

確率論的手法に基づくRC構造物設計における 最適降伏震度設定の一方方法

STUDY ON OPTIMUM YIELD SEISMIC COEFFICIENT FOR DESIGN OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES BASED ON PROBABILITY THEORY

松島 学*・松井邦人**・井出周治***

By Manabu MATSUSHIMA, Kunihito MATSUI and Shuji IDE

The purpose of this study is to determine an optimum yield seismic coefficient based on probability theory. RC structures are represented by a single-degree-of-freedom system with a degrading tri-linear model. Yield seismic coefficient and yield period are chosen as structural parameters, which are treated as deterministic. Frequency and magnitude of earthquake, attenuation equation and reflection of local site condition are considered to involve uncertainties.

Ductility factor is taken as a measure for damage of structures. Dynamic analysis is performed on each set of structural parameters to obtain ductility factor. Then optimum yield seismic coefficient is determined so as to minimize expected total cost.

Keywords: probabilistic approach, optimum yield seismic coefficient, expected minimum cost, degrading tri-linear model

1. 序

過去の大地震において、数多くの鉄筋コンクリート構造物が何らかの被害を受けてきた。現行の道路橋示方書¹⁾に規定されている設計震度は0.1~0.4程度であり、実際の構造物では、はるかに大きい加速度が測定されている。たとえば昭和53年に発生した宮城県沖地震でも、橋脚上で500 galを越える大きな加速度が測定されている。しかし、それにもかかわらず十分な塑性変形性能のあるものは、大きな損傷を受けていないことが報告されている^{2),3)}。構造物が降伏後、塑性変形性能が十分あれば、たいした損傷も受けずはるかに大きな地盤加速度に耐え得ることがわかってきた。伯野ら⁴⁾は、1質点系モデルを用い弾塑性解析を行い、塑性変形性能がない場合には設計震度より小さな地盤加速度でも構造物は破壊する可能性があるが、塑性変形性能がある場合には、はるかに大きな地盤加速度にも耐えられることを示している。

したがって、曲げ破壊が支配的な構造物に関しては、

降伏後の塑性変形性能を考慮することが合理的な設計につながると考えられている。原田ら⁵⁾は、震後交通を確保することを目標として、過去の地震応答観測、震害調査、大型模型実験および単純なモデルを用いた非線形応答解析の結果を用い、これを費用便益問題ととらえて分析し、設計震度および所要の変性性能を求めている。野中ら⁶⁾は、過去の地震被害データと耐震に関する専門家の考え方から期待被害率を求め、地震被害による損失と耐震性を高めるための費用を考慮した費用-便益モデルを構築し、最適震度を求めている。著者ら⁷⁾も強震時に構造物が塑性変形することを前提とし、1質点系モデルの弾塑性応答解析結果を整理して、耐震性を増すことによる費用と被害を受けることによる損失を考慮して、期待費用最小の観点から最適降伏震度を定量的に求める手法を提案した。設計において構造物の塑性変形性能を期待する考え方は、新しく制定されたコンクリート標準示方書⁸⁾にも盛り込まれている。

強震時に曲げ破壊が支配的な構造物の塑性変形性能を合理的に設定するためには、入力加速度の最大値だけでなく、その発生確率、地震の継続時間、卓越周期、スペクトル形状、さらに耐震性を高めることによる建設費の増加、構造物の重要度、被害を受けることによる社会的影響の大きさ、金利等種々の事項について検討する必要

* 正会員 工修 東電設計(株)技術開発本部耐震技術部課長 (〒101 千代田区内幸町1-3-1)

** 正会員 Ph.D. 東京電機大学教授 理工学部建設工学科 (〒350-03 埼玉県比企郡鳩山町石坂)

*** 正会員 工修 東電設計(株)第二土木本部地中線土木部(前・東京電機大学大学院生)

がある。上記の事柄のすべてについて定量的データが十分あるとはいえない。大胆な仮定も含んでいるが、本研究では構造物の塑性変形性能、構造物の重要度、損傷時の損失費用等も考慮し、最適な降伏震度設定の一手法を示している。

まず2.において最適降伏震度を求める解析モデルについて1つの例を通して説明する。次に、3.では2.で説明した手法を用いて、道路橋示方書の各地盤種別ごとに、代表的な構造物の固有周期をパラメーターとして最適降伏震度を求めた。そして、コンクリート標準示方書で規定されている設計震度と比較して、安全性を考察した。

2. 解析方法

(1) 解析手順

最適降伏震度を求める全体フローを図-1に示す。初めに①、②で、対象とする地域における構造物の耐用期間内に起こる離散化した最大加速度レベルの発生回数の期待値 $n_T(a_i)$ を求める。③、④では、模擬地震波を発生する地盤の卓越周期 T_s^* 、スペクトルのピークの鋭さを表わす形状係数 $h_s^{*9)}$ (以下形状係数と称す) および継続時間 T_s^* の確率密度関数を設定する。⑤では、最大加速度レベル a_i ごとに③、④の条件で模擬地震波を発生する。⑥では、対象とする構造物の特性値、すなわち降伏震度 α_y 、降伏固有周期 T_y および減衰定数 h_s を設定する。⑦では、⑤で発生した模擬地震波を用いて、地震動の最大加速度レベル a_i ごとに構造物の塑性率 μ の確率密度 $f_\mu(\mu_j | a_i)$ を求める。⑧では、⑦で求めた塑性

