

# 橋脚系塑性率と全体系塑性率の違いが 設計地震力の算定に及ぼす影響

板橋美保<sup>1</sup>・川島一彦<sup>2</sup>・庄司学<sup>3</sup>

<sup>1</sup>正会員 (株)長大 構造計画第二部 (〒114-0013 東京都北区東田端2-1-3)

<sup>2</sup>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)

<sup>3</sup>正会員 修(工) 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)

本論文では、水平反力分散形式橋梁のように、橋脚の塑性ヒンジ化によって桁に生じる変位に比較してゴム支承の変形によって桁に生じる変位が大きい場合には、橋脚系の応答塑性率に基づいて地震時保有耐力法により地震力を求めると過小評価となる場合があることを、橋脚系塑性率と全体系塑性率の観点から検討した。この結果、全体系塑性率は橋脚系塑性率に比較して1/3倍程度にしなければならない場合があり、荷重低減係数や変位増幅係数を求めるためには両者を峻別しておく必要があること、荷重低減係数は全体系塑性率に基づいて求める必要があり、橋脚系塑性率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ことなどが明らかになった。

**Key Words :** ductility design method, system ductility factor, column ductility factor, dynamic response analysis, seismic design, bridge, elastomeric bearing

## 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法に基づく耐震設計法が採用されている<sup>1)</sup>。エネルギー一定則に基づく荷重低減係数の算出に際しては橋脚の許容塑性率が用いられており、支承や基礎の剛性が十分大きく、上部構造慣性力作用位置に生じる桁の水平変位が主として橋脚基部に生じる塑性ヒンジによって生じる場合には一般に安全側の推定を与える<sup>2)~5)</sup>。

兵庫県南部地震以後、それまでの金属支承に代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。

ラーメン橋脚では基礎や横ばりの変形が大きい場合には橋脚単独の塑性率とは異なってくるため、Priestleyら<sup>6)</sup>は橋脚系と全体系の塑性率を区別して考える必要のあることを示している。また、Ciampoliら<sup>7)</sup>、笹田ら<sup>8)</sup>は、地盤と基礎の動的相互作用が橋脚の必要じん性率に及ぼす影響について検討している。これは、本研究で取り挙げる橋脚と積層ゴム支承とは異なり、基礎と橋脚を取り挙げたものであるが、橋脚系のじん性率と全体系のじん性率の関係をとらえようとした点は同じである。また、足立ら<sup>9)</sup>は、免震橋における免震支承の変形の影響を検討し、免震支承の変形が卓越する際、等価1自由度系による橋脚の応答塑性率の推定精度が低下することを報告している。さらに、耐震設計ソフトウェアに関する研究委員会においても、地震時水平力分散支承を用いた場合には、道路橋示方書に基づいて許容じん性率から求めた桁の変位が動的解析とは一致しないことが指摘されている<sup>10)</sup>。

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、2種類の橋に対する解析から地震時保有耐力法に基づく耐震

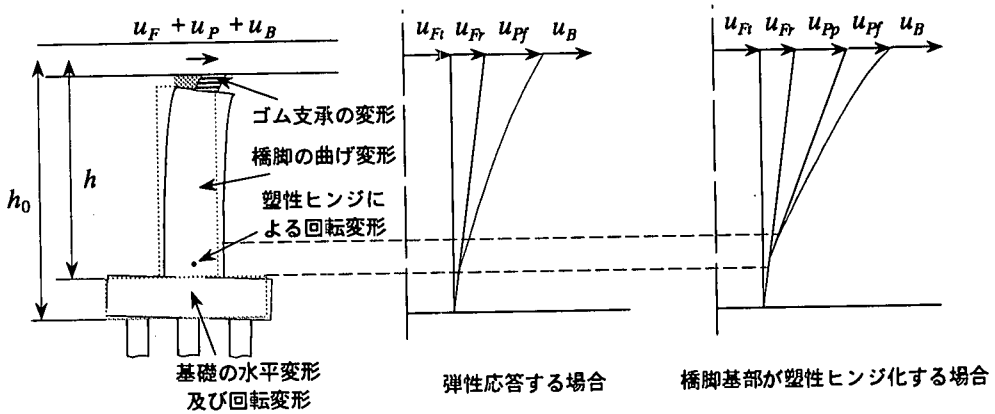


図-1 1基の下部構造とそれが支持する上部構造部分からなる系に生じる変形

設計で考慮すべき地震力の荷重低減率と変位増幅係数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 $u_{Fl}$ 、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。

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

さらに大きな地震力が橋に作用すると、橋脚基部には塑性ヒンジが生じるようになる。橋脚の水平力と水平変位の関係が道路橋示方書に示されるように完全弾塑性型バイリニアモデル<sup>1)</sup>によって表されるとすると、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。式(2)より、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基礎の並進運動によって桁に生じる水平変位を $u_{Fl}^{Py}$ 、基礎のロッキングによって桁に生じる水平変位を $u_{Fr}^{Py}$ とすれば、 $u_F^{Py}$ は、

$$u_F^{Py} = u_{Fl}^{Py} + u_{Fr}^{Py} \quad (4)$$

式(3)の $u_{Pf}^{Py}$ 、 $u_B^{Py}$ 、式(4)の $u_{Fl}^{Py}$ 、 $u_{Fr}^{Py}$ は、それぞれ次式によって求めることができる。

$$\begin{aligned} u_{Pf}^{Py} &= \frac{P_y}{k_p} ; u_B^{Py} = \frac{P_y}{k_B} \\ u_{Fl}^{Py} &= \frac{A_{\pi} - A_{\pi} h_0}{A_{ss} A_{\pi} - A_s A_{rs}} P_y \\ u_{Fr}^{Py} &= \frac{-A_{rs} + A_{ss} h_0}{A_{ss} A_{\pi} - A_s A_{rs}} P_y h_0 \end{aligned} \quad (5)$$

ここで、 $k_p$ ：橋脚の降伏剛性、 $k_B$ ：ゴム支承の剛性、 $A_{ss}$ ：地盤の並進ばね定数、 $A_{\pi}$ ：地盤の回転ばね定数、 $A_s = A_r$ ：基礎の並進と回転の連成ばね定数、 $h$ ：橋脚基部から慣性力作用位置までの高さ、 $h_0$ ：基礎底面から慣性力作用位置までの高さであ

る(図-1参照)。

さらに、橋に作用する地震力が大きくなると、橋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 $\Delta P$ 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最大水平変位 $u^{\max}$ は、次のように与えられる。

$$\begin{aligned} u^{\max} &= u_{Py}^{Py} + u_{Pp} + \Delta u_B + \Delta u_F \\ &= (u_{Pp}^{Py} + u_{Pp}) + (u_B^{Py} + \Delta u_B) + (u_{F1}^{Py} + \Delta u_{F1}) \\ &\quad + (u_{Fr}^{Py} + \Delta u_{Fr}) \end{aligned} \quad (6)$$

