

### 3. 非線形応答に関する検討

#### 3.1 荷重ベース設計法に用いる荷重低減係数

##### 3.1.1 現状と課題

地震時保有耐力法など橋脚の非線形領域での地震応答を考慮した荷重ベース耐震設計法では、弾性応答から求められる地震力を荷重低減係数  $R_\mu$  で除して弾塑性系の要求耐力を設定する。その際、荷重低減係数  $R_\mu$  はエネルギー一定則や変位一定則などの経験則に基づいて設定されることが多い。

荷重低減係数  $R_\mu$  に関して初期の段階で定式化を行ったのは Newmark and Hall [3.1.1] らである。Newmark らは短周期構造物ではエネルギー一定則が、また長周期構造物では変位一定則の適用性が良いことを指摘し、その後の多くの国の耐震基準に影響を与えた [3.1.2]。その後、荷重低減係数  $R_\mu$  に関する研究は Miranda and Bertero [3.1.3] や Nassar and Krawinkler [3.1.4] など多くの研究者らによって行われてきた。なかでも Miranda and Bertero は荷重低減係数  $R_\mu$  に関する既往の研究の詳細なレビューを行うとともに、自らも地盤条件を考慮した荷重低減係数  $R_\mu$  の定式化を行っている。わが国でも山本ら [3.1.5] や渡邊、川島 [3.1.6] はわが国で観測された地震動記録をもとに同様の研究を行っている。ここでは、渡邊、川島による最近の検討結果に基づき、弾性系と塑性系に仮定する粘性弾性係数の与えかた、荷重低減係数  $R_\mu$  の固有周期および地盤条件依存性、荷重低減係数  $R_\mu$  の新しい定式化、エネルギー一定即や変位一定即の精度に関して示す。

##### 3.1.2 荷重低減係数の定義と定式化

1 自由度の完全弾塑性系でモデル化された構造系において、荷重低減係数  $R_\mu$  は図 3.1.1 に示す弾性応答から求まる復元力の最大値  $F_R^{EL}$  を弾塑性系の降伏耐力  $F_Y^{NL}$  で除して求められる。したがって、構造系に生じると予想されるじん性率 (以下、目標じん性率と呼ぶ) を  $\mu_T$  とするとき、固有周期  $T$  の系における荷重低減係数  $R_\mu(T, \mu_T)$  は次式で定義される。

$$R_\mu(T, \mu_T, h_{EL}, h_{NL}) = \frac{F_R^{EL}(T, h_{EL})}{F_Y^{NL}(T, \mu_T, h_{NL})} \quad (3.1.1)$$

ここで、我が国では、一般に構造部材の変形性能を表す際にはじん性率、構造部材の応答を表す際には塑性率と呼ぶ場合が多い。しかし、英語では Ductility Capacity、Response Ductility とともに Ductility という表現を用いていることから分かるように、じん性率、塑性率といった使い分けは必要ないと考えられる。このため、ここでは、橋脚に生じる非線形応答を応答じん性率と呼ぶこととし、応答の目標として生じるじん性率を目標じん性率と呼ぶ。

式(3.1.1)において、 $h_{EL}$  および  $h_{NL}$  は弾性系および弾塑性系に仮定する減衰定数であるが、これをどのように与えるかは良く検討しておかなければならない。従来の研究では両者を単純にともにも 0.05 と仮定したものが多く、構造物の減衰作用には、粘性減衰、履歴減衰、構造減衰、逸散減衰などいろいろなものがあり、線形解析ではこれらをまとめて粘性減衰として扱う場合が多い。一方、非線形解析でも構造部材の履歴減衰のように解析に伴って自動的に取り入れられる工

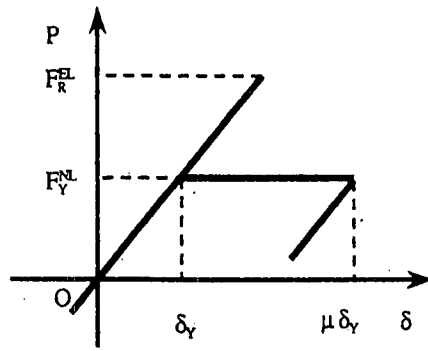


図3.1.1 弾塑性系の復元力応答

エネルギー吸収以外の原因による減衰を粘性減衰として与えることが多い。

いま、構造物の主たる非線形性による履歴吸収エネルギーと等価なエネルギー吸収をする1自由度系の減衰定数を  $h_{NP}$ 、履歴減衰以外の減衰作用によって吸収されるエネルギー量と等価な1自由度系の減衰定数を  $h_{NS}$  とすれば、系全体の等価減衰定数  $h_{eq}$  は、

$$h_{eq} = h_{NP} + h_{NS} \quad (3.1.2)$$

したがって、式(3.1.1)において、弾性応答および非線形応答を求める際に、式(3.1.2)のどの減衰定数を用いるべきかが重要である。もし、弾性応答、非線形応答ともに  $h_{eq}$  を用いる ( $h_{EL} = h_{NL} = h_{eq}$ ) とすれば、式(3.1.1)で与えられる荷重低減係数においては弾性応答と非線形応答の違いのほかに、非線形応答に主たる非線形性による履歴減衰が二重に考慮されることによる影響が入ってくる。これに対して、弾性解析には  $h_{eq}$  を、非線形解析には  $h_{NS}$  を用いる ( $h_{EL} = h_{eq}$ 、 $h_{NL} = h_{NS}$ ) とすれば、等価減衰定数としては弾性系、非線形系ともに同じ状態を想定しているため、弾性応答と非線形応答の違いだけが式(3.1.1)の荷重低減係数に現れることとなる。

いずれの方法がよいかは荷重低減係数をどのように用いるかによるが、従来の研究では、 $h_{EL} = h_{NP} = h_{eq}$  とみなし、 $h_{eq} = 0.05$  としている場合がほとんどである。渡邊、川島はこの点を検討するため、 $h_{EL} = 2\%$ 、 $h_{NL} = 5\%$  とした場合の他、 $h_{EL} = h_{NL} = 0.02$  および  $0.05$  とした場合についても検討している。

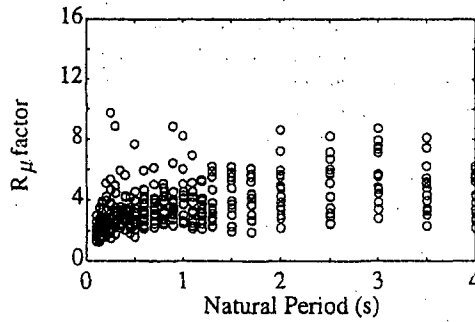
これについて示す前に、荷重低減係数を固有周期  $T$  やさまざまなパラメーターで定式化する試みはさまざまな研究者たちにより行われているので、その中から代表的な研究を2つ示す。

Miranda and Bertero は  $h_{EL} = h_{NL} = 0.05$  と仮定して、124成分の地震動記録に対する弾塑性応答から、地盤条件別に次式のように荷重低減係数  $R_\mu$  を定式化した [3.1.3].

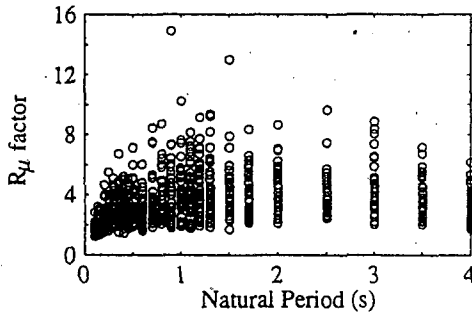
$$R_\mu = \frac{\mu - 1}{\Phi} + 1 > 1 \quad (3.1.3)$$

ここで、 $\Phi$  は地盤条件ごとに、じん性率  $\mu$  および固有周期  $T$  の関数として以下のように与えられている。地盤種別は上から順に岩盤、沖積層、軟弱地盤である。

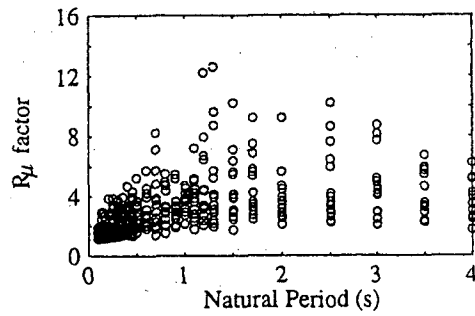
$$\Phi = \begin{cases} 1 + \frac{1}{10T - \mu T} - \frac{1}{2T} \exp \left[ -\frac{3}{2} \left( \ln T - \frac{3}{5} \right)^2 \right] \\ 1 + \frac{1}{12T - \mu T} - \frac{2}{5T} \exp \left[ -2 \left( \ln T - \frac{1}{5} \right)^2 \right] \\ 1 + \frac{T_g}{3T} - \frac{3T_g}{4T} \exp \left[ -3 \left( \ln \frac{T}{T_g} - \frac{1}{4} \right)^2 \right] \end{cases} \quad (3.1.4)$$



(a) I種地盤



(b) II種地盤



(c) III種地盤

図 3.1.2 地震動ごとの荷重低減係数のばらつき ( $\mu_T=4$  の場合)

ここで  $T_g$  は地震動の卓越周期 (減衰定数 0.05 の速度応答スペクトルがピークをとる周期) である。Miranda らが荷重低減係数  $R_\mu$  を式(3.1.3), 式(3.1.4)のように与えたのは, 以下の条件を満足するためである。

$$\lim_{T \rightarrow 0} R_\mu = 1 ; \lim_{T \rightarrow \infty} R_\mu = \mu \quad (3.1.5)$$

また, Nassar and Krawinkler は  $h_{EL} = h_{NL} = 0.05$  と仮定し, 15 成分の地震動記録に対する完全弾塑性系の応答から, 荷重低減係数  $R_\mu$  を次式のように定式化した [3.1.4].

$$R_\mu = [c(\mu - 1) + 1]^{1/c} \quad (3.1.6)$$

ここで,

$$c(T, \alpha) = \frac{T^a}{1 + T^a} + \frac{b}{T} \quad (3.1.7)$$

ここで,  $\alpha$  は初期剛性に対する二次剛性の比である。Nassar and Krawinkler は剛性劣化型の履歴特性が荷重低減係数  $R_\mu$  に及ぼす影響について検討し, 履歴特性の違いは荷重低減係数  $R_\mu$  に大きな影響を与えないが, 剛性比  $\alpha$  は荷重低減係数  $R_\mu$  に影響を与えるとして, 異なる剛性比  $\alpha$  ごとに式(3.1.7)の係数  $a, b$  を与えている。

### 3.1.3 荷重低減係数の特性と定式化

渡邊、川島はわが国の地盤上で観測された 70 成分の強震記録に基づいて式(3.1.1)から荷重低減係数を求めている。解析に用いられた記録を道路橋示方書の地盤種別によって分類すると, I種, II種, III種地盤に対して, それぞれ 16, 39, 15 成分となる。震源深さが 60 km 以浅の浅発地震を対象としている。

図 3.1.2 は, 目標じん性率  $\mu_T=4$  とした場合の荷重低減係数  $R_\mu$  を各地盤種別ごとに示した一例である。荷重低減係数は地震動ごとに大きなばらつきがあり, そのばらつきは目標じん性率  $\mu_T$

