

橋脚系塑性率と全体系塑性率の違いが 水平力分散支承によって支持された橋梁の 非線形応答に与える影響

板橋美保¹・川島一彦²・庄司学³

¹正会員 （株）長大 構造事業部CADセンター（〒114-0013 東京都北区東田端2-1-3）

²フェロー，工博，東京工業大学教授 工学部土木工学科（〒152-8552 東京都目黒区大岡山2-12-1）

³正会員，工修，東京工業大学助手 工学部土木工学科（〒152-8552 東京都目黒区大岡山2-12-1）

1. はじめに

平成8年に改訂された道路橋示方書では，1基の下部構造とそれが支持する上部構造部分を1自由度系に置換し，橋脚基部の塑性ヒンジに生じる非線形応答に基づいた加速度応答の低減効果をエネルギー一定則によって与えた地震時保有耐力に基づく耐震設計法が採用されている。

兵庫県南部地震以後，それまでの金属支承が変わって積層ゴム支承を用いた地震時水平力分散支承が広く用いられるようになった。こうした支承では上部構造と下部構造の相対変位を許容し，地震力を複数の下部構造に分散するというメリットを持つ。しかし，支承が大きく変形するため，橋脚の応答塑性率が支承を含めた橋全体系の塑性率と異なってくるため，従来の地震時保有耐力法に基づく考え方では橋に作用させるべき地震力を過小に評価する可能性がある。

このような点から，本文は，橋脚系の応答塑性率と橋全体系の塑性率の関係を明らかにし，地震時保有耐力法に基づく耐震設計で考慮すべき地震力の荷重低減率に関して解析的に検討した結果を報告するものである。

2. 橋脚系塑性率と全体系塑性率

地震時水平力分散支承（以下，ゴム支承と呼ぶ）で支持された1基の下部構造とそれが支持する上部構造部分からなる橋に地震力が作用する場合を考え

る。図-1に示すように，橋脚基部に塑性ヒンジが生じる前の状態では，桁に生じる水平変位 u は次式で与えられる。

$$u = u_{pf} + u_B + u_F \quad (1)$$

ここで， u_{pf} ：橋脚の曲げ変形によって桁に生じる水平変位， u_B ：ゴム支承の変形によって桁に生じる水平変位， u_F ：基礎の変形によって桁に生じる水平変位である。基礎の並進運動によって桁に生じる水平変位を u_{Fi} ，基礎のロッキングによって桁に生じる水平変位を u_{Fr} とすれば， u_F は次式で与えられる。

$$u_F = u_{Fi} + u_{Fr} \quad (2)$$

さらに大きな地震力が橋に作用し，橋脚基部がちょうど降伏するときに桁に生じる水平変位，すなわち降伏変位 u^{Py} は，次式で与えられる。

$$u^{Py} = u_{pf}^{Py} + u_B^{Py} + u_F^{Py} \quad (3)$$

ここで， u_{pf}^{Py} ， u_B^{Py} ， u_F^{Py} は，それぞれ，橋脚の降伏耐力 P_y に相当する水平力が作用した場合に橋脚の曲げ変形によって桁に生じる変位，ゴム支承の変形によって桁に生じる変位，基礎の変形によって桁に生じる変位である。

さらに，橋に作用する地震力が大きくなると，橋

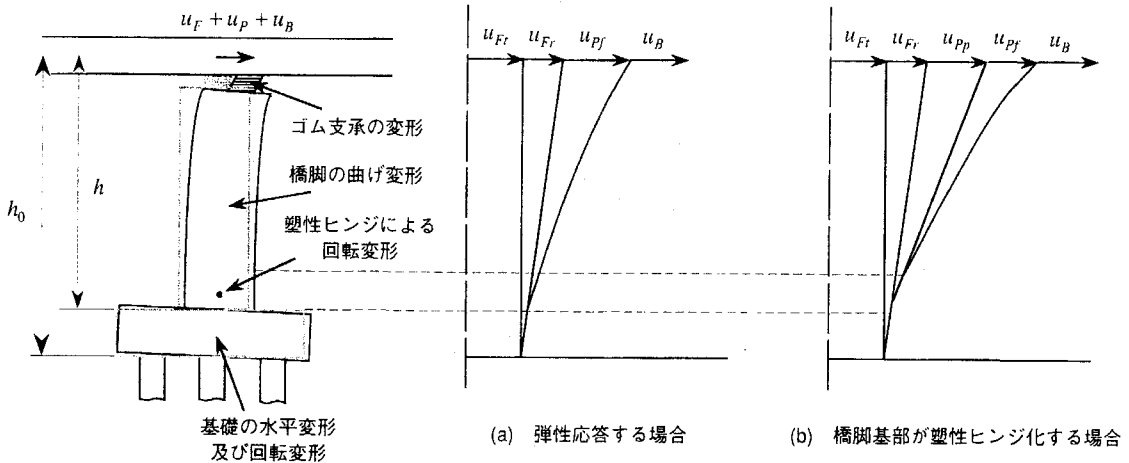


図-1 1 基の下部構造とそれが支持する上部構造部分からなる系に生じる変形

脚基部は塑性ヒンジ化する。後述するように、地震力が静的に作用するのであれば、ゴム支承や基礎に作用する地震力は橋脚の降伏耐力 P_y を上回ることはないが、動的解析では減衰力の影響等によって橋脚の降伏耐力 P_y をわずかに上回る地震力（以下、これを増分地震力 ΔP と呼ぶ）がゴム支承や基礎に作用する。このため、上部構造慣性力作用位置の桁に生じる水平変位 $u^{\max}$ は、次のように与えられる。

