

## レベル2地震動に対する損傷制御震度スペクトルに関する一研究

A study on damage design spectra of seismic intensity for level 2 earthquakes

三上 卓\*・平尾 潔\*\*・成行義文\*\*\*・澤田 勉\*\*・笹田修司\*\*\*\*

Taku MIKAMI, Kiyoshi HIRAO, Yoshifumi NARIYUKI, Tsutomu SAWADA, Shuuji SASADA

\* 工修 徳島大学大学院博士後期課程, 工学研究科生産開発工学専攻 (〒770-8506 徳島市南常三島町 2-1)

\*\* 工博 徳島大学教授, 工学部建設工学科 (同上)

\*\*\* 工博 徳島大学大学院助教授, 工学研究科エコシステム工学専攻 (同上)

\*\*\*\* 工修 阿南工業高等専門学校講師, 建設システム工学科 (〒774-0017 徳島県阿南市見能林町青木 265)

Japanese specification code of road bridges was partly revised in 1996, in which ultimate lateral strength method was used with equivalent seismic intensity. The objective of this study is to calculate the required yield seismic intensity, the reduction coefficient and the modified equivalent seismic intensity for level 2 earthquakes, and to compare those with the ones used in the specification code.

**Key Words** : seismic intensity, RC piers, level 2 earthquakes

## 1. はじめに

平成7年1月17日に発生した兵庫県南部地震は、橋梁構造物に対し、橋脚の倒壊、橋桁の落下等、多くの甚大な被害をもたらした。そして、これらの悲惨な被害経験を踏まえて、平成8年12月に道路橋の耐震設計法<sup>1)</sup>が改訂された。この改訂では、設計で考慮すべきレベル2地震動として、従来の海洋型(タイプI)に加えて、新たに直下型(タイプII)の地震動が規定され、また、従前のRC橋脚のほかに、鋼製橋脚、基礎、支承部、落橋防止システムにも地震時保有水平耐力法を適用することなども規定されている。したがって、これによって設計あるいは補強された道路橋の耐震安全性は、旧示方書によるものにくらべ、かなり向上するものと思われる。しかし、この新耐震設計法にも、地震時保有水平耐力法における等価水平震度の導入、すなわち、エネルギー一定則に基づく設計地震力の低減が図られていることなど、さらに検討すべき点が残されている。

一方、著者らは、強震下における構造物の各種限界状態に対応する、Parkらの損傷指標 $Do^2)$ の所定値 $Dr$ を満たす構造物の降伏強度比を所要降伏強度比と定義し、その応答スペクトルを用いた耐震安全性の照査方法を提案してきた<sup>3), 4)</sup>。また、平成8年に改訂された道路橋示方書のレベル2地震動に対する動的解析用の加速度応答スペクトルを目標とした模擬地震動を作成し<sup>5)</sup>、Parkらの損傷指標に若干の修正を行った修正Parkらの損傷指標<sup>6), 7)</sup>を用い、文献3), 4)と同様にして、これらの地震動に対する所要降伏強度比を求めた。そして、これをもと

に所要降伏震度および地震力の低減係数を算定し、これらと道路橋示方書におけるエネルギー一定則に基づく等価水平震度および低減係数との若干の比較・検討を行った<sup>6), 8)</sup>。その結果、履歴エネルギーを考慮した本研究の所要降伏震度は、示方書の等価水平震度にくらべ、短周期側では大きな値を、逆に、長周期側では小さな値を示し、その傾向はタイプI地震動よりタイプII地震動で顕著となることが明らかとなった。

そこで、本論文では、著者らの文献6), 8)の研究を拡張し、解析より得られた地震力の低減係数により定義される修正等価水平震度、並びに、前述の所要降伏震度に基づく設計用震度スペクトルを提案し、道路橋示方書における等価水平震度および所要降伏震度との比較検討を試みた。以下にその内容を述べる。

## 2. 損傷指標と所要降伏震度

ここでは、本解析に用いた損傷指標 $D$ 、降伏強度比 $R$ および所要降伏強度比 $R_r$ について簡単に説明しておく。

2.1 損傷指標 $D$  (Damage index)

強震下における構造物の損傷を評価する指標として、式(1)に示す、Parkらの指標 $Do^2)$ がある。この損傷指標は、最大変位と履歴エネルギーの線形結合として表されており、数式表現が簡単で取り扱い易いことから、よく引用されており、著者らも文献3), 4)でこの指標を用いてきた。しかしながら、式(1)のParkらの指標 $Do$ は、構造物が弾性応答を損傷が生じない場合においても、 $Do$

が正の値を持つことになり、『損傷』という概念にはそぐわないと考えられる。そこで、本研究は、構造物が弾性応答をする場合には  $D \leq 0$  となり、非弾性応答では  $D > 0$  となるように式(1)を修正した式(2)の損傷指標を用いることとした。なお、式(1)の指標  $D_o$  と修正した式(2)の指標  $D$  との間には式(3)に示すような関係があり、互換可能である。また、これらの指標  $D_o$ ,  $D$  と損傷状態との相互関係については、それぞれ、文献 7),9) で表-1, 表-2 のように示されている。

$$D_o = \frac{\mu_d + \beta \cdot \mu_h}{\mu_u} \quad (1)$$

$$D = \frac{(\mu_d - 1) + \beta \cdot \mu_h}{\mu_u - 1} \quad (2)$$

$$D_o \cdot \mu_u = D \cdot (\mu_u - 1) + 1 \quad (3)$$

ここで、式(1)~式(2)の  $\beta$  は、部材の断面特性等に依存した正の係数を表す。また、 $\mu_d$ ,  $\mu_h$ ,  $\mu_u$  は、それぞれ、変位靱性率、エネルギー靱性率、終局変位靱性率であり、次式で定義される。

$$\mu_d = X_{max}/X_y \quad (4a)$$

$$\mu_h = E_h/(Q_y \cdot X_y) \quad (4b)$$

$$\mu_u = X_u/X_y \quad (4c)$$

ここで、 $X_{max}$ ,  $X_y$ ,  $X_u$  は、それぞれ、最大変位、降伏変位、終局変位を表し、 $E_h$ ,  $Q_y$  は、それぞれ、履歴吸収エネルギーおよび降伏強度を表す。

表-1 Park らの損傷指標  $D_o$  と損傷状態の相互関係<sup>9)</sup>

損傷状態	損傷指標	構造物の外観
損傷なし	0.00	ひびわれなし
使用可	0.20-0.30	中程度のひびわれ
修復可	0.50-0.60	かぶりコンクリートの剥離
修復不可	>1.00	鉄筋剥き出し
崩壊		せん断耐力・軸耐力の損失

表-2 修正 Park らの損傷指標  $D$  と損傷状態の相互関係<sup>7)</sup>

損傷状態	損傷指標
弾性限界	0.08
軽微な被害限界	0.18
修復可能限界	0.36
崩壊	0.60

## 2.2 所要降伏強度比 $R_r$ (Required yield strength ratio)

強震下における構造物の損傷を支配する重要なパラメータの一つに降伏強度比  $R$  があり、本研究では、この  $R$  の定義として、構造物の動特性が含まれている式(5)を用いた(図-1)。