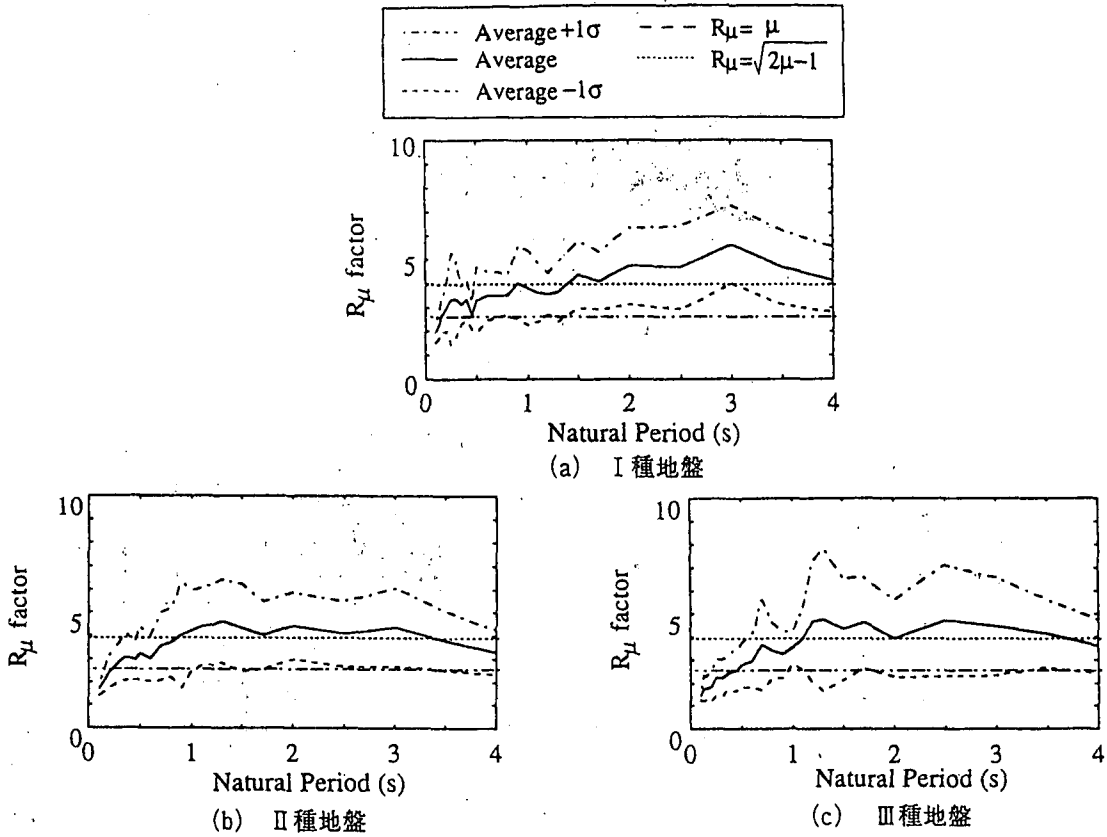


図 3.1.3 荷重低減係数の平均値

が大きくなるにつれて大きくなる。荷重低減係数は地盤種別によっても変化するが、地震動ごとのばらつきに比較すると、地盤種別による変化は必ずしも大きくない。I種地盤では固有周期 0.5 秒までは、全体として固有周期の増大に伴って荷重低減係数  $R_\mu$  は増加するが、その後固有周期  $T=1.5$  秒まではほぼ一定となる。これに対して、II種地盤、III種地盤の場合にはそれぞれ固有周期 1.2 秒、1.5 秒程度までは荷重低減係数  $R_\mu$  は固有周期の増大とともに増加する。

図 3.1.3 は全地震動記録に対する荷重低減係数の平均値と平均値±標準偏差  $\sigma$  を示した結果である。図中には後述するエネルギー一定則および変位一定則から推定される荷重低減係数の値も示している。平均値で見ると、いずれの場合にも荷重低減係数の固有周期依存性は単純な形状となり、短周期領域では小さく、これがある固有周期 (0.5~1.5 秒) に至るまでは徐々に増加していき、その後は固有周期の増加に伴って緩やかに減少するかほぼ一定値となる。固有周期が 4 秒程度と長くなると、 $\mu_T = 4$  の場合には  $R_\mu = 4$  に収れんし、変位一定則によって与えられる値に近づく。またエネルギー一定則による値はこの解析で求められた平均値-標準偏差に近い値を与える。

図 3.1.4 は荷重低減係数の標準偏差が固有周期によってどのように変化するかを示した結果である。荷重低減係数の標準偏差の固有周期依存性は上述した荷重低減係数自体の固有周期依存性と似ており、固有周期 1~3 秒程度で最も大きく、これよりも短周期側、長周期側ではともに小さくなる。これは地盤種別によってはあまり変化しない。図 3.1.5 には、荷重低減係数の標準偏差が目標じん性率によってどのように変化するかを示す。目標じん性率  $\mu_T$  が大きくなると、標準偏差  $\sigma$  も大きくなり、これを回帰すると、おおよそ以下のように与えることができる。

$$\sigma(R_\mu) = -0.3 + 0.4 \mu_T \quad (3.1.8)$$

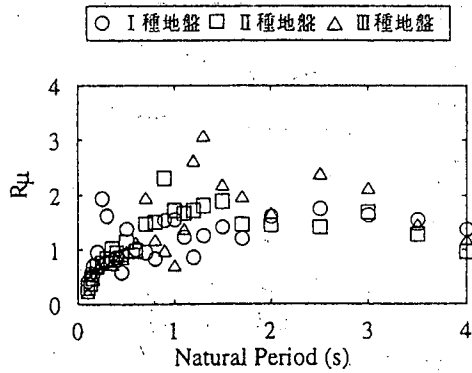


図 3.1.4 荷重低減係数の標準偏差の固有周期依存性

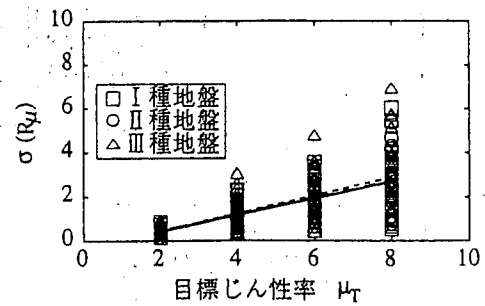


図 3.1.5 荷重低減係数の標準偏差～目標じん性率の関係

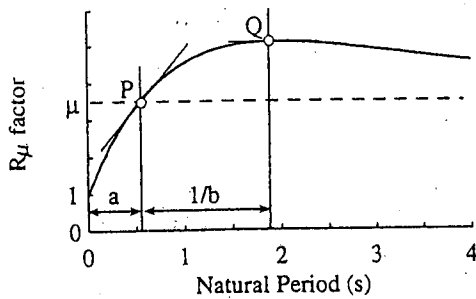


図 3.1.6 回帰モデルの係数  $a$  および  $1/b$  の物理的意味

表 3.1.1 荷重低減係数の回帰係数

$\mu_T$	係数	地盤条件		
		I種	II種	III種
2	a	1.29	1.12	2.35
	b	2.77	2.18	1.69
4	a	1.24	0.989	1.52
	b	2.39	1.62	1.05
6	a	1.34	1.03	1.85
	b	2.15	1.24	0.821
8	a	1.36	1.20	1.74
	b	1.67	1.11	0.611

渡邊、川島は、荷重低減係数  $R_{\mu}$  の平均値を以下のように定式化している。

$$R_{\mu} = (\mu - 1) \cdot \Psi(T) + 1 \quad (3.1.9)$$

ここで、

$$\Psi(T) = \frac{T - a}{ae^{bT}} + 1 \quad (3.1.10)$$

式(3.1.9)、式(3.1.10)の特徴は、図 3.1.6 に示すように  $R_{\mu} = \mu$  となる点を P とすれば、原点と点 P の水平距離は  $a$  となり、係数  $a$  の物理的意味が明確な点である。また、

$$\frac{dR_{\mu}}{dT} = (\mu - 1) \cdot \frac{1 - b(T - a)}{ae^{bT}} \quad (3.1.11)$$

であるから、点 P ( $a, \mu$ ) での接線勾配は  $(\mu - 1)/ae^{bT}$  となり、さらに、 $R_{\mu}$  が最大となる点を Q とすれば原点から点 Q までの水平距離が  $a + 1/b$ 、すなわち、点 P と点 Q の水平距離が  $1/b$  となり、係数  $b$  の物理的意味も明確である。

また、荷重低減係数  $R_{\mu}$  は長周期領域においては変位一定則による推定値  $\mu$  に収束する必要があるが、式(3.1.9)では自動的に次式の条件が満足されている。

$$\lim_{T \rightarrow \infty} \Psi(T) = 1 \quad (3.1.12)$$

非線形回帰分析から式(3.1.9)の係数  $a$ 、 $b$  を求めると、表 3.1.1 のようになる。図 3.1.7 は係数  $a$ 、 $a + 1/b$  を示した結果である。係数  $a$  は III 種地盤では目標じん性率  $\mu_T$  の増大とともにわずかに小さくなるが、I 種、II 種地盤では  $\mu_T$  によらず、ほぼ一定値をとる。III 種地盤の場合が係数  $a$

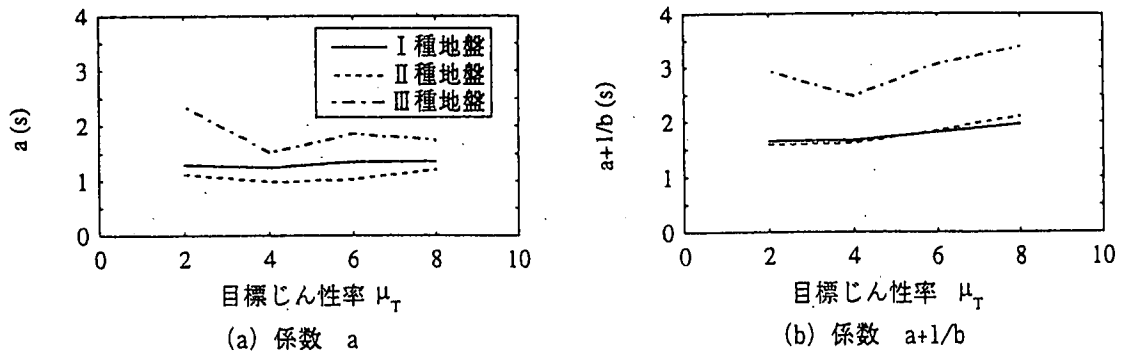


図 3.1.7 式 (3.1.11) の係数  $a$  および  $a+1/b$

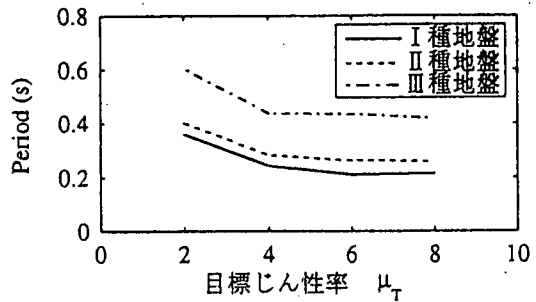


図 3.1.8 荷重低減係数がエネルギー一定則による推定値に等しくなる固有周期

は最も大きく、I種とII種地盤では同程度の値となる。図 3.1.6 に示したように、係数  $a$  は荷重低減係数が  $\mu$ ，すなわち、変位一定則で予測される値に達するときの固有周期を表している。したがって係数  $a$  は変位一定則の精度が最もよい固有周期帯を表わしており、I種およびII種地盤では 1~1.4 秒程度、III種地盤では 1.5~2.4 秒程度が変位一定則の適用性が良い領域とみることができる。ただし、上述したようにIII種地盤の場合には目標じん性率が大きくなる程わずかであるがこの固有周期は短くなる。

次に、 $R_\mu$  が最大となる固有周期  $a+1/b$  をみるとI、II種ではほぼ同程度で、1.5~2 秒、III種地盤ではこれよりも長く 2.5~3.5 秒程度である。いずれの地盤でも、目標じん性率  $\mu_T$  が大きくなるにつれて、荷重低減係数は漸増する。したがって、III種地盤で  $\mu_T > 6$  の場合を除けば、変位一定則の適用性の良い固有周期領域からわずかに固有周期が伸びたあたりで荷重低減係数は最大値をとることが分る。

式(3.1.9)で与えられる荷重低減係数  $R_\mu$  がエネルギー一定則による推定値  $R_\mu = \sqrt{2\mu-1}$  と等しくなる固有周期を計算すると図 3.1.8 のようになる。これによれば、エネルギー一定則の適用性が高い固有周期はI種地盤では 0.2~0.36 秒、II種地盤では 0.26~0.4 秒、III種地盤では 0.4~0.6 秒と地盤が軟質になるほど大きく、また、いずれの場合にも目標じん性率が大きくなると、この固有周期が短くなる。図 3.1.7 に示した変位一定則の適用性が良い固有周期に比較すると、エネルギー一定則の適用性が良い固有周期はかなり短い。