$$\begin{aligned} u^{\max} &= u_{P_y} + u_{pp} + \Delta u_B + \Delta u_F \\ &= (u_{pf}^{P_y} + u_{pp}) + (u_B^{P_y} + \Delta u_B) + (u_{Fl}^{P_y} + \Delta u_{Fl}) \\ &\quad + (u_{Fr}^{P_y} + \Delta u_{Fr}) \end{aligned} \quad (4)$$

ここで、 u_{pp} ：橋脚基部の塑性ヒンジにおける塑性回転角によって桁に生じる水平変位、 Δu_B ：増分地震力 ΔP によってゴム支承に生じる変形により桁に生じる水平変位、 Δu_F ：増分地震力によって基礎に生じる変形により桁に生じる水平変位、 Δu_{Fl} ： Δu_F の並進成分、 Δu_{Fr} ： Δu_F のロッキング成分である。

したがって、この場合には、1基の下部構造とそれが支持する上部構造部分からなる橋全体系の塑性率は、次式のように与えられる。

$$\mu_s = \frac{u^{\max}}{u_{P_y}} \quad (5)$$

以下、式(5)で与えられる μ_s を全体系塑性率と呼ぶ。

一方、橋脚の降伏変位と橋脚に生じる最大変位から橋脚系の塑性率は次式で与えられる。

$$\mu_p = \frac{u_p^{\max}}{u_{P_y}} = \frac{u_{P_y}^{P_y} + u_{pp}}{u_{P_y}} \quad (6)$$

以下、式(6)で与えられる μ_p を橋脚系塑性率と呼ぶ。

3. 解析対象橋とそのモデル化

解析対象としたのは、図-2に示すように5径間連続鋼 I 桁橋の中から1基のRC橋脚とそれが支持する上部構造部分を切り出した基礎、橋脚、ゴム支承、桁からなる構造系である。地盤条件は道路橋示方書に規定されるⅡ種であり、平成8年道路橋示方書に従い震度法及び地震時保有水平耐力法によって耐震設計されている。

橋脚高さ及び断面は10m、5m×2.2mである。橋脚の降伏剛性を用いて基本固有周期を求めると1.16sである。後述するように、道路橋示方書に規定されるように平成7年兵庫県南部地震の際にJR鷹取駅で得られたNS成分記録を振幅調整した波形を用いて動的解析すると、桁に生じる最大相対変位及びゴム支承に生じる最大変位は、それぞれ0.54m、0.28mとなる。

このような基本構造に加えて、ここではゴム支承の剛性 k_B を基本構造の1/4～5倍の範囲で6通りに変化させ、各種の固有周期の橋に対する検討を行うこととした。固有周期を変化させるためにゴム支承の構造を変化させるとすれば、本来、各条件に応じて支承に生じるひずみや変形に基づいて支承を設計する必要があるが、ここでは単純に剛性 k_B だけを変化させたものである。したがって、このようにして定めたゴム支承は道路橋示方書に規定される各種条件を満足する保証はないことに注意しなければなら