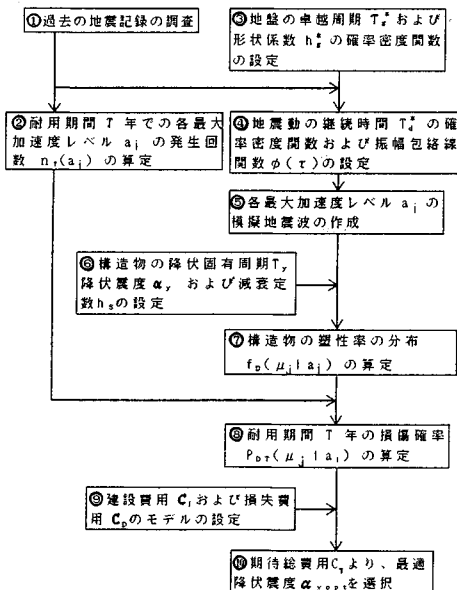


図-1 解析フロー

率の確率密度を用いて②で求めた各最大加速度レベル a_i の地震動の発生回数の期待値 $n_T(a_i)$ から耐用期間 T 年の損傷確率を算定する。⑨では、初期建設費用 C_i および損失費用の期待値 C_o のモデルを設定する。⑩では、期待総費用最小の手法により、損失費用の期待値 C_o と初期建設費用 C_i の関係より、初めに設定した降伏震度 α_y の中から最適降伏震度 $\alpha_{y,opt}$ を採択する。

上述の最適降伏震度設定に大きく影響する地震発生回数の期待値、模擬地震波モデル、RC 構造の力学モデル、損失費用モデルおよび期待総費用最小化の概念に基づく最適降伏震度設定方法について以下に述べる。

(2) 地震発生回数

最大加速度の距離減衰式は、一般に地震のマグニチュード M と震央距離 Δ を説明変数とし、地表面での最大加速度 A_{max} を推定している。それに関する提案式は数多くあるが、ここでは式 (1) に示す文献10) の提案式を用いた。

$$A_{max} = \begin{cases} 1.073 * 10^{0.201M} * (\Delta + 30)^{-1.251} & (1 \text{種地盤}) \\ 227.3 * 10^{0.308M} * (\Delta + 30)^{-1.201} & (2 \text{種地盤}) \\ 403.1 * 10^{0.262M} * (\Delta + 30)^{-1.208} & (3 \text{種地盤}) \\ \dots\dots\dots & \dots\dots\dots \end{cases} \quad (1)$$

対象とする地域を東京とし、地盤を2種地盤(道路橋示方書¹¹⁾の2, 3種地盤に相当する)として最大加速度の発生回数の期待値を求める。既往の文献¹¹⁾より東京で被害を生じた地盤のマグニチュード M と震央距離 Δ を調査した。ただし、対象とした地震は東京が日本の政治の中心都市となった江戸時代以降のもので、文献の信頼度が比較的高いと判断できるものに限った。

j 番目の地震動が発生したとすると、着目地点における j 番目の地震動の最大加速度 A_{max} の確率密度分布は、距離減衰式 $A(M, \Delta)$ より、式 (2) で与えられる。

$$f_j(A_{max}) = f_j(A(M, \Delta), e^*) \dots\dots\dots (2)$$

ここで、 e^* は推定式の精度である。 $f_j(A_{max})$ は、平均値 $A(M, \Delta)$ 、変動係数 0.5、その分布形状を対数正規分布とした¹²⁾。ただし、最大加速度は 500 gal 以上は発生しないものと仮定し⁹⁾、式 (2) は 500 gal で打ち切られた分布¹³⁾とした。

したがって、最大加速度を離散値 $a_{i-1} < A_{max} < a_i$ とすると、地震が1回発生したとき、その最大加速度レベルが a_i となる地震動の発生確率は式 (3) で求められる。

$$F_j(a_i) = \int_{a_{i-1}}^{a_i} f_j(A_{max}) da \dots\dots\dots (3)$$

式 (3) を、調査された地震動の全個数 m_T で積分すると、離散化された最大加速度レベル a_i での発生回数の期待値 n_i は、式 (4) で表わされる。

$$n_i = \sum_{j=1}^{m_T} F_j(a_i) \dots\dots\dots (4)$$

このようにして求められた最大加速度の標本を 50 gal きざみで最大 500 gal までの発生回数の期待値を求めた。

次にその標本から、再現期間 T 年での地震発生回数の期待値を求める。地震などのように、いかなる時刻でも発生し得る事象の発生確率は、一般にポアソン過程でモデル化するのが妥当であるといわれている¹⁴⁾。その場合、事象が初めて発生するまでの時間 t は、指数分布に従うことはよく知られている。したがって、本研究では再現期間と耐用期間は一致すると考えているので、耐用期間 T 年で発生する最大加速度レベル a_i の年平均発生確率 ν_i は、過去 t_0 年間に最大加速度レベル a_i の大きさの地震動が n_i 回発生したとすると式 (5) で表わされる。

$$\nu_i = \frac{n_i}{t_0} \dots \dots \dots (5)$$

そのときの耐用期間 T 年での発生回数の期待値 $n_T(a_i)$ は、式 (6) で表わされる。

$$n_T(a_i) = \nu_i \cdot T \dots \dots \dots (6)$$

最大加速度レベルの発生回数の期待値 n_i から耐用期間を 30, 50, 75 年として求めた各最大加速度レベルの発生回数の期待値 $n_T(a_i)$ を図-2 に示す。

(3) 模擬地震波

入力地震動は、Kanai・Tajimi のパワースペクトル密度関数^{15), 16)}と図-3 に示す Jennings, 渡部ら^{17), 18)}が提案

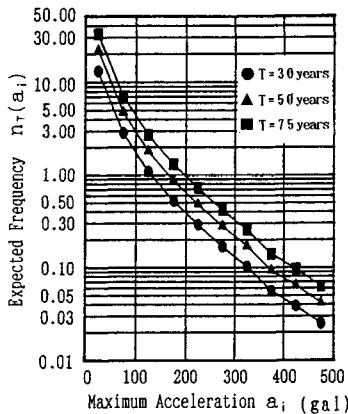


図-2 最大加速度の発生回数の期待値 $n_T(a_i)$ (2種地盤)

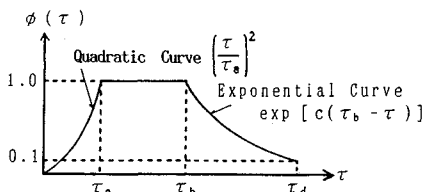


図-3 振幅包絡線関数 $\phi(\tau)$

した強度変化を表わす振幅包絡線関数 $\phi(\tau)$ を用いた模擬地震波とした。その一般式は式 (7) で表わされる。

$$y(\tau) = y_0(\tau) \cdot \phi(\tau) \dots \dots \dots (7)$$

ここで、 τ は時刻である。 $y_0(\tau)$ は、定常確率過程の標本関数で式 (8) で表わされる。

$$y_0(\tau) = \sum_{i=1}^n \sqrt{2 \cdot S(\omega_i) \cdot \Delta\omega / \pi} \cdot \cos(\omega_i \cdot \tau + \theta_i) \dots \dots (8)$$

