

(6) 信頼性評価に基づく耐震構造設計の基礎的方法

— 定式化とキャリブレーション —

京都大学工学部
京都大学大学院

○亀田弘行
関口宏二

1. 緒 論

一般の土木・建築構造物の耐震性を確保するにあたっては、中程度の強震動に対しては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崩壊を防ぐという考え方が、耐震工学上の一つの基本理念と考えられている。こうした理念は、一般構造物の耐震規定の中にも定着するすう勢にあり、例えば、建設省の総合技術開発プロジェクトの一環として集大成された新耐震設計法(案)¹⁾では、弾性設計と並んで、非弾性領域における変形性能に依拠する終局耐震設計の考え方が明確に打ち出された。それを受けて昭和55年5月に実施された道路橋示方書耐震設計編²⁾では、地震時変形性能の照査に関する規定が新たに設けられ、終局設計用の設計震度が規定されている。このように、弾性設計と終局設計を2本の柱とする二段階耐震設計(以下この用語を用いる)の体系が整いつつあるが、耐震安全性の評価を合理的に行い、本来目的を異にする弾性設計と終局設計の安全性のバランスがとれた設計体系とすることが望ましいといえよう。そこで本研究では、耐震設計の体系を、弾性設計と終局設計が一体となった総合体系として捉え、安全性評価に関して両者の調和がよくとれた設計体系を目指した信頼性解析の枠組を提示しようとするものである。

本報告では、まず2.において、構造物の地震時限界状態の整理、弾性設計と終局設計における地震荷重の考え方と表現に関する考察を行った後、2次モーメント法による信頼性評価の手法を用いて、各種限界状態に対する安全性評価の定式化を行う。この結果に基づき、安全性のバランスのとれた二段階耐震設計の枠組を示す。次に、3.において、道路橋示方書耐震設計編を例にとり、現行設計とのキャリブレーションの定式化を行い、弾性設計における重要度係数、終局設計用震度の割増し係数と安全性指標の関係を考察する。

以下の解析で扱われる大部分のパラメータは今後の研究の中で定量化すべきものであるが、ここではそれらを包含した形で議論を進めることにしたい。なお、2.の詳細については、文献3)を参照されたい。

2. 耐震設計における安全性評価の枠組

2.1 構造物の地震時限界状態

はじめに、耐震設計で考慮すべき構造物の限界状態を整理しておく。地震時に破壊に至るまでの構造物の挙動から、3種の限界状態を考え、それらの組み合わせによって、次のような2種の設計体系を考える。

弾性設計	終局設計
設計A……………弾性限界状態	耐震終局限界状態
設計B……………塑性限界状態	耐震終局限界状態

ここに、限界状態及び耐震性能を次のように考える。(Fig. 1 参照)

i) 弾性限界状態……構造物がその弾性強度 R_y に相当する地震荷重によって降伏変位に対応する変形に達しているが、これを越えている状態。このときの地盤震度を K_y (これを降伏震度とよぶ)とすれば、線形加速度応答倍率 A_e (構造物の固有周期と減衰定数に依存する)、構造物の(等価)重量 W_e を用いて、

$$K_y = R_y / (A_e \cdot W_e) \quad \dots\dots\dots (1)$$

ii) 塑性限界状態……降伏後にまだ十分な余剰変形能を有し、構造物の機能が保持されていると考えられる変

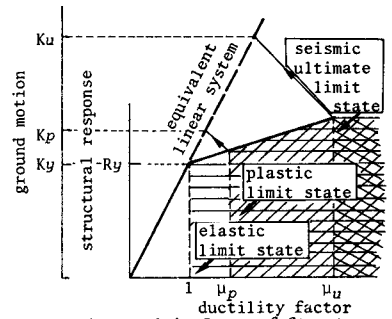


Fig.1 Limit State of Structures under Seismic Loads

形量(じん性率 μ_p)に達しているか、これを超過している状態。じん性率 μ_p に等しい変形を構造物に発生させるような地盤震度を K_p とする。 K_p を求める方法としてはいくつか考えられるが、耐震設計の問題としては、次のような関数 g_p を用いて、降伏震度 K_y とじん性率 μ_p によって表わしておくことと便利である。

