、橋脚の履歴特性は一定と仮定した。

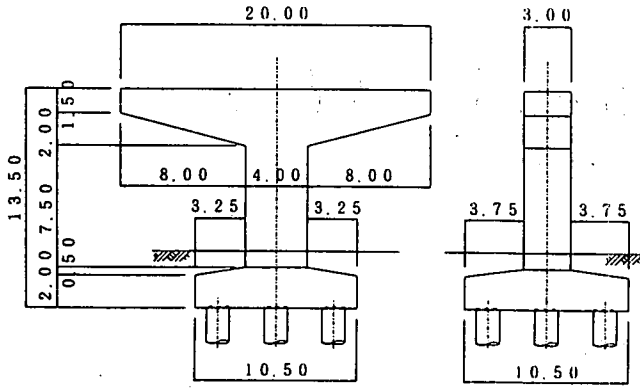


図-1 解析対象橋脚

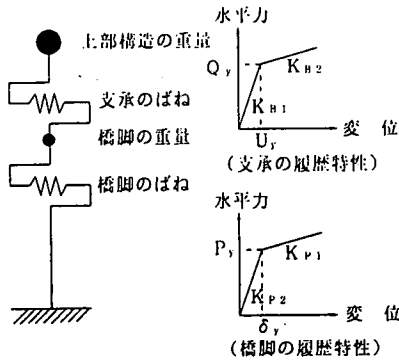


図-2 解析モデル

表-1 支承・橋脚の非線形特性（基本ケース）

部 材	バイリニアモデル	
支 承	1次勾配 $K_{B1}$ (tf/m)	$7.41 \times 10^3$
	2次勾配 $K_{B2}$ (tf/m)	$1.43 \times 10^3$
	降伏荷重 $Q_y$ (tf)	180
	降伏変位 $U_y$ (m)	$2.43 \times 10^{-2}$
橋 脚	1次勾配 $K_{P1}$ (tf/m)	$1.91 \times 10^4$
	2次勾配 $K_{P2}$ (tf/m)	$3.88 \times 10^2$
	降伏荷重 $P_y$ (tf)	495
	降伏変位 $\delta_y$ (m)	$2.59 \times 10^{-2}$

### 3. 動的解析結果

解析結果の一例としてここでは、図-3に示す地震動を入力した場合について示す。図-4は、橋脚天端の水平変位と支承の相対変位の時刻歴応答を示したものである。ここでは、 $K_{B1}$ を変化させた場合について示した。これによれば、橋脚天端の最大変位は、 $K_{B1}$ を小さくすると大きくなる傾向があり、 $K_{B1}$ を1/4倍にすると最大水平変位は基本ケースの約2.5倍になる。

次に、支承の相対変位について見てみると、 $K_{B1}$ が小さい方が相対変位は大きくなり、 $K_{B1}$ が1/4倍の場合には、最大相対変位は基本ケースの約1.4倍となる。また、この場合には振動が時間とともに減衰しにくい振動性状を有していることが分かる。

図-5は、以上のようにして行った動的解析結果をもとに、橋脚と支承の塑性化の関係を示したものである。横軸は支承の履歴モデルのパラメータの変化を、縦軸には動的解析から求められた橋脚天端の最大水平変位と支承の最大相対変位を示している。これによれば、 $K_{B1}$ を大きくすると橋脚天端の水平変位及び支承の相対変位ともに小さくなる傾向がある。これは、 $K_{B1}$ を大きくすることによって支承の履歴面積が大きくなり、これによって橋脚全体の履歴吸収エネルギーが大きくなり、地震応答が小さくなるためと考えられる。これは、図-4に示した支承の相対変位波形を見ると、 $K_{B1}$ を小さくすることによって減衰性能が小さくなっていることから理解できる。ただし、 $K_{B1}$ を2倍以上大きくしても橋脚及び支承ともに変位は変化せずほぼ一定となっている。

次に $K_{B2}$ を大きくすると橋脚の変位は大きく、支承の相対変位は逆に小さくなる傾向がある。これは、 $K_{B2}$ を大きくすると支承の等価剛性が大きくなるため支承の相対変位が小さくなり、剛性の変化した分橋脚の水平変位が大きくなったためと考えられる。 $Q_y$ を大きくすると、支承の相対変位は小さくなるが、橋脚についてはあまり傾向的には変化せず、ほぼ一定となっている。