θ_i は $0 \sim 2\pi$ の一様乱数、 $S(\omega)$ はパワースペクトル密度関数であり式 (9) で表わされる。

$$S(\omega) = \frac{1 + 4 \cdot h_g^{*2} \cdot C_w^{*2}}{(1 - C_w^{*2})^2 + 4 \cdot h_g^{*2} \cdot C_w^{*2}} \cdot S_0$$

$$C_w = \frac{\omega_i}{\omega_g}, \quad \omega_g = \frac{2\pi}{T_g^*} \dots \dots \dots (9)$$

ここで、 S_0 はホワイトノイズのスペクトル密度である。地盤の卓越周期 T_g^* は、図-4 に示す区間を限定した確率密度モデルとし、道路橋示方書¹⁾の地盤区分を参考に、各地盤種ごと表-1 に示す値を設定した。また、形状係数 h_g^* は、既往の文献¹⁹⁾を参考に $h_g^* = 0.1 \sim 0.5$ の一様分布とした。 ω_L は $\omega_L = \omega_1 + (i-1/2) \cdot \Delta\omega$ で表わされ、 $\omega_L = 0.8$ rad/s、 $\Delta\omega = 0.3$ rad/s、 ω_L の最大値を 63.0 rad/s とした。地震動の継続時間 τ_d はマグニチュードが大きくなるほど長くなることが知られており、久田ら²⁰⁾の提案する式 (10) を用いた。

$$\tau_d = 10^{0.31M - 0.774} \dots \dots \dots (10)$$

本研究では 2. (1) で整理した既往の地震動のマグニチュードの分布からその確率モデルを設定し、地震動の継続時間の分布を求めた。対象とする地点でのマグニ

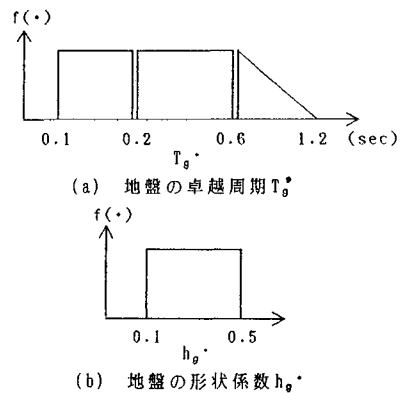


図-4 地盤の卓越周期 T_g^* および形状係数 h_g^* の確率モデル

表-1 地盤の卓越周期 T_g^* の区分

Ground Condition	T_g^* (sec)	h_g^*
1	0.1 ~ 0.2	0.1 ~ 0.5
2	0.2 ~ 0.6	
3	0.6 ~ 1.2	

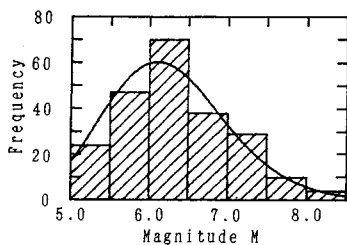


図-5 マグニチュード M の確率モデル

表-2 振幅包絡線関数 $\phi(\tau)$ の諸元

Magnitude M	τ_a / τ_b	τ_b / τ_a
$M < 6.5$	0.08	0.46
$6.5 \leq M < 7.5$	0.12	0.50
$7.5 \leq M$	0.16	0.54

$T_y = 0.3(\text{sec}), h_g = 0.2, M = 7.0$

チュードの分布を図-5に示す。一般に、マグニチュードと累積発生回数の関係は、Gutenberg-Richterの式²¹⁾がよく成り立つことがわかっている。しかし、本研究で調査した地震動は、東京で被害のあった場合のみを採用しているので、マグニチュードの小さなものは欠落しており、同図にみられるようにマグニチュードの頻度分布は対数正規分布となる。したがって、マグニチュードの確率モデルを、同図に示すように対象とする強震の性質を考慮して^{18), 21)}最小を $M=5.0$ 、最大を $M=8.5$ とする区間を限定した対数正規分布とした。この分布と式 (10) により、継続時間の分布が求められる。また、図-3に示す振幅包絡線関数の τ_a, τ_b は、継続時間 τ_d との関係で表わされる。 τ_a, τ_b は、久田ら²⁰⁾によるとマグニチュードの大きさに区分しており、その値を参考に $\tau_a / \tau_b, \tau_b / \tau_a$ の値を表-2のように設定した。模擬地震波の一例を図-6に示す。

(4) RC 構造モデル

対象とした構造物は、一質点系にモデル化できる曲げ破壊型のRC構造物である。その復元力特性は、図-7に示すように比較的靱性に富む劣化型 tri-linear モデルを採用した²²⁾。減衰定数 h_g は5%とした。また既往の実験結果²³⁾を参考に、ひびわれ発生耐力 P_c は降伏耐力 P_y の1/3倍とし、初期剛性 K_1 は降伏剛性 K_y の2倍と