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、 $\Delta u_B$  : 増分地震力 $\Delta P$ 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、 $\Delta u_F$  : 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、 $\Delta u_{F1}$  :  $\Delta u_F$ の並進成分、 $\Delta u_{Fr}$  :  $\Delta u_F$ 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の塑性率は、次式のように与えられる。

$$\mu_s = \frac{u^{\max}}{u_{Py}} \quad (7)$$

以下、式(7)で与えられる $\mu_s$ を全体系塑性率と呼ぶ。

式(6)において、増分地震力 $\Delta P$ によってゴム支承や基礎に生じる変形により桁に生じる水平変位が小さければ、

$$u^{\max} \cong u_{Py}^{Py} + u_{Pp} \quad (8)$$

であるから、橋全体の塑性率は次のように与えられる。

$$\mu_s^s = \frac{u_{Py}^{Py} + u_{Pp}}{u_{Py}} \quad (9)$$

以下、式(7)によって与えられる全体系塑性率 $\mu_s$ と区別するため、式(9)によって与えられる $\mu_s^s$ を静的全体系塑性率と呼ぶ。

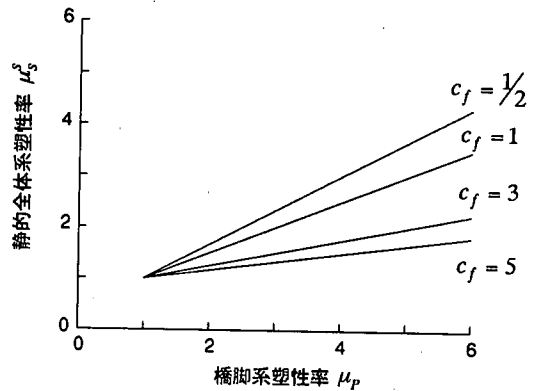


図-2 静的全体系塑性率 $\mu_s^s$ と橋脚系塑性率 $\mu_P$ の関係

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。

$$\mu_P = \frac{u_P^{\max}}{u_P^{Py}} = \frac{u_P^{Py} + u_{Pp}}{u_P^{Py}} \quad (10)$$

以下、式(10)で与えられる $\mu_P$ を橋脚系塑性率と呼ぶ。

式(9)に式(10)を代入することにより、橋脚系塑性率 $\mu_P$ と静的全体系塑性率 $\mu_s^s$ の間には、以下の関係がある。

$$\mu_s^s = 1 + \frac{\mu_P - 1}{1 + c_f} \quad (11)$$

ここで、 $c_f$ は橋脚の降伏耐力 $P_y$ に相当する水平力が作用した場合にゴム支承および基礎に生じる変形によって桁に生じる水平変位と、橋脚に生じる変形によって桁に生じる水平変位の比であり、次式で与えられる。

$$c_f = \frac{u_B^{Py} + u_F^{Py}}{u_P^{Py}} \quad (12)$$

以下、式(12)で与えられる $c_f$ を変形寄与係数と呼ぶ。

図-2は、式(11)により与えられる橋脚系塑性率 $\mu_P$ と静的全体系塑性率 $\mu_s^s$ の関係を示したものである。変形寄与係数 $c_f$ が大きくなるにつれ、静的全体系塑性率 $\mu_s^s$ は橋脚系塑性率 $\mu_P$ に比較して小さくなることを示している。

### 3. 解析対象橋とそのモデル化

解析対象としたのは、図-3に示すように5径間連

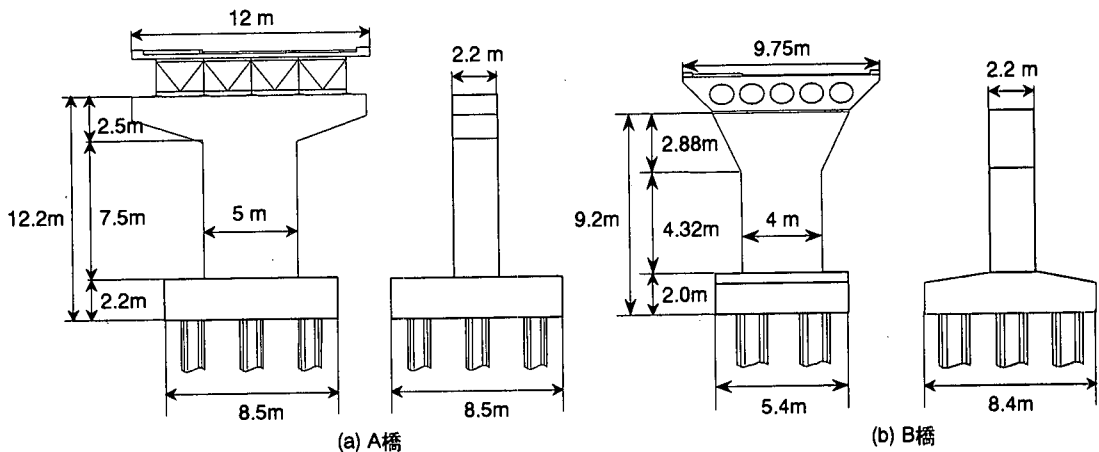


図-3 解析対象橋

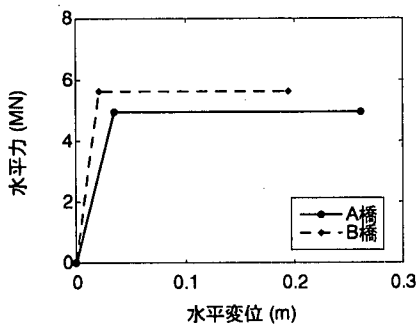


図-4 上部構造慣性力作用位置における水平力-水平変位の関係

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	A橋		B橋	
	剛性 (MN/m)	固有周期 (s)	剛性 (MN/m)	固有周期 (s)
1/4倍	6.02	2.12	5.76	2.70
2/4倍	12.04	1.55	11.52	1.97
3/4倍	18.06	1.30	17.28	1.65
1倍	24.08	1.16	23.04	1.47
2倍	48.16	0.91	46.08	1.15
3倍	72.24	0.82	69.12	1.02
5倍	120.40	0.73	115.20	0.90