以上のように、支承の履歴パラメータを変化させることによって支承と橋脚の非線形の度合いが変化し、これには、支承と橋脚の剛性の相対的変化、橋脚全体系の固有振動特性、履歴減衰性能が大きく影響することが分かる。支承の剛性を橋脚よりも低く設計して主に支承に塑性化を生じさせ、橋脚の塑性化を少なくする場合でも履歴減衰性能がある程度確保できるように支承を設計しないと橋脚全体系の応答が大きくなることによって、結果としては橋脚の塑性化の度合いを少なくすることができないことを意味する。

図-6は、横軸に支承と橋脚の等価剛性の比( $K_{B0q}/K_{P0q}$ )を、縦軸に動的解析より得られた橋脚と支承の最大変位の比( $U_p/U_B$ )の関係を示したものである。ここで、支承と橋脚の等価剛性 $K_{B0q}$ と $K_{P0q}$ は、下式により求めた。

$$K_{B0q} = Q_{BE} / U_{BE} \quad \text{----- (1)}$$

$$K_{P0q} = P_{max} / \delta_{max} \quad \text{----- (2)}$$

ここで、

$U_{BE}$  : 支承の有効設計変位 (=  $0.7 \cdot U_B$ )

$U_B$  : 動的解析より得られた支承の最大相対変位

$Q_{BE}$  :  $U_{BE}$ のときの水平荷重

$\delta_{max}$  : 動的解析より得られた橋脚の最大水平変位

$P_{max}$  :  $\delta_{max}$ のときの水平力

図-6によれば、 $K_{B\theta q}/K_{P\theta q}$ と $U_P/U_B$ はほぼ一致し、また、支承の履歴特性を変化させても結果に与える影響は少ないことが分かる。このように、支承と橋脚に非線形の履歴特性を有する構造系において、等価剛性の比( $K_{B\theta q}/K_{P\theta q}$ )を用いれば、支承と橋脚の最大変位の比( $U_P/U_B$ )が求められることが分かる。

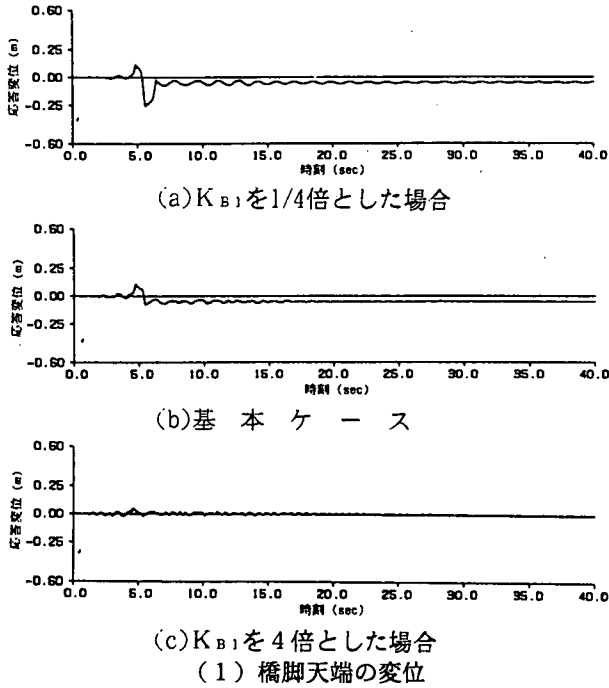


図-4 支承の履歴特性を変化させた場合の時刻歴応答波形

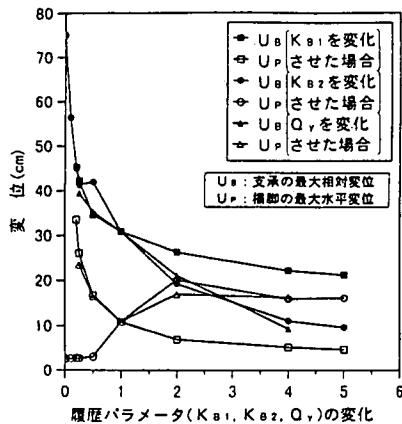


図-5 支承の履歴特性を変化させた場合の橋脚と支承の最大応答変位

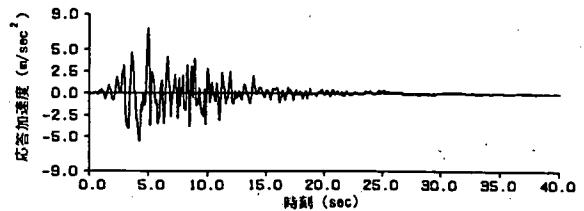


図-3 解析に用いた入力地震動 (Ⅱ種地盤)