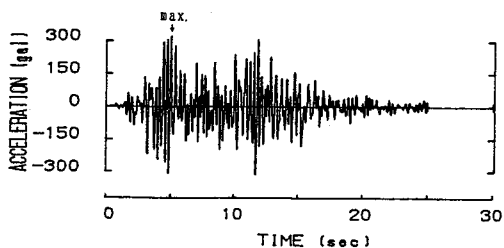


図-6 模擬地震動の一例

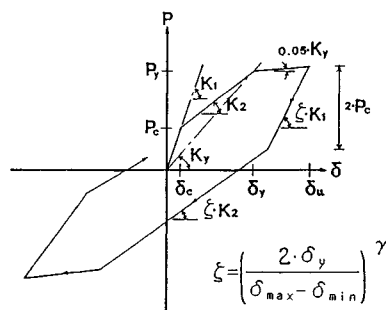


図-7 復元力特性

した。塑性剛性は降伏剛性の0.05倍とした。

したがって、同図に示すように構造物の復元力特性は、式 (11) のように降伏震度 α_y 、固有周期 T_y および質量 m ですべて表わされる。

$$\left. \begin{aligned} P_y &= \alpha_y \cdot m \cdot g \\ \delta_y &= \frac{P_y}{K_y} = \frac{\alpha_y \cdot g \cdot T_y^2}{4 \cdot \pi^2} \\ K_y &= \frac{4 \cdot \pi^2}{T_y^2} \\ K_1 &= 2 \cdot K_y = \frac{8 \cdot \pi^2}{T_y^2} \\ P_c &= \frac{1}{3} \cdot P_y = \frac{1}{3} \cdot \alpha_y \cdot m \cdot g \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (11)$$

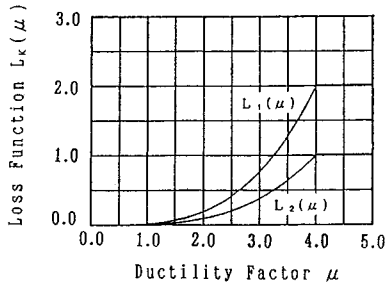
ここで、 δ_y は降伏変位、 g は重力加速度である。対象とする構造物は塑性変形することを前提としているため、本研究では構造物の固有周期を降伏時の剛性で代表させた。以降、この固有周期を降伏固有周期と記す。

さらにRC部材は、正負の繰返し载荷を受けると引張鉄筋降伏後徐々に剛性を低下しながら最大耐力に達し、その後破壊に至ることが認められている²²⁾。そのため、塑性化後の剛性についても低下させるモデルを考えた。武田ら²⁴⁾によると、降伏後荷重を除荷したとき各剛性の低下率は、図-7に示す正負の最大変位 $\delta_{max}, \delta_{min}$ と降伏変位の関係から求まる係数 γ で表わされるとしている。この剛性低下の係数 γ を既往の実験等²³⁾から0.4とした。

本研究では、構造物の系の特性値である降伏固有周期 T_y および減衰定数 h_g を確率量ではなく、確定量として扱った。なぜなら、地震動の不確実性は構造物と比較すると1オーダー以上大きいと想定され²⁵⁾、構造物の不確実性を無視しても差し支えないと考えたからである。

(5) 損失費用モデル

曲げ破壊が支配的な構造物において、塑性変形性能が十分期待できる構造物は、降伏を生じる水平震度より大きな地震加速度を受けても倒壊しない場合があることは前述したとおりである。本研究では耐震工学の基本理念



図—8 損失関数 $L_k(\mu)$ のモデル

として、中程度の地震に対して無被害あるいは軽微な被害にとどめ、最大級の地震動に対しては、構造物の倒壊を防ぐと考えた。コンクリート標準示方書⁸⁾でも同様な考え方が盛り込まれており、この考え方を参考に、本研究では損傷時の損失費用を塑性率の関係で表わされるものと考え、構造物の損傷時の損失費用 C_M を式 (12) の関数で定義する。

$$C_M = \alpha \cdot L_k(\mu) \cdot C_i, \quad (k=1 \text{ or } 2) \dots\dots\dots(12)$$

ここで、 $L_k(\mu)$ を図—8 に示す損失関数²⁶⁾として表わし、モデル I ($k=1$) は $\mu \leq 4.0$ のとき $L_1(\mu) = 0.02 \cdot \mu^{3.32}$ 、 $\mu \geq 4.0$ のとき $L_1(\mu) = 2.0$ とする。モデル II ($k=2$) は、 $\mu \leq 4.0$ のとき $L_2(\mu) = 0.01 \cdot \mu^{3.32}$ 、 $\mu \geq 4.0$ のとき $L_2(\mu) = 1.0$ とする。 α は、構造物が損傷を受けた場合の社会的損失を考慮するための係数で、1.0 以上の値をとる。

コンクリート標準示方書⁸⁾によると、RC 部材が繰り返し力を受ける場合、曲げ破壊が支配的な構造物は、塑

性率 4.0 を確保することが一般に可能^{27), 28)}であるが、塑性率が 4.0 を越えた場合には、早急に補修または補強が必要であるとしている。そのため、モデル I は補修が困難な構造物を想定して、塑性率が 4.0 を越えた場合には一時的には利用できても、長期的には構造物を取り替えるものと考え、初期建設費用の 2 倍の費用が必要であるとした。そして、塑性率 4.0 までの損傷の費用は、塑性率が增大するにつれて指数的に大きくなるものと考え、塑性率 2.0 で初期建設費用の 20% の費用を補修費とし、塑性率 4.0 で取り替え時の費用と一致させた。モデル II は、塑性率 4.0 を越えた場合でも修復可能であると考え、初期建設費用と同等の費用が必要であるとした。そして、塑性率 4.0 までの損失関数はモデル I の 1/2 倍とした。

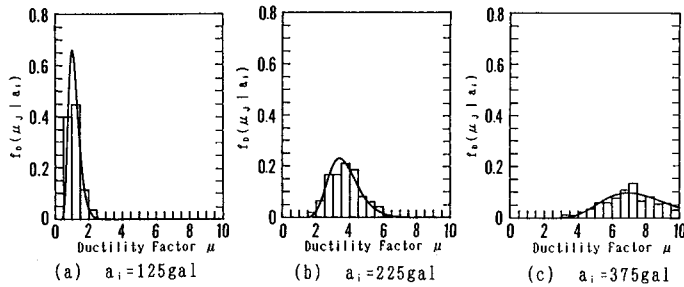
入力地震動の最大加速度レベル a_i での塑性率 μ の確率密度関数を $f_D(\mu | a_i)$ で表わすと、微小区間 $\Delta\mu$ での代表値 μ_j の発生確率 $P_D(\mu_j | a_i)$ は、式 (13) のように表わされる。

$$P_D(\mu_j | a_i) = \int_{\mu_j - \Delta\mu/2}^{\mu_j + \Delta\mu/2} f_D(\mu | a_i) d\mu \dots\dots\dots(13)$$

