

すべり支承の初期剛性が応答に与える影響についての考察

松田泰治¹・江崎潤²

¹正会員 博(工) 熊本大学教授 工学部環境システム工学科 (〒860-8555 熊本黒髪2-39-1)

²学生会員 熊本大学大学院 自然科学研究科 環境共生工学専攻 (同上)

1. はじめに

1995年の兵庫県南部地震による被害経験から、道路橋の耐震設計においては部材の非線形挙動を考慮するとともに、地震時において複雑な挙動を示す構造物に対して、従来の静的解析でなく動的解析を義務付け、精度の高い検討を行うことが求められている。近年、動的解析ツールが整備されつつあること、また、性能照査型設計への移行に伴い、非線形挙動を伴う応答の評価が一層重要となることから、橋梁の耐震設計においては非線形動的解析が主流になっていくものと予想される。動的解析を行う上で、モデル化や解析に必要な各種条件の設定方法の違いが、解析の結果、および耐震設計の結果に大きな影響を及ぼすことは既往の研究においても指摘されている。

ここでは、機能分離型すべり支承のモデル化のパラメータ設定時において、減衰タイプに歪みエネルギー比例型で求めたモード減衰と等価な全体減衰行列を用いた場合、すべり支承の初期剛性が動的解析結果に大きな影響を及ぼすことに着目した。本研究では、1自由度系モデルと多自由度系モデルを用いて、モデル化のパラメータ設定の相違により異なる応答結果の分析を行った。

2. 解析手法の概要

(1) 解析モデルおよびモデル化手法

図-1は解析に用いた1自由度モデルである。すべり支承の非線形特性として、バイリニアモデルを用いる。減衰定数は、すべり支承部では0%とする。摩擦係数 μ は0.1と仮定する。

図-2は、解析に用いた多自由度モデルである。II種地盤A地域の、すべり支承を用いた5径間鋼桁橋のうち中央側の橋脚を検討対象とした。桁は重心位置で集中質量によりモデル化し、フーチングを含むRC橋脚は二次元はり要素でモデル化した。質量は接点に集中質量として考慮した。橋脚基部は非線形はり要素で、基部以外は線形はり要素でモデル化した。はり要素の非線形性は武田モデルであり、すべり支

承の非線形性はバイリニアモデルである。フーチング下端には地盤ばねを考慮している。減衰定数は、地盤ばねを20%、すべり支承部では0%とした。橋脚部

分のはり要素に対する減衰定数は非線形はり要素を2%、線形はり要素を5%とした。降伏荷重は桁質量の10%と定める。

(2) 減衰マトリクスの設定方法

減衰マトリクスの設定では歪みエネルギー比例型から求めたモード減衰と等価な全体減衰行列を用いた。

・モード減衰と等価な全体減衰行列

全ての振動モードの固有振動数と減衰定数を考慮して式(1)により減衰マトリクス $[C]$ を設定する。

$$[C] = [M] \cdot [\Phi] \cdot [\xi] \cdot [\Phi]^T \cdot [M] \quad (1)$$

ここで、

$$[M] : \text{質量マトリクス}$$
$$[\Phi] = [\{\phi_1\} \{\phi_2\} \cdots \{\phi_i\} \cdots]$$
$$\{\phi_i\} : i \text{ 次の固有ベクトル}$$

$$\xi_i = \frac{2h_i\omega_i}{[\phi]^T [M] [\phi]}$$

h_i : i 次の減衰定数、 ω_i : i 次の円振動数

モード減衰と等価な全体減衰行列の減衰評価手法では、線形系の各振動モードの減衰定数を忠実に表現できるという利点がある。

(3) 入力地震動およびその他の解析条件

入力地震動の加速度波形を図-3に示す。入力地震動は、道路橋示方書・同解説V耐震設計編の、タイプI、II種地盤用波形(Type I-II-1)とタイプII、II種地盤用波形(Type II-II-1)を用いた。動的解析は、Newmark β 法($\beta=0.25$)による直接積分法で行った。積分時間間隔は0.0005秒とした。また、解析に使用したプログラムはTDAPⅢである。