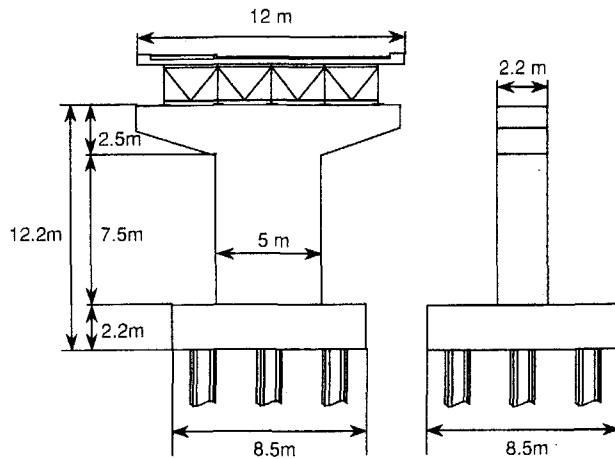


図-2 解析対象橋の断面図

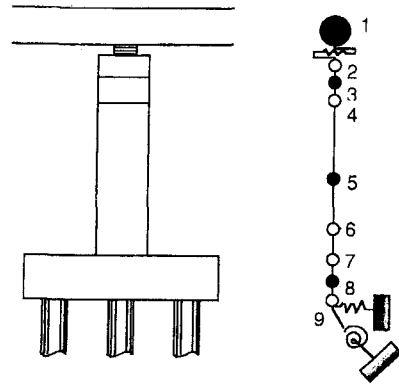


図-3 解析モデル

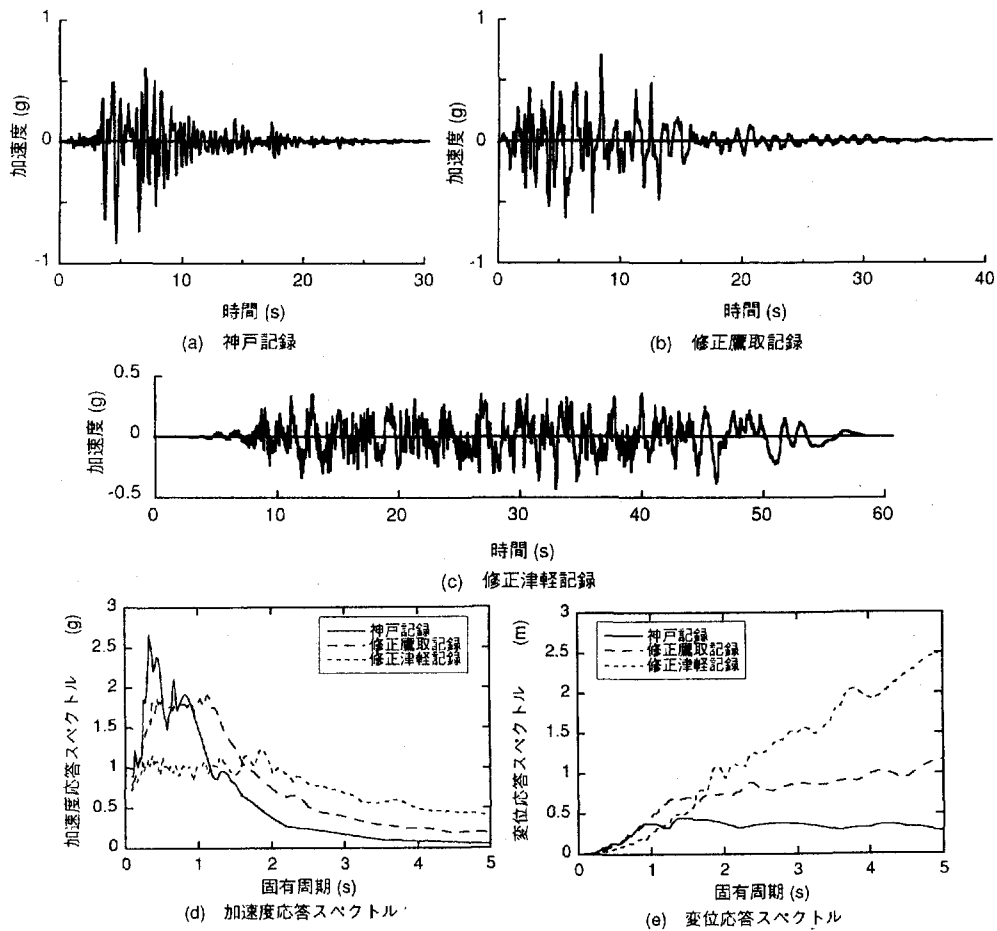


図-4 入力地震動と応答スペクトル

表-1 ゴム支承の剛性を変化させた場合の固有周期

剛性比率	剛性(MN/m)	固有周期(s)
1/4倍	6.02	2.12
2/4倍	12.04	1.55
3/4倍	18.06	1.30
1倍	24.08	1.16
2倍	48.16	0.91
3倍	72.24	0.82
5倍	120.40	0.73