続鋼 I 桁橋および4径間連続PC中空床版橋の中から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。以下、前者をA橋、後者をB橋と呼ぶ。いずれの橋も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、A橋が10m、5m×2.2mであるのに対してB橋では7.2m、4m×2mとなっている。橋脚の降伏剛性を用いて基本固有周期を求めると、A橋では1.16sであるのに対してB橋では1.47sとB橋の方が長い。これはB橋の上部構造がPCでA橋よりも重いことによるものである。図-4は、上部構造慣性力作用位置における水平力-水平変位の関係を示したものである。後述するように、道路橋示方書に規定されるII種地盤の設計加速度応答スペクトルに近くなるように平成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<sup>11)</sup>を位相特性は変えないで振動数特性で振幅調整<sup>12)</sup>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A橋では0.54m、0.28m、B橋では0.55m、0.40m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A橋、B橋の基本固有周期を示したもので

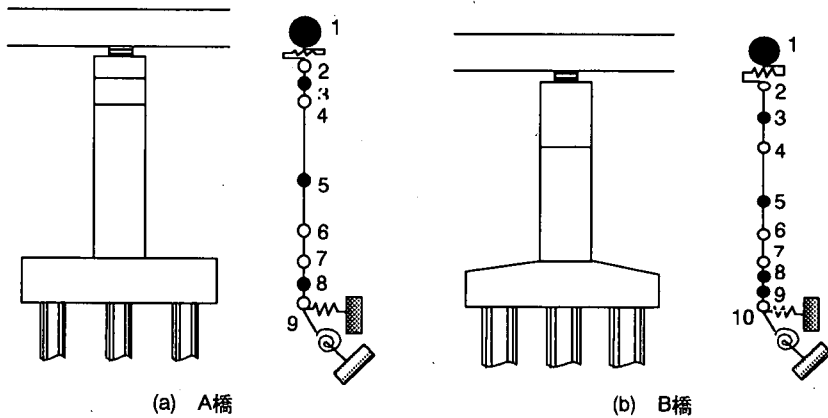


図-5 解析モデル

ある。

図-5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。できるだけ少数の要素分割で曲げモーメントのみならずせん断力の分布も正解に近づけるため、図-5の黒丸で示したように集中質量を与える節点と白丸で示すように材端と見なし、集中質量を与えない節点を設けた<sup>13)</sup>。非線形解析では、橋脚基部の塑性ヒンジを非線形はり要素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<sup>14)</sup>を用いた。A橋、B橋とも節点番号6~7区間が塑性ヒンジ区間である。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<sup>1)</sup>。解析に用いた橋脚躯体の曲げ剛性、塑性ヒンジ部における曲げモーメント~曲率関係、質量、地盤ばね定数を表-2に示す。

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<sup>1)</sup>。

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<sup>15)</sup>（以下、神戸記録と呼ぶ）、JR鷹取駅で観測されたNS成分記録<sup>12)</sup>を道路橋示方書に規定されるII種地盤の設計応答スペクトルに近くなるように位相特性を変化させないで振動数領域で振幅調整した波形（以下、修正鷹取記録と呼ぶ）、昭和58年日本海中部地震によ

表-2 解析橋の特性

特性		A橋	B橋
重量 (MN)	桁	6.28	9.75
	橋脚横梁	1.40	0.79
	橋脚躯体	2.06	0.86
	フーチング	3.97	2.14
橋脚躯体の曲げ剛性 ( $\times 10^4 \text{MN}\cdot\text{m}^2$ )		4.16	2.90
塑性ヒンジ部における曲げモーメント-曲率関係	降伏モーメント (MN $\cdot$ m)	49.56	40.61
	降伏曲率 ( $\times 10^4$ 1/m)	11.88	14.02
	終局モーメント (MN $\cdot$ m)	49.56	40.61
	終局曲率 ( $\times 10^4$ 1/m)	229.90	273.30
ゴム支承の水平剛性 (MN/m)		24.08	23.04
地盤ばね定数	$A_{ss}$ ( $\times 10^3 \text{MN/m}$ )	2.76	3.23
	$A_{sr}$ ( $\times 10^3 \text{MN}\cdot\text{m/m}$ )	-4.45	-4.31
	$A_{rr}$ ( $\times 10^4 \text{MN}\cdot\text{m/rad}$ )	3.92	2.06

り津軽大橋周辺地盤上で観測された橋軸方向成分<sup>16)</sup>を道路橋示方書に規定されるIII種地盤の設計応答スペクトルに近くなるように振動数領域で振幅調整した波形（以下、修正津軽記録と呼ぶ）の3種類である。図-6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、A橋、B橋のそれぞれに対して地震動を3種類に、またゴム支承の剛性を7種類に変化させ、合計58ケースに対する解析を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の両者により行った。

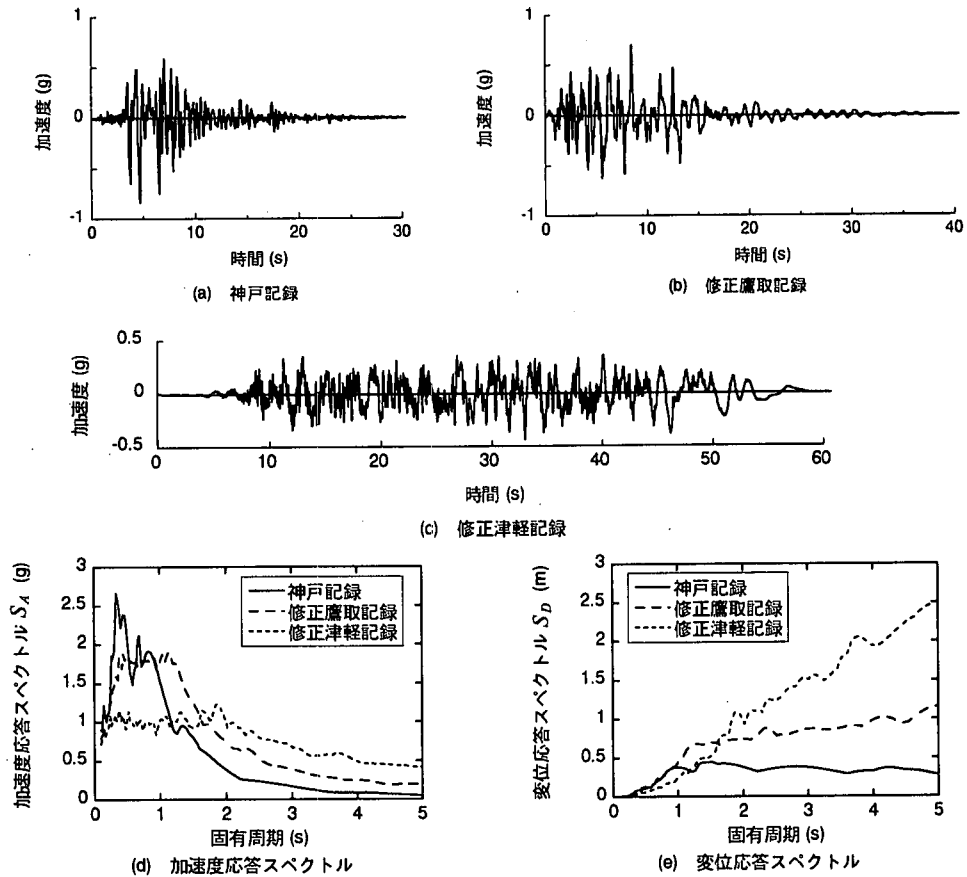


図-6 入力地震動と応答スペクトル

図-7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(6)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 $u_{Fy}^{Py}$ ,  $u_{FP}$ , 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 $u_{F1}^{Py} + \Delta u_{F1}$ ,  $u_{F2}^{Py} + \Delta u_{F2}$ に分けて、神戸記録を作用させた場合のA橋を例として示した結果である。図-7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。