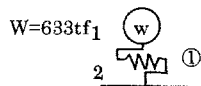


図-1 1 自由度系モデル

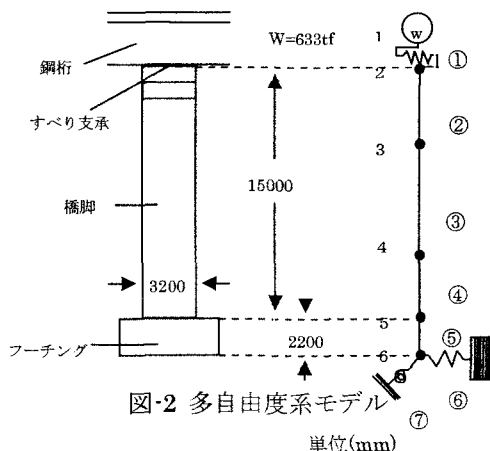


図-2 多自由度系モデル

単位(mm)

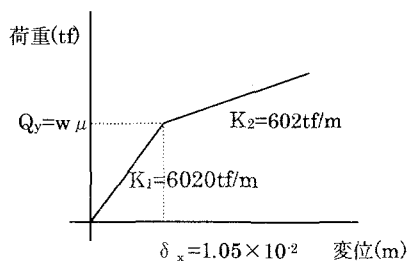
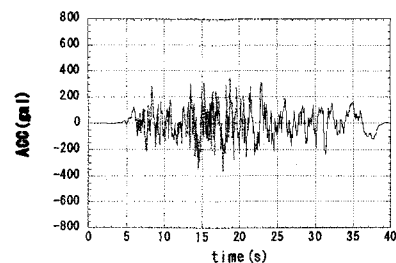
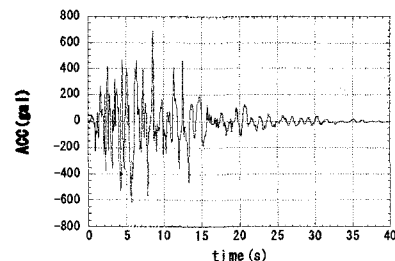


図-4 バイリニアモデル(Case1-A、Case2-A)



入力地震動 (Type I-II-1)



入力地震動 (Type II-II-1)

図-3 入力地震動

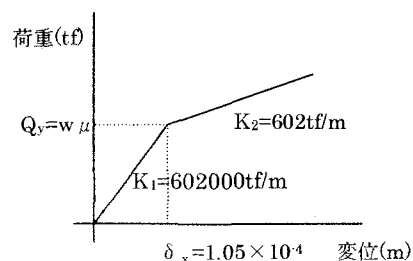


図-5 バイリニアモデル(Case3-B、Case4-B)

表-1 すべり支承のパラメータ

解析ケース	モデルタイプ	初期剛性(tf/m)	降伏変位(m)	降伏荷重(tf)
Case 1-A	1自由度系	6020	1.05×10^{-2}	63.3
Case 2-A	多自由度系			
Case 3-B	1自由度系	602000	1.05×10^{-4}	
Case 4-B	多自由度系			

(4) 解析ケース

本研究では、解析ケースとして、1自由度系と多自由度系のそれぞれのモデルに対して、すべり支承部の初期剛性 K_1 を第二剛性 K_2 の10倍として設定するケースと1000倍として設定するケースを組み合わせた4通りを設定した。第二剛性については、桁質量に対して周期が2.0(s)になるように設定した。図-4、図-5は今回の解析を行ったすべり支承のバイリニアモデルである。表-1に、すべり支承のパラメータを示す。Case 1-A、Case3-Bは1自由度系モデルであり、Case 2-A、Case 4-Bは多自由度系モデルである。