ない。ここでは、いろいろな固有周期を有するゴム支承で支持された橋に対する全体系塑性率と橋脚系塑性率の違いを検討するためにこのような条件を取り上げたものである。

表-1は、このようにゴム支承の剛性 k_B を変化させた場合の基本固有周期を示したものである。

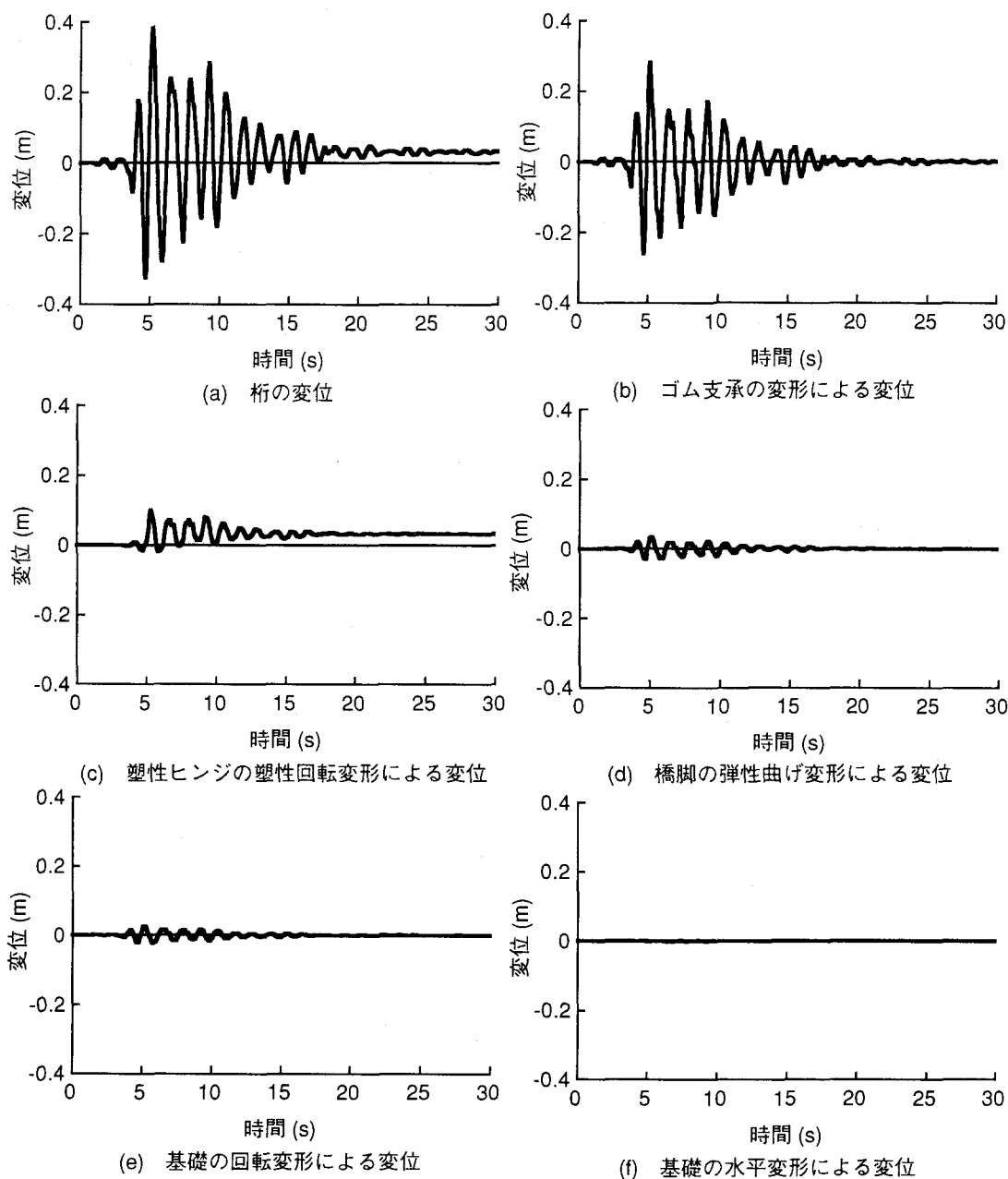


図-5 桁の応答変位に寄与する各構造部分の変形（神戸記録を入力した場合）

図-3は解析モデルを示したものである。桁は剛体、橋脚及びフーチングははり要素によってモデル化した。ただし、フーチング及び横梁位置の橋脚の剛性は十分大きく剛体としてモデル化した。非線形解析では、橋脚基部の塑性ヒンジを塑性回転ばねによってモデル化し、Takeda型の剛性低下型バイリニアモデルを用いた。ゴム支承は剛性 k_B を有する線形せん断ばねとしてモデル化した。杭の影響は、並進及び回転に対して抵抗する地盤ばねとして取り扱うこととし、地盤ばね定数は道路橋示方書に基づいて定

めた。解析に際しては、橋脚、ゴム支承、フーチングに対して0.02の減衰定数を、また、地盤ばねには0.2の減衰定数を与え、比例エネルギー比例減衰法によって1次および2次のモード減衰定数を求めた後、これをレーリー減衰によってモデル化した。

入力地震動としては、平成7年兵庫県南部地震により神戸海洋気象台で観測されたNS成分（以下、神戸記録と呼ぶ）、JR鷹取駅で観測されたNS成分記録を道路橋示方書に規定されるように振幅調整した波形（以下、修正鷹取記録と呼ぶ）、昭和58年日