$$K_p = N g_p(\mu_p, K_y) \quad \dots\dots\dots (2)$$

ただし、 N は関数 g_p を用いたことから生ずる誤差を補うための補正係数である。

iii) 耐震終局限界状態……地震荷重のこれ以上の増加によって崩壊に至るという最大変形能(じん性率 μ_u)に達しているか、これを超過している状態。このときの地盤震度を K_u とすれば、関数 g_u を用いて、

$$K_u = N g_u(\mu_u, K_y) \quad \dots\dots\dots (3)$$

設計Bなる体系では、次のような理由により、弾性設計のための限界状態として塑性限界状態を導入している。すなわち、変形性能が優れた材料や構造形式であれば、ある程度の塑性変形を許容したうえで設計震度を決定しても、機能保持または無被害という弾性設計の目的に反しない場合があると考えられる。このような塑性限界状態を考慮することにより、構造物の変形性能の差異を弾性設計にも合理的に反映することができると期待される。

2.2 各設計レベルにおける地震荷重

地震荷重は、地震動そのものが大きなバラツキを有するのに加えて、非常に稀な現象であるという特殊性からも多くの不確定性を含むものであるが、設計の目的によって次のように分けて考えるのが適当であろう。

- i) 弾性設計用地震動……構造物の耐用期間における最大地動(lifetime maximum)を考えることにする。これは、地震危険度解析から与えられる情報に基づいて定めると考えられ、設計地点付近の地震活動度及び構造物の耐用年数に依存する。この荷重に対応する地盤震度を K_{gm} で表わす。
- ii) 終局設計用地震動……設計地点の近傍で想定しうる最悪の地震(credible maximum)を基本とするべきものとする。この場合、マグニチュードや震央距離または特定の震源域のような形で、地震の特徴を想定したうえで地震荷重を推定するなど方法が考えられる。この荷重に対応する地盤震度を K_{gu} で表わす。

以上に定義した地盤震度 K_{gm} 、 K_{gu} を次のような不確定性を有する確率変量として扱う。すなわち、それらの平均値を \bar{K}_{gm} 、 \bar{K}_{gu} で、変数係数を $\alpha_{K_{gm}}$ 、 $\alpha_{K_{gu}}$ で表わす。(以下この記法に従い、 $\bar{\quad}$ (バー)は平均値、 α は変動係数を表わすものとする。)このように定義した K_{gm} と K_{gu} を次式のように関係づける。

$$\bar{K}_{gm} = \alpha \bar{K}_{gu} ; 0 < \alpha < 1 \quad \dots\dots\dots (4)$$

$$\alpha_{K_{gm}} = \frac{1}{r} \alpha_{K_{gu}} ; 0 < r \quad \dots\dots\dots (5)$$

パラメータ α 、 r は、設計地点付近の地震活動の特徴を表わすものである。 α の値によって地域の地震環境を類型化すると、Fig.2のようになるであろう。A地域は \bar{K}_{gm} 、 \bar{K}_{gu} が共に大きく、地震環境が最も厳しい地域であり、 α は1に近い値となる。B地域は \bar{K}_{gu} は大きい、被害地震の頻度が低いために \bar{K}_{gm} が小さくなり、 α は小さな値をとる。現行の耐震規定では単一の地域別補正係数が用いられており、 α で表わされる

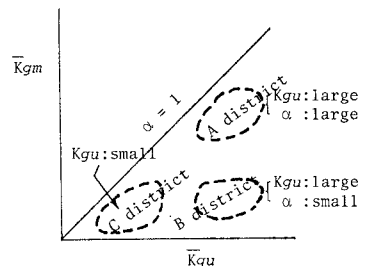


Fig.2 Classification of Seismic Environment

ような概念は取り入れられていないが、安全性のバランスがよくとれた二段階耐震設計を確立するためには、今後 α の評価を定量的に行う研究を進めることが重要と考えられる。