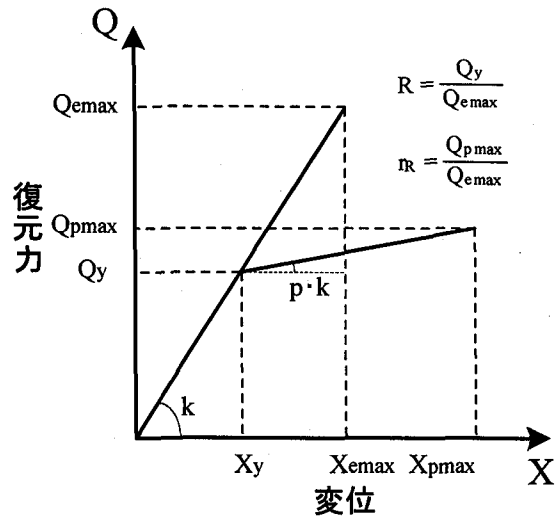


図-1 復元力特性における降伏強度比と低減係数

$$R = \frac{Q_y}{Q_{e,max}} = \frac{Q_y}{m \cdot S_a} \quad (5)$$

ここで、 $Q_{e,max}$ ,  $m$  及び  $S_a$  は、それぞれ、構造物を弾性系とみなした場合の最大復元力、質量及び疑似加速度応答スペクトルを表す。また、本研究では、式(2)の損傷指標  $D$  の所定値  $D_r$  を満たす  $R$  の値を  $D_r$  に対する所要降伏強度比  $R_r$  と定義し<sup>3)</sup>,  $R$  の値を順次変化させたエネルギー応答解析の繰り返しにより、この所要降伏強度比  $R_r$  を求めた。

## 3. 所要降伏震度と低減係数

本研究で定義した所要降伏震度  $k_{hyr}$ , 地震力の低減係数  $r_r$  等について説明しておく以下のようなものである。

### 3.1 所要降伏震度 $k_{hyr}$ (Required yield seismic intensity)

式(5)より、所要降伏強度比  $R_r$  から所要降伏強度  $Q_{yr}$  が式(6)のように得られる。この所要降伏強度  $Q_{yr}$  を構造物の重量  $W$  で除して得られる式(7)の  $k_{hyr}$  を、本研究では、所要降伏震度と定義した<sup>6)</sup>。

$$Q_{yr} = R_r \cdot Q_{e,max} = R_r \cdot m \cdot S_a \quad (6)$$

$$k_{hyr} = \frac{Q_{yr}}{W} = \frac{Q_{yr}}{mg} \quad (7)$$

なお、このように定義された所要降伏震度  $k_{hyr}$  に重量  $W$  を乗じて求まる地震力に対して、対象とする一自由度系構造物がちょうど降伏する(構造物の降伏強度  $Q_y$  が  $Q_{yr} = W \cdot k_{hyr}$  となる)ように設計しておけば、次の4.で述べるような(設計用)地震動が入力した場合、その構造物の損傷  $D$  が、丁度、所定値  $D_r$  に達することになる。その意味すなわち、構造物に設計地震動が入力した場合の損傷  $D$  がその所定値  $D_r$  となるようにするために必要な設計震度という意味で、本研究では式(7)の  $k_{hyr}$  を単に震度と呼ばず、所要降伏震度と呼ぶこととした。

### 3.2 低減係数 $r_R$ (Reduction coefficient)

平成8年の道路橋示方書<sup>1)</sup>では、地震時保有水平耐力法に用いる等価水平震度を求める際に、エネルギー一定則<sup>10)</sup>による低減を行っている。この低減係数  $r_E$  は、終局変位靱性率  $\mu_a$  と安全係数  $\alpha$  (表-3 参照) より求まる式(8)の許容靱性率  $\mu_a^1$  を用いて、式(9)のように定義されている。

$$\mu_a = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \cdot \delta_y} = 1 + \frac{\mu_u - 1}{\alpha} \quad (8)$$

$$r_E = \frac{1}{\sqrt{2\mu_a - 1}} \quad (9)$$

表-3 許容靱性率の算定に用いる安全係数<sup>1)</sup>

橋の種別	タイプI地震動	タイプII地震動
B種の橋	3.0	1.5
A種の橋	2.4	1.2

式(9)のエネルギー一定則に基づく低減係数は、復元力特性を完全弾塑性型としたものである。しかし、実際の橋脚では、図-1に示す弾塑性剛性比  $p$  は0ではなく、ある程度の値をもち<sup>11)</sup>、地震応答の際には、 $Q_{pmax}$  が作用することになる。それゆえ、本研究では、この  $Q_{pmax}$  を用いた低減係数  $r_R$  を式(10)のように定義し、示方書におけるそれ(式(9)の  $r_E$ ) との比較を試みることにした。

$$r_R = \frac{Q_{pmax}}{Q_{emax}} = \frac{Q_{pmax}/Q_{yr}}{1/R_r} = R_r \{(1-p) + p \cdot \mu_d\} \quad (10)$$

なお、式(10)の低減係数  $r_R$  は、構造物の復元力特性が完全弾塑性型(弾塑性剛性比  $p=0.0$ ) の場合は、所要降伏強度比  $R_r$  と等しくなる。

表-4 入力地震動の諸量

タイプ	GC	M	$\Delta$ (km)	$A_{max}$ (gal)	$V_{max}$ (kine)	$P_t$ (gal <sup>2</sup> ·sec)
I	I	8.0	100	304.6	69.4	196447
I	I	8.0	200	338.6	75.6	216758
I	I	8.0	300	342.9	71.8	234428
I	II	8.0	100	370.5	98.9	314440
I	II	8.0	200	398.1	100.4	341329
I	II	8.0	300	413.7	96.4	359053
I	III	8.0	100	428.7	136.1	471454
I	III	8.0	200	449.3	144.1	508142
I	III	8.0	300	482.5	137.6	527685
II	I	7.2	5	707.3	82.9	415208
II	I	7.2	10	617.6	75.0	534441
II	I	7.2	20	757.0	75.4	540967
II	I	7.2	30	775.7	80.8	552861
II	II	7.2	5	597.7	122.6	486605
II	II	7.2	10	618.8	124.3	575874
II	II	7.2	20	722.9	136.4	588940
II	II	7.2	30	699.6	131.0	653443
II	III	7.2	5	535.4	144.6	451736
II	III	7.2	10	502.9	141.4	482750
II	III	7.2	20	607.9	150.5	496682
II	III	7.2	30	584.2	146.2	528252

GC=地盤種別, M=マグニチュード,  $\Delta$ =震央距離,  
 $A_{max}$ =最大加速度,  $V_{max}$ =最大速度,  $P_t$ =トルハワー

### 3.3 修正等価水平震度 $k_{hem}$ (Modified equivalent seismic intensity)

現行示方書の地震時保有水平耐力法では、設計地震力の算定に、設計水平震度の標準値  $k_{hc0}$ <sup>1)</sup> に地域係数  $c_z$ <sup>1)</sup> (本研究では、一般的な  $c_z=1.0$  を採用) を乗じた設計水平震度  $k_{hc}$  を、式(9)のエネルギー一定則による低減係数  $r_E$  で低減した等価水平震度  $k_{he}$  を用いている。しかし、その妥当性についてはあまり定かではない。そこで本研究では、上記の設計水平震度  $k_{hc}$  に、式(10)の低減係数  $r_R$  を乗じて得られる震度を修正等価水平震度  $k_{hem}$  と定義し、道路橋示方書の等価水平震度  $k_{he}$  との比較検討を試みた。