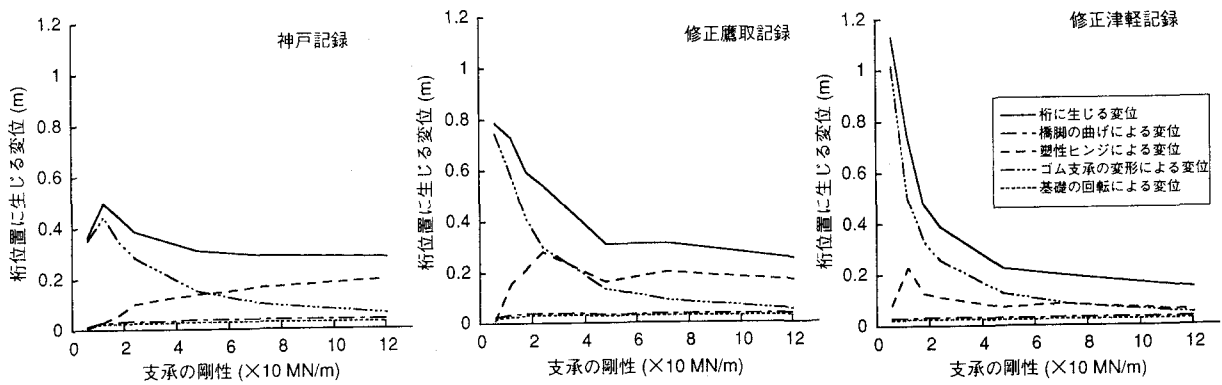


図-6 桁の応答変位に寄与する各構造部分の最大応答

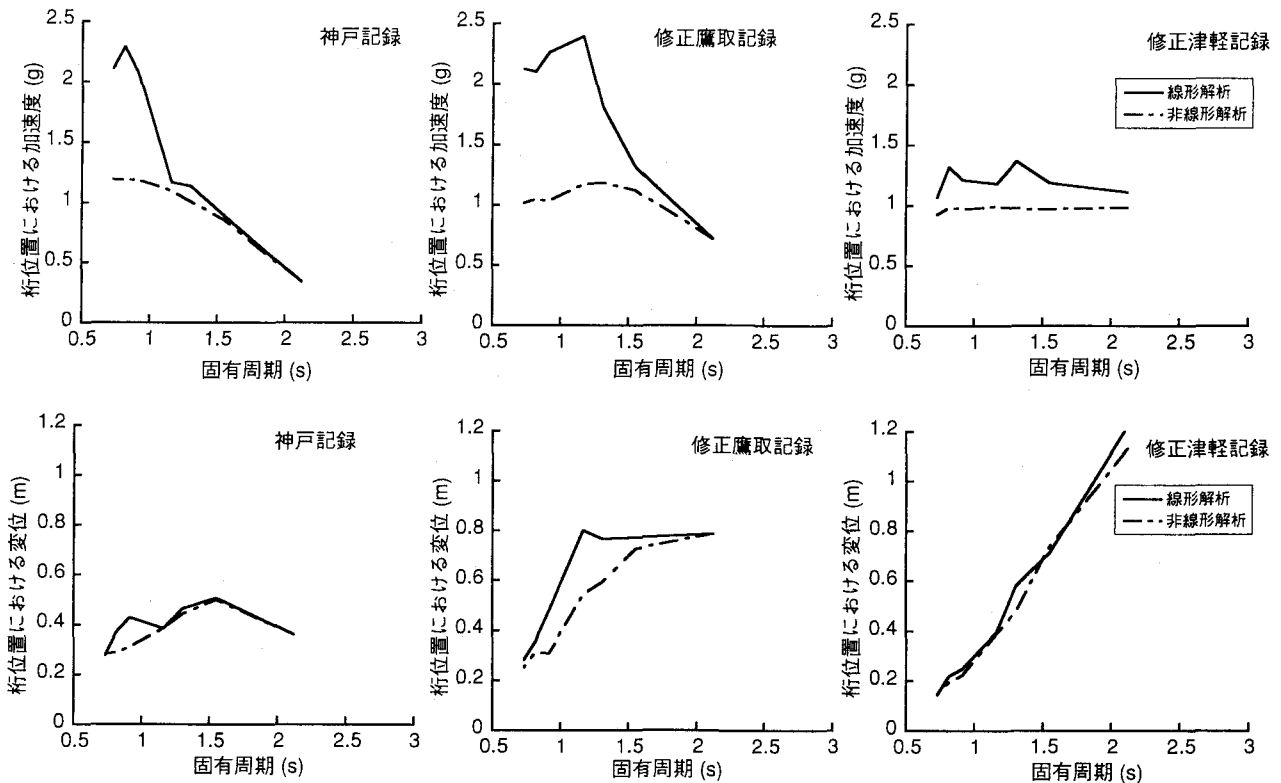


図-7 桁に生じる最大応答加速度と最大応答変位

本海中部地震により津軽大橋周辺地盤上で観測された橋軸方向成分を道路橋示方書に規定されるように振幅調整した波形（以下、修正津軽記録と呼ぶ）の3種類である。図-4は、これらの波形及び加速度、変位応答スペクトルを示す。

4. ゴム支承で支持された橋の地震応答特性

以上のようにして地震動を3種類に、またゴム支承の剛性を7種類に変化させ、線形動的解析と橋脚基部の履歴特性を考慮した非線形動的解析を行った。

図-5は、非線形動的解析によって求めた上部構造

慣性力作用位置に生じる桁の水平変位を式(4)に示した橋脚の曲げ変形及び塑性ヒンジの塑性回転角によって桁に生じる変位 u_{Pf}^{Py} , u_{Pp} , ゴム支承の変形によって桁に生じる変位 $u_B^{Py} + \Delta u_B$, 基礎の並進とロッキングによって桁に生じる変位 $u_{Ft}^{Py} + \Delta u_{Ft}$, $u_{Fr}^{Py} + \Delta u_{Fr}$ に分け、神戸記録を作用させた場合の結果である。図-5によれば、ゴム支承の変形によって生じる変位が最も大きく、次いで橋脚の塑性ヒンジに生じる塑性回転角による変位、橋脚の曲げ変形による変位、基礎のロッキングによる変位の順になっている。基礎の並進による変位の影響は小さい。