2.3 各限界状態に対する安全性指標

以上のように、構造物の地震時限界状態と地震荷重の考え方を規定したが、弾性設計と終局設計に対する安全性評価をそれぞれ明確に行うための方法として、信頼性解析による安全性評価手法を用いる。ここでは現実に利

用可能なデータの制約下で最も一般性と客観性を備えているとみられる、2次モーメント・1次近似による不確定性の解析と安全性指標 (safety index β) による信頼度の評価^{4),5)}を主要な解析手段とする。破壊基準関数の定義によって安全性指標の表現も異なる⁶⁾が、ここでは破壊基準関数 (performance function) M (すなわち $M \leq 0$ で破壊を表わす。)として式(6)の形を採用し、これより安全性指標の一般形は、式(7)で与えられる。

$$M = \ln(R/S) \quad \dots\dots\dots (6) \quad , \quad \beta = \frac{1}{\sigma_M} = \frac{\ln(\bar{R}/\bar{S})}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad \dots\dots\dots (7)$$

ただし、 R は構造物の抵抗強度、 S は荷重強度である。

以上の議論より、各限界状態に関する安全性指標は、Table 1 のように表わされる。

Table 1 Performance Function and Safety Index for Each Limit State

	structural capacity	seismic load	performance function	safety index β
elastic limit state	K_y	K_{gm}	$M_e = \ln(K_y/K_{gm})$	$\beta_e = \frac{\ln(\bar{K}_y/\bar{K}_{gm})}{\sqrt{\sigma_{K_y}^2 + \sigma_{K_{gm}}^2}} \quad \dots\dots(8)$
plastic limit state	K_p	K_{gm}	$M_p = \ln(K_p/K_{gm})$	$\beta_p = \frac{\ln(\bar{K}_p/\bar{K}_{gm})}{\sqrt{\sigma_{K_p}^2 + \sigma_{K_{gm}}^2}} \quad \dots\dots(9)$
seismic ultimate limit state	K_u	K_{gu}	$M_u = \ln(K_u/K_{gu})$	$\beta_u = \frac{\ln(\bar{K}_u/\bar{K}_{gu})}{\sqrt{\sigma_{K_u}^2 + \sigma_{K_{gu}}^2}} \quad \dots\dots(10)$

2.4 耐震設計における安全性評価の枠組

(1) 耐震設計における基本方針

Table 2 に以上の議論から構想される二段階耐震設計における安全性評価の枠組を示した。各限界状態に対する安全性は、安全性指標により評価されるが、弾性設計と終局設計の間の安全性のバランスを表現するために、それぞれの安全性指標の差をとって、次のようなパラメータ η_{ue} , η_{up} を導入する。

$$\eta_{ue} = \beta_u - \beta_e \quad \dots\dots\dots (11)$$

$$\eta_{up} = \beta_u - \beta_p \quad \dots\dots\dots (12)$$

式(8), (9), (10)に式(11),

(12)の関係をを用いれば、次のような設計式が導かれる。

Table 2 Summary of Methodology for Reliability-Based Structural Design for Seismic Loads

seismic design level		elastic design	ultimate design
seismic load		K_{gm}	K_{gu}
design strategy		free from damage or malfunction	prevention of collapse
design A	limit state	elastic limit state	seismic ultimate limit state
	safety index	β_e	β_u
	structural capacity	K_y (or R_y)	μ_u
	ballance of safety	$\eta_{ue} = \beta_u - \beta_e$	
design B	limit state	plastic limit state	seismic ultimate limit state
	safety index	β_p	β_u
	structural capacity	K_y (or R_y), μ_p	μ_u
	ballance of safety	$\eta_{up} = \beta_u - \beta_p$	