図 3.1.9 は、式(3.1.9)から求められる荷重低減係数  $R_\mu$  と図 3.1.3 に示した荷重低減係数  $R_\mu$  の平均値を比較した結果である。I種地盤で  $\mu_T=8$  や 6 の場合には固有周期  $T=2.5\sim3.5$  秒付近で、また、III種地盤で固有周期  $T=1.2$  秒、2.5~3.5 秒付近では、荷重低減係数が大きくなる箇所があり、こうした箇所は式(3.1.10)による回帰式ではうまく表わせていないが、こうした箇所を除けば回帰式は荷重低減係数の特徴を良く与えているといえる。

以上より、荷重低減係数の回帰モデルが得られたが、これはあくまで荷重低減係数の平均値を与えるものである。図 3.1.2 に示したように、地震動ごとに荷重低減係数には大きなばらつきがあり、平均値だけでは荷重低減係数を過大に評価する場合もある。このため、式(3.1.9)によって

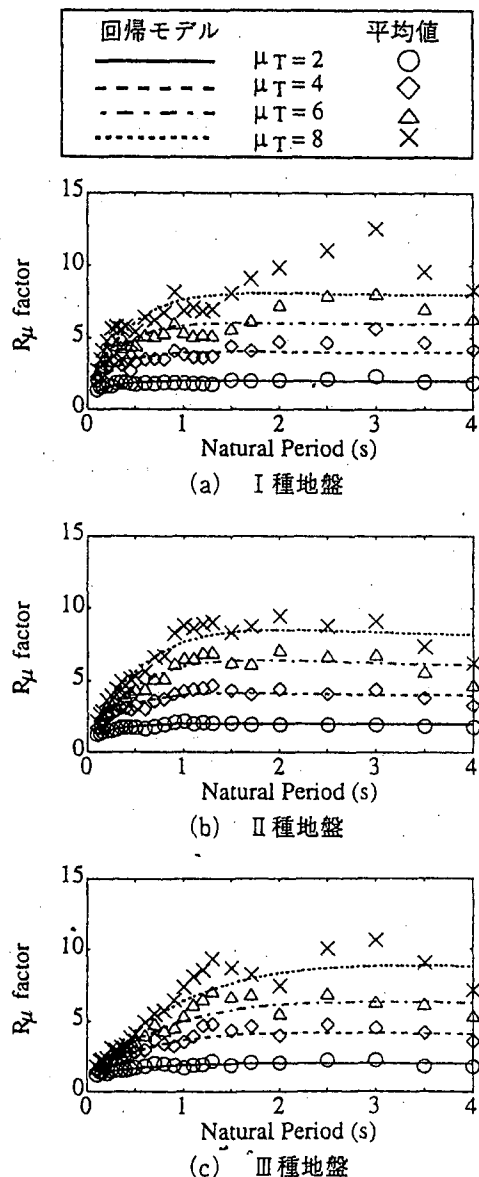


図 3.1.9 式 (3.1.10) による回帰モデルと地震動ごとに計算された荷重低減係数の平均値

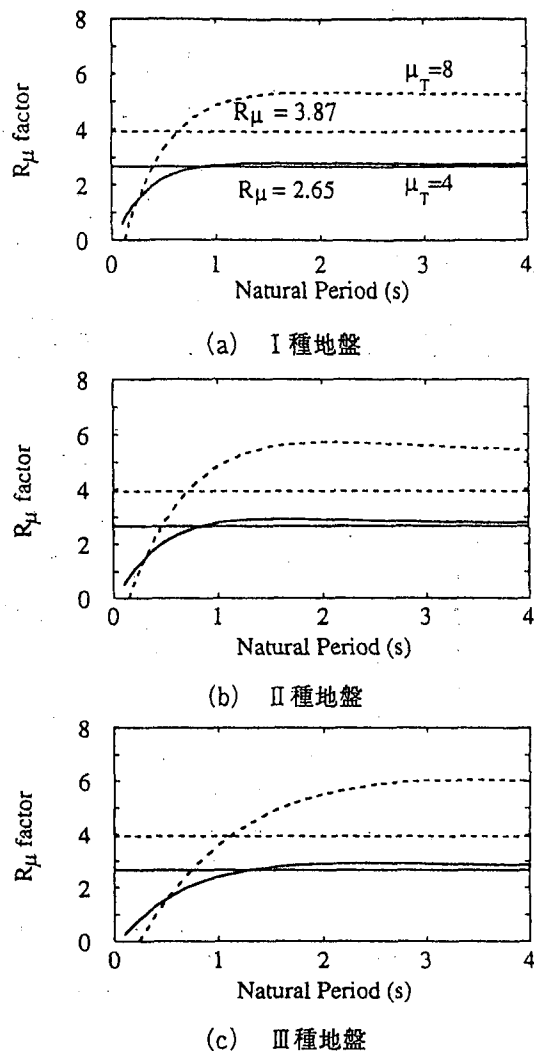


図 3.1.10 荷重低減係数の回帰モデル-標準偏差の分布

与えられる荷重低減係数の平均値から式(3.1.8)によって与えられる標準偏差の1倍の変動分を差し引いた値を求めた例が図 3.1.10 である。図中にはエネルギー一定則による推定値  $R_{\mu} = \sqrt{2\mu - 1}$  も比較のために示している。これによれば、目標じん性率  $\mu_T = 4$  の場合には、固有周期がI種およびII種地盤では0.5秒以上、III種地盤では1.2秒以上の領域では、エネルギー一定則による値は、本解析で求めた荷重低減係数の平均値-標準偏差の値に近い値を与える。ただし、これよりも短周期側ではエネルギー一定則は荷重低減係数を過大評価する。 $\mu_T = 8$  の場合には本解析で求めた荷重低減係数の平均値-標準偏差の値は最大で5.5~6程度であるのに対して、エネルギー一定則はこれを過小評価するが、固有周期が0.5~1.5秒程度であれば、それほど大きな誤差がある訳ではない。以上の点からみて、荷重低減係数に含まれる地震動ごとの大きなばらつきを標準偏差の1倍を差し引くという形で評価すると、固有周期が0.5~1.5秒程度の領域においては、エネルギー一定則はそこそこの近似を与えることができる。

### 3.1.4 減衰定数の設定の影響

表 3.1.2  $h_{NL} = h_{NS} = 0.02$ とした場合の  
回帰係数

$\mu_T$	係数	地盤条件		
		I種	II種	III種
2	a	0.152	0.225	0.361
	b	2.71	1.60	1.12
4	a	0.289	0.348	0.600
	b	2.46	1.28	0.902
6	a	0.397	0.432	0.800
	b	1.81	1.14	0.768
8	a	0.507	0.513	0.916
	b	1.14	1.04	0.632

表 3.1.3  $h_{NL} = h_{EL} = 0.05$ とした場合の  
回帰係数

$\mu_T$	係数	地盤条件		
		I種	II種	III種
2	a	0.226	0.344	0.521
	b	4.14	1.94	1.34
4	a	0.778	0.572	0.976
	b	3.50	1.35	0.994
6	a	0.981	0.725	1.23
	b	2.93	1.15	0.757
8	a	1.23	0.807	1.28
	b	2.57	0.983	0.569

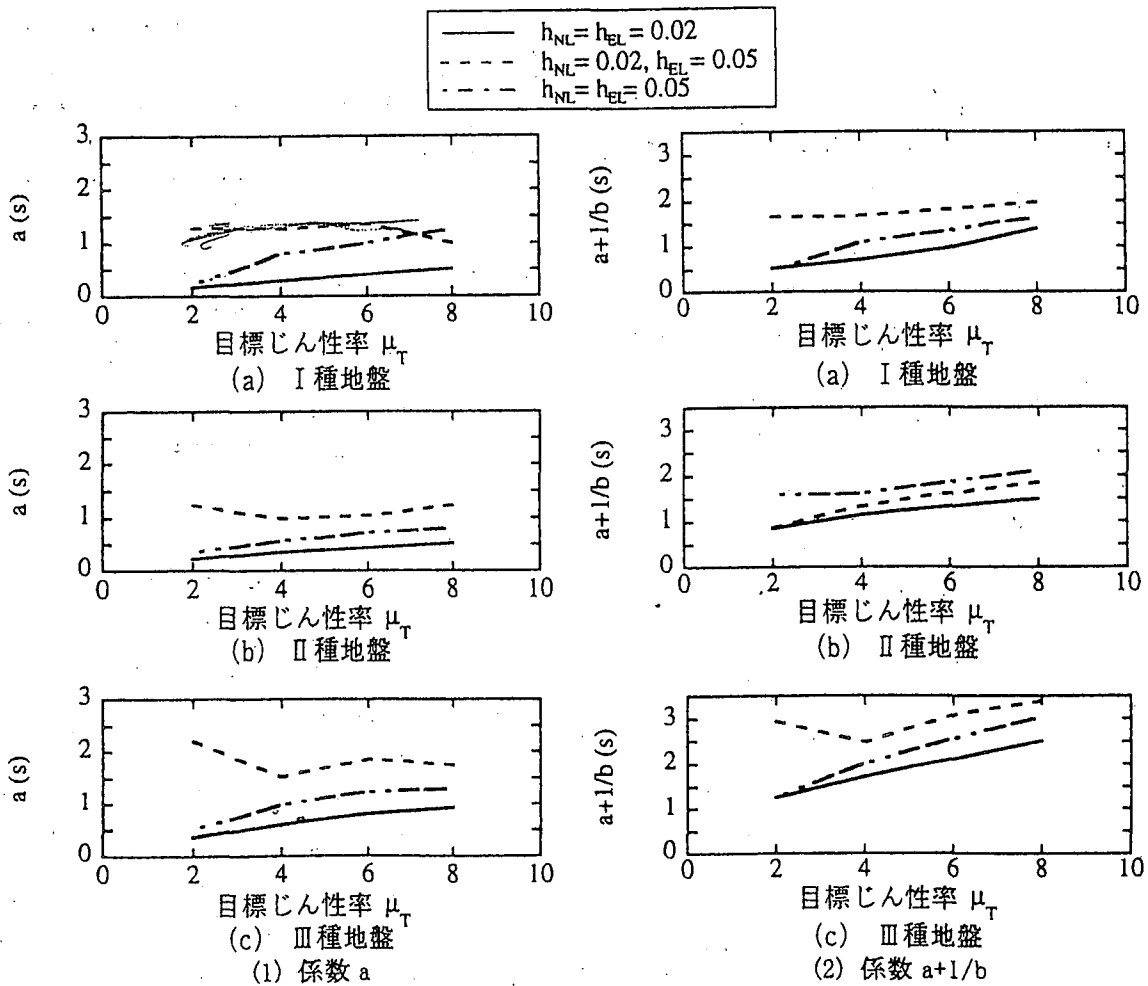
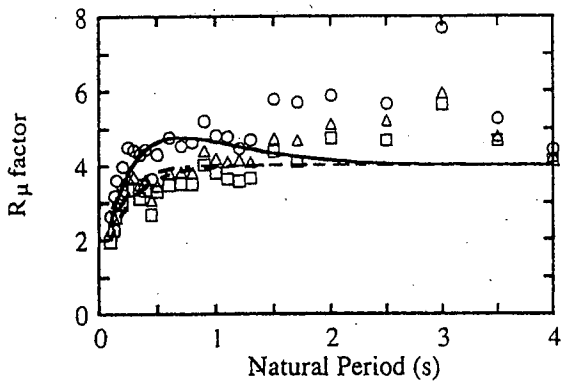