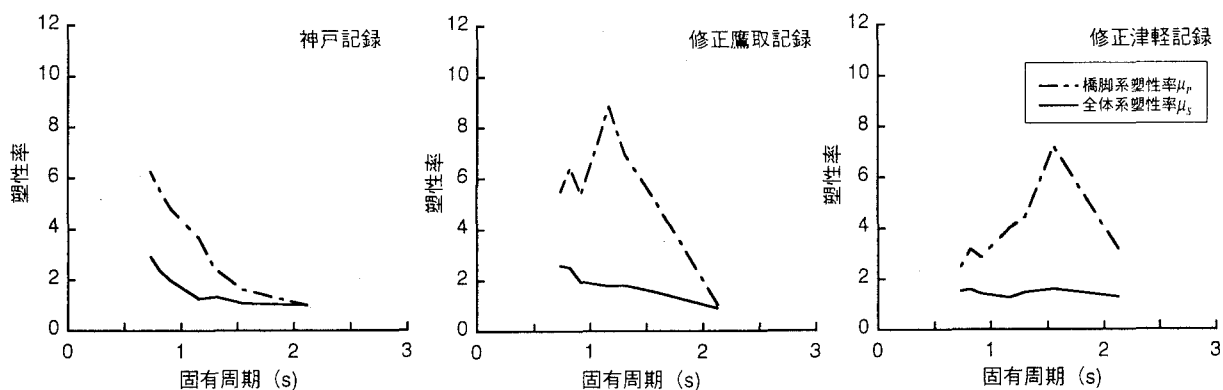


図-8 橋脚系塑性率と全体系塑性率の関係

この関係を、3種類の地震動に対して剛性をパラメーターとして、最大応答を示した結果が図-6である。基礎の並進によって生じる変位は小さいため、ここには示していない。全体として、ゴム支承の変形の貢献度が大きい、ゴム支承の剛性が大きくなるにつれてこの貢献度は低下していく。

図-7は、線形動的解析と非線形動的解析によって求めた桁の最大応答加速度と最大応答変位を比較した結果である。加速度応答に関しては、固有周期が長くなると線形解析と非線形解析が近接していくが、これは、ゴム支承の剛性 k_B が低下するとゴムの変形が卓越するようになり、橋脚には大きな塑性化が生じないため、結果として線形応答に近づくためである。また、変位応答に対しては、全体として線形応答と非線形応答の違いは大きくない。いずれも入力地震動の応答スペクトル特性に応じて変化している。

5. 塑性率の特性

(1) 全体系塑性率 μ_s と橋脚系塑性率 μ_p の関係

全体系塑性率 μ_s と橋脚系塑性率 μ_p の関係を示すと図-8のようになる。これは、 μ_s と μ_p を橋の基本固有周期の関数としてプロットしたものである。橋脚系塑性率 μ_p に比較して全体系塑性率 μ_s は1/2～1/5程度と小さくなっている。長周期になると両者が接近していくのは、前述したように、ゴム支承の剛性を小さくしていくと変形がゴム支承に集中し、橋脚の非線形応答が小さくなる結果、系が線形系に近づいていくためである。

また、橋脚系塑性率 μ_p は、神戸記録に対しては長周期になるにつれて単調に減少するのに対して、修正鷹取記録や修正津軽記録に対してはある固有周期においてピークを持つ。これは、入力地震動の固

有周期特性によるものである。

これに対して、全体系塑性率 μ_s は橋脚系塑性率 μ_p ほど固有周期によって変わらない。

6. 塑性率と荷重低減係数

地震時保有耐力法による耐震設計では、橋に生じる非線形地震力 F_{NL} よりも構造系の保有耐力 P_a が大きくなるように断面を定める。すなわち、

$$P_a \geq F_{NL} \quad (7)$$

しかし、一般には構造寸法を定めようとする段階から非線形動的解析を実施することは一般的ではないことから、橋に生じる弾性地震力 F_L を応答スペクトルから求め、荷重低減係数 R で割って求めた非線形地震力よりも構造系の保有耐力 P_a が大きいことを照査するのが一般的である。すなわち、

$$P_a \geq \frac{F_L}{R} \quad (8)$$

荷重低減係数 R としては、道路橋示方書ではエネルギー一定則が用いられているが、海外では変位一定則が用いられる場合が多い。したがって、以下では両者による荷重低減係数 R を検討することにする。塑性率としては全体系塑性率 μ_s と橋脚系塑性率 μ_p が考えられることから、ここでは次のように4通りの荷重低減係数 R を考える。