$$\text{設計A} \quad \overline{K}_y = \overline{K}_{gm} \exp(a\beta_e) \quad \dots\dots (13) \quad , \quad \overline{K}_u = \overline{K}_{gu} \exp\{c(\eta_{ue} + \beta_e)\} \quad \dots\dots (14)$$

$$\text{設計B} \quad \overline{K}_p = \overline{K}_{gm} \exp(b\beta_p) \quad \dots\dots (15) \quad , \quad \overline{K}_u = \overline{K}_{gu} \exp\{c(\eta_{up} + \beta_p)\} \quad \dots\dots (16)$$

ただし、

$$a = \sqrt{\sigma_{K_y}^2 + \sigma_{K_{gm}}^2} \quad , \quad b = \sqrt{\sigma_{K_p}^2 + \sigma_{K_{gm}}^2} \quad , \quad c = \sqrt{\sigma_{K_u}^2 + \sigma_{K_{gu}}^2} \quad \dots\dots\dots (17)$$

上の設計式と、式(2), (3)の関係を考慮すれば、耐震設計の基本方針として、次のように考えることが適当であろう。設計Aの体系においては、安全性の要求水準 β_e , η_{ue} に対して、式(13), (14)の関係を満足するような \overline{K}_y と μ_u を確保する。設計Bにおいては、予じめ期待できるじん性率 $\overline{\mu}_p$ のもとに、安全性の要求水準 β_p ,

η_{up} に対して、式(15)、(16)の関係を満足するような $\bar{K}_y, \bar{\mu}_u$ を確保する。

(2) 等価ポテンシャルエネルギーの仮定を適用した場合

前節までの議論では、塑性限界状態および終局限界状態における構造物の耐震性能を表わすために、関数 g_p, g_u を用いてきたが、設計上の問題としてはそれらを具体的に表わす必要がある。関数 g_p, g_u を近似的に求めるために、Veletsos-Newmarkの等価ポテンシャルエネルギーの仮定⁷⁾を応用した場合を以下に述べる。構造物の復元力特性をバイリニヤ型とし、第二剛性と第一剛性の比を θ とすれば、

$$K_p = N g_p(\mu_p, K_y) = N(\mu_p) \sqrt{2\mu_p - 1 + \theta(\mu_p - 1)^2} K_y \quad \dots\dots\dots (18)$$

$$K_u = N g_u(\mu_u, K_y) = N(\mu_u) \sqrt{2\mu_u - 1 + \theta(\mu_u - 1)^2} K_y \quad \dots\dots\dots (19)$$

補正係数 N の平均値と変動係数については、わが国で得られた主要な強震記録 40 成分に対する弾塑性地震応答解析の結果、固有周期 $T = 0.5 \sim 6.0$ sec, 減衰定数 $h = 0.02 \sim 0.1$, 最大じん性率応答 $\mu = 1 \sim 7$ の範囲で、次式により μ のみの関数としてよいことが確かめられた。

$$\bar{N}(\mu) = \begin{cases} 1.0 + 0.23(\mu - 1) & , \quad 1 \leq \mu \leq 4 \\ 1.7 + 0.10(\mu - 4) & , \quad 4 < \mu (\leq 7) \end{cases} \quad \dots\dots\dots (20)$$

$$\sigma_N(\mu) = \begin{cases} 0.2 + 0.067(\mu - 1) & , \quad 1 \leq \mu \leq 4 \\ 0.4 + 0.033(\mu - 4) & , \quad 4 < \mu (\leq 7) \end{cases} \quad \dots\dots\dots (21)$$