4. 解析結果および結果の分析

(1) 固有値解析結果

表-2は今回の解析で得られた固有値解析結果である。減衰定数を確認するために1次固有モードと2次固有モードの2つの解析結果を示した。多自由度系モデルでは、初期剛性が大きくなると減衰が増加することがわかる。

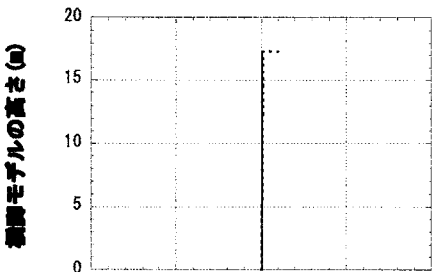
図-7は固有解析結果から得られた1次固有モード図である。Case 2-AとCase 4-Bを比較すると、Case 2-Aでは初期剛性が橋脚部の剛性に比べてやわらかいことにより、桁のみが振動する免震特有のモードが確認できる。また、Case 4-Bでは初期剛性がCase

2-A と比べ 100 倍の大きさとなっている。このため、桁と橋脚部は、支承で剛結された状態に近く、振動モードとしては頂部が大きく振動するモードとなっていることが確認できる。図-8 の 2 次固有モード図

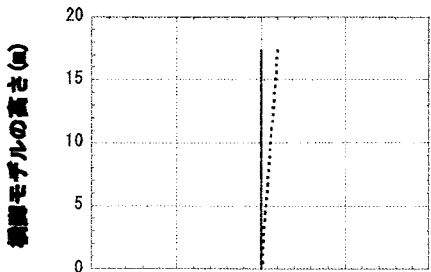
からは、Case 2-A では、桁と橋脚部が逆位相で振動しており、Case4-B では基礎部が大きく振動するモードが確認できる。

表-2 固有値解析結果

解析ケース	モデルタイプ	次数	固有振動数(Hz)	減衰定数
Case 1-A	1 自由度系	1 次	1.54	0
Case 2-A	多自由度系	1 次	1.05	0.1
		2 次	3.20	0.077
Case 3-B	1 自由度系	1 次	15.4	0
Case 4-B	多自由度系	1 次	1.31	0.17
		2 次	10.0	0.14