1) エネルギー一定則に基づく場合

$$R_P^E = \sqrt{2\mu_p - 1} \quad (9)$$

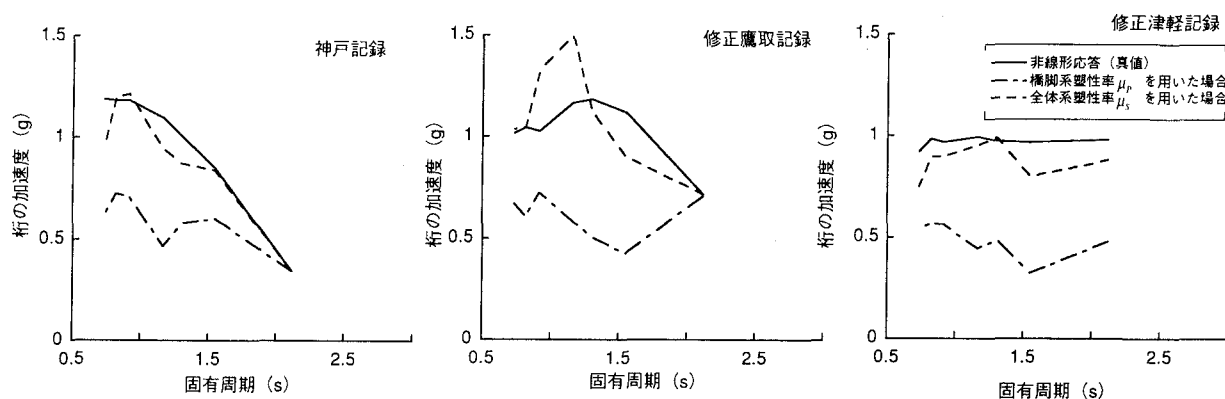


図-9 非線形動的解析によって求めた桁の最大加速度とエネルギー一定則に基づく荷重低減係数により求めた桁の最大加速度の比較

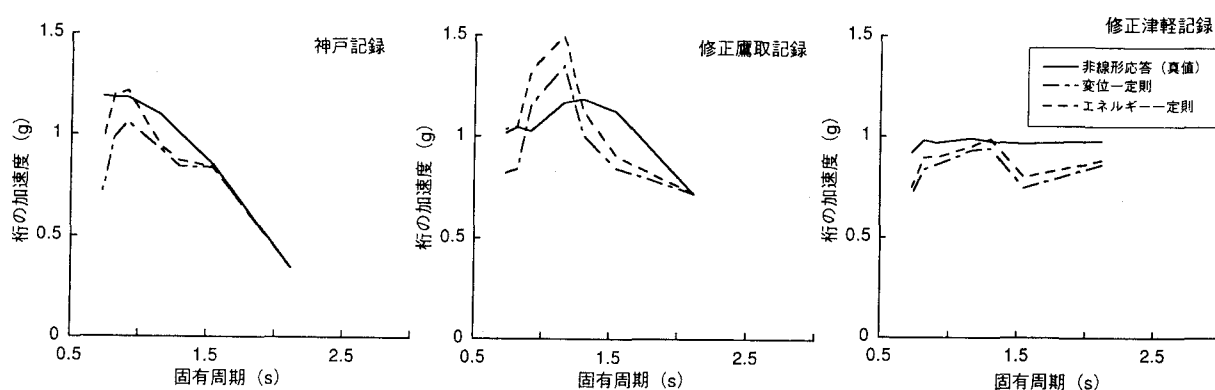


図-10 エネルギー一定則と変位一定則の比較

$$R_s^E = \sqrt{2\mu_s - 1} \quad (10)$$

2) 変位一定則に基づく場合

$$R_p^D = \mu_p \quad (11)$$

$$R_s^D = \mu_s \quad (12)$$

以上のようにして、線形解析によって求めた桁の最大加速度 $a_L^{\max}$ をエネルギー一定則に基づいて式(9)、式(10)による荷重低減係数 R_p^E 、 R_s^E によって低減した値と実際に非線形動的解析によって求められた桁の最大加速度 $a_N^{\max}$ を比較した結果が図-9である。これによれば、式(10)のように全体系塑性率 μ_s を用いて荷重低減係数 R を求めると、全体として非線形動的解析によって求めた桁の加速度 $a_N^{\max}$ とよく一致することがわかる。これに対して、式(9)のように橋脚系塑性率 μ_p を用いて荷重低減係数 R を求めると、固有周期が短い領域では非線形動的解析によ

て求めた桁の加速度 $a_N^{\max}$ の半分程度にしかならない。修正津軽記録を入力した場合を除けば、固有周期が長い領域では、橋脚系塑性率 μ_p を用いて荷重低減係数 R を求めた場合でも非線形動的解析によって求めた桁の加速度に近づいていくが、これは前述したようにこのような領域では橋脚の非線形応答が小さくなり、線形応答に近づくためである。したがって、橋脚系塑性率 μ_p を用いて式(9)により荷重低減係数 R を求めると、地震力を過小評価することになる。

なお、図-9によれば線形応答を荷重低減係数 R で割って求めた最大加速度の方が、非線形動的解析から求めた加速度よりも固有周期による変化が大きいが、これは線形系の方が非線形系よりも入力地震動の固有周期特性の影響を受けやすいためである。また、全体系塑性率 μ_s に基づいて荷重低減係数 R を求めても、修正鷹取記録を作用させた場合のように、固有周期が1s付近では加速度を過大に評価するが、これもこの固有周期帯域における線形応答の共振に