## 4. 入力地震動と構造特性値

ここでは、解析に用いた入力地震動と構造特性値ならびに解析方法について簡単に述べる。

### 4.1 入力地震動

地震による構造物の損傷は、入力地震動特性による影響を受け、地震動毎に異なるものとなる。したがって、本研究では、解析結果に一般性を持たせるため、平成8年の道路橋示方書V耐震設計編<sup>1)</sup>に規定されている、動的解析用のレベル2地震動に対する加速度応答スペクトルを目標とした模擬地震動21個を作成し<sup>5)</sup>、入力地震動として用いた。これらの模擬地震動は、I種、II種、III種の各地盤に対し、タイプI(海洋型)地震動では、マグニチュードを8.0、震央距離  $\Delta$  を100km, 200km, 300kmとし、タイプII(直下型)地震動では、マグニチュードを7.2、震央距離  $\Delta$  を5km, 10km, 20km, 30kmとして作成したものである。表-4に、これらの模擬地震動の諸量を示しておく。なお、時刻歴応答解析を行う際の各地震動の継続時間は、強震部分を中心とする81.92秒に統一した。また、5.1で述べるように、本研究では各地盤種別におけるタイプI地震動3個、タイプII地震動4個に対する解析結果(所要降伏強度比)のばらつきが小さいことから、解析結果の比較にはその平均値を用いた。

### 4.2 構造特性値

本研究で用いた解析モデルは、図-2に示すQ-hyst型復元力特性を有する一自由度系モデル(図-3)であり、減衰定数  $h$  などの諸量については表-3に示す値を用いた。

なお、損傷指標  $D$  の値については、表-1および表-2に示す損傷指標と損傷状態の相互関係<sup>7),9)</sup>を参照し、修復可能限界とされている  $D=0.4$  の表

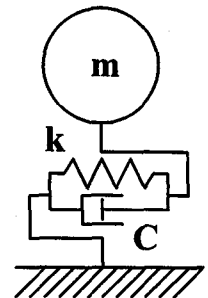


図-3 一自由度系モデル

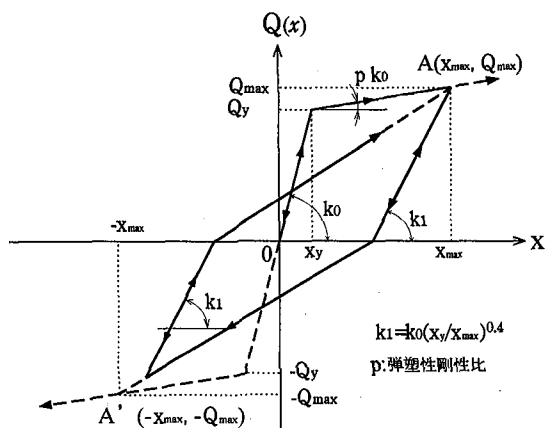


図-2 Q-hyst型復元力特性モデル

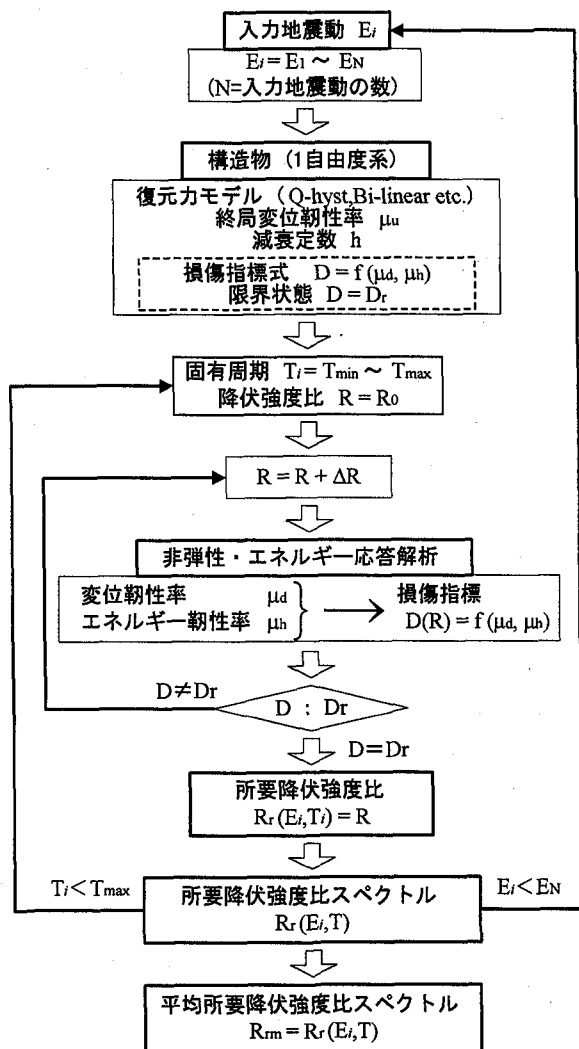


図-4 所要降伏強度比スペクトルの解析フロー

す損傷状態が道路橋示方書に規定されている『B種の橋』と同等であると考え、下限値を $D=0.4$ とした。また、上限値については崩壊を表す $D=1.0$ を用いた。なお、解析の際は、損傷指標 $D$ の違いによる影響を検討するため下限値 $0.4$ から上限値 $1.0$ までを範囲とした。

表-5 構造特性値

減衰定数 $h$	0.02, 0.05, 0.10
弾塑性剛性比 $p$	0.00, 0.05, 0.10
固有周期 $T$	0.1~5.0 秒の範囲を対数軸上で 29 等分した 30 通りの値
損傷指標 $D$ (式(1))	0.4, 0.6, 0.8, 1.0
変位靱性率 $\mu_d$	4.0, 6.0, 8.0, 10.0
正の係数 $\beta$ (式(1))	0.00, 0.05, 0.15

### 4.3 解析方法

4.1, 4.2 で述べた、各入力地震動及び構造特性値に対する所要降伏強度比スペクトルとその各地盤種別ごとの平均値  $R_{rm}$  を求めるための解析の流れを示すと、図-4 のようである。また、図中の応答解析には、式(11)、(12) に示すような、周知の運動方程式並びにエネルギー応答式を用いた。

$$m\ddot{X} + C\dot{X} + Q(X) = m\ddot{X}_0 \quad (11)$$

$$m \int \ddot{X} dX + C \int \dot{X} dX + \int Q(X) dX = m \int \ddot{X}_0 dX \quad (12)$$

ここで、 $\ddot{X}$ ,  $\dot{X}$ ,  $X$  は、相対加速度、速度及び変位を、 $\ddot{X}_0$ ,  $m$ ,  $Q(X)$  は、入力加速度、質量及び復元力を、それぞれ表し、 $C=2h \cdot \omega \cdot m$  は減衰係数を表す。なお、固有円振動数 $\omega$ (固有周期 $T$ )は、 $\omega = (k_0/m)^{1/2}$  とし、履歴振動中一定とした。

そして、式(11)の運動方程式を線形加速度法で解き、得られた最大応答変位  $X_{max}$  より、変位靱性率  $\mu_d = X_{max}/X_y$  を求めた。また、式(11)より得られる各時刻の応答値を用いて、式(12)の履歴吸収エネルギー  $E_h = \int Q(X) dX$  を、各増分時間 ( $dt=0.001$  秒)ごとの数値積分により求め、エネルギー靱性率  $\mu_h = E_h / (Q_y \cdot X_y)$  を計算して、式(2)より、損傷指標  $D$  の値を求めた。

### 5. 解析結果および考察

ここでは、本研究で定義した所要降伏震度  $k_{hyr}$ 、低減係数  $rR$  および修正等価水平震度  $k_{hem}$  の解析結果を示し、現行の道路橋示方書における等価水平震度  $k_{he}$  および低減係数  $rE$  との比較を行う。なお、道路橋示方書では、設計水平震度および等価水平震度にはそれぞれ下限値が規定されているが、本研究では、著者らが定義した所要降伏震度と示方書において規定されている等価水平震度のスペクトルの比較を行うため、それらの下限値は考慮しないこととした。また、道路橋示方書の耐震設計法では、B種の橋は、レベル2地震動に対しては限定された損傷にとどめることを目標としているため、以下で示す解析結果のうち、損傷指標  $D$  の所定値  $D_r=0.4$  の場合がこれに相当することになる<sup>9)</sup>。