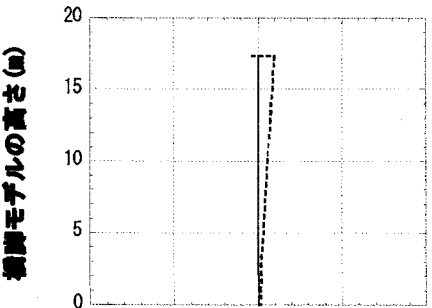


(a) Case2-A

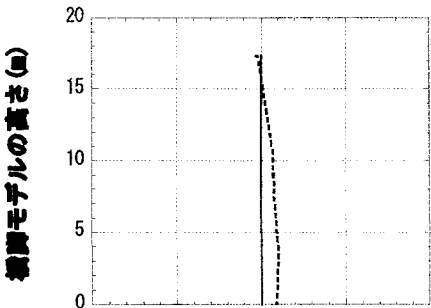


(b) Case4-B

図-7 1 次固有モード図



(a) Case2-A



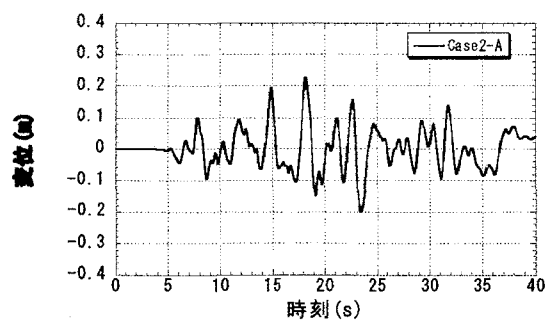
(b) Case4-B

図-8 2 次固有モード図

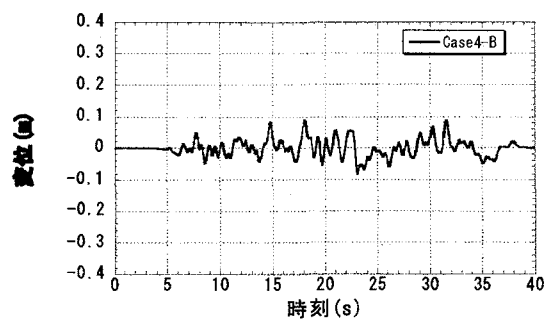
(2) 動的解析結果

図-9～図 12 は、Type I-II-1 入力時の動的解析結果である。図-13～図-16 は Type II-II-1 入力時の動的解析結果である。図-17 は、全ケースについてのすべり支承の復元力特性である。地震波の違いにより変位に差が現れている。図-18 は Type I-II-1 と Type II-II-1 の 2 種類の地震波を入力したときにすべり支承で発生した最大応答変位である。Case1-A と Case3-B は 1 自由度系モデルであり、すべり支承の減衰は 0% である。つまり応答変位の差異は初期剛性の影響のみであり、Type I-II-1 では Case1-A に対して Case3-B の変位は 16% の低減、Type II-II-1 では 35% の低減となった。入力地震動の違い

により低減率に差異が発生する。Case1-A と Case2-A は 1 自由度系モデルと多自由度系モデルであり、すべり支承の初期剛性は同じである。このケースでは、応答変位の差異はモデル化に際する減衰の影響を受けることになる。Case1-A に対して Case2-A の応答変位は Type I-II-1 では 32% の低減、Type II-II-1 では 40% の低減となった。Case1-A と Case4-B を比較した場合、減衰の影響とすべり支承の初期剛性の影響が最大変位に影響を及ぼしている。Case1-A に対して Case4-B の 応答変位は Type I-II-1 では 59% の低減、Type II-II-1 では 82% の低減となり大きな差異が発生した。以上のことより