よるものである。

このように、橋脚系塑性率 μ_p を用いて桁の最大加速度を推定すると過小評価になるが、それでは全体系塑性率 μ_s を用いて桁の加速度を推定する場合に、エネルギー一定則と変位一定則のいずれが精度のよい結果を与えるかを比較した結果が図-10である。全体としては、エネルギー一定則によって求めた加速度の方が変位一定則によって求めた値よりも非線形動的解析によって求めた桁の加速度 $a_N^{\max}$ を過小評価することが少なく、一致度がよいといえる。上述した、修正鷹取記録を作用させた場合のA橋のように、変位一定則によって求めた値よりもエネルギー一定則によって求めた桁の加速度の方が過大評価となる場合もあるが、これは線形応答では入力地震動との共振が顕著に現れやすいためである。耐震設計では地震力を過大評価するよりも過小評価することの方が問題であることを考慮すると、今回の解析の範囲ではエネルギー一定則の方が変位一定則よりも設計地震力を求めるためには適しているといえることができる。ただし、エネルギー一定則と変位一定則のいずれがより耐震設計に適しているかは本研究の主題ではなく、これについてはさらに解析対象橋や入力地震動の数を増やして今後検討していくことが必要である。

7. 結論

本解析結果をまとめると、以下のようになる。

- 1) 全体系塑性率 μ_s は橋脚系塑性率 μ_p に比較して1/3倍程度にしかない場合があり、荷重低減係数 R を求めるためには両者を峻別しておく必要がある。
- 2) 式(14)の荷重低減係数 R は全体系塑性率 μ_s に基づいて求める必要があり、橋脚系塑性率 μ_p を用いて荷重低減係数を求めると、地震力を過小評価する。
- 3) 全体系塑性率 μ_s に基づく荷重低減係数 R を用いて弾性応答加速度から非線形応答加速度を推定すると、非線形動的解析によって求めた桁の変位を過小評価する割合が少ないという観点から見て、変位一定則よりもエネルギー一定則の方が設計地震力を推定するためには優れている。ただし、これについては、今後さらに解析対象橋の特性や入力地震動の数を増やして検討していく必要がある。

謝辞：本解析に際して、対象橋の特性については東京工業大学土木工学科社会人博士課程の矢部正明氏（（株）長大）から種々御教示いただきました。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，1996.11
- 2) 川島一彦，長谷川金二，小山達彦，吉田武史：等価エネルギー法によるRC橋脚の非線形地震応答変位の推定精度，第7回日本地震工学シンポジウム，pp.1459-1464，1986
- 3) 川島一彦，長谷川金二：RC橋脚の非線形地震応答特性及びエネルギー一定則の適用性に関する実験的研究，土木学会論文集，483/I-26，pp.137-146，1994
- 4) Veletsos, A. S. and Newmark, N. M.: Effect of Inelastic Behavior on the Response of Simple Systems to Earthquake Motion, *Proc. 2nd World Conference on Earthquake Engineering*, 1960
- 5) Ishiyama, Y. and Asari, T.: Extreme of Structural Characteristic Factor to Reduce Seismic Forces due to Energy Absorbing Capacity, *Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes Edited by P. Fajfar and H. Krawinkler*, pp.131-138, 1997
- 6) 板橋美保，川島一彦，庄司学：水平地震力分散式橋梁の地震力低減係数に関する研究，東京工業大学耐震工学研究グループ，TIT/EERG 98-7，1998
- 7) Priestley, M. J. N., Seible, F. and Calvi, G. M.: *Seismic Design and Retrofit of Bridges*, John Wiley & Sons, New York, 1996, 川島一彦監訳：橋梁の耐震設計と耐震補強，技報堂，1998
- 8) Ciampoli, M. and Pinto, P. E.: Effects of Soil-Structure Interaction on Inelastic Seismic Response of Bridge Piers, *Journal of Structural Engineering*, Vol.121, No.5, pp.806-814, 1995.5
- 9) 笹田修司，平尾潔，沢田勉，成行義文，三上卓：基礎との相互作用が強震時RC橋脚の所要降伏強度比に及ぼす影響，構造工学論文集，Vol.42A，pp.615-626，1996.3
- 10) 足立幸郎，運上茂樹，越峠雅博：免震支承—橋脚系における橋脚の地震時応答の評価，第1回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.29-32，1998.1
- 11) (財)土木研究センター：耐震設計ソフトウェアに関する研究委員会報告書，1997
- 12) Nakamura, Y.: Waveform and its Analysis of the 1995 Hyogo-ken Nanbu Earthquake, *JR Earthquake Information No. 23c*, 1995
- 13) 荒川直士，川島一彦，相沢興：応答スペクトル特性を調整した時刻歴地震応答解析用入力地震動波形，土木技術資料，Vol.26-7，pp.392-397，1986
- 14) Takeda, T., Sozen, M. A. and Nielsen, N.N.: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, *Proc. 3rd Japan Earthquake Symposium*, pp.357-364, 1970
- 15) (財)日本気象協会：気象庁87型電磁式強震計データ，平成7年兵庫県南部地震神戸海洋気象台記録，1995