図 3.1.11 減衰定数の定義が係数 a および  $a + 1/b$  に及ぼす影響

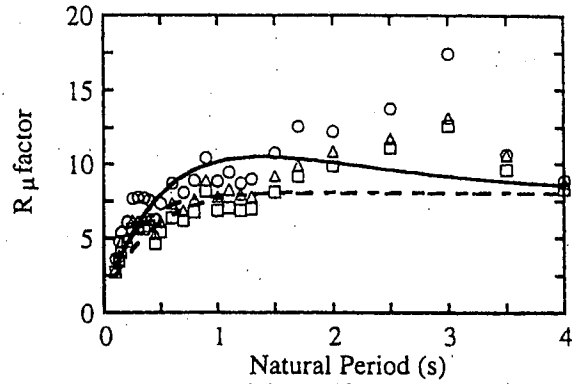
以上の示した結果は、 $h_{NL} = h_{NS} = 0.02$ 、 $h_{EL} = h_{eq} = 0.05$ とした場合であるが、前述したように Miranda and Bertero, Nassar and Krawinkler 等、既往の研究では  $h_{EL} = h_{NL} = 0.05$ としている場合が多い。このため、 $h_{EL} = h_{NL} = 0.02$ とした場合と 0.05とした場合の係数 a、bを示すと、表 3.1.2、表 3.1.3 のようになる。これを図 3.1.7 に示した結果と合わせて示すと、図 3.1.11 のようになる。係数  $a + 1/b$  はいずれの場合にも  $h_{NL} = h_{EL} = 0.02$ とした場合に最も短く、続いて  $h_{NL} = h_{EL} = 0.05$ とした場合となり、 $h_{NL} = 0.02$ 、 $h_{EL} = 0.05$ とした場合が最も長くなる。また、



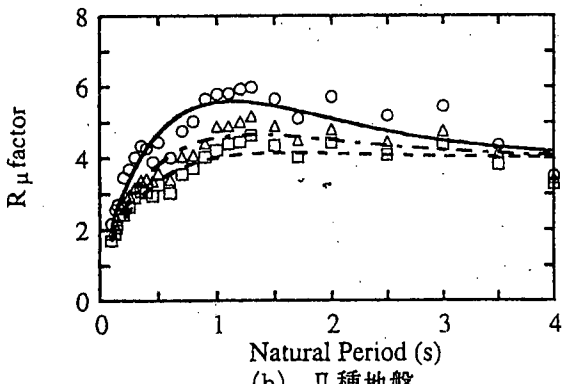
回帰式	平均値	
—	$h_{NL} = h_{EL} = 0.02$	○
- - -	$h_{NL} = 0.02, h_{EL} = 0.05$	□
- · - ·	$h_{NL} = h_{EL} = 0.05$	△



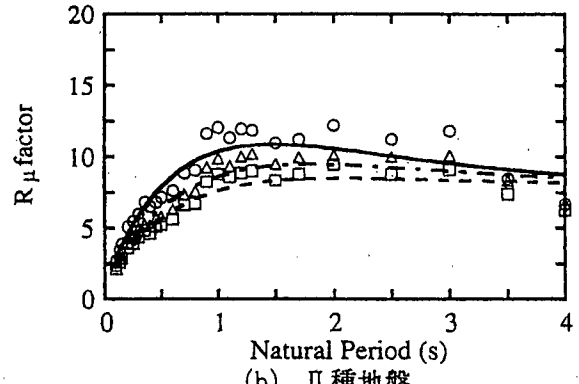
(a) I種地盤



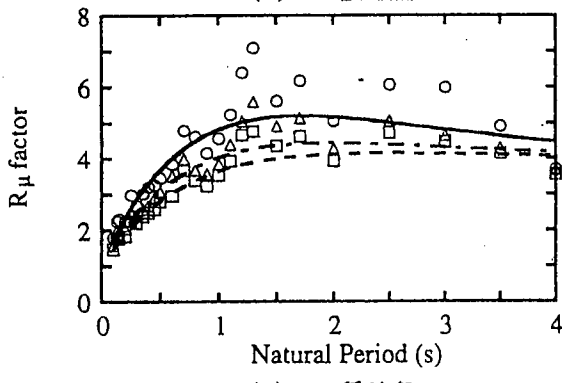
(a) I種地盤



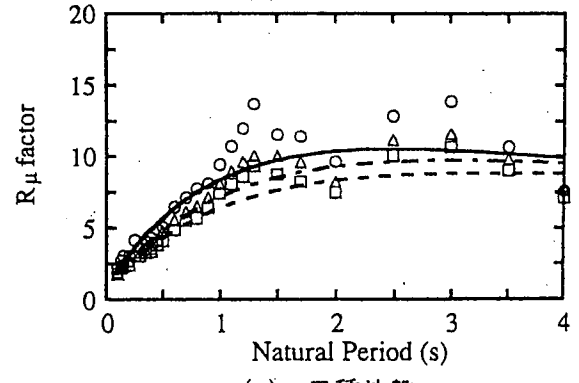
(b) II種地盤



(b) II種地盤



(c) III種地盤



(c) III種地盤

(1)  $\mu_T = 4$  の場合(2)  $\mu_T = 8$  の場合

図 3.1.12 減衰定数の定義が荷重低減係数に及ぼす影響

$h_{NL} = 0.02$ 、 $h_{EL} = 0.05$ とした場合の係数  $a$ 、 $a + 1/b$ の目標じん性率  $\mu_T$ 依存性は前述したとおりであるが、 $h_{NL} = h_{EL} = 0.02$ 、 $0.05$ とした場合には  $\mu_T$ が大きくなるにつれて係数  $a$ 、 $a + 1/b$ はともに大きくなる。

表 3.1.2、3.1.3 を用いて  $\mu_T = 4$  および  $8$  の場合を例に地盤種別ごとに荷重低減係数を求め、これを図 3.1.9 に示した結果と合わせて示すと、図 3.1.12 のようになる。荷重低減係数は  $h_{EL} = 0.02$ 、 $h_{NL} = 0.05$ とした場合が一番小さく、以下、 $h_{EL} = h_{NL} = 0.05$ 、 $0.02$ の順に大きくなる。このように線形系と非線形系の減衰定数の与え方によって荷重低減係数が異なること、現在までの解析ではこうした点が考慮されていないことに注意しなければならない。

## 参考文献

- 3.1.1) Newmark, N.M. and Hall, W.J.: Seismic Design Criteria for Nuclear Reactor Facilities, Report No. 46, Building Practices for Disaster Mitigation, National Bureau of Standards, U.S. Department of Commerce, pp.209-236, 1973
- 3.1.2) Priestley, M. J. N., Seible, F. and Calvi, M.: Seismic Design and Retrofit of Bridges, John Wiley & Sons, 1996 (川島一彦監訳：橋梁の耐震設計と耐震補強、技報堂出版、1999)
- 3.1.3) Miranda, E. and Bertero, V.: Evaluation of Strength Reduction Factors for Earthquake Resistant Design, *Earthquake Spectra*, 10 (2), pp.357-379, 1994
- 3.1.4) Nassar, A.A. and Krawinkler, H.: Seismic Demands for SDOF and MDOF Systems, Report No.95, The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University, California, 1991.
- 3.1.5) 山本浩一, 本田利器, 田村敬一, 中尾吉宏：リダクションファクターによる弾塑性系の応答評価, 第10回日本地震工学シンポジウム論文集, pp.2335-2340, 1998
- 3.1.6) 渡邊学歩、川島一彦：荷重低減係数の特性に関する研究、土木学会論文集、682/I-56、pp.115-128、2001
- 3.1.7) (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

(執筆者：川島一彦)

### 3.2 全体系じん性率と部分系じん性率

#### 3.2.1 現状と課題

地震時保有耐力法による耐震設計では、荷重低減係数を評価するためには主たる塑性ヒンジが生じる構造系（一般には、橋脚）の応答じん性率（地震時に生じる最大じん性率）が必要である。桁橋を例にとると、現在の設計体系では、橋脚の許容じん性率を求め、これからエネルギー一定即に基づいて荷重低減係数が求められる。応答低減係数に寄与するのは本来は応答じん性率であるが、これを用いて応答低減係数を求めようとする、応答じん性率を仮定して荷重低減係数を評価し、この結果計算される応答じん性率が当初に仮定した応答じん性率と等しいかといったイテレーションを必要とする。このため、一般には、許容じん性率として許される塑性変形を見込んで橋脚が設計されることが多いことから、応答じん性率の変わりに許容じん性率を用いて荷重低減係数が求められる。

重要な点は、応答低減係数は桁の応答を表しているため、主たる塑性変形が橋脚に生じるとしても、橋脚以外にも変形に寄与する部材があれば、橋全体系として持つ応答じん性率は橋脚だけの応答じん性率とは異なるという点である。ここでは、前者を全体系じん性率、後者を橋脚系じん性率と呼んで区別することとする。このため、積層ゴム支承、免震支承、基礎等に変形が生じれば、全体系じん性率は橋脚系じん性率よりも小さくなり、もし、橋脚系じん性率から荷重低減係数を求めると本来の荷重低減係数を過大評価することになる。

#### 3.2.2 橋脚系じん性率と全体系じん性率

##### (1) 地震時水平力分散支承で支持された橋

地震時水平力分散支承（以下、ゴム支承と呼ぶ）で支持された橋梁においては、橋脚による塑性変形の他にゴム支承のせん断変形が桁の応答に大きな影響を与える。したがって、全体系じん性率と橋脚系じん性率が大きく異なりやすい構造である。

いま、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を考えると、地震力が作用した場合には、図3.2.1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 $u$ は次式のようなになる[3.2.1]。

$$u = u_{pf} + u_B + u_F \quad (3.2.1)$$

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。

$$u_F = u_{Fl} + u_{Fr} \quad (3.2.2)$$

橋にさらに大きな地震力が作用すると、橋脚基部はやがて塑性状態に達する。実際の橋脚では最外縁の鉄筋から内側の鉄筋へと徐々に降伏が進展して行くが、橋脚天端における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によって表されるとすると、橋脚基部がちょうど降伏した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。

$$u^{Py} = u_{pf}^{Py} + u_B^{Py} + u_F^{Py} \quad (3.2.3)$$

ここで、 $u_{pf}^{Py}$ ：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、 $u_B^{Py}$ ：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の変形によって桁に生じる変位、 $u_F^{Py}$ ：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変形によって桁に生じる変位である。

式(3.2.2)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 $u_{Fl}^{Py}$ 、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、

$$u_F^{Py} = u_{Fl}^{Py} + u_{Fr}^{Py} \quad (3.2.4)$$

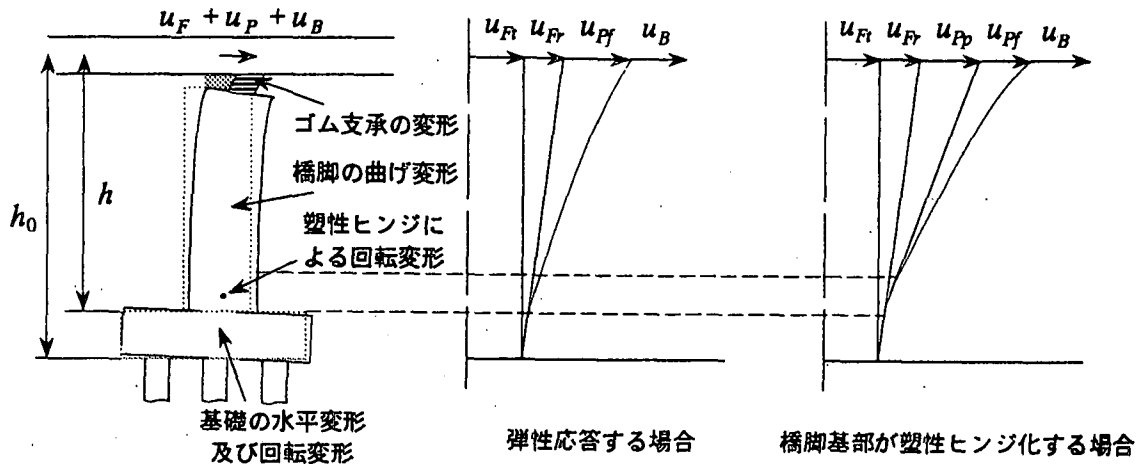


図 3.2.1 1 基の下部構造とそれが支持する上部構造部分からなる系に生じる変形

さらに、橋に作用する地震力が大きくなると、やがて橋脚基部は塑性状態に入っていく。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効果により橋脚の降伏耐力  $P_y$  を上回る地震力（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。

$$\begin{aligned}
 u^{\max} &= u^{Py} + u_{pp} + \Delta u_B + \Delta u_F \\
 &= (u_{pf}^{Py} + u_{pp}) + (u_B^{Py} + \Delta u_B) + (u_{Ft}^{Py} + \Delta u_{Ft}) + (u_{Fr}^{Py} + \Delta u_{Fr}) \quad (3.2.5)
 \end{aligned}$$