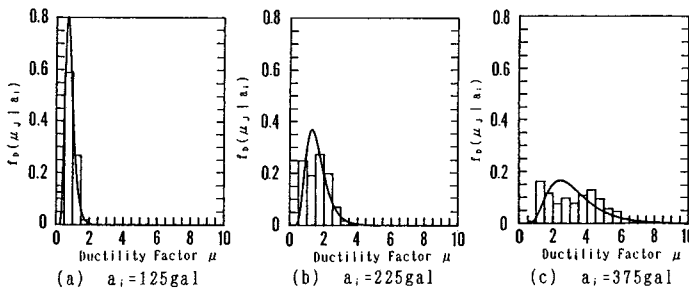
ここで、 μ_j は微小区間 $\Delta\mu$ の中央値である。したがって、式 (13) より耐用期間 T 年での μ_j の発生確率は式 (14) で表わされる。

$$P_{DT}(\mu_j | a_i) = 1.0 - [1.0 - P_D(\mu_j | a_i)]^{T/\tau(a_i)} \dots\dots\dots(14)$$

したがって、損失費用の期待値 C_D は、式 (14) と式 (12) よりその積を最大加速度レベル a_i と塑性率 μ で 2 重積分することで式 (15) のように求められる。



図—9 塑性率 μ の分布 ($T_D = 0.3$ s)



図—10 塑性率 μ の分布 ($T_D = 0.6$ s)

$$C_D = \kappa \cdot \sum_j \sum_i P_{Dr}(\mu_j | a_i) \cdot L_k(\mu_j) \cdot C_i \dots \dots \dots (15)$$

(k=1, 2)

具体的には、各最大加速度区分の地震動を2.(2)で設定したパラメーターからモンテカルロシミュレーションにより1000波作成し、この地震動により応答解析を行い塑性率の分布を求めた。各最大加速度レベルの代表値は、その区分の平均値を採用した。応答解析はNewmarkのβ法(β=1/6)を用い、時間きざみをΔt=0.02sとした。

以下に、構造物の降伏固有周期をTy=0.3sおよびTy=0.6s、降伏震度αy=0.2と設定したときの塑性率の確率密度関数および損失費用の期待値を試算した結果を示す。図-9(a), (b), (c)および図-10(a), (b), (c)は、2.(3)で設定した入力地震動の最大加速度がAmax=125gal, 225galおよび375galのときの塑性率の確率密度関数である。また、同図には対数正規で近似した曲線も示した。Ty=0.3sの場合は、図にみられるように入力地震動の最大加速度の大きさにかかわらず、塑性率の確率密度関数の分布形状は対数正規分布に近似できる。しかし、Ty=0.6sの場合は、2つのピークをもつ分布となった。これは、Ty=0.3sの場合、地盤の卓越周期の分布の中央値なのでほぼ同じような挙動を示すのに対し、Ty=0.6sの場合、対象地盤の固有周期の最も長周期側になるため、発生した模擬地震波の卓越周期が0.6sに近い場合は応答が大きくなり塑性変形を生じやすくなるが、逆に短周期側に近いき、応答変位は弾性変位に近い状態になる。このことから、塑性率の確率密度関数を対数正規分布に近似しなかった。また、塑性率の発生確率は、微小区間Δμ内の個数を全シミュレーション数1000個で除した値をその区分の発生確率とし、Δμの値は精度上問題とならない0.2とした。そして、この離散値の積分により損失費用の期待値を求めた。Ty=0.3, 0.6sの損失費用の期待値と降伏震度の関係を図-11に示す。

(6) 最適降伏震度

期待総費用最小の手法²⁶⁾を用いて降伏震度αyの最適値を決定する。設計とは、できるだけ経済的にする、つ

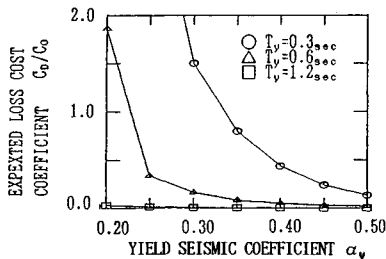


図-11 損失費用の期待値 (η=1.0, κ=1.0, L1(μ))

まり断面を小さくするということと、できるだけ安全性を高めるということの相反する命題の中で意志決定する問題である。本研究では、初期建設費用と損失費用の期待値の関係から期待総費用CTは式(16)で表わせるものとした。

$$C_T = C_I + C_D \dots \dots \dots (16)$$

ここで、CDは式(15)の損失費用の期待値、CIは初期建設費用である。

初期建設費用CIは、構造物の降伏震度αyが増加するにつれて増大することが明らかである。初期建設費用のモデルとして、式(17)のように固定費用C0と降伏震度が大きくなると増大する費用η・αy・C0の和で表わせるものとした。初期建設費用CIのモデルを図-12に示す。

$$C_I = (1.0 + \eta \cdot \alpha_y) C_0 \dots \dots \dots (17)$$

ここで問題となるのはηの値であるが、既往の文献⁵⁾では、設計震度を0.1上げるのに5%~20%の建設費の増加がみられるとしている。したがって、本研究では、図中にみられるようないくつかのモデルを設定した。

結局、式(16)の期待総費用CTは式(15), (17)より次式のように無次元量βTで表わされる。

$$\beta_T = C_T / C_0$$

$$= (1.0 + \eta \cdot \alpha_y) \cdot \{ 1.0 + \kappa \cdot \sum_j \sum_i P_{Dr}(\mu_j | a_i) \cdot L_k(\mu_j) \} \dots \dots \dots (18)$$

(k=1, 2)