また、式(18)、(19)より、 K_p および K_u の変動係数は次のように表わせる。ただし ρ は相関係数である。

$$\sigma_{K_p}^2 = \sigma_{K_y}^2 + \{\xi(\bar{\mu}_p)\}^2 \sigma_{\mu_p}^2 + \{\sigma_N(\bar{\mu}_p)\}^2 + 2\xi(\bar{\mu}_p) \sigma_{\mu_p} \{\sigma_{K_y} \rho_{\mu_p K_y} + \sigma_N(\bar{\mu}_p) \rho_{\mu_p N}\} \quad \dots\dots (22)$$

$$\sigma_{K_u}^2 = \sigma_{K_y}^2 + \{\xi(\bar{\mu}_u)\}^2 \sigma_{\mu_u}^2 + \{\sigma_N(\bar{\mu}_u)\}^2 + 2\xi(\bar{\mu}_u) \sigma_{\mu_u} \{\sigma_{K_y} \rho_{\mu_u K_y} + \sigma_N(\bar{\mu}_u) \rho_{\mu_u N}\} \quad \dots\dots (23)$$

ただし、 $\sigma_{K_y}^2 = \sigma_{R_y}^2 + \sigma_{A_e}^2 + \sigma_{W_e}^2 \quad \dots\dots (24)$, $\xi(\mu) = \frac{1 + \theta(\mu - 1)}{(2 - 1/\mu) + \theta(\mu - 1)^2/\mu} \quad \dots\dots (25)$

以上の関係を用いて、設計の目的に便利なように式を変形する。設計Aについて、式(4)、(13)および式(3)、(14)、(19)より、

$$\bar{K}_y / \bar{K}_{g_u} = \alpha \exp(a \beta_e) \quad \dots\dots\dots (26)$$

$$\bar{K}_y / \bar{K}_{g_u} = \alpha \left\{ \frac{1}{\alpha \Psi(\bar{\mu}_u)} \right\}^{a/(a-c)} \cdot \exp\left(\frac{ac}{a-c} \eta_{ue}\right) \quad \dots\dots\dots (27)$$

設計Bについては、式(2)、(4)、(15)、(18)および式(3)、(16)、(19)より、

$$\bar{K}_y / \bar{K}_{g_u} = \frac{\alpha}{\Psi(\bar{\mu}_p)} \exp(b \beta_p) \quad \dots\dots\dots (28)$$

$$\bar{K}_y / \bar{K}_{g_u} = \alpha \left[\frac{\{\Psi(\bar{\mu}_p)\}^c}{\{\alpha \Psi(\bar{\mu}_u)\}^b} \right]^{1/(b-c)} \cdot \exp\left(\frac{bc}{b-c} \eta_{up}\right) \quad \dots\dots\dots (29)$$

ただし、 $\Psi(\mu) = \bar{N}(\mu) \sqrt{2\mu - 1 + \theta(\mu - 1)^2} \quad \dots\dots\dots (30)$

2.5 数値計算例

以上の結果に基づいて数値計算を行った。用いたパラメータ値はTable 3 のようである。まず設計Aの場合であるが、Fig. 3は、 K_y と α の関係(式(26)、(27))を $\beta_e, \bar{\mu}_u$ をパラメータとして示したものである。安全性の要求水準 β_e, η_{ue} および地震活動の地域特性 α が与えられると、所要耐震性能 $\bar{K}_y, \bar{\mu}_u$ は同図より求まる。例えば、 $\beta_e = 0.5, \eta_{ue} = 0$ に対しては、Fig. 3(a)より $\alpha = 0.7$ なる地域では $\bar{K}_y / \bar{K}_{g_u} = 1.2, \bar{\mu}_u = 1.2$ が要求さ

れる。 $\alpha = 0.4$ なる地域では、同図より $\bar{K}_y/\bar{K}_{gu} = 0.69$ 、 $\bar{\mu}_u = 2.0$ となる。同様の考察をFig. 3 (b)の $\eta_{ue} = 1$ の場合についても行い、その結果要求される耐震性能をFig. 4に示した。以上の結果は地震来襲頻度が高い(α が大きい)地域では、大きな降伏震度が要求される代わりに終局じん性率は比較的小さくてよく、逆に地震来襲頻度が低い(α が小さい)地域では、降伏震度を低くしてよい代わりに終局じん性率に大きな値が要求されることを示唆する。