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  $\Delta P$  によって基礎に生じる変形により桁に生じる水平変位、 $\Delta u_{Ft}$ ： $\Delta u_F$  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系の応答じん性率、すなわち、全体系応答じん性率  $\mu_s$  は次式のように与えられる。

$$\mu_s = \frac{u^{\max}}{u^{Py}} \quad (3.2.6)$$

式(3.2.6)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、

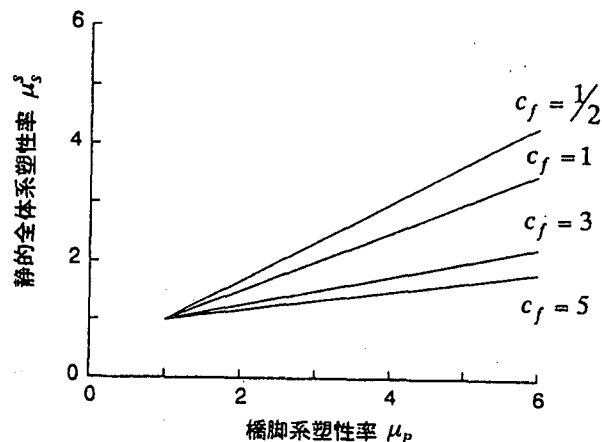


図 3.2.2 静的全体系塑性率  $\mu_s^s$  と橋脚系塑性率  $\mu_p$  の関係

$$u^{\max} \cong u^{P_y} + u_{PP} \quad (3.2.7)$$

であるから、橋全体系の応答じん性率は次のように与えられる。

$$\mu_s^s = \frac{u^{P_y} + u_{PP}}{u^{P_y}} \quad (3.2.8)$$

$\mu_s^s$ を静的全体系応答じん性率と呼んで、式(3.2.7)の全体系応答じん性率 $\mu_s$ と区別する。ただし、一般には静的全体系応答じん性率 $\mu_s^s$ は全体系応答じん性率 $\mu_s$ よりわずかに小さい程度でほとんど変わらない。

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応答じん性率は次のようになる。

$$\mu_P = \frac{u_P^{\max}}{u_P^{P_y}} = \frac{u_P^{P_y} + u_{PP}}{u_P^{P_y}} \quad (3.2.9)$$

式(3.2.8)に式(3.2.9)を代入すると、橋脚系応答じん性率 $\mu_P$ と静的全体系応答じん性率 $\mu_s^s$ の間には、以下の関係があることがわかる。

$$\mu_s^s = 1 + \frac{\mu_P - 1}{1 + c_f} \quad (3.2.10)$$

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。

$$c_f = \frac{u_B^{P_y} + u_E^{P_y}}{u_P^{P_y}} \quad (3.2.11)$$

$c_f$ は一般に変形寄与係数と呼ばれ、橋脚系塑性率 $\mu_P$ と静的全体系塑性率 $\mu_s^s$ の関係を表す重要なパラメーターである。図3.2.2は、式(3.2.10)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。

## (2) 免震支承で支持された橋

免震支承で支持された場合にも、上記と同じように全体系じん性率と橋脚系じん性率の違いに留意しておくことが重要である。1基の下部構造とそれが支持する上部構造部分を取り出し、免震支承および橋脚の変形によって桁に生じる変位を示すと、図3.2.3のようになる。前節ではゴム支承を対象としたため、支承の水平力～水平変位の関係は線形であるが、ここでは免震支承を対象としているため、支承の水平力～水平変位の関係がバイリニア型となる以外は、記号の定義も含めて上記と変わらない。橋脚の降伏耐力 $P_y$ に相当する水平力が作用した場合の免震支承の水平変位を $u_{B_y}^{P_y}$ とすれば、橋全体系の応答じん性率 $\mu_s^s$ は式(3.2.8)のようになり、橋脚系応答じん性率 $\mu_P$ は式(3.2.9)で与えられるため、 $\mu_s^s$ と $\mu_P$ の関係は式(3.2.11)の通りとなる。

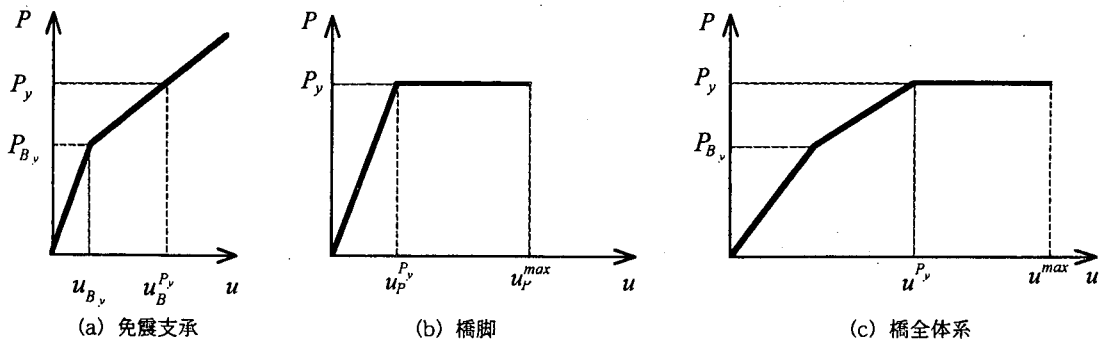


図 3.2.3 免震支承及び橋脚の変形によって桁に生じる変位

### 3.2.3 地震力分散支承で支持された場合に対する適用

1 基の下部構造とそれが支持する上部構造系部分から成る橋脚/積層ゴム系構造物を対象として上記の橋脚系応答じん性率と全体系応答じん性率の違い、さらにはこれが荷重低減係数に及ぼす影響を検討してみよう。ここでは、図 3.2.4 に示すように 5 径間連続鋼 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、桁からなる構造系の場合を示す。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×2.2m 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、B 橋では 1.47s である。

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結果も示す。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の大きさに基づいて支承を設計し直す必要があるが、ここでは単純に剛性  $k_B$  だけを変化させるという簡便な仮定が用いられている。これはゴム支承に生じるひずみや変位等の特性を検討するためには乱暴な仮定であるが、ここでの目的がいろいろな固有周期を有する橋の地震応答を求めることにあるため、このような仮定が用いられている。

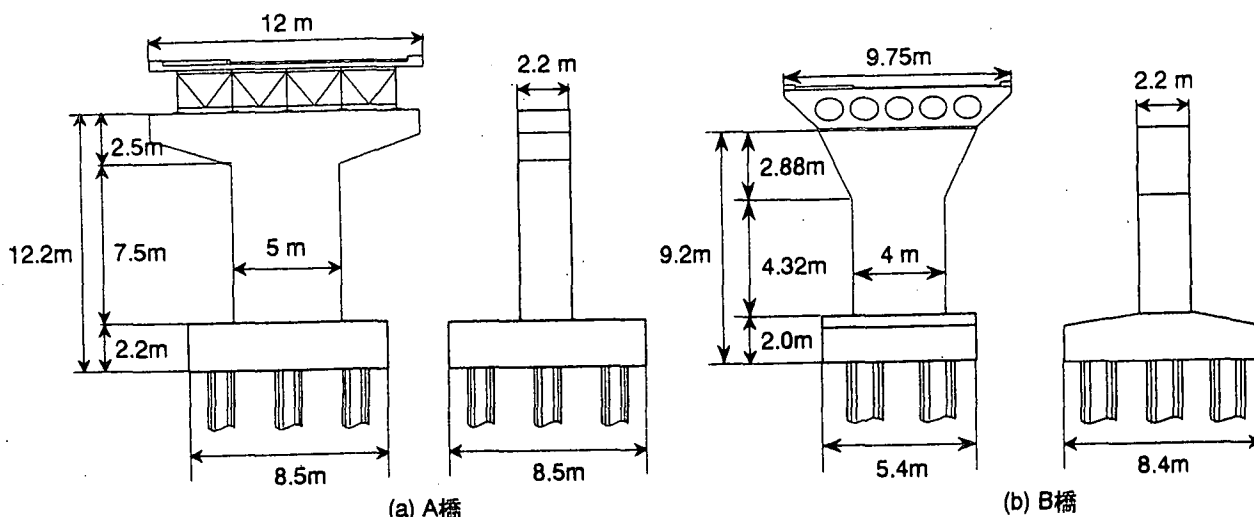


図 3.2.4 解析対象橋

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 3.2.5 のようになる。橋脚系応答じん性率に比較して全体系応答じん性率は 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が、これはゴム支承の剛性が小さくなるにつれて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。

荷重低減係数を  $R$  とすれば、荷重ベース設計法では線形地震力  $F_L$  から非線形地震力  $F_{NL}$  は次式で求められる。

$$F_{NL} = \frac{F_L}{R} \quad (3.2.12)$$

荷重低減係数としては、道路橋示方書ではエネルギー一定則 [3.2.2, 3.2.3] が用いられている。この場合には、橋脚系応答じん性率を用いるか、全体系応答じん性率を用いるかによって、荷重低減係数は以下のように 2 種類を考えることができる。いずれが精度の高い近似を与えるかを検討してみよう。

$$R_p^E = \sqrt{2\mu_p - 1} \quad (3.2.13)$$

$$R_s^E = \sqrt{2\mu_s - 1} \quad (3.2.14)$$

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 (3.2.13)、式

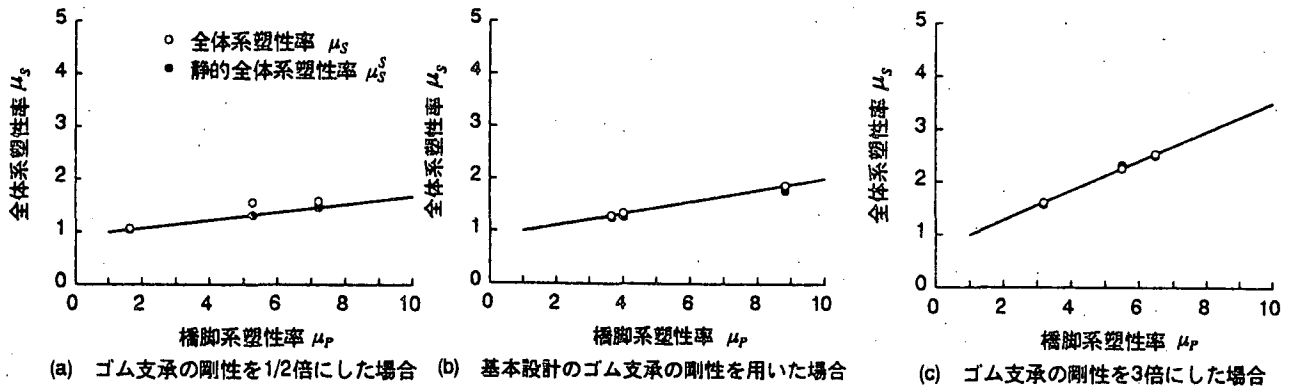
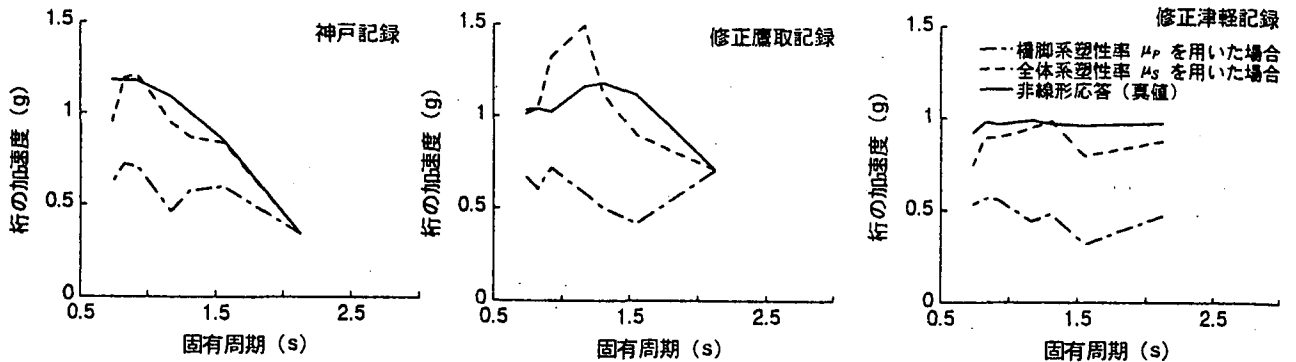
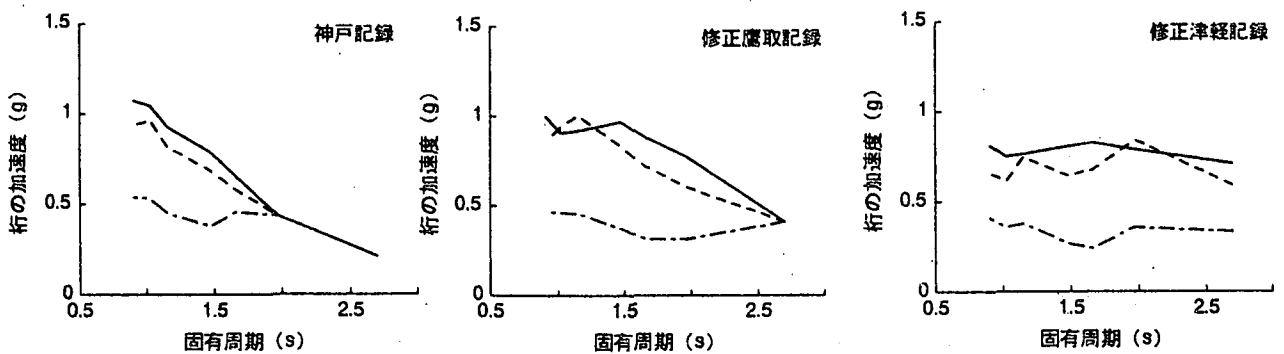