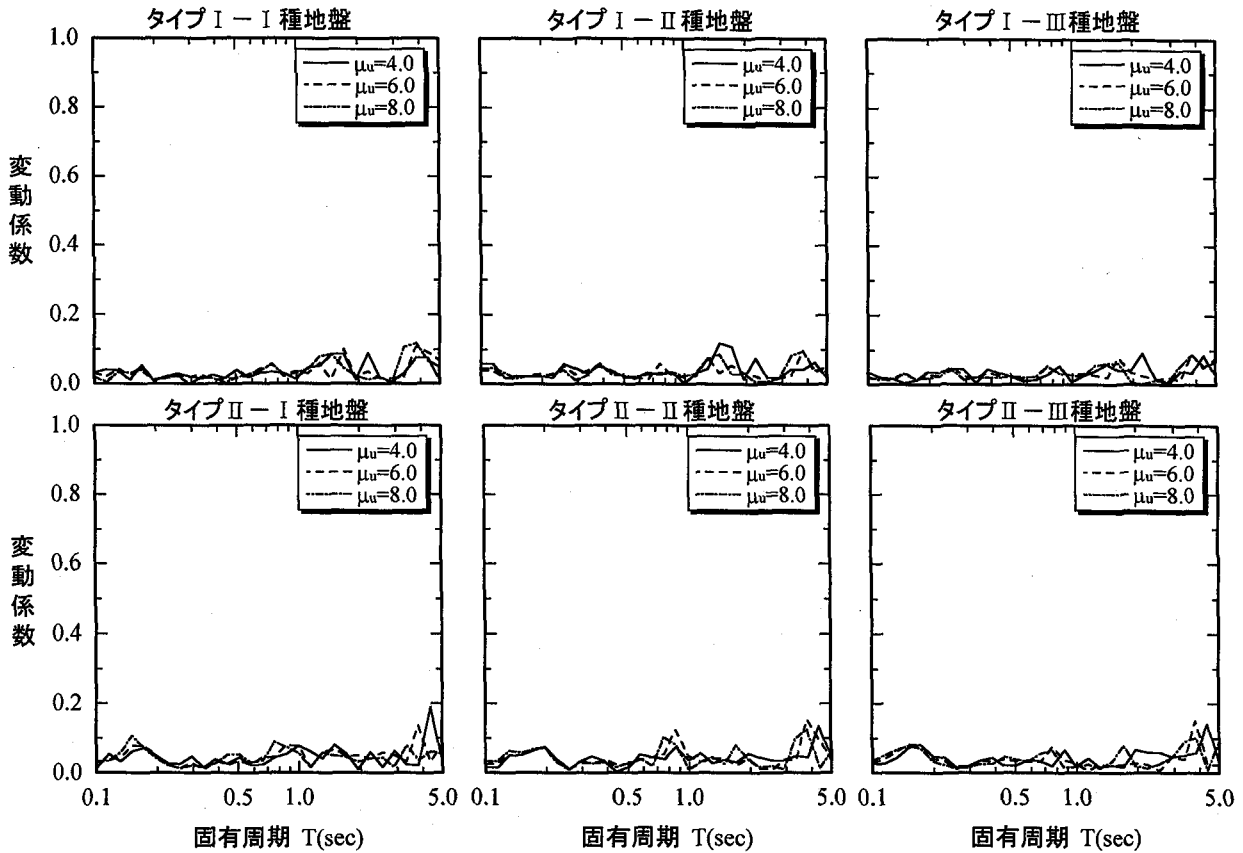


図-5 所要降伏強度比  $R_r$  の変動係数 (COV)

### 5.1 平均所要降伏強度比スペクトル

本研究では、表-2に示すように、作成した模擬地震動 21 個をタイプ I (海洋型)地震動、タイプ II (直下型)地震動の 2 つのグループに分け、さらに I 種、II 種、III 種地盤対応の 3 つのグループに分類して、各グループごとの平均所要降伏強度比  $R_{rm}$  を求めた。そして、この  $R_{rm}$  をもとに、式(7)、式(10)より算出した所要降伏強度および低減係数の値を用いて示方書におけるそれらとの比較検討を行っている。したがって、以下の比較と考察に先立ち、このような各グループの平均値  $R_{rm}$  を用いることは是非について検討しておく。

図-5は、タイプ I 地震動 3 個、タイプ II 地震動 4 個に対する各地盤種別の所要降伏強度比  $R_r$  の変動係数 (COV) を損傷指標の所定値  $D_r=1.0$ 、終局変位靱性率  $\mu_u=4.0, 6.0, 8.0$  とした場合について、比較したものである。

図より、変動係数の値は、一部 0.2 前後になるものもあるが、タイプ I、タイプ II 地震動とも、多くは 0.1 以下であり、上記の入力地震動の相違による所要降伏強度比  $R_r$  のばらつきは小さいものと判断できる。したがって、上記のように、各地盤種別ごとの平均値  $R_{rm}$  を用いて解析結果について比較検討することとした。

### 5.2 所要降伏震度 $k_{hyr}$

まず、はじめに、本研究で定義した所要降伏震度に対

する構造特性値、すなわち、減衰定数  $h$ 、修正 Park らの損傷指標(式(2))における正の係数  $\beta$  及び弾塑性剛性比  $p$  の及ぼす影響を比較した(表-5 参照)。

図-6 は、損傷指標の所定値  $D_r=1.0$ 、終局変位靱性率  $\mu_u=4.0$  とした場合の構造特性値の影響を示したものである。なお、左から減衰定数を  $h=0.02, 0.05, 0.10$  ( $\beta=0.15, p=0.10$ )、正の係数を  $\beta=0.00, 0.05, 0.15$  ( $h=0.05, p=0.10$ )、弾塑性剛性比を  $p=0.00, 0.05, 0.10$  ( $h=0.05, \beta=0.15$ ) に、それぞれ 3 通りに変化させたものである。

図より、減衰定数  $h$ 、弾塑性剛性比  $p$  が大きいほど、また、正の係数  $\beta$  が小さいほど、所要降伏震度は小さくなっている。ただし、各パラメータの違いによる影響は、タイプ I とタイプ II 地震動ではほとんど変わらない。そして、その程度は、弾塑性剛性比、正の係数、減衰定数の順に顕著となっている。

以下では、減衰定数を道路橋示方書<sup>1)</sup>で標準値とされている  $h=0.05$ 、正の係数を平均値である  $\beta=0.15$ <sup>12)</sup>、弾塑性剛性比を一般的な  $p=0.10$  とし、解析を行った結果について示す。

図-7 は、終局変位靱性率  $\mu_u=6.0$  とし、損傷指標の所定値  $D_r=0.4$  および 1.0 とした場合の所要降伏震度  $k_{hyr}$  と道路橋示方書の等価水平震度  $k_{he}$  とを比較して示したものである。ただし、図中の等価水平震度  $k_{he}$  は、3.2 で述べた許容靱性率  $\mu_a$  を用いて求めたものであり、 $\mu_u=6.0$  に対し、タイプ I では  $\mu_a=2.7$ 、タイプ II では  $\mu_a=4.3$  である。