このような関係を、最大応答に着目して3種類の地震動を受けるA橋に対して示した結果が図-8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-9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A橋に対して比較した結果である。加速度応答に関しては、固有周期が短い領域では線形解析の方が非線形解析よりもかなり大きい値を与えるが、修正鷹取記録を作用させた場合を除くと固有周期が1.5s程度となると両者の違いは小さくなっていく。ただし、修正鷹取記録を作用させた場合には、固有周期が2.0s以上にならないと、線形解析と非線形解析は同じ値を与えない。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のは、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。

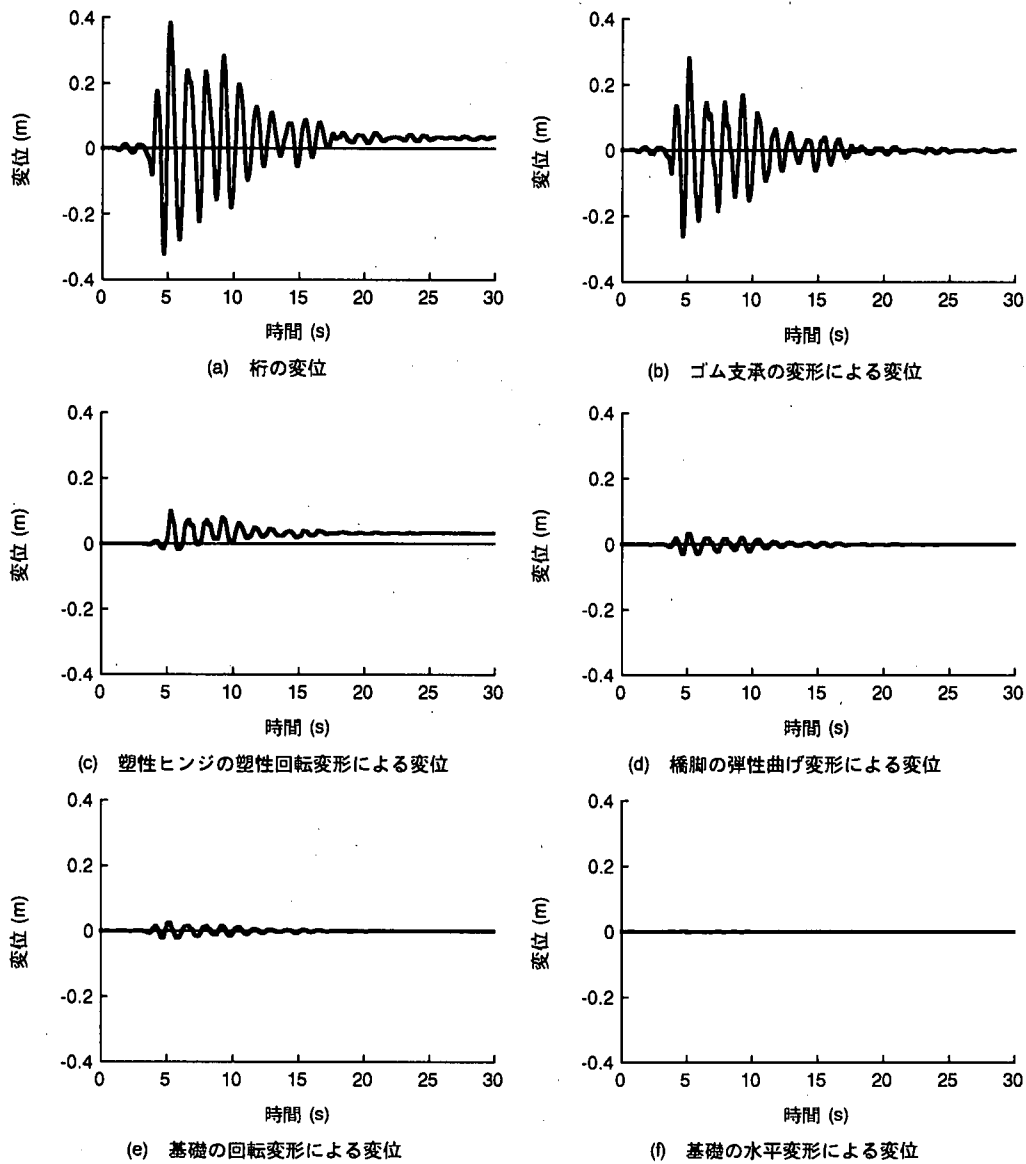


図-7 桁の応答変位に寄与する各構造部分の変形（A橋、神戸記録が作用した場合）

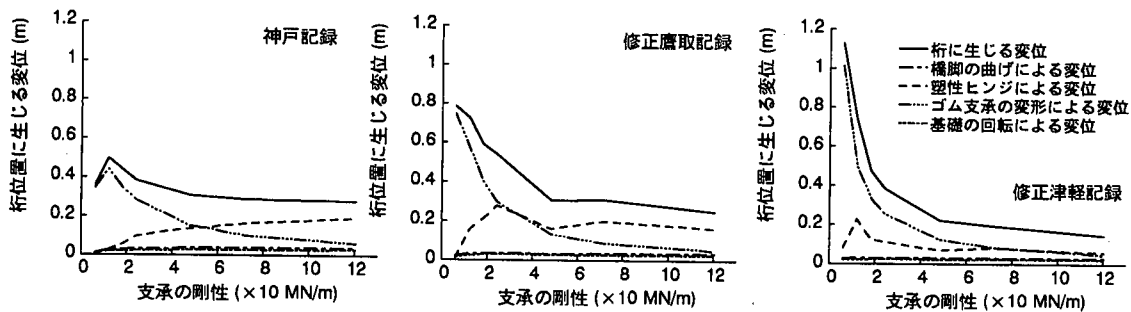


図-8 桁の応答変位に寄与する各構造部分の最大応答（A橋の場合）

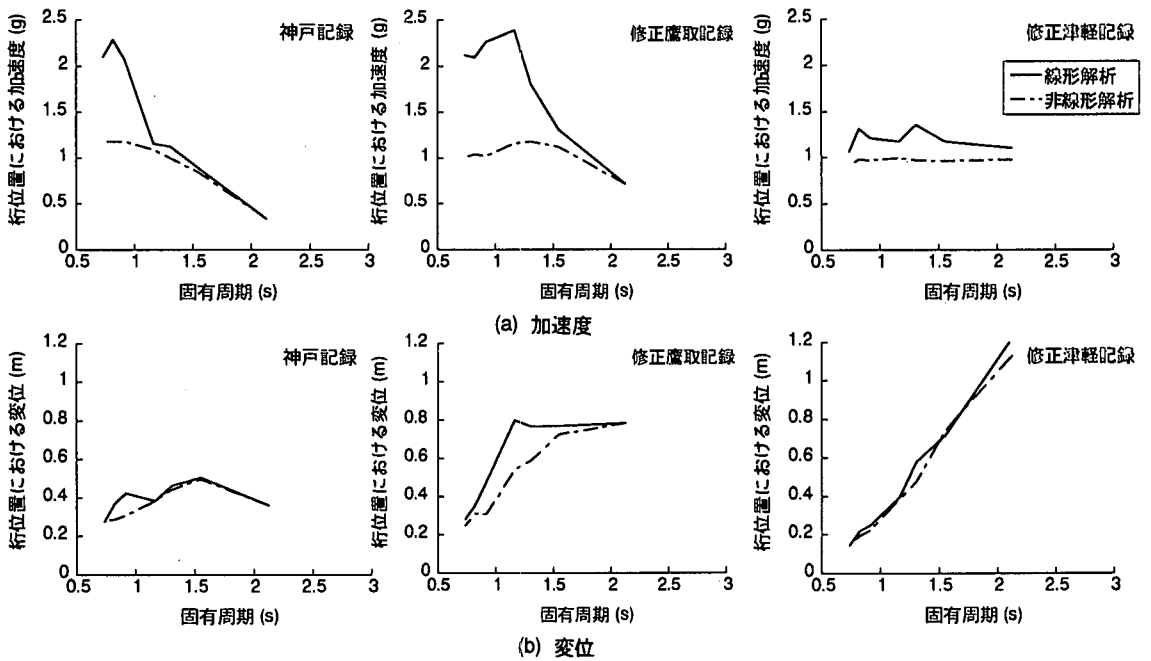


図-9 桁に生じる最大応答加速度と最大応答変位 (A橋の場合)

表-3 変形寄与係数  $C_f$

剛性比率	A橋	B橋
1/4倍	24.2	47.6
2/4倍	12.4	24.4
3/4倍	8.48	16.6