同様の考察を設計Bについても行った結果、 $\bar{\mu}_p$ が大なる程、降伏震度 \bar{K}_y が低減でき、その代わりに $\bar{\mu}_u$ は大きな値が要求されることが分った。それを表わしているのが、Fig 5であり、これは $\beta_p = 0.5$ 、 $\alpha = 0.7$ とした場合である。Fig 5は、2.1で述べた塑性限界状態を考慮することの意義を端的に表わしているといえよう。

現実の材料特性や経済性を考えると、上記の考察で述べたような設計方針をその通り実現するのが必ずしも最適の設計になるとは限らないであろう。特に $\bar{\mu}_u$ が制限される場合には、弾性設計をオーバーデザイン(\bar{K}_y を大きくする)することにより、終局設計の要求を満たすことになる。なお、より詳細な数値計算例については文献(3)を参照されたい。

3. 道路橋示方書耐震設計編のキャリブレーション

本章では、道路橋示方書耐震設計編(以後、「道示」と呼ぶ)を例にとり、現行設計との関連を調べる(いわゆるキャリブレーション)が、その意義としては次の2点が挙げられよう。

1) 「信頼性の枠組」をそのままの形で示方書に導入することは必ずしも得策ではなく、一度現行の示方書の形式に変換して安全性の議論を進めておく必要があること。

2) パラメータ β_e 、 η_{ue} 、 β_p 、 η_{up} などの値は、現行設計とのすりつけによって決めるのが最も現実的な方法であること。

Table 3 Parameters Used for Calculation

β_e	β_p	β_u	η_{ue}	η_{up}	$\bar{\mu}_p$	$\bar{\mu}_u$	α	γ
0-2	0-2	0-2	0-1	0-1	1-2	1-7	0-1	0.5
θ	Ω_{Kgu}	Ω_{Ky}	$\Omega_{\mu p}$	$\Omega_{\mu u}$	$\rho_{\mu p Ky}$	$\rho_{\mu u Ky}$	$\rho_{\mu p N}$	$\rho_{\mu u N}$
0.1	0.5	0.4	0.3	0.4	0	0	0.5	0.5

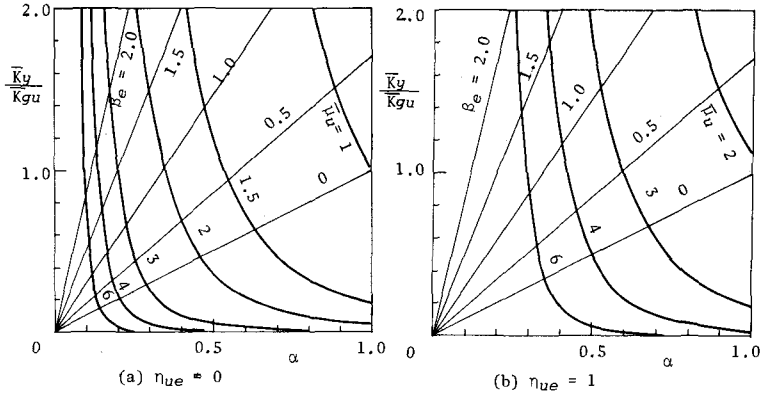


Fig.3 Relation between $\beta_e, \eta_{ue}, \alpha$ and K_y, μ_u (design A)

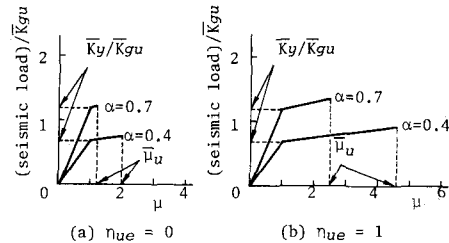


Fig.4 Illustration of Required Structural Capacity (design A: $\beta_e = 0.5$)