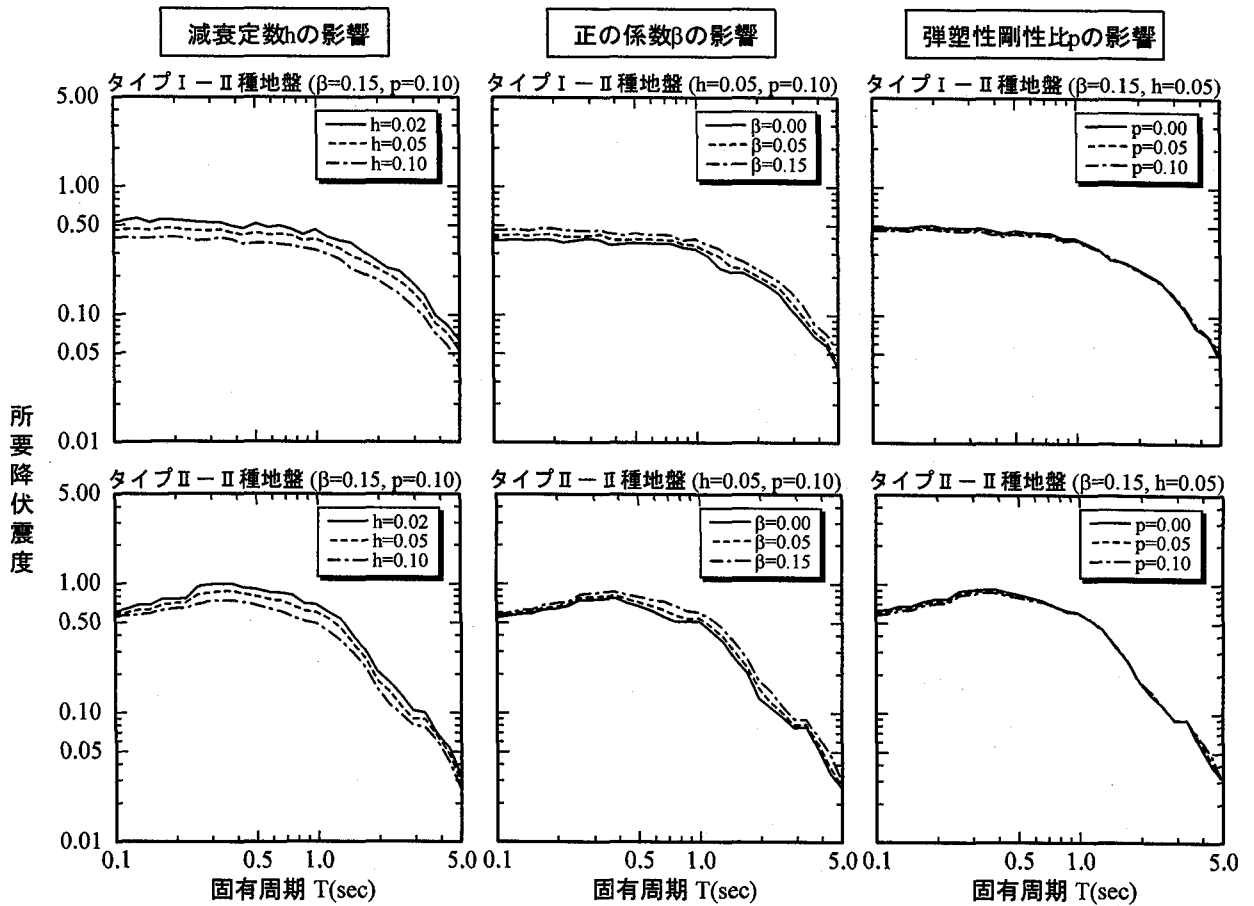


図-6 減衰定数  $h$ ・正の係数  $\beta$ ・弾塑性剛性比  $p$  が所要降伏震度に及ぼす影響 (II種地盤,  $D_r=1.0, \mu=4.0$ )

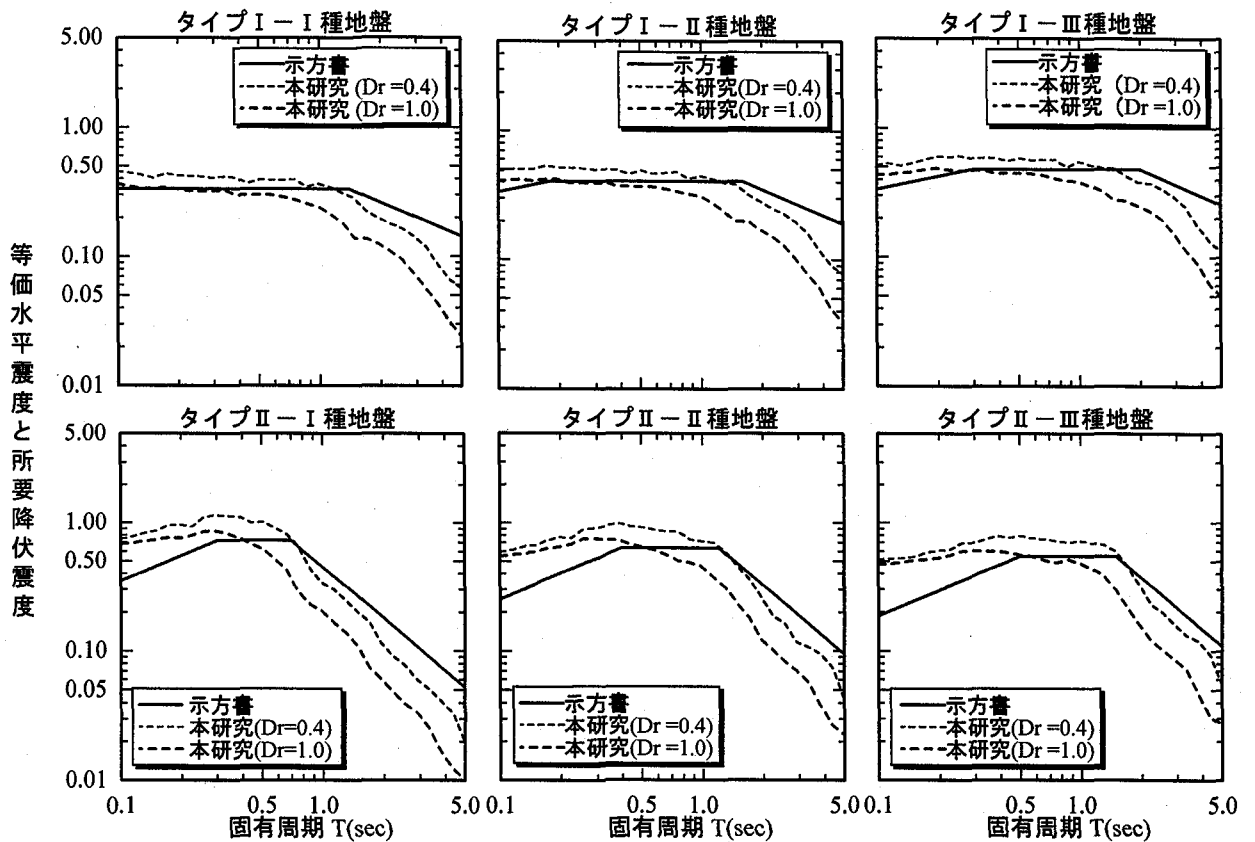


図-7 所要降伏震度  $k_{yr}$  と道路橋示方書における等価水平震度  $k_{he}$  の比較 ( $\mu=6.0$ )