図 3.2.5 全体系塑性率  $\mu_s$  と静的全体系塑性率  $\mu_s^s$  の比較 (A 橋の場合)



(a) A 橋



(b) B 橋

図 3.2.6 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

(3.2.14)による2種類の荷重低減係数  $R_p^E$ 、 $R_s^E$  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  $a_N^{\max}$  を比較すると図 3.2.6 のようになる。これによれば、全体系塑性率  $\mu_s$  を用いて荷重低減係数を求めると、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。これに対して、橋脚系塑性率  $\mu_p$  を用いて荷重低減係数を求めると、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。固有周期が長い領域では、津軽記録を入力した場合を除けば、橋脚系塑性率  $\mu_p$  を用い荷重低減係数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  $\mu_p$  を用いて式(3.2.13)により荷重低減係数を求めると、地震力を過小評価することになる。

なお、一般に線形応答を荷重低減係数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、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、全体系塑性率に基づいて荷重低減係数を求めても、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。

### 3. 2. 4 免震支承で支持された場合に対する適用

上記の検討と同じく、図3.2.4に示したA橋、B橋を対象に、免震支承で支持した場合について、橋脚系応答じん性率と全体系応答じん性率の違いと、これが荷重低減係数に及ぼす影響を検討してみよう[3.2.4]。

A橋は1支承線あたり5個の鉛プラグ入り積層ゴム支承によって、また、B橋は1支承線あたり5個の高減衰積層ゴム支承で支持されている。免震支承の設計変位は、A橋では408mm、B橋では178mmである。以下の解析では、免震支承の剛性と降伏耐力を免震支承の個数で1～10個相当の範囲で変化させ、各種の支承剛性と耐力を有する場合の免震橋の応答を解析している。実際には、免震支承の剛性や耐力が変われば、設計変位にも影響し、支承をその都度設計し直さなければならないが、ここでは便宜的に上記のように仮定している。橋脚には降伏剛性、免震支承には等価剛性を用いると、A橋の基本固有周期は0.96～2.55秒の範囲で、また、B橋の基本固有周期は1.35～3.87秒の範囲で変化する。

免震橋では、式(3.2.12)は以下のように与えられる。

$$F_{NL} = \frac{F_L}{R_E} \quad (3.2.15)$$

ここで、

$$R_E = R_{EP} \cdot R_{ED} \quad (3.2.16)$$

ここで、 $R_{EP}$ は橋脚の塑性化に基づく荷重低減係数、 $R_{ED}$ は免震支承による橋の減衰性能の向上に基づく荷重低減係数である。 $R_{EP}$ は式(3.2.12)における $R$ であり、橋脚系応答じん性率 $\mu_p$ を用いるか、全体系応答じん性率 $\mu_s$ を用いるかによって、式(3.2.13)、(3.2.14)のように与えられる。免震支承による橋の減衰性能の向上に基づく荷重低減係数 $R_{ED}$ は道路橋示方書では、次式のように与えられている。

$$R_{ED} = \frac{1}{c_E} \quad (3.2.17)$$

ここで、 $c_E$ は橋の1次振動モードに対する減衰定数 $h$ によって変わる係数であり、道路橋示方書では $c_E=1.0$  ( $h<0.1$ )、 $0.9$  ( $0.1 \leq h < 0.12$ )、 $0.8$  ( $0.12 \leq h < 0.15$ )、 $0.7$  ( $h \geq 0.15$ )とされている。道路橋示方書では減衰定数別補正係数 $c_D$ は、川島らの応答スペクトルに対する減衰定数の補正式[3.2.5]に基づいて次のように与えられている。

$$c_D = \frac{1}{40h+1} + 0.5 \quad (3.2.18)$$

上述した道路橋示方書に示される減衰定数別の $c_E$ の値は、一般橋の減衰定数を0.05程度と想定し、免震支承を用いることによる減衰定数の向上を $c_D$ によって与えたものである。したがって、ここでは、 $R_{ED}$ を次式によって与える。

$$R_{ED} = \frac{1}{c_D} \quad (3.2.19)$$

このようにして計算した桁の応答加速度、変位の一例として、A橋の場合の例を図3.2.7に示す。図3.2.8は橋脚の曲げモーメント～曲率の履歴である。A橋では、固有周期が1.84秒よりも短ければ、免震支承、橋脚ともに塑性化するが、固有周期が1.84秒以上となると、免震支承だけが塑性化し、橋脚は塑性化しない。免震設計の目的からすると、固有周期が1.84秒以上の状態が望ましいが、この場合の桁の最大応答変位は0.56mとなり、単純な長周期化は容易ではない。

非線形解析から求めた荷重低減係数と式(3.2.15)から求めた荷重低減係数の関係を示すと、図



3.2.9 のようになる。前述したゴム支承で支持した場合と同様に、全体系応答じん性率を用いた場合には、式(3.2.15)は非線形動的解析から求めた荷重低減係数をよく表しているのに対して、橋脚系応答じん性率を用いた場合には、式(3.2.15)は非線形動的解析から求めた荷重低減係数を過大評価する場合がある。全体系応答じん性率を用いた場合にも、式(3.2.15)は非線形動的解析から求めた荷重低減係数を最大170%程度過大評価する場合があるが、これはエネルギー一定則の精度が関係していると考えられる。

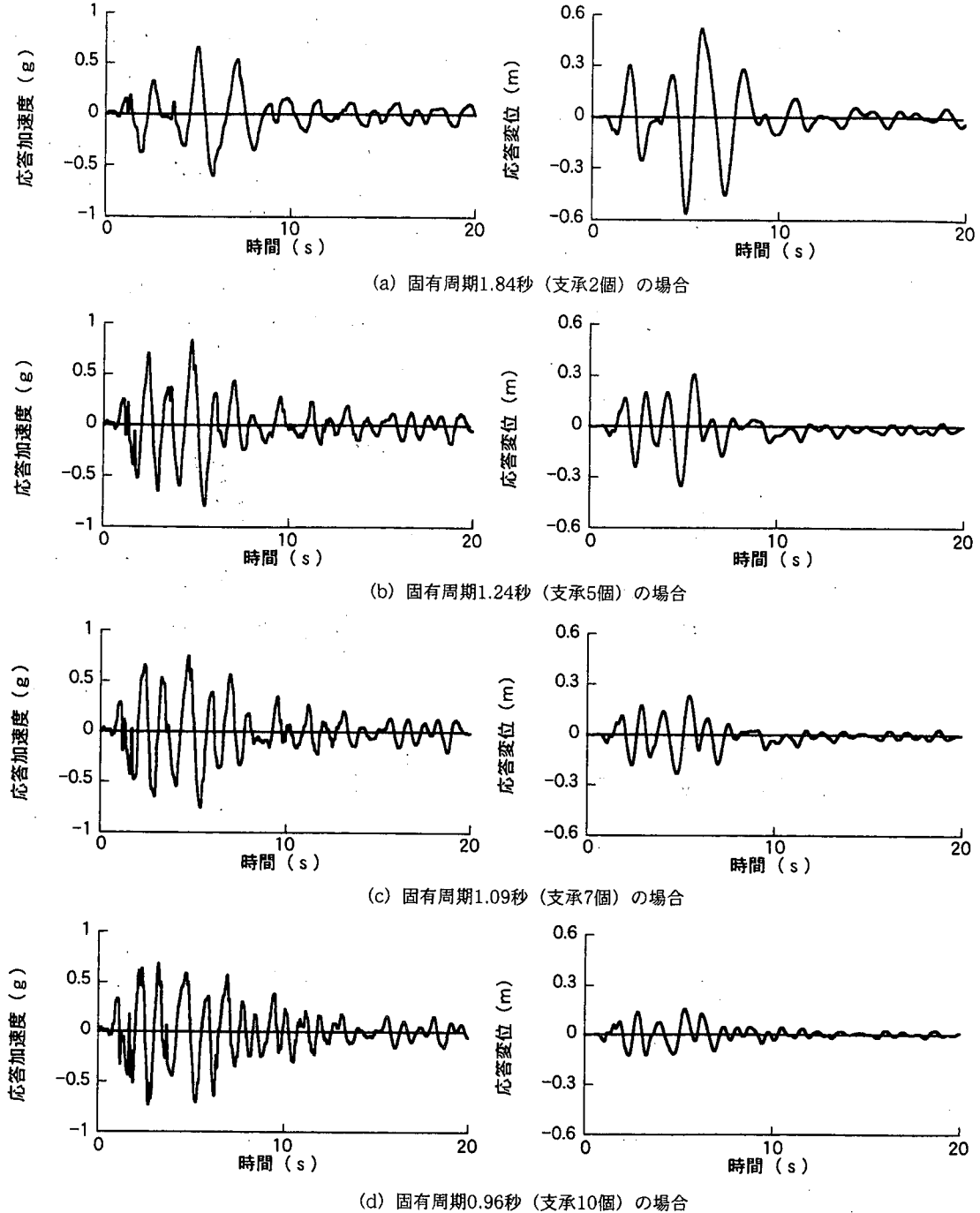


図 3.2.7 桁の応答加速度および応答変位 (A橋、JR鷹取記録を作用させた場合)

線形解析によって求めた桁の最大応答加速度から式(3.2.15)によって桁の最大応答加速度を推定し、これを実際に非線形動的解析によって求めた桁の最大応答加速度と比較した結果が図3.2.10である。全体系応答じん性率を用いて荷重低減係数を求めると、非線形動的解析から求めた桁の応答加速度をよく表している。橋脚系応答じん性率を用いた場合には、固有周期が短く、橋脚の塑性化が大きくなると、式(3.2.15)による推定値は非線形動的解析結果を過小評価するよ