1倍	7.8	12.8
2倍	3.55	6.98
3倍	2.56	5.05
5倍	1.78	3.5

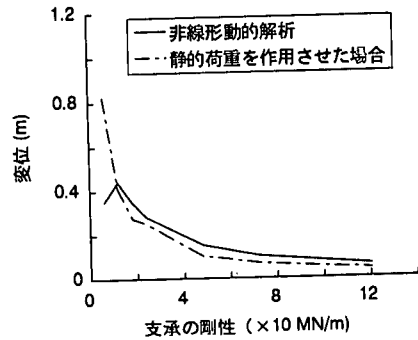


図-10 ゴム支承の変形によって桁に生じる変位 (A橋, 神戸記録を作用させた場合)

## 5. 塑性率の特性

### (1) 全体系塑性率 $\mu_s$ と静的全体系塑性率 $\mu_s^s$ の関係

式(7)による全体系塑性率  $\mu_s$  と式(9)による静的全体系塑性率  $\mu_s^s$  の関係を検討する。両者に差が生じるのは、増分地震力  $\Delta P$  によってゴム支承や基礎に生じる変形のためである。解析対象橋に対して  $c_f$  を求めると、表-3のようになる。ゴム支承の剛性が

小さい場合には、 $c_f$  は10以上と大きな値となる場合があることがわかる。これは、橋脚の降伏変位よりもゴム支承や基礎の変形の方がはるかに大きいことを意味している。

このように、桁の変位に対してはゴム支承の変形の影響の方が基礎の変形の影響よりも大きいため、ゴム支承の変形によって桁に生じる最大変位を求めた結果が図-10である。ここでは、神戸記録を作用さ



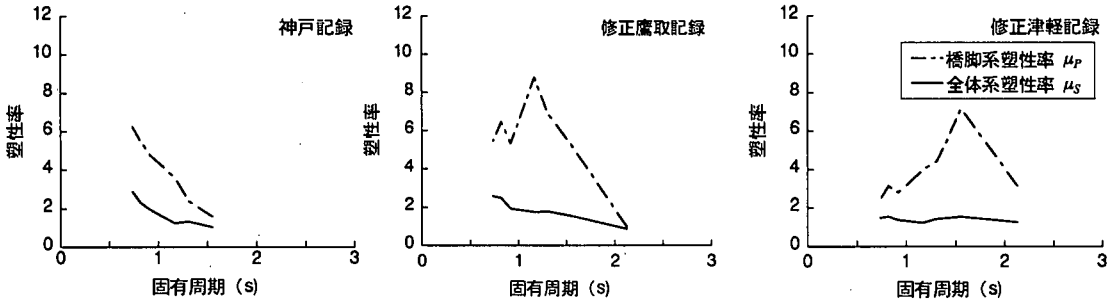


図-11 橋脚系塑性率  $\mu_p$  と全体系塑性率  $\mu_s$  の関係 (A 橋の場合)

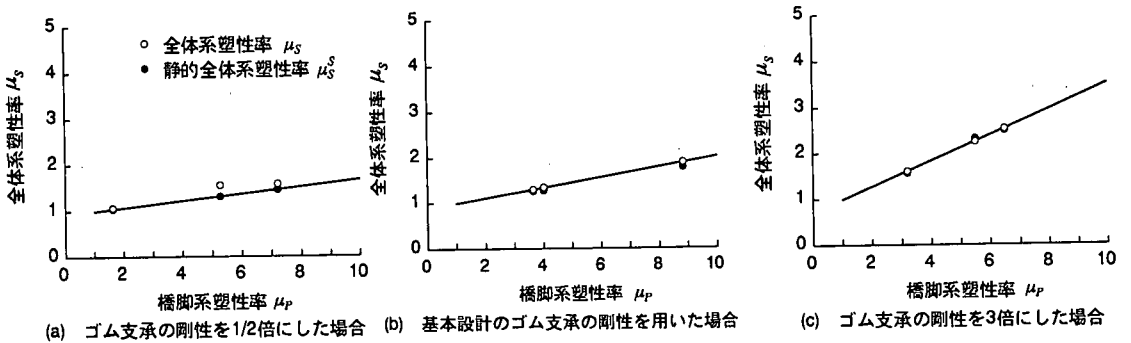


図-12 全体系塑性率  $\mu_s$  と静的全体系塑性率  $\mu_s^s$  の比較 (A 橋の場合)