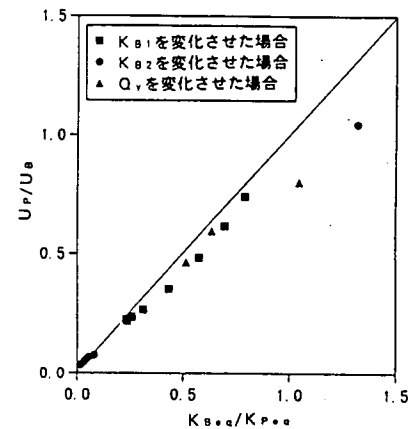
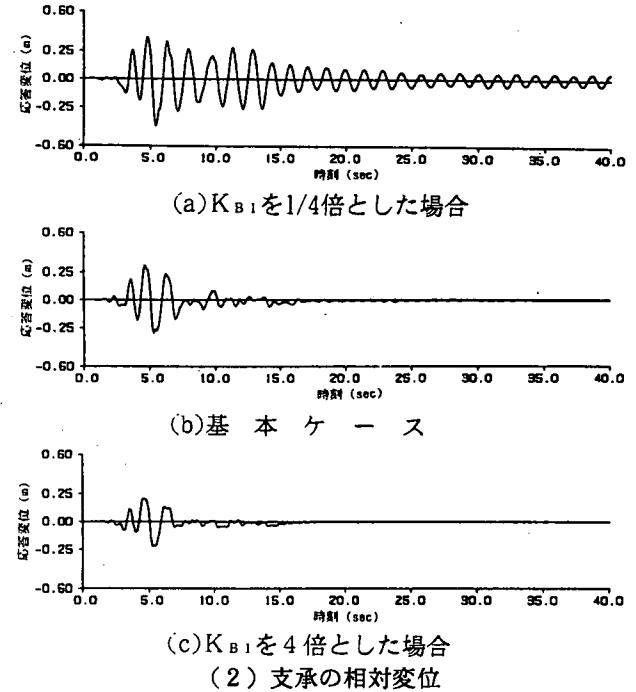


図-6  $K_{B\theta q}/K_{P\theta q} \sim U_P/U_B$ の関係

#### 4. 弾性応答に基づく非線形応答の推定法

##### (1) 複数箇所に非線形性を有する場合のエネルギー一定則

Newmarkらのエネルギー一定則<sup>2)</sup>では、1自由度振動系において、非線形最大応答変位 $\delta_{NL}$ までに蓄えられるひずみエネルギーと線形最大応答変位 $\delta_E$ をまでに蓄えられるひずみエネルギーが概ね等しい

という考え方である。

支承と橋脚の2箇所で非線形履歴特性を持つ場合のエネルギー一定則を以下のように仮定した。

図-7に示すように、支承の等価エネルギーと橋脚の弾塑性エネルギーの和が、全体系の弾性エネルギーと等しいと仮定すると式(3)が得られる。なお、ここでは、計算の簡略化のため橋脚の履歴特性は完全弾塑性型として算出した。

$$\frac{P_E^2}{2K_R} = \frac{P_y^2}{2K_P} + (\mu - 1) \frac{P_y^2}{K_P} + \frac{P_y^2}{2K_B} \dots\dots (3)$$