うになる。

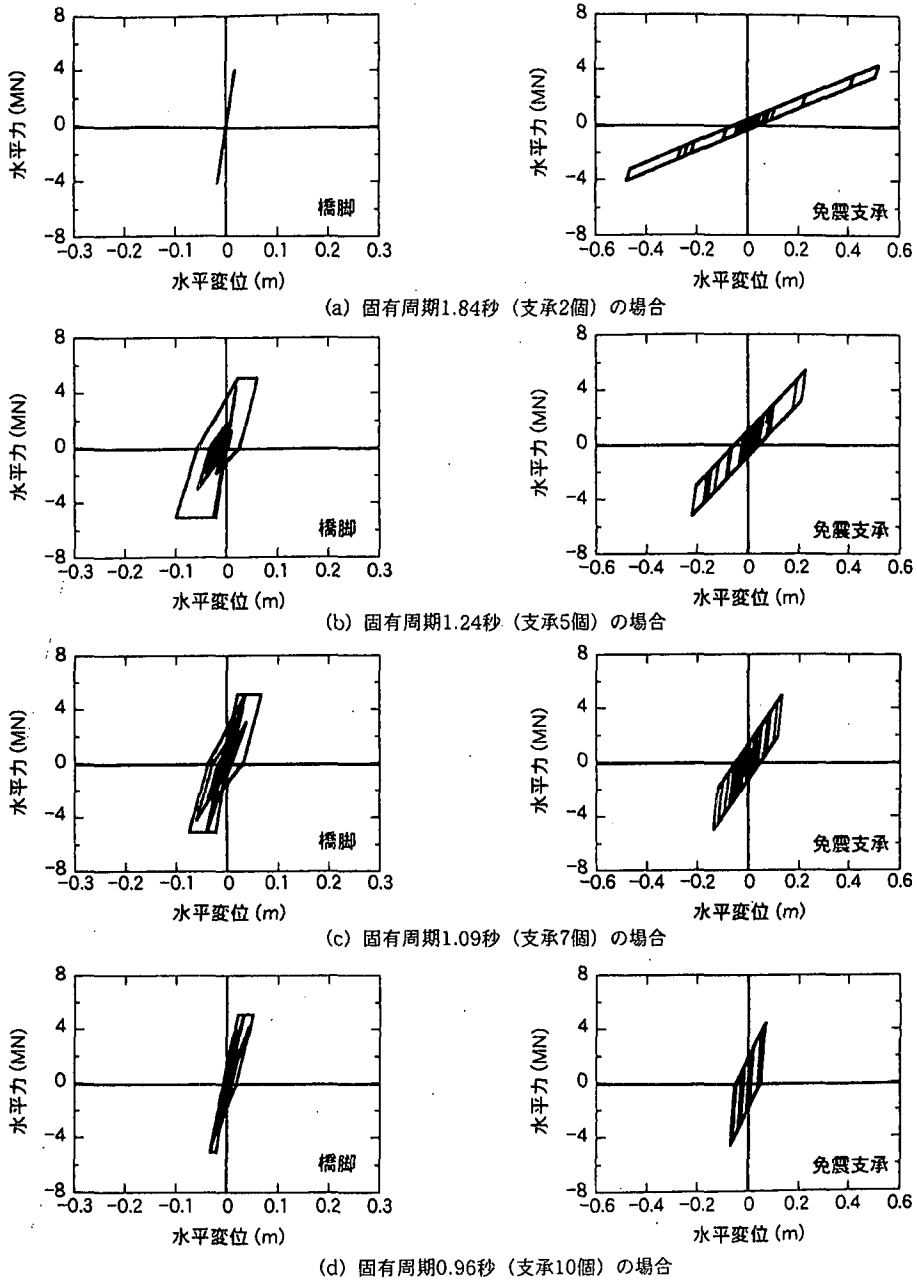


図 3.2.8 橋脚と免震支承の水平力～水平変位 (A橋、JR鷹取記録を作用させた場合)

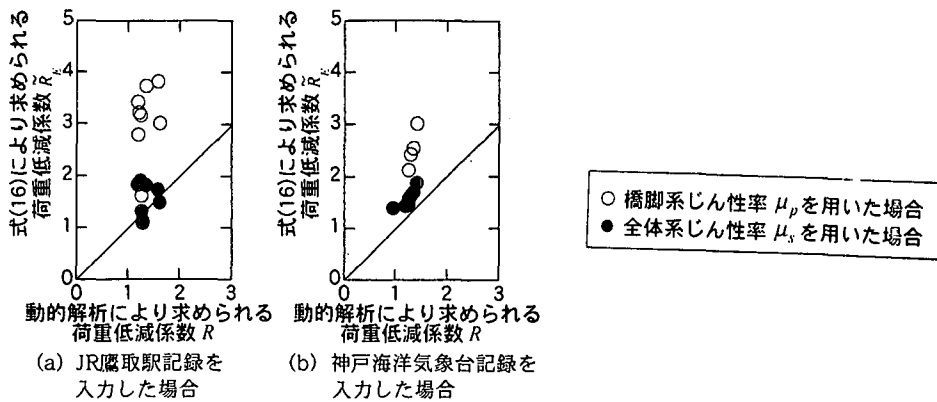


図 3.2.9 荷重低減係数の推定精度 (A橋)

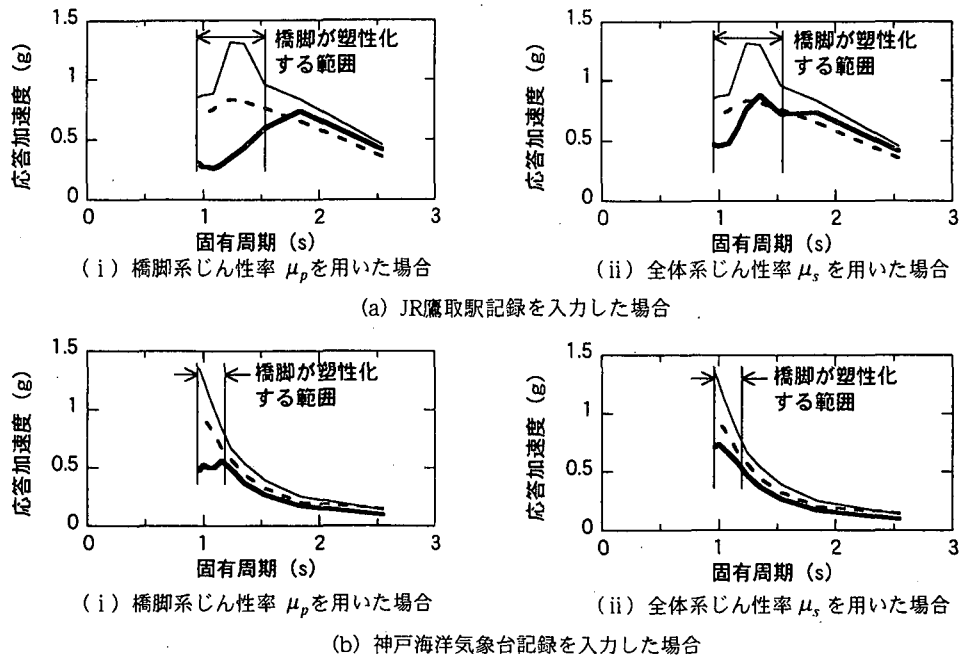


図 3.2.10 式 (3.2.15) による荷重低減係数の推定精度 (A橋)

### 3.2.5 まとめ

以上の解析から、応答じん性率を求める場合には、橋脚系応答じん性率と全体系応答じん性率の違いを区別し、荷重ベース設計法においてエネルギー一定則に基づく地震時保有耐力法に基づく耐震設計で、荷重低減係数を求める際には全体系応答じん性率を用いることが重要である。

### 参考文献

- 3.2.1) 板橋美保、川島一彦：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、土木学会論文集、619/I-47、pp. 131-144、1999
- 3.2.2) 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
- 3.2.3) 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
- 3.2.4) 川島一彦、永井政伸：免震橋の荷重低減係数に及ぼすじん性率の設定法の影響、土木学会論文集、675/I-55、pp. 235-250、2001
- 3.2.5) 川島一彦、相澤興：減衰定数に対する地震応答スペクトルの補正法、土木学会論文集、344/I-1、pp. 351-355、1984

(執筆者：川島一彦)

### 3. 3 非線形応答に伴う残留変位の特性

#### 3.3.1 残留変位に対する配慮の目的

橋等、構造物の耐震設計では、非線形応答を簡便に推定するために、一般にエネルギー一定則が適用されており、鉄筋コンクリート橋脚に十分なじん性があればこれに応じて降伏水平耐力を下げてもよいことになっている。また、ニュージーランドや米国等では、じん性率が10にも達する大きな非線形応答が許されている場合もある。しかし、じん性があればどこまでも降伏水平耐力を下げてもよいかどうかについては議論があり、変形性能に偏った耐震設計が本当によい設計とは言えない場合もあると考えられる。我が国の橋梁に対するでは、一般に、供用期間中に発生する確率が高い地震動（弾性加速度応答スペクトルで0.2G~0.3G）に対して許容応力度法により耐震設計されているため、これがいわば橋脚の水平耐力の最小値に対する歯止めになっているという側面もある。したがって、レベル2地震動のような大きな強度を持つ地震動に対して適用される地震時保有水平耐力法においても、鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計を行う場合には、地震時保有水平耐力とじん性のバランスをどの様に設定するかを考えておかなければならない。

非線形域で大きな塑性応答変位を許せば当然それだけ大きな非線形応答が生じるため、これにともなって地震後の残留変位が大きくなる可能性があることはこれまでも実験、解析両面から指摘されてきたところである[3.3.1,3.3.2]。また、平成7年に発生した兵庫県南部地震でも、鉄筋コンクリート橋脚躯体自身の損傷は致命的でなくても、過度に生じた残留変位により、これを復旧することが困難となり、再構築をせざるを得ない橋脚が多数見られた。これは、橋脚に大きな変形性能が期待できたとしても、地震後に復旧が困難となるような残留変位が生じれば、構造的には耐震性が確保できても再使用性は失われていることがあることを示している。

このような背景から、残留変位は耐震性能を照査する上で重要な指標となってきている。そこで、本節では、じん性を考慮して耐震設計された鉄筋コンクリート橋脚において、地震後に生じる残留変位がどの程度となるのかを、既往の強震記録による多数の非線形動的解析結果を基に検討した結果を紹介することにする[3.3.3]。

#### 3.3.2 残留変位の定義

橋脚を弾塑性型の履歴復元特性を有する1自由度振動系としてモデル化して、地震後に系に生じる残留変位を時刻歴応答解析により計算し、これをいろいろな固有周期  $T$ 、剛性比  $r$ 、減衰定数に対してプロットされたものを残留変位応答スペクトルと定義する。残留変位は、一般に一方方向に累積されていくので、地震動の入力が終わった後も加速度が0の入力が続くものとして系の応答変位を計算し、これが一定値に収まった時の系の変位を残留変位  $u_r$  とする。

ここで、最大変位を  $u_{\max}$  とすれば、系に生じ得る可能最大残留変位  $u_{r,\max}$  は剛性比  $r$  を介して式(3.3.1)のように与えられる。

$$\begin{aligned} u_{\max} &= (u-1) \cdot (1-r) \mu_y & r \cdot (\mu-1) < 1 \text{ の場合} \\ u_{\max} &= \left\{ (1-r)/r \right\} \mu_y & r \cdot (\mu-1) \geq 1 \text{ の場合} \end{aligned} \quad (3.3.1)$$

また、式(3.5.2)のように残留変位  $u_r$  を可能最大残留変位  $u_{r,\max}$  で正規化して扱うものとする。

$$r_r = u_r / u_{\max} \quad (3.3.2)$$

ここに、 $r_r$  をいろいろな固有周期に対して計算したものを残留変位比応答スペクトルと呼ぶ。残

留変位比応答スペクトルは、系の特性として固有周期  $T$ 、じん性率  $\mu$ 、減衰定数  $h$  によるほか、地震動の特性によっても変化する。

### 3.3.3 代表的な強震記録に対する残留変位比応答スペクトル

図 3.3.1 は、1968 年の日向灘沖地震による板島橋近傍で得られた強震記録に対して、固有周期  $T=1$  秒の系に生じる残留変位比  $r_r$  を計算したものである。ここで、剛性比  $r$  は -0.05、0、0.1 としている。残留変位は、地震動の主要動部分で生じ、おおむね一方向に累積するように入力地震動の最後の方で最大値をとる。残留変位は、剛性比  $r$  によって大きく変化し、 $r$  がマイナスになると非常に大きくなる。

これをいろいろな固有周期に対して計算し、残留変位比応答スペクトルとして示したのが図 3.3.2 である。入力地震動の加速度応答スペクトルも比較のために示している。入力地震動の加速度応答スペクトルは、固有周期が 0.2 秒および 0.7 秒付近でピーク値をとるが、残留変位比応答スペクトルもこの付近で大きくなっており、複雑ではあるが当然ながら両者にはある相関がある。