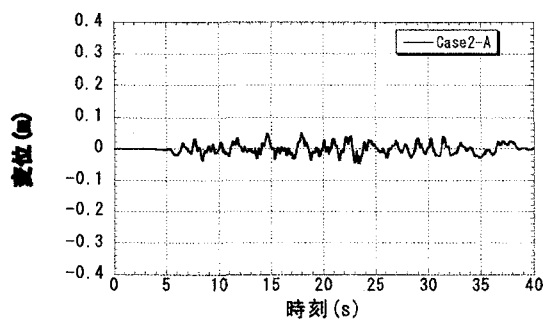


(a) Case2-A

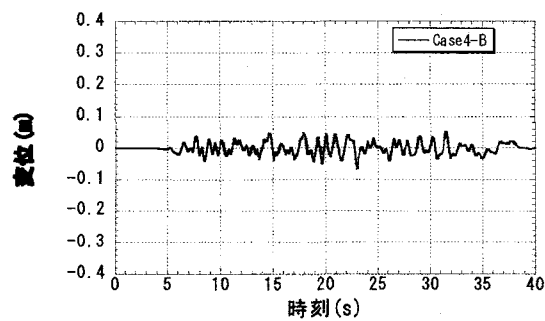


(b) Case4-B

図-9 桁の時刻歴応答変位

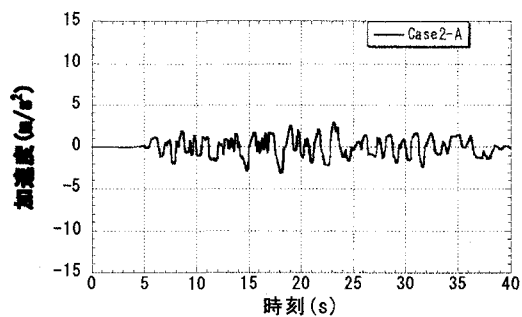


(a) Case2-A

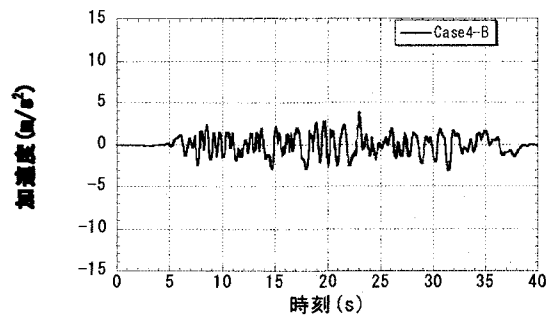


(b) Case4-B

図-10 橋脚頂部の時刻歴応答変位

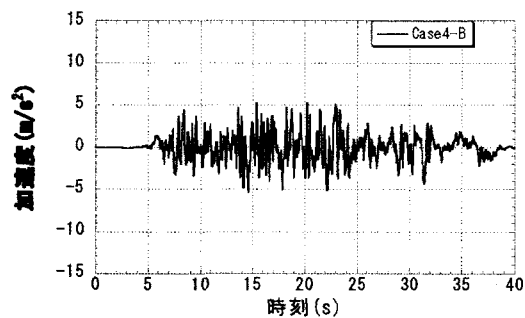


(a) Case2-A

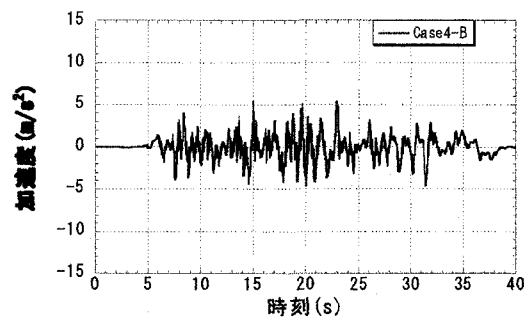


(b) Case4-B

図-11 桁の時刻歴応答加速度

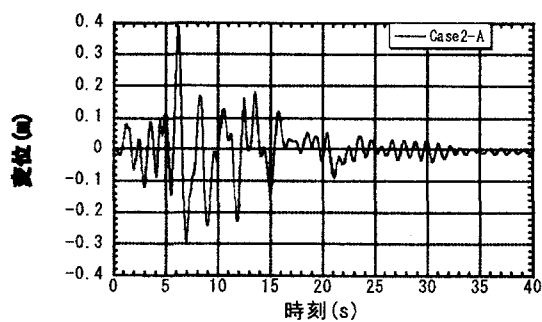


(a) Case2-A

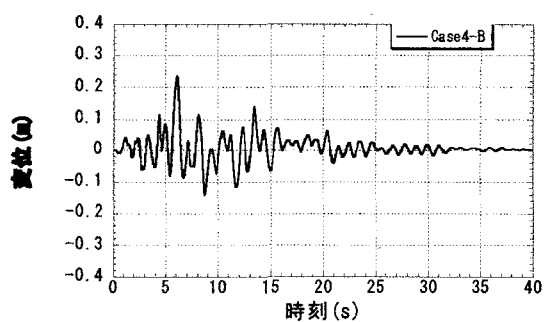


(b) Case4-B

図-12 橋脚頂部の時刻歴応答加速度

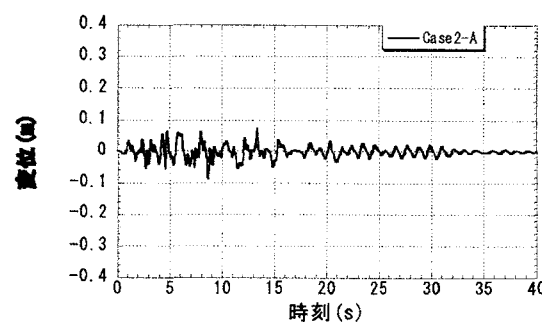


(a) Case2-A

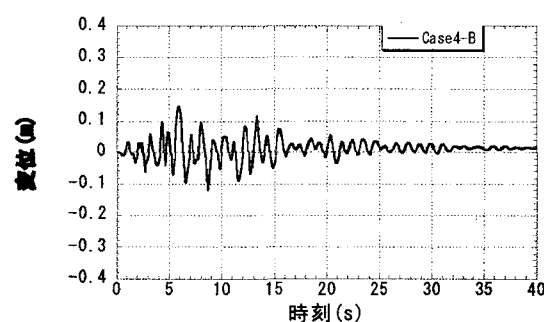


(b) Case4-B