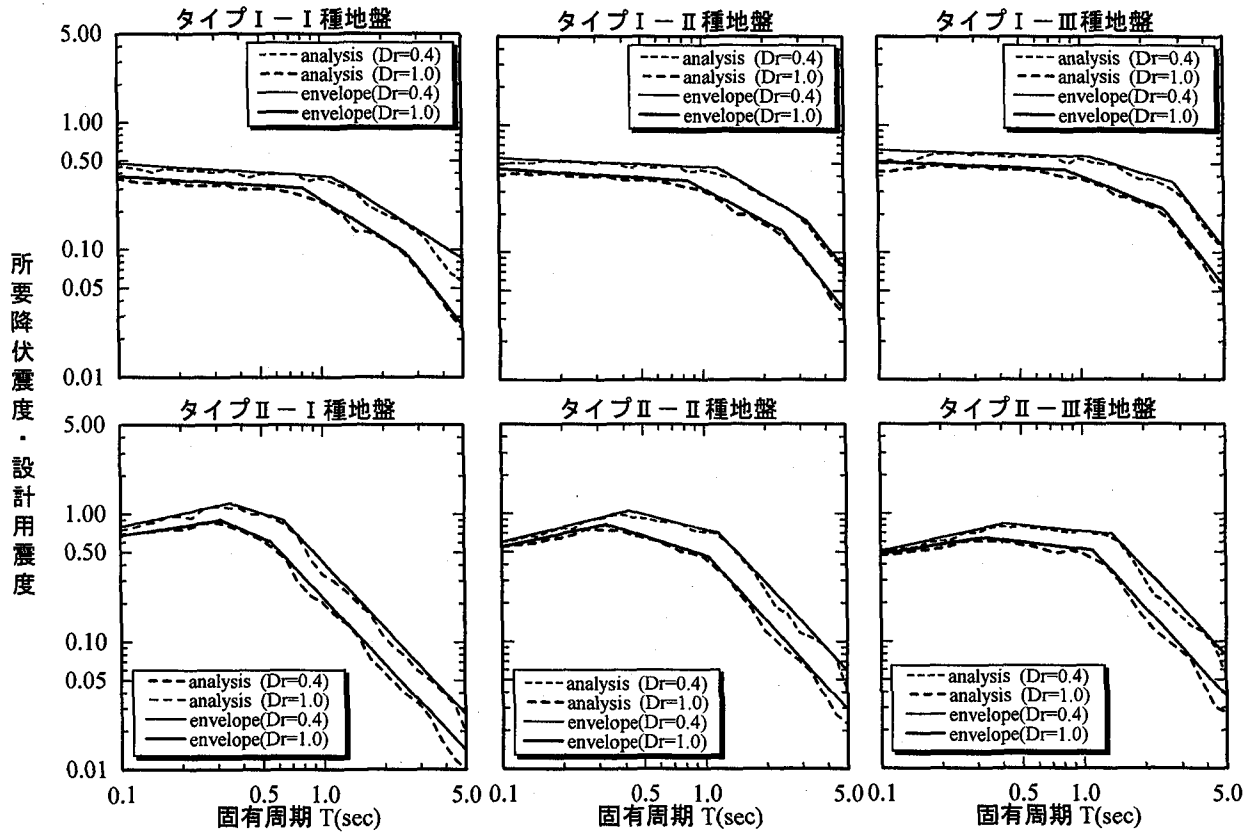


図-8 所要降伏震度と設計用震度スペクトルの比較 ( $\mu=6.0$ )

表-5 設計用震度スペクトルの直線式

地盤種別	固有周期Tに対する設計用所要降伏震度の値		
(a) タイプ I 地震動, $D_r=0.4$			
I 種地盤	$T \leq 1.15$		$1.15 < T$
	$0.38 * T^{-0.1}$		$0.43 * T^{-1}$
II 種地盤	$T < 1.2$	$1.2 \leq T < 3.25$	$3.25 \leq T$
	$0.47 * T^{-0.07}$	$0.55 * T^{-0.95}$	$1.9 * T^{-2}$
III 種地盤	$T < 1.12$	$1.12 \leq T < 2.80$	$2.80 \leq T$
	$0.57 * T^{-0.05}$	$0.6 * T^{-0.5}$	$2.8 * T^{-2}$
(b) タイプ I 地震動, $D_r=1.0$			
I 種地盤	$T < 0.82$	$0.82 \leq T < 2.60$	$2.60 \leq T$
	$0.30 * T^{-0.1}$	$0.25 * T^{-1}$	$0.65 * T^{-2}$
II 種地盤	$T < 0.85$	$0.85 \leq T < 2.46$	$2.46 \leq T$
	$0.36 * T^{-0.1}$	$0.32 * T^{-0.85}$	$0.9 * T^{-2}$
III 種地盤	$T < 0.85$	$0.85 \leq T < 2.53$	$2.53 \leq T$
	$0.44 * T^{-0.07}$	$0.4 * T^{-0.65}$	$1.4 * T^{-2}$

地盤種別	固有周期Tに対する設計用所要降伏震度の値		
(c) タイプ II 地震動, $D_r=0.4$			
I 種地盤	$T < 0.35$	$0.35 \leq T < 0.64$	$0.64 \leq T$
	$1.78 * T^{0.35}$	$0.72 * T^{-0.5}$	$0.42 * T^{-1.7}$
II 種地盤	$T < 0.42$	$0.42 \leq T < 1.17$	$1.17 \leq T$
	$1.5 * T^{0.4}$	$0.75 * T^{-0.4}$	$0.92 * T^{-1.7}$
III 種地盤	$T < 0.40$	$0.40 \leq T < 1.39$	$1.39 \leq T$
	$1.13 * T^{0.35}$	$0.72 * T^{-0.15}$	$1.2 * T^{-1.7}$
(d) タイプ II 地震動, $D_r=1.0$			
I 種地盤	$T < 0.31$	$0.31 \leq T < 0.55$	$0.55 \leq T$
	$1.2 * T^{0.25}$	$0.4 * T^{-0.7}$	$0.22 * T^{-1.7}$
II 種地盤	$T < 0.33$	$0.33 \leq T < 1.03$	$1.03 \leq T$
	$1.22 * T^{0.35}$	$0.47 * T^{-0.5}$	$0.49 * T^{-1.75}$
III 種地盤	$T < 0.32$	$0.32 \leq T < 1.12$	$1.12 \leq T$
	$0.85 * T^{0.25}$	$0.52 * T^{-0.18}$	$0.62 * T^{-1.75}$

図より、本研究で定義した所要降伏震度  $k_{hyr}$  と道路橋示方書の等価水平震度  $k_{he}$  の大小関係は、損傷指標 D の所定値  $D_r=0.4$  の場合には、短周期域では  $k_{hyr} > k_{he}$ 、逆に長周期域では  $k_{hyr} < k_{he}$  となり、この傾向はタイプ II 地震動の方がタイプ I 地震動より顕著となることが分かる。また、このような  $k_{hyr}$  と  $k_{he}$  との大小関係は、構造物の固有周期 T、損傷指標 D の所定値  $D_r$ 、地震動タイプ、地盤種別に依存することがわかる。また、道路橋示方書の等価水平震度  $k_{he}$  は、タイプ I、タイプ II 地震動とも、

固有周期が 0.8 秒付近の周期で、本研究における修復可能限界を表す  $D_r=0.4$  と崩壊を表す  $D_r=1.0$  に対する所要降伏震度  $k_{hyr}$  の中間的な値となっていることも分かる。一般的な単柱式 RC 橋脚の固有周期はおおよそ 0.4~1.0 秒であることから、本研究で作成した(設計用)地震動が入力した場合、現行の道路橋示方書に基づいて設計された橋脚は、崩壊することはないが、限定した損傷にとどめるという道路橋示方書の目的を満足することは困難であると考えられる。