βTとαyの関係を、降伏固有周期Ty=0.6sの場合について試算した結果を図-13に示す。同図にみられるように、初期建設費は降伏震度が大きくなるにつれて増大

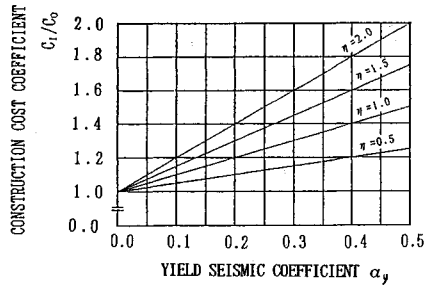


図-12 初期建設費用CIのモデル

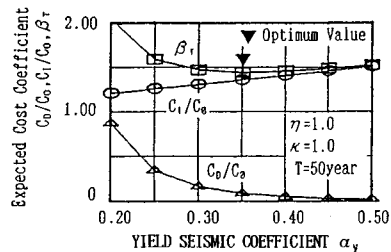
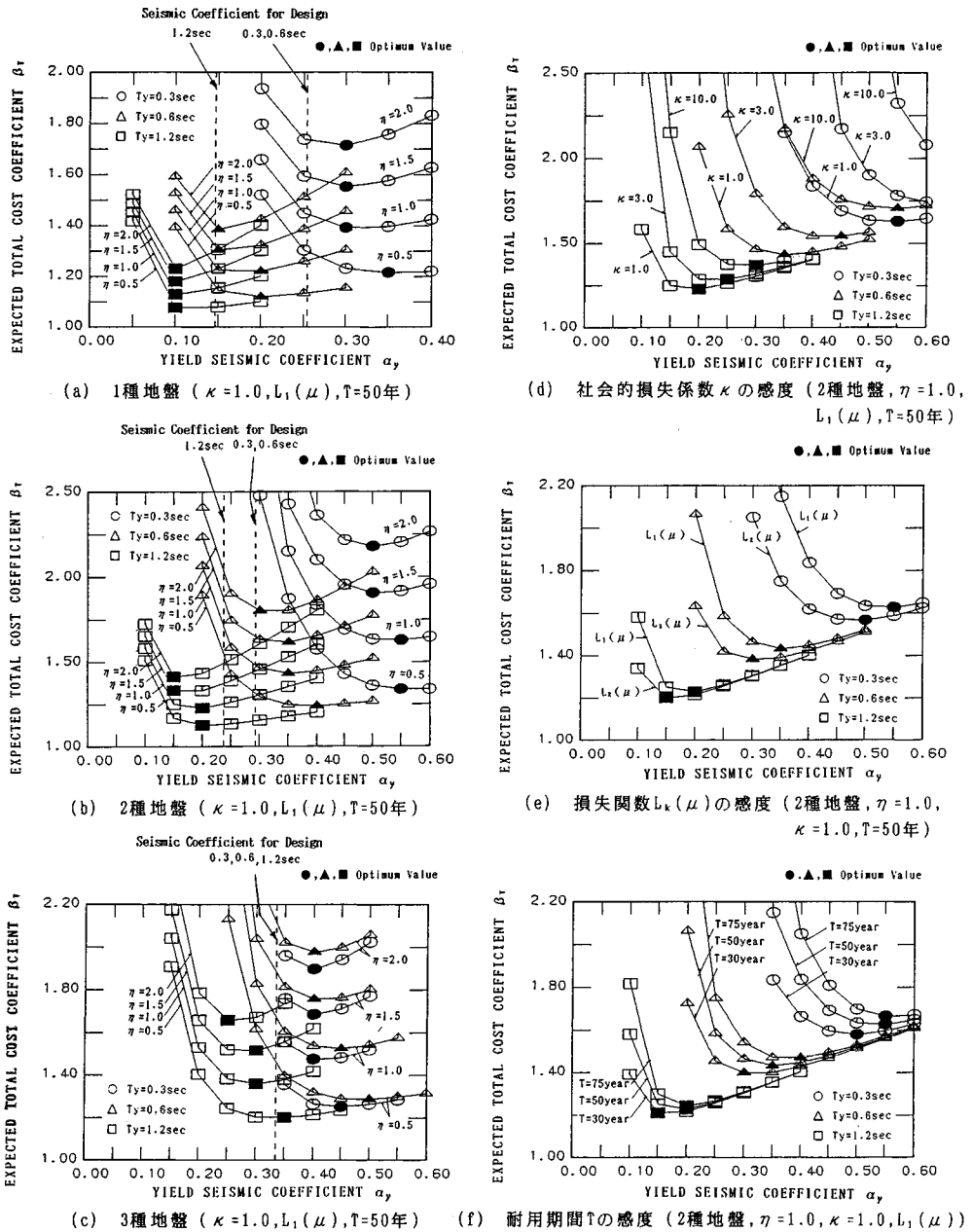


図-13 最適降伏震度αyoptの意志決定



図—14 最適降伏震度 α_{yopt}

し、逆に損失費用の期待値は小さくなる。そして、最適降伏震度 α_{yopt} は β_T が最小となる降伏震度 $\alpha_y=0.35$ が採用される。

3. 手法の適用

(1) 設定条件

2.で説明した手法を用いて、東京での各種地盤ごとの最適降伏震度を求める。対象とする構造物は、降伏固有

周期を $T_y=0.3, 0.6, 1.2$ s とし、RC 構造物の適用範囲を網羅した。本研究では、降伏固有周期を構造物特性の指標としている。したがって、構造物の弾性固有周期は、0.21, 0.42, 0.85 s となる。RC 構造物で弾性固有周期が 0.21 s であるものは剛体に近い構造物であり、ケーソン基礎のような橋脚を対象に考えている²⁹⁾。他の2つの固有周期は一般的なRC橋脚を対象である²⁹⁾。地盤条件は1種地盤, 2種地盤および3種地盤(道路橋示

方書¹⁾の4種地盤に相当する)を選択した。

最適降伏震度を求めるパラメーターとして、永久構造物を対象に考え耐用期間は比較的短い30年、平均的な50年、さらに75年を考えた。そして、社会的影響度を評価する係数 α は、1.0, 3.0, 10.0とした。 α の値については、定義が難しくどのように決定してよいのか議論のあるところであるが、感覚的に重要度は指数的に増大するものとしてこの値を設定した。 $\alpha=1.0$ はその構造物が損傷を受けても社会的な損失がない場合を想定している。