図-13 桁の時刻歴応答変位

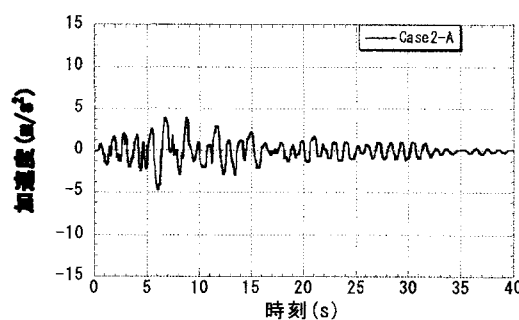


(a) Case2-A

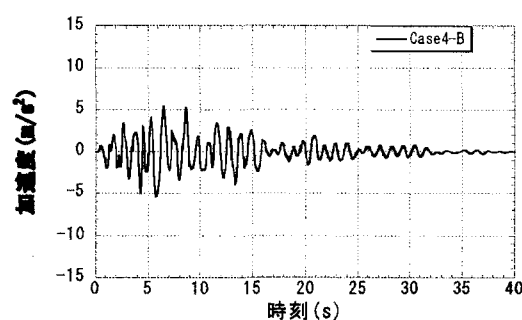


(b) Case4-B

図-14 橋脚頂部の時刻歴応答変位

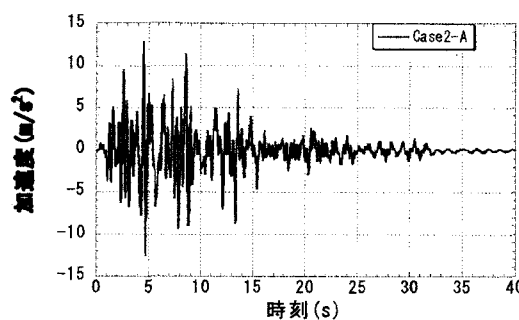


(a) Case2-A

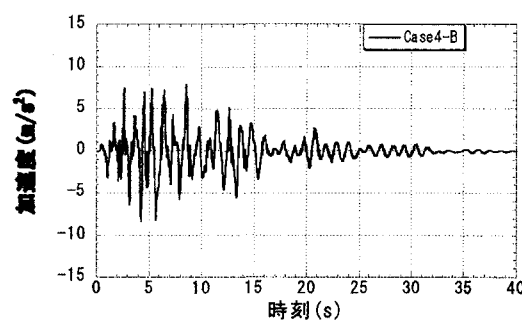


(b) Case4-B

図-15 桁の時刻歴応答加速度



(a) Case2-A



(b) Case4-B

図-16 橋脚頂部の時刻歴応答加速度

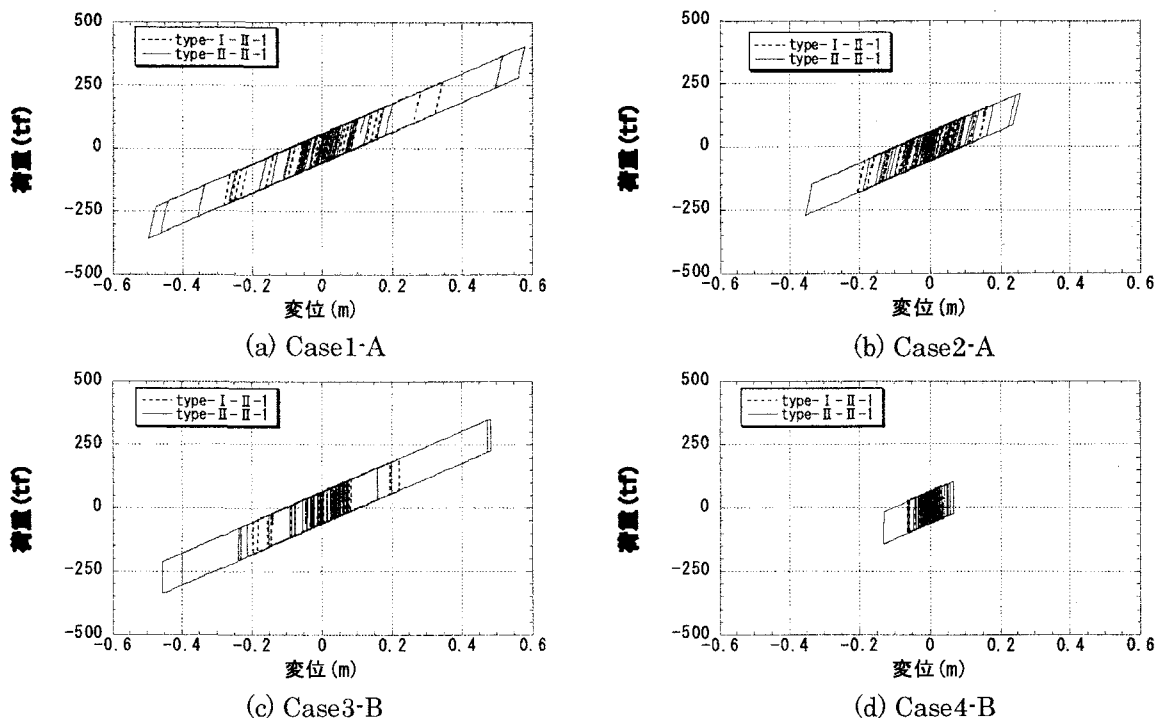


図-17 すべり支承の復元力特性

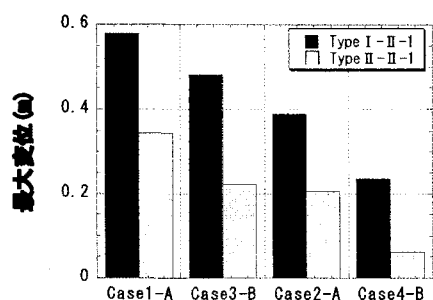


図-18 すべり支承の最大応答変位

Type I-II-1 ではすべり支承の初期剛性やモデル化に際する減衰の影響を受け、応答変位が減少する結果となった。Type II-II-1 では、両者の影響は単純な重ね合わせで表現することができない。

4. まとめ

減衰タイプに歪みエネルギー比例型減衰を用いた場合に、すべり支承の初期剛性が応答に与える影響について検討を行った。その結果得られた知見をまとめて以下に示す。

- ・固有値解析結果から、すべり支承の初期剛性によりモードが変化し減衰に大きな影響を与え、応答に差異が生じる。

- ・動的解析結果から、すべり支承では初期剛性の設定に基づく減衰の変化により応答に差異が発生する。

- ・入力地震動の種類によって初期剛性及び減衰の影響は大きく変化する。

減衰タイプに歪みエネルギー比例型減衰を設計で用いる場合には、初期剛性が応答に与える影響を十分に考慮しなければならない。

5. 参考文献

- 1) 藤田亮一, 森敦, 金治英貞, 伊津野和行 : すべり免震支承システムのパラメータが橋梁応答に及ぼす影響, 土木学会地震工学論文集, 2003 年 12 月
- 2) 松田泰治, 大塚久哲, 宇野州彦 : PC 連続ラーメン橋の減衰性評価に関する一考察, 第 7 回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集 2004 年 1 月
- 3) 宇野州彦, 松田泰治, 大塚久哲 : ゴム支承を用いた反力分散構造の減衰性評価に関する一考察, 第 8 回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, 2005 年 2 月
- 4) 日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説, V・耐震設計編, 2002 年 3 月