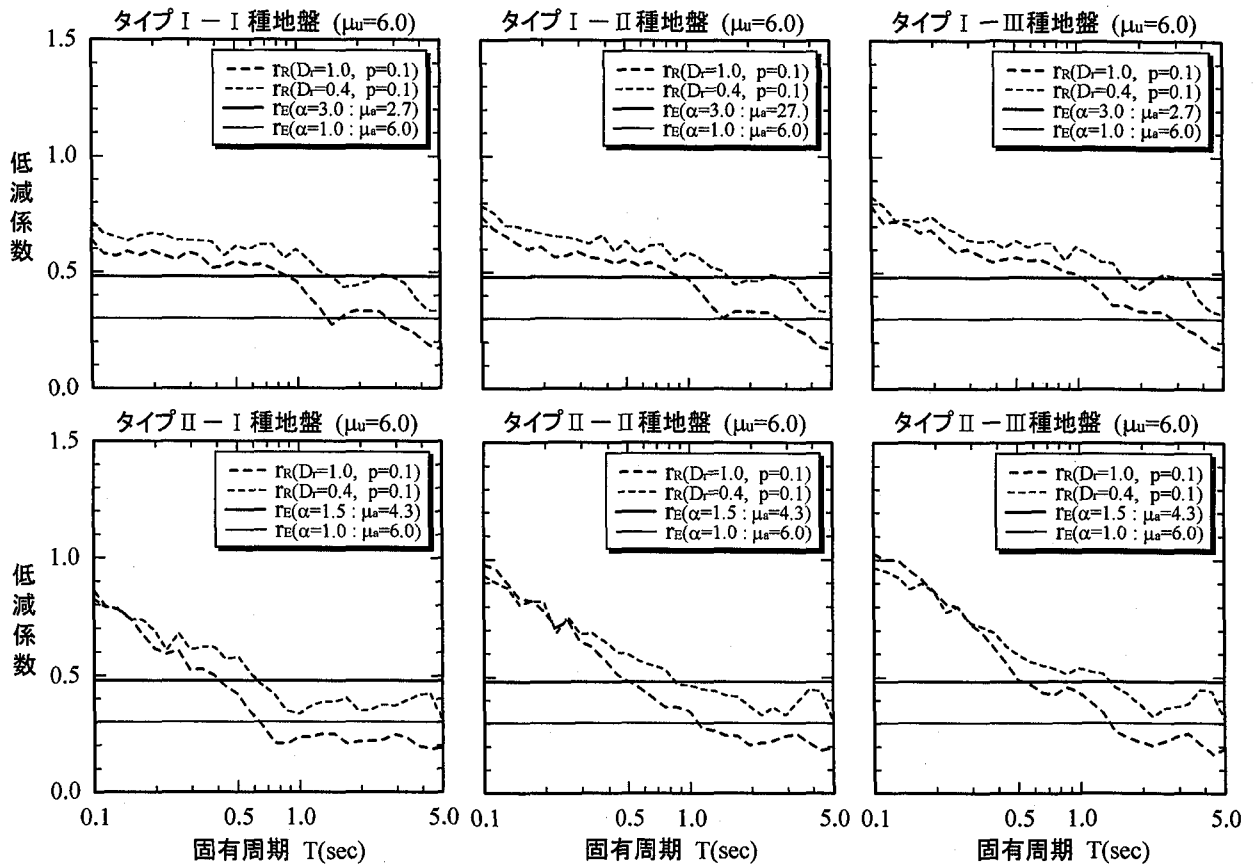


図-9 所要降伏強度比による低減係数  $r_R$  とエネルギー一定則による低減係数  $r_E$  の比較

### 5.3 設計用震度スペクトル

5.2 で述べたように、本研究で求めた所要降伏震度  $k_{hyr}$  のスペクトル値は、損傷指標  $D$  の所定値  $D_r$  および終局変位靱性率  $\mu_u$  の値によって異なり、固有周期  $T$  に対する依存性も複雑である(図-7 参照)。したがって、これをそのままでは、耐震設計に用いることは好ましくない。

そこで、本研究では、解析により得られた所要降伏震度曲線をもとに、これを包絡するように直線近似したものを設計用震度スペクトルとして提案することとした。その一例として、図-7 の所要降伏震度曲線とそれを直線近似した設計用震度スペクトルとを比較して示すと図-8 のようであり、図中の設計用震度スペクトルの各直線式は、それぞれ、表-5 のようである。

### 5.4 低減係数 $r_R$

図-9 は、損傷指標の所定値  $D_r=0.4$  および  $1.0$ 、終局変位靱性率  $\mu_u=6.0$  とし、本研究で定義した式(10)の低減係数  $r_R$  と、現行の道路橋示方書における式(9)の低減係数  $r_E$  を比較したものである。また、参考のために、式(8)の安全係数  $\alpha=1.0$  とした場合、すなわち、式(9)における許容靱性率  $\mu_a$  を終局変位靱性率  $\mu_u$  とした場合の低減係数も示している。

図-9 より、本研究の低減係数  $r_R$  と道路橋示方書のエネルギー一定則に基づく低減係数  $r_E$  との大小関係は、タイプ I、タイプ II 地震動とも、短周期側では  $r_R < r_E$ 、逆

に、長周期側では  $r_R > r_E$  となり、この傾向は、タイプ I 地震動よりタイプ II 地震動の方が顕著となることがわかる。このことより、現行示方書における設計地震力の低減方法では、短周期域において、地震力が過剰に低減され、危険側になるものと思われる。なお、式(10)から予想されるように、図-9 の  $r_R$  と  $r_E$  の大小関係と図-7 の  $k_{hyr}$  と  $k_{he}$  の大小関係は、ほぼ同様となっている。

### 5.5 修正等価水平震度 $k_{hem}$

図-10 は、損傷指標  $D_r=0.4$ 、終局変位靱性率  $\mu_u=6.0$  とした場合の、3.3 で定義した、本研究の修正等価水平震度  $k_{hem}$  と道路橋示方書の等価水平震度  $k_{he}$  を比較したものである。また参考のために、図-7 の所要降伏震度  $k_{hyr}$  も同時に示している。

図より、現行示方書の等価水平震度  $k_{he}$  は、本研究の修正等価水平震度  $k_{hem}$  に比べて、短周期側で小さい値となり、危険側であることがわかる。なお、式(10)より自明であるが、本研究で定義した所要降伏震度  $k_{hyr}$  と修正等価水平震度  $k_{hem}$  の大小関係は、 $k_{hyr} > k_{hem}$  となっている。

## 6. おわりに

本論文では、修正 Park らの損傷指標  $D$  の所定値  $D_r$  を満たすような、レベル 2 地震動に対する所要降伏強度比を求め、これをもとに、所要降伏震度、地震力の低減係