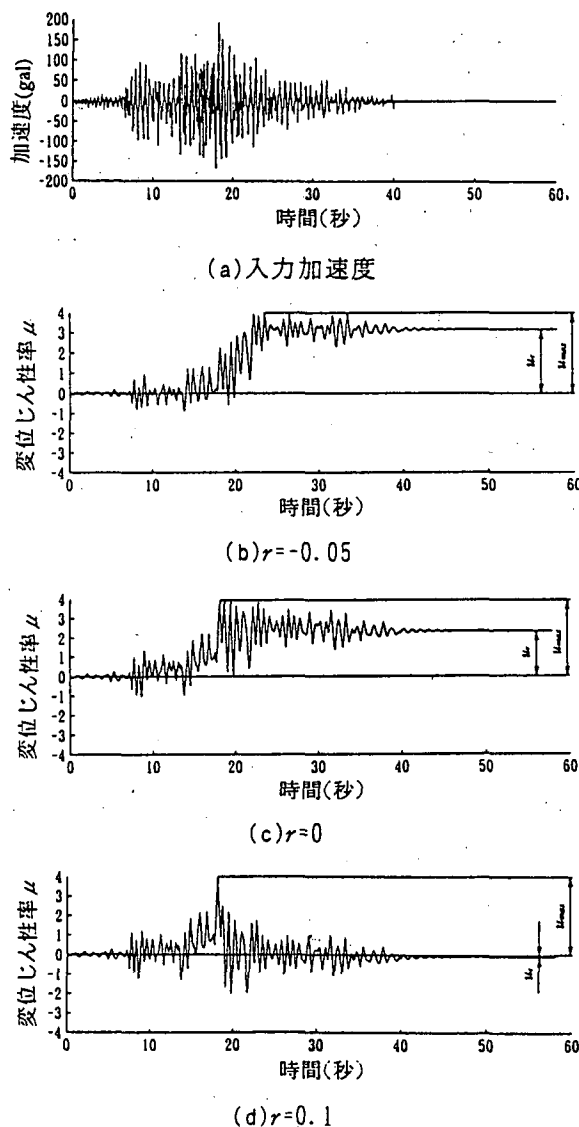


図 3.3.1 板島橋記録に対する応答変位 (固有周期 1.0 秒)

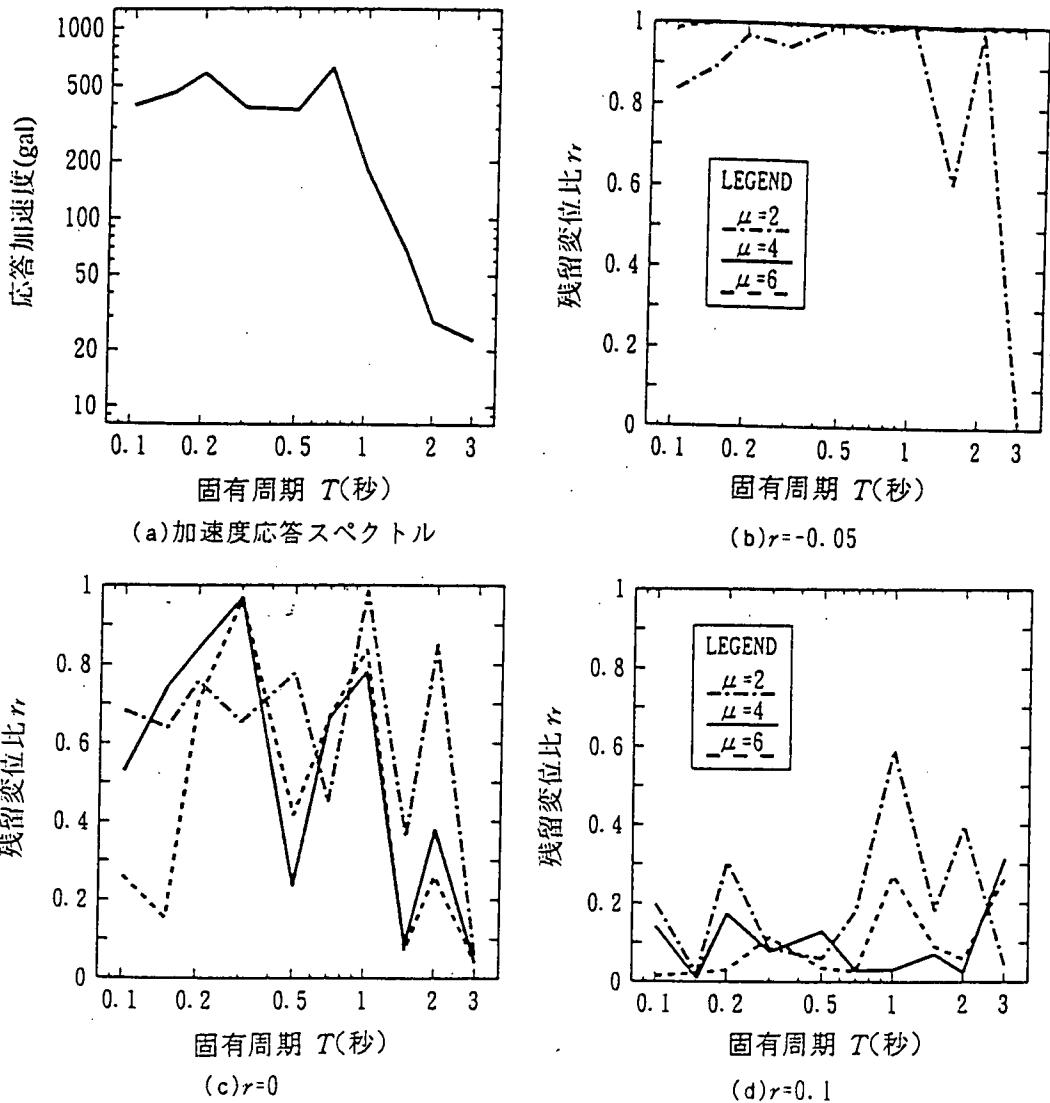


図 3.3.2 板島橋記録に対する残留変位比応答スペクトル

### 3.3.4 設計用残留変位比応答スペクトル

上述のような解析をわが国の地盤上で得られたマグニチュード6.5以上の63成分の強震記録に対して行った。記録の得られた地点の地盤条件を道路橋示方書の地盤種別によって分類すると、I種地盤、II種地盤、III種地盤上の記録数はそれぞれ13、37、13である。

その結果、以下の知見が得られた。

- ① 残留変位比応答スペクトルは、地震動波形の特性によって大きくばらつき、また、地震のマグニチュードや震央距離と有意な関係は見いだせない。
- ② 残留変位比応答スペクトルは系の固有周期によっても大きくばらつく。
- ③ 残留変位比応答スペクトルは剛性比  $r$  によって有意に変化する。

このように、残留変位比応答スペクトルは、地震動波形や振動系の固有周期によってばらつきが大きいことから、全ての強震記録、じん性率、地盤種別、固有周期に対する残留変位比応答ス

ペクトルの平均値を計算して評価することとした。そして、剛性比と残留変位比応答スペクトルの平均値の関係を示した結果が図 3.3.3 である。なお、図中には、参考のため、平均値の値に標準偏差の1倍分だけ加減した結果も示している。このように、残留変位比応答スペクトルのばらつきは0.2~0.3程度となっており、入力地震動によるばらつきが非常に大きいことがわかる。地震時保有水平耐力法により鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計を行う場合において、地震後に生じる残留変位を推定する場合においては、図 3.3.3 に基づいて評価することができる。なお、本図より、代表的な剛性比の値に対する残留比応答スペクトルの平均値を拾い出すと表 3.3.1 のようになる。

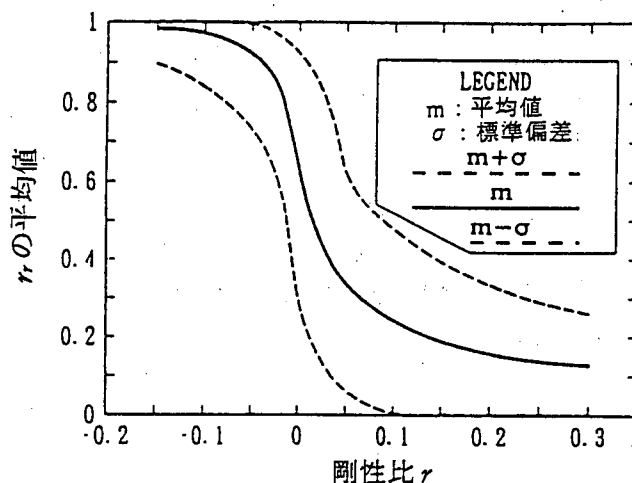


図 3.3.3 残留変位比応答スペクトルの平均値と剛性比の関係

表 3.3.1 代表的な剛性比に対する残留変位比応答スペクトルの平均値

$r$	-0.10	-0.05	-0.02	0	0.05	0.10	0.20	0.30
$r_r$	0.97	0.93	0.85	0.60	0.35	0.25	0.15	0.13

### 3.3.5 残留変位比応答スペクトルの耐震設計への適用

ここでは、鉄筋コンクリート橋脚を例にとり、図 3.3.3 に示した残留変位比応答スペクトルをもとに橋脚に生じる残留変位について検討する。ただし、鉄筋コンクリート橋脚の水平力-水平変位の関係を完全弾塑性型モデルによりモデル化できるものとし、剛性比  $r=0$  とする。

式(3.3.1)ならびに式(3.3.2)より、橋脚に生じる残留変位  $u_r$  は次式により求められる。

$$u_r = r_r (\mu - 1) \cdot (1 - r) u_y \quad (3.3.3)$$

ここに、残留変位比応答スペクトル  $r_r$  は、図 3.3.3 を基に、剛性比  $r=0$  に対する値としては 0.6 と判読される。また、 $\mu$  は鉄筋コンクリート橋脚の最大応答塑性率であり、エネルギー一定則を適用して式(3.3.4)により算出される。

$$\mu = \frac{1}{2} \left\{ \left( \frac{k_{he} W}{P_a} \right)^2 + 1 \right\} \quad (3.3.4)$$

ここに、 $k_{he}$ は地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度、 $W$ は地震時保有水平耐力法に用いる等価重量、 $P_a$ は鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力である。

ここで、高さが10m、断面寸法が2.2×5.0mの鉄筋コンクリート橋脚（軸方向鉄筋比1.3%、等価重量が806.1tf）を例に地震後に生じる残留変位を推定してみよう。この鉄筋コンクリート橋脚の水平力-水平変位の関係を求めると、降伏変位 $u_y$ は3.49cm、また、地震時保有水平耐力 $P_a$ は495.7tfと求められた。そこで、地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度を1.75とすると、この鉄筋コンクリート橋脚の最大応答塑性率は、式(3.3.4)より4.55と求められる。したがって、これを式(3.3.3)に代入することにより、地震後に生じる残留変位は7.4cmと推定することができる。これは、橋脚躯体の傾きで表わすと $0.42^\circ$  ( $0.0074\text{rad}$ )に相当する。ただし、ここに求められた残留変位は、あくまでも多くの地震動波形に対する平均的な値として評価されていることに注意する必要がある。

なお、耐震設計において残留変位をさらに小さくする必要がある場合には、式(3.3.4)からもわかるように、基本的には橋脚の地震時保有水平耐力 $P_a$ を増加させ、最大応答塑性率 $\mu$ を小さくすることにより対処することになる。

#### 参考文献

- 3.3.1) 川島一彦、長谷川金二、長島博之、小山達彦、吉田武史：鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査法の開発に関する研究、土木研究所報告第190号、1993年9月
- 3.3.2) MacRae, G.A. and Kawashima K. : The Seismic Response of Bilinear Oscillators Using Japanese Earthquake Records, Journal of Research, Vol.30, Public Works Research Institute, Mar. 1993
- 3.3.3) 川島一彦、Gregory A. Macrae、星隈順一、長屋和宏：残留変位応答スペクトルの提案とその適用、土木学会論文集、No.501/I-29、pp.183-192、1994年10月

(執筆者：星隈順一)