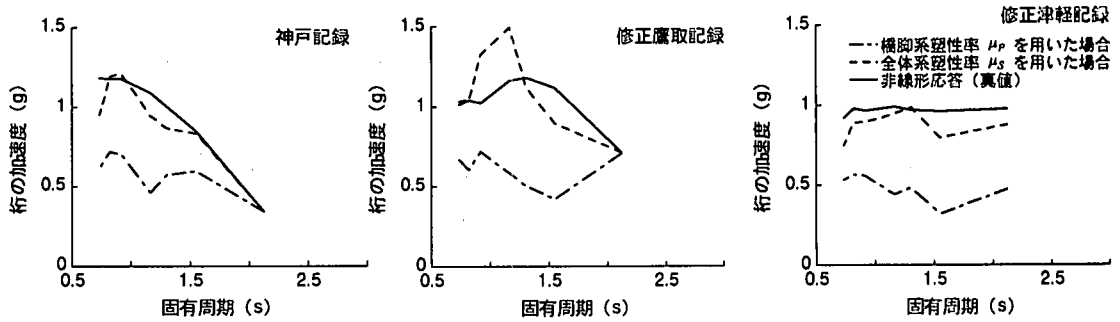
せた場合のA橋の例を示しているが、他の条件でもこれと同じような結果が得られている。図-10において、非線形解析結果とは式(6)の  $u_B^{P_y} + \Delta u_B$  を表し、線形解析結果とは  $u_B^{P_y}$  を表す。したがって、両者の差が  $\Delta u_B$  である。  $\Delta u_B$  は全体としてはそれほど大きな値ではない。したがって、耐震設計に際しては、  $u_B^{P_y} + \Delta u_B$  を事前に知ることはできないため、  $u_B^{P_y} + \Delta u_B$  のかわりに  $u_B^{P_y}$  を用いることが提案される。しかし、本解析においては設計手法の検討が目的であるため、解析的に正しく求められる値についてはできるだけ正確な値を用いるという趣旨で、以下、式(7)による全体系塑性率  $\mu_s$  を用いる。

## (2) 全体系塑性率 $\mu_s$ と橋脚系塑性率 $\mu_p$ の関係

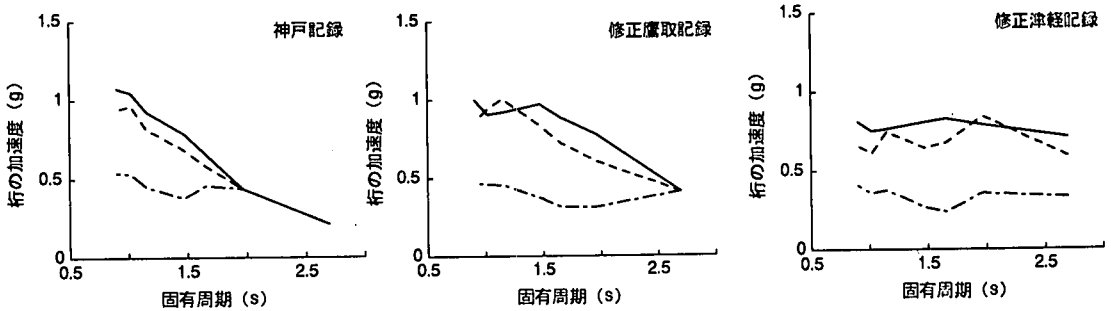
全体系塑性率  $\mu_s$  と橋脚系塑性率  $\mu_p$  の関係をA橋に対して示すと図-11のようになる。これは、  $\mu_s$  と  $\mu_p$  を橋の基本固有周期の関数としてプロットしたものである。橋脚系塑性率  $\mu_p$  に比較して全体系塑性率  $\mu_s$  は  $1/2 \sim 1/5$  程度と小さくなっている。長周期になると両者が接近していくのは、前述したように、

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  $\mu_p$  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。表-1に示したように、基本固有周期はA橋では  $0.7s \sim 2.1s$  であり、この固有周期帯域の変位応答スペクトル(図-6)をみると、神戸記録ではほぼ一定であるのに対して、修正鷹取記録は増加域から一定域にまたがっており、また修正津軽記録は増加域である。したがって、修正鷹取記録と修正津軽記録を作用させた場合には橋脚の応答変位は入力地震動の変位応答スペクトルに沿うようにある固有周期までは増加し、ここでピーク値を取った後、これよりさらに固有周期が長くなると、ゴム支承に変形が集中し、橋脚の負担が軽くなる結果減少していく。これに対して、神戸記録の場合には、変位応答スペクトルが一定の領域にあるため、桁の応答変位は固有周期が長くなっても大きく変わる



(a) A橋



(b) B橋

図-13 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

らないが、固有周期が長くなるにつれてゴム支承の変形が増加し、橋脚の負担が減少する結果、橋脚の応答変位は単調に減少する。

これに対して、全体系塑性率 $\mu_s$ は橋脚系塑性率 $\mu_p$ ほど固有周期によって変わらない。これは、全体系塑性率 $\mu_s$ はゴム支承の変形によって桁に生じる変位 $u_B^{Fy}$ の影響を大きく受けるためである。

A橋を対象に、主要なゴム支承の剛性ごとに、全体系塑性率 $\mu_s$ と橋脚系塑性率 $\mu_p$ の関係を示すと、図-12のようになる。図中には、表-3に示した変形寄与係数 $c_f$ を用いて式(11)により求めた静的全体系塑性率 $\mu_s^s$ と橋脚系塑性率 $\mu_p$ の関係も示している。

これによれば、式(11)による静的全体系塑性率 $\mu_s^s$ と橋脚系塑性率 $\mu_p$ の関係は非線形動的解析から求めた全体系塑性率 $\mu_s$ と橋脚系塑性率 $\mu_p$ の関係をよく表していることがわかる。B橋の結果についてはここには示さないが、同様の結果が得られている。