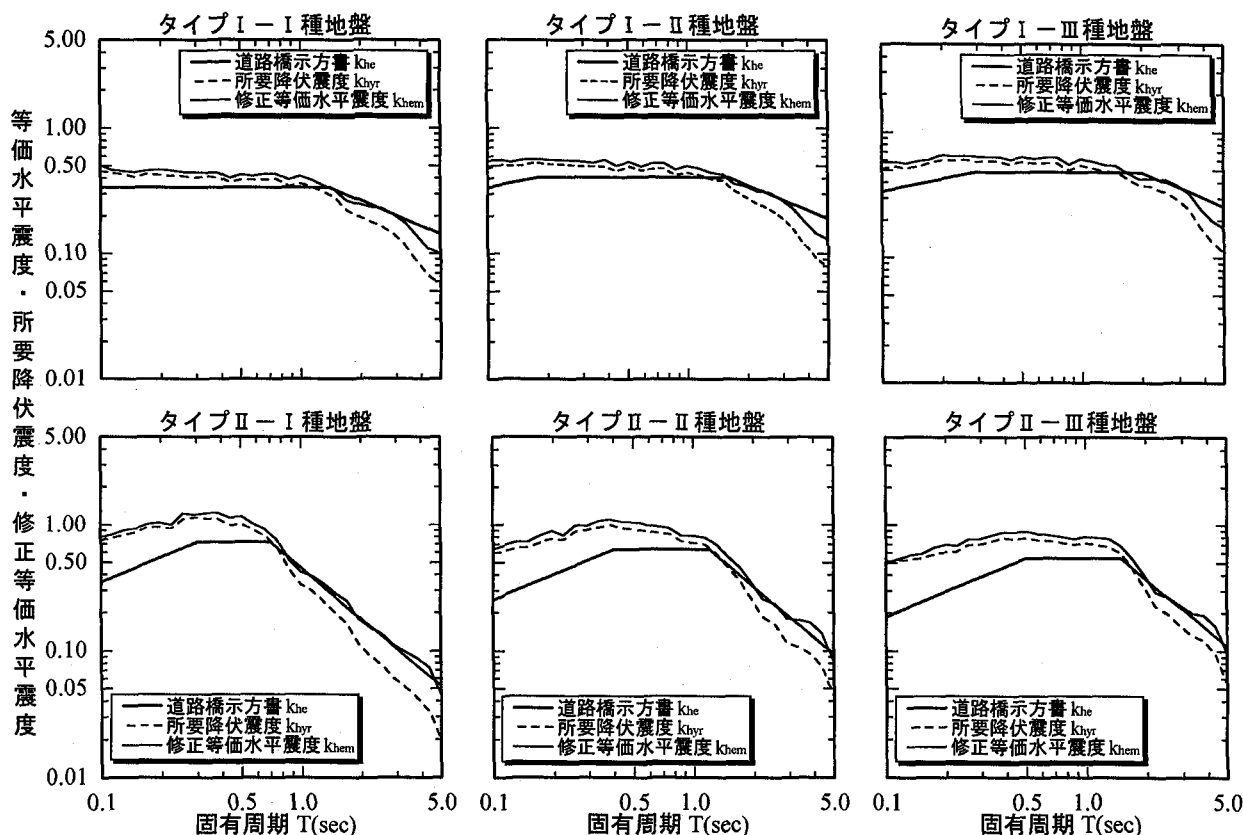


図-10 所要降伏震度  $k_{hyr}$  および修正等価水平震度  $k_{hem}$  と等価水平震度  $k_{he}$  の比較 ( $D_r=0.4$ ,  $\mu=6.0$ )

数および修正等価水平震度を求めた。そして、現行示方書のエネルギー一定則による低減係数および等価水平震度との比較検討を行った。また、解析結果より得られた所要降伏震度の包絡線を直線近似した設計用震度スペクトルを提案した。

得られた結果を要約すると以下ようになる。

- 1) 現行の道路橋示方書の等価水平震度  $k_{he}$  は、本研究で求めた所要降伏震度  $k_{hyr}$  および修正等価水平震度  $k_{hem}$  に比べ、短周期域では小さな値となり、この傾向は、タイプII地震動で顕著である。また、タイプI、タイプII地震動とも、橋脚の一般的な固有周期である0.4~1.0秒の範囲では、道路橋示方書の等価水平震度  $k_{he}$  は、本研究における  $D_r=0.4$  と  $D_r=1.0$  に対する所要降伏震度  $k_{hyr}$  の中間的な値となる。よって、現行の道路橋示方書に基づいて設計された橋脚は、限定した損傷にとどめるという道路橋示方書の目的を満足することは困難であると考えられる。
- 2) 現行示方書の地震時保有水平耐力法における地震力の低減方法では、短周期域において、過剰の低減が行われ、設計地震力を小さくみつめることになる。したがって、現行示方書のエネルギー一定則に基づいた地震力の低減方法と等価水平震度については、今後、見直す必要があるものと思われる。
- 3) 本研究で提案した損傷指標  $D$  の所定値  $D_r$  に対応する設計用震度スペクトルは、各種限界状態 ( $D_r$  の値)

に応じた設計震度を求めることができ、有用であると思われる。

なお、これらの結果は、限られた数値計算により得られたものであり、軽々に結論づけられるものではない。すなわち、橋脚の減衰定数  $h$  と固有周期  $T$  の関係<sup>1)</sup>、修復可能限界として採用した損傷指標  $D$  の値等が、本研究で提案した設計震度スペクトルに及ぼす影響については、さらに、検討していく必要がある、これらの点については、今後の検討課題と考えている。

#### 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，丸善，1996.12.
- 2) Park, Y.J. and Ang, A.H-S. : Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete, J. of Struc. Engrg., ASCE, Vol.111, No.4, pp.722-739, 1985.
- 3) 平尾 潔，笹田修司，成行義文，澤田 勉，川端茂樹：所要降伏強度比スペクトルとこれを用いた強震時終局安全性の一照査方法について，土木学会論文集，No.525/I-33, pp.213-225, 1995.
- 4) 笹田修司，平尾 潔，成行義文，澤田 勉，三上 卓：強震下における構造物の損傷評価に関する一研究，構造工学論文集，Vol.42A, pp.661-668, 1996.3.
- 5) 沢田 勉，平尾 潔：目標応答スペクトルに合致する

模擬地震動の一作成法, 第 17 回地震工学研究発表会  
講演概要, pp.49-52, 1983 年 7 月.

- 6) 三上 卓, 平尾 潔, 笹田修司, 沢田 勉, 成行義文:  
強震下における RC 橋脚の所要降伏震度に関する一  
研究, 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.49-52, 1998.1.
- 7) Geobarah, A., Aly, N. M., El-Attar, M. : Seismic  
reliability assessment of existing reinforced concrete  
buildings, Journal of Earthquake Engineering, Vol.2, No.4,  
pp.569-592, 1998.
- 8) 三上 卓, 平尾 潔, 笹田修司, 澤田 勉, 成行義  
文: レベル 2 地震動に対する設計震度スペクトルに関  
する一研究, 第 10 回日本地震工学シンポジウム論文  
集, pp.3061-3066, 1998.11.
- 9) Reinhorn, Andrei M., Kunnath, Sashi K., Mander, John  
B. : Seismic Design of structures for damage control,

Nonlinear Seismic Analysis and Design of Reinforced  
Concrete Buildings, pp.63-76, Edited by P. Fajfar and H.  
Krawinkler, Slovenia, Yugoslavia, 13-16 July 1992.

- 10) 柴田明徳: 最新 耐震構造解析, 森北出版, pp.133-134
- 11) Fajfar, P.: Equivalent ductility factors, taking into account  
low cycle fatigue, Earthquake Engineering & Structural  
Dynamics, Vol.21, No.10, pp.837-848, October 1992.
- 12) Vidic, T., Fajfar, P. and Fischinger, M. : A procedure for  
determining consistent inelastic design spectra, Nonlinear  
Seismic Analysis and Design of Reinforced Concrete  
Buildings, Supplementary Proc. Of a workshop held in  
Bled, ed. by Fajfar, P. and Krawinkler, H., J.A.Blume EEC  
Report No.103, Stanford Univ. and Univ. of Ljubjana,  
pp.9-32, 1992.

(1998 年 9 月 18 日 受付)