(2) 解析結果

地盤種別ごとに、初期建設費の係数 η と降伏固有周期 T_y をパラメーターとして、無次元化した期待総費用 β_T と降伏震度の関係を図-14(a), (b), (c)に示す。最適降伏震度は、降伏固有周期が長くなるほど小さな値となっている。また、初期建設費の係数 η が大きくなるほど、最適降伏震度は小さくなる傾向を示す。さらにコンクリート標準示方書より求めた設計震度を破線で同図に併記した。なお設計震度は、地震活動が高い地域として $\nu_1=1.0$ とし、地盤の種類、構造物の固有周期による補正係数 ν_2, ν_3 は対象条件に合わせ、設計想定地震時における構造物の限界状態による補正係数については、軽微な損傷を許すことから $\nu_4=0.7$ とし、計算上考慮しない部材の耐力効果による補正係数は、主部材以外の耐震上効果を期待できない構造として $\nu_5=1.0$ とした。ただし、本研究の降伏固有周期に合わせるためにコンクリート標準示方書の固有周期を補正して用いた。 $T_y=0.6$ sの場合、地盤種別が1種から3種に向かって、最適降伏震度が大きくなる傾向にあり、1種地盤ではコンクリート標準示方書の値を満足するが、3種地盤ではコンクリート標準示方書よりも大きな降伏震度を必要としている。そして、 $T_y=0.3$ sの場合、すべての地盤種でコンクリート標準示方書の値が、最適降伏震度よりも小さくなった。実構造物では固有周期がこのように短い構造物は大断面となり、系は非常に大きな減衰定数をもつ^{30), 31)}ことが一般的である。したがって、必ずしも本研究で求められたような大きな塑性率とならないことが想定され、コンクリート標準示方書とこのような差違が生じたものと思われる。減衰定数の値については、現状では理論的に求めることは困難であり、推定値も大きくばらつくことが一般的である。したがって、減衰定数に対して安全側の評価を与えるならば、解析結果からみて、短周期構造物では現行設計法の設計震度を0.5程度まで高めることを示唆している。 $T_y=1.2$ sではコンクリート標準示方書の方が大きな値となっており、全体的にみて、コンクリート標準示方書の設計震度は固有周期が変わってもあまり変化しない。すなわち、固有周期に対し

ては、感度が小さく設定されている。地盤条件は、構造物の固有周期と密接な関係にあり、地盤と共振しやすい範囲にあるときは、大きな最適降伏震度を必要とし、感度の大きな因子である。また、同図では建設費用増加率 η を文献6)を参考に0.5~2.0の範囲で変化させたが、最適降伏震度は $T_y=0.3$ sのとき0.05, $T_y=0.6$ s, 1.2sでは0.10しか変わらず、比較的最適降伏震度に対して感度が小さいといえる。

社会的損失費の係数 α を1.0, 3.0, 10.0と変化させた場合の最適降伏震度を図-14(d)に示す。当然のことではあるが、社会的損失費の係数 α が増大すると、最適降伏震度は大きくなり、 α は感度のある値である。しかし、ここで注目すべきことは、 α が指数的に増大するのに対して、最適降伏震度は線形に増大することであり、これは3.(1)で記述した感覚量と合うものである。

本研究で仮定した2つの損失関数の差をみるために、図-14(e)に比較して示す。損失関数の違いは2倍の差があるにもかかわらず、最適降伏震度への感度は0.05しか変化せず、それほど感度のある因子ではない。

構造物の耐用期間を30年、50年、75年と変化させ、図-14(f)に比較して示す。確かに耐用期間が短い方が最適降伏震度は小さくなるが、この程度の構造物の耐用期間の変化では、あまり影響はしない。

4. まとめ

本研究では、既往の地震記録を用いて、地震動の発生確率をポアソン過程とし、最大加速度の距離減衰式とその推定精度から、各最大加速度レベルの発生回数の期待値を求めた。そして、構造物の損傷指標として塑性率を用い、構造物の損失費用と塑性率の関係を仮定した。耐用期間内の地震動の各加速度レベルの発生回数の期待値と応答塑性率の確率密度から損失費用の期待値を求めた。この費用と初期建設費を足し合わせた期待総費用を最小にする降伏震度を最適降伏震度と定義し、この震度を定量的に求める手法を提案した。以降に、若干の試算を行い、最適降伏震度と各損傷因子の関係を検討した結果を要約する。

(1) コンクリート標準示方書と比較して比較的長周期の構造物($T_y=0.6$ s, 1.2s)では問題とならないが、本研究で設定したような小さな減衰定数をもつ短周期の構造物($T_y=0.3$ s)では0.5程度まで設計震度を高める必要があることを指摘した(図-14(a), (b), (c))。

(2) 地盤条件は、構造物の固有周期と密接な関係にあり、降伏固有周期が地盤と共振しやすい範囲にある場合には大きな最適降伏震度を与え、感度の大きな因子である。また、建設費用増加率 η は、実際に適用される範囲0.5~2.0で変化させたが、その感度は短周期の構

造物 ($T_0=0.3$ s) では 0.05, 比較的長周期の構造物 ($T_0=0.6$ s, 1.2 s) では 0.10 の変化しかなく, あまり感度のある因子ではない (図—14(a), (b), (c)).

(3) 社会的損失費の係数 α は, 最適降伏震度に感度の大きな因子であり, 大きくなるほど最適降伏震度は大きくなる. また, 係数 α が指数的に増大するのに対して, 最適降伏震度は線形に増大する (図—14(d)).

(4) 損失費用の差を 2 倍に変化させたにもかかわらず, 最適降伏震度は 0.05 しか変化せず, あまり感度のある因子ではない (図—14(e)).

(5) 永久構造物を対象に耐用期間を 30 年, 50 年, 75 年と変化させたが, 確かに耐用期間が小さい方が最適降伏震度は小さいが, あまりその感度はない (図—14(f)).

今後は, 構造物の損失関数および建設費の実際の構造物を用いての検証が必要かと思われる. 特に, 損失関数を正確に設定する必要があるとともに, 社会的費用についても配慮することが今後の課題である.