## 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、

$$P_a \geq F_{NL} \quad (13)$$

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、

$$P_a \geq F_L / R \quad (14)$$

橋の有効重量を $W$ 、桁に生じる最大線形加速度を $a_L^{\max}$ とすれば、 $F_L$ は、

$$F_L = W \cdot a_L^{\max} / g \quad (15)$$

ここで、 $g$ は重力の加速度である。

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

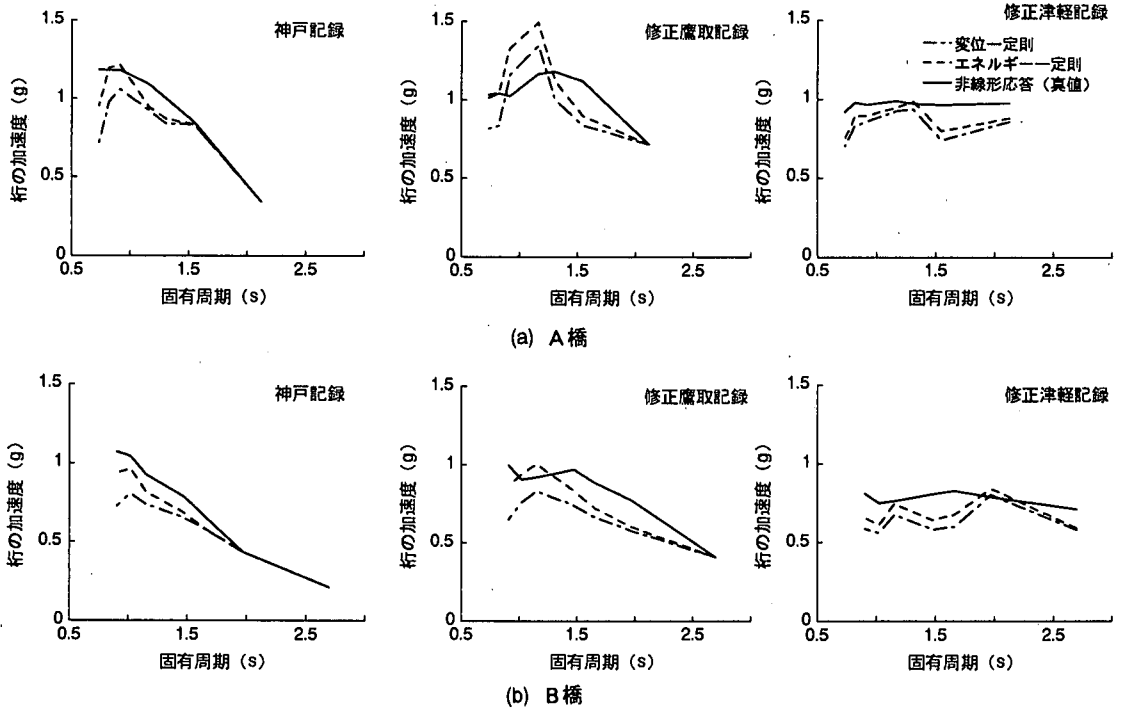


図-14 桁の加速度の推定に対するエネルギー一定則と変位一定則の適用性の比較  
(全体系塑性率 $\mu_s$ を用いた場合)

定則が用いられる場合が多い<sup>17), 18), 6)</sup>。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。ただし、道路橋示方書では、荷重低減係数の算出に際して橋脚の許容塑性率が用いられている。これは設計前には橋脚に生じる応答塑性率はわからないが、一般には橋脚に許容される塑性率をできるだけ有効に使いきるように耐震設計される場合が多いことから、応答塑性率の代わりに許容塑性率が用いられているものである。ここでは、耐震設計が目的ではないため、実際非線形動的解析によって求められた応答塑性率を用いて、以下の解析を進めることとする。ただし、前述したように、塑性率としては全体系塑性率 $\mu_s$ と橋脚系塑性率 $\mu_p$ 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

$$R_p^E = \sqrt{2\mu_p - 1} \quad (16)$$

$$R_s^E = \sqrt{2\mu_s - 1} \quad (17)$$

2) 変位一定則に基づく場合

$$R_p^D = \mu_p \quad (18)$$

$$R_s^D = \mu_s \quad (19)$$

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(16)、式(17)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-13である。これによれば、式(17)のように全体系塑性率 $\mu_s$ 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(16)のように橋脚系塑性率 $\mu_p$ 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っ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 $\mu_p$ 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、

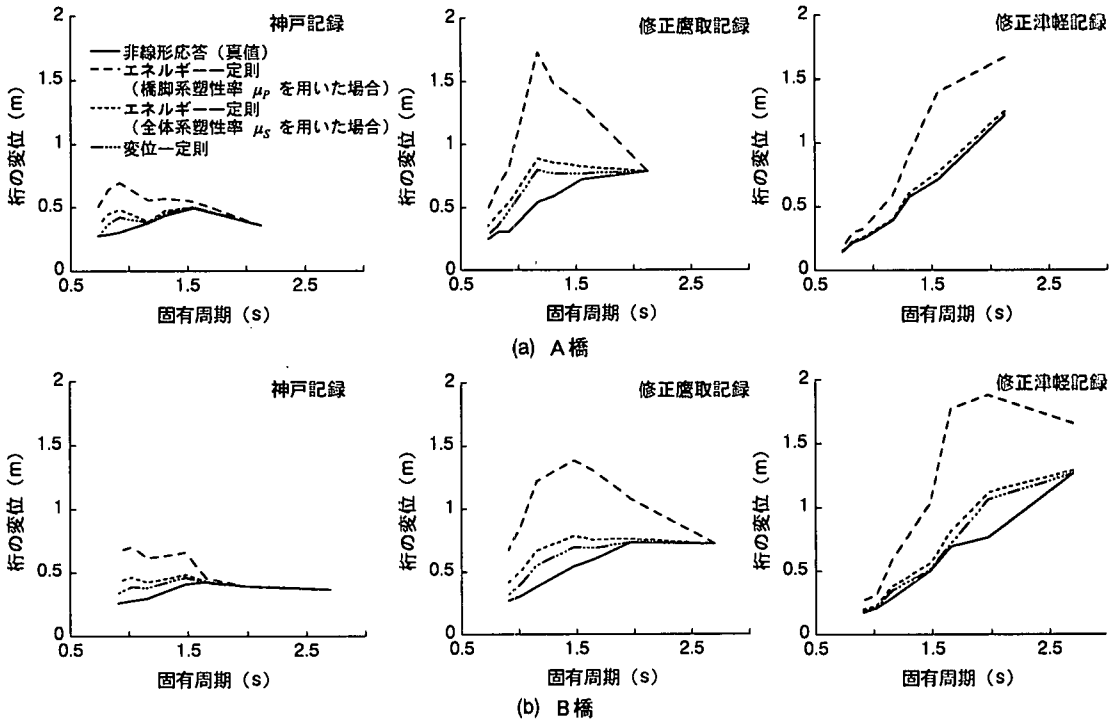


図-15 桁の変位に対するエネルギー一定則と変位一定則の比較

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 $\mu_P$ を用いて式(16)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-13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 $\mu_S$ に基づいて荷重低減係数 $R$ を求めると、修正鷹取記録を作用させたA橋のように、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 $\mu_P$ 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 $\mu_S$ 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-14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 $a_N^{\max}$ を過小評価する度合いが少なく、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。したがって、修正鷹取記録のような地震動を主体として解析すれば、エネルギー一定則よりも変位一定則の方が非線形動的解析によって求めた桁の加速度 $a_N^{\max}$ との一致度が良いという結論が導かれる可能性もあるが、線形応答では入力地震動との共振が顕著に現れやすく、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。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. 塑性率と変位増幅係数