ここで、

- $P_y$  : 橋脚の降伏荷重
- $P_E$  : 全体系の水平荷重 ( $= k_{hc}(W_u + 0.5W_p)$ )
- $\mu$  : 橋脚の応答塑性率
- $K_B$  : 支承の等価剛性
- $K_P$  : 橋脚の降伏剛性 ( $= P_y / \delta_y$ )
- $K_R$  : 合成剛性で次式により求められる。

$$\frac{1}{K_R} = \frac{1}{K_B} + \frac{1}{K_P} \dots\dots (4)$$

また、式(3)は式(5)のようにも表せる。

$$P_y = \frac{1}{\sqrt{1 + 2(\mu - 1) \frac{K_R}{K_P}}} P_E \dots\dots (5)$$

ここで、 $K_R = K_P$ ならば1自由度系の場合に一致する。

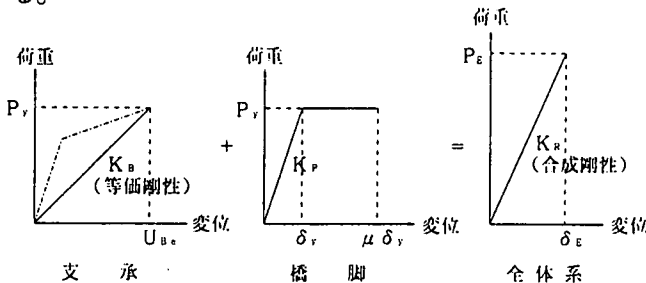


図-7 2箇所で非線形の履歴特性を有する場合のエネルギー一定則

(2) エネルギー一定則の適用性の検討

前述の動的解析結果のうち支承と橋脚が塑性域に入ったケースについて、式(5)によるエネルギー一定則から線形応答値を算出した。

図-8は、横軸に動的解析結果より得られた橋脚の応答塑性率( $\mu = \delta_{max} / \delta_y$ )を、縦軸に式(5)によるエネルギー一定則より求めた応答塑性率( $\mu$ )をとり、その関係を示したものである。なお、値はタイプIIの地震動に対して各地盤種別ごとに3波形の平均値を示し、比較のために従来のエネルギー一定則の結果も併せてプロットしている。

これを見ると、従来のエネルギー一定則より算出した塑性率は、塑性率が2以下の場合には動的解析結果とほぼ一致するが、それより大きくなると動的解析結果の方が大きくなる傾向がある。

これに対して式(5)によるエネルギー一定則から算出した塑性率は、動的解析結果より大きな値を示しており、約3倍となっている。データ自体は地震動の特性によりばらつくものと考えられるが、式(5)による値が全体として動的解析結果よりも数倍

大きくなる理由としては、式(5)による方法では弾性応答を算出する際に橋脚の履歴減衰を考慮せず、支承の等価減衰定数と5%の粘性減衰のみで橋の減衰定数を算出したためと考えられる。このため、橋脚が大きく塑性化する場合には減衰が大きくなるため、これを考慮することによってより精度を高めることが可能と考えられる。

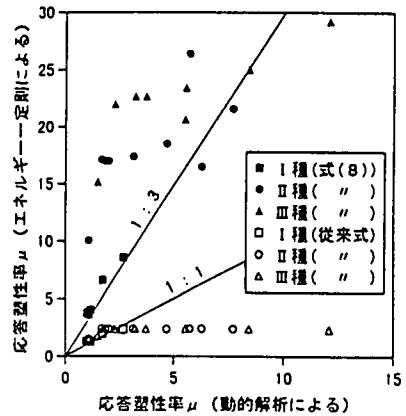


図-8 動的解析結果とエネルギー一定則による結果の関係 (タイプII地震動の場合)

5. まとめ

本検討結果をまとめると以下の通りである。

- (1) 支承の履歴パラメータを変化させることによって支承と橋脚の非線形の度合いが変化し、これには、支承と橋脚の剛性の相対的变化、橋脚全体系の固有振動特性、履歴減衰性能が大きく影響する。
- (2) 支承と橋脚に非線形の履歴特性を有する構造系において、等価剛性の比 ( $K_{B,eq} / K_{P,eq}$ ) を用いれば、支承と橋脚の変位の比 ( $U_p / U_B$ ) が求められる。
- (3) 式(5)によるエネルギー一定則は、動的解析と傾向的には比較的良好一致している。ただし、応答塑性率の値は、全体として動的解析結果よりも数倍大きくなるが、これは、減衰の評価により影響が生じたものと考えられる。今後、支承と橋脚及び全体の減衰について検討を加える必要がある。

参考文献

- 1) 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会：兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査報告書, 1995. 12
- 2) Veletsos, A. S. and Newmark, N. M. : Effect of Inelastic Behavior on the Response of Simple Systems to Earthquake Motion, Proc. 2nd WCEE, 1960
- 3) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説, 1996. 12