謝 辞: 本研究を行うにあたり, 奥村敏恵 東京大学名誉教授から常に適切な助言を頂きました. ここに, 深く感謝をいたします.

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, 1980 年 5 月.
- 2) 岩崎敏男・川島一彦・高木義和: 1978 年宮城県沖地震による地震動記録とその特性, 土木技術資料, Vol. 21, No. 4, pp. 47~52, 1978 年 4 月.
- 3) 鈴木基行・武山 泰・菊池春海・尾坂芳夫: 宮城県沖地震による RC ラーメン高架橋被害の解析的研究, 土木学会論文報告集, 第 384 号/V-7, pp. 43~52, 1987 年 8 月.
- 4) 伯野元彦・森川 修: 地震加速度と構造物破壊の関係についての一つのシミュレーション, 土木学会論文報告集, 第 344 号/I-1, pp. 299~302, 1984 年 4 月.
- 5) 原田隆典・岩崎敏夫・萩原良二・大日方尚巳: RC 橋脚を有する道路橋の耐震設計法に関する考察, 土木学会論文集, 第 362 号/I-4, 1985 年 10 月.
- 6) 野中昌明・片山恒雄: 道路橋の耐震重要度の考え方, 土木学会第 43 回年次学術講演会講演概要集第 1 部, I-387, pp. 824~825, 1988 年 10 月.
- 7) 松島 学・松井邦人・井出周治: 信頼性解析に基づいた最適設計震度, 土木学会第 43 回年次学術講演会講演概要集第 1 部, I-389, pp. 828~829, 1988 年 10 月.
- 8) 土木学会: コンクリート標準示方書・設計編, 昭和 61 年制定.
- 9) 渡部 丹・藤堂正喜: 設計用模擬地震動に関する研究—その 1 模擬地震動の既往の数学モデルと地震動の最大値—, 日本建築学会論文報告集, 第 303 号, pp. 41~51, 1981 年 5 月.
- 10) 建設省土木研究所地震防災部振動研究室 (川島・相沢・高橋): 最大地震動および地震応答スペクトルの推定法—(その 4) 最大加速度, 速度, 変位および加速度応答スペクトルの距離減衰式の再検討—, 土木研究所資料, 第 1993 号, 1983.
- 11) 宇佐美龍夫: 資料 日本被害地震総覧, (財) 東京大学出版会, 1983 年 10 月.
- 12) 谷口栄一・磁山龍二: 地震動および動的土質係数のばらつきと設計, 土と基礎, pp. 89~97, 1987 年 9 月.
- 13) 市田 嵩・鈴木和幸: 信頼性の分析と統計, 日科技連出版社, 1984 年 9 月.
- 14) Ang, A. H.-S. and Tang, W. H. (伊藤 学・亀田弘行訳): 土木・建築のための確率・統計の基礎, 丸善, 1977.
- 15) Tajimi, H.: A Statistical Method of Determining the Maximum Response of a Building Structure During an Earthquake, Proc. 2nd World Conf. Earthquake Eng. Tokyo, pp. 781~797, 1960.
- 16) Kanai, K.: An Empirical Formula for the Spectrum of Strong Earthquake Motions, Bull. Earthquake Res. Inst. Tokyo Univ. 39, pp. 85~95, 1961.
- 17) Housner, G. W. and Jennings, P. C.: Generation of Artificial Earthquakes, Proc. ASCE, Vol. 90, 1964.
- 18) 渡部 丹・藤堂正喜: 設計用模擬地震動に関する研究—その 2 模擬地震動の作成に必要な地震動特性についての解析—, 日本建築学会論文報告集, 第 312 号, pp. 63~71, 1982 年 2 月.
- 19) Lai, P. S.-S.: Statistical Characterization of Strong Ground Motions Using Power Spectral Density Functions, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 72, No. 1, pp. 259~274, Feb. 1982.
- 20) 太田外気晴・丹羽正徳・安藤治彦・有子山直樹: 模擬地震波作成のための地震動の最大速度と最大加速度の関係ならびに主要動部の継続時間, 鹿島建設技術研究所年報 25 号, 1976.
- 21) 宇津徳治: 地震学, 共立全書, 216, 共立出版, 1977.
- 22) 町田篤彦: 鉄筋コンクリート構造物の耐震設計法に関する研究の現状, 土木学会論文集, 第 366 号/V-4, pp. 1~11, 1986 年 2 月.
- 23) 尾坂芳夫・鈴木基行・桑澤庄次郎・石橋忠良: 静的交番繰り返し荷重下での RC 柱の履歴復元力特性に関する研究, 土木学会論文集, 第 372 号/V-5, pp. 45~54, 1986 年 8 月.
- 24) Takeda, T., Sozen, M. A. and Nielsen, N. N.: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Proc. ASCE, Vol. 96, No. ST 12, pp. 2557~2573, Dec., 1970.
- 25) 石井 清: 地震外力に対する構造物応答の非超過確率, 土木学会論文報告集, 第 267 号/I-1, pp. 17~25, 1977 年 11 月.
- 26) Ang, A. H.-S. and Tang, W. H. (伊藤 学・亀田弘行訳): 土木建築のための確率・統計の応用, pp. 53~82, 丸善, 1988.
- 27) 石橋忠良・吉野伸一・青木桂一: 鉄筋コンクリート部材のじん性率, 構造物設計資料, No. 79, pp. 3~10, 1985.
- 28) 堀口潤一・山本康博・桑原 洋・畠山 昭: 電力施設における設計震度の設定, 土木学会誌, pp. 75~80, 1987

- 年 8 月.
- 29) 久保慶三郎：地震と土木構造物，鹿島出版会，pp. 75～81，昭和 56 年 9 月.
- 30) 栗林栄一・岩崎敏夫：橋梁の振動減衰に関する実測結果，土木研究所報告，No. 139，1970.
- 31) Kawasumi, H. and Kanai, K. : Vibration of buildings in Japan, Part.1, Small Amplitude Vibration of Actual Buildings, Proc. WCEE., 1956. (1989. 12. 15・受付)
-