橋脚が非線形域に入った後に桁に生じる非線形最大変位 $u^{\max}$ を弾性応答変位 $u_L^{\max}$ から推定するためには、変位増加係数 $I$ を用いて、一般に次のように与えられる。

$$u^{\max} = u_L^{\max} \cdot I \quad (20)$$

変位増加係数 $I$ についてもエネルギー一定則と変位一定則、全体系塑性率 $\mu_s$ と橋脚系塑性率 $\mu_P$ の違いを考慮すると、次の値が得られる。

### 1) エネルギー一定則に基づく場合

$$I_P^E = \frac{\mu_P}{\sqrt{2\mu_P - 1}} \quad (21)$$

$$I_s^E = \frac{\mu_s}{\sqrt{2\mu_s - 1}} \quad (22)$$

### 2) 変位一定則に基づく場合

$$I_s^D = I_P^D = 1 \quad (23)$$

図-15は、式(21)～式(23)により線形応答変位から非線形応答変位を推定し、これと非線形動的解析によって求めた桁の変位を比較した結果である。橋脚系塑性率 $\mu_P$ を用いて式(21)により変位増加係数 $I$ を求めると著しく非線形動的解析から求められる桁の変位を過大評価することがわかる。式(22)のように全体系塑性率 $\mu_s$ を用いて変位増加係数 $I$ を求めた場合と式(23)のように変位一定則によって変位増加係数 $I$ を求めた場合とでは大きな違いはないが、やや変位一定則によって求めた場合の方が真値との一致度はよい。

## 8. 結論

水平反力分散形式橋梁のように、橋脚の塑性ヒンジ化によって桁に生じる変位に比較してゴム支承の変形によって桁に生じる変位が大きい場合には、橋脚系の応答塑性率に基づいて地震時保有耐力法により地震力を求めると過小評価となる場合があることを、橋脚系塑性率 $\mu_P$ 、全体系塑性率 $\mu_s$ の観点から検討した。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 $\mu_s$ は橋脚系塑性率 $\mu_P$ 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 $R$ や変位増幅係数 $I$ 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 $\mu_s$ に基づいて求める必要がある。橋脚系塑性率 $\mu_P$ 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。同様に、式(20)の変位増加係数 $I$ も全体系塑性率 $\mu_s$ に基づいて求める必要がある。橋脚系塑性率 $\mu_P$ を用いて変位増加係数 $I$ を求めると、桁の応答変位を過大評価する。

3) 全体系塑性率 $\mu_s$ は、橋脚の降伏耐力に相当する水平力を基礎、支承、上部構造系に静的に作用させた場合の桁の変位から求めることができる。このようにして求めた静的全体系塑性率 $\mu_s^s$ は全体系塑性率 $\mu_s$ と大きく変わらない。

4) 全体系塑性率 $\mu_s$ 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度合い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。同様に、全体系塑性率 $\mu_s$ に基づく変位増加係数 $I$ を用いて弾性応答変位から非線形応答変位を推定すると、変位一定則とエネルギー一定則には大きな違いは生じないが、やや変位一定則の方がエネルギー一定則よりも非線形動的解析によって求めた桁の変位との一致度がよい。ただし、これらについては、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. of 2nd World Conference on Earthquake Engineering, pp.895-912, 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*, Balkema, pp.131-138, 1997.
- 6) Priestley, M. J. N., Seible, F. and Calvi, G. M. : *Seismic Design and Retrofit of Bridges*, John Wiley & Sons, New York, pp.102-106, 1996 (川島一彦監訳：橋梁の耐震設計と耐震補強, 技報堂, 1998) .
- 7) Ciampoli, M. and Pinto, P. E. : Effects of Soil-Structure Interaction on Inelastic Seismic Response of Bridge Piers, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.121, No.5, pp.806-814, 1995.5.
- 8) 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, 土木学会, Vol.42A, pp.615-626, 1996.3.
- 9) 足立幸郎, 運上茂樹, 越峠雅博：免震支承一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, 土木学会, pp.29-32, 1998.1.
- 10) (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.
- 11) Nakamura, Y. : Waveform and its Analysis of the 1995 Hyogo-ken Nanbu Earthquake, *JR Earthquake Information*, No. 23c, 1995.
- 12) 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.
- 13) 川島一彦, 長谷川金二：震度法による連続橋の耐震設計法, 橋梁と基礎, 90-10, pp.37-45, 1990.10.
- 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.
- 16) 建設省土木研究所：土木構造物における加速度強震記録(No.10), 土木研究所彙報, 第43号, 1985.2.
- 17) California Department of Transportation : *Seismic Design References*, 1990.
- 18) Technical Committee CEN/TC250 : *Eurocode-8, Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures, Part 2 - Bridges*, 1994.

(1998.6.17 受付)

## EFFECT OF THE DIFFERENCE OF COLUMN DUCTILITY FACTOR AND SYSTEM DUCTILITY FACTOR ON THE EVALUATION OF LATERAL FORCE IN THE DUCTILITY DESIGN METHOD

Miho ITABASHI, Kazuhiko KAWASHIMA and Gaku SHOJI

This paper presents an analysis on the importance of clarifying the difference of column ductility factor and system ductility factor for two bridges which are supported by flexible elastomeric bearings. Assuming a column-foundation-elastomeric bearing-deck system, the relation of column ductility factor and the system ductility factor is presented. It is found from a series of nonlinear and linear dynamic response analysis that the deck accelerations evaluated by the force reduction factors based on the system ductility factor are closer to the deck accelerations computed by the nonlinear dynamic response analysis while the deck accelerations evaluated by the force reduction factors based on the column ductility factor are extremely underestimated. It is also found that the deck displacements evaluated by the displacement increasing factor based on the column ductility factors are overestimated. It is thus concluded that the system ductility factor should be used to evaluate the force reduction factor for deck accelerations and the displacement increasing factor for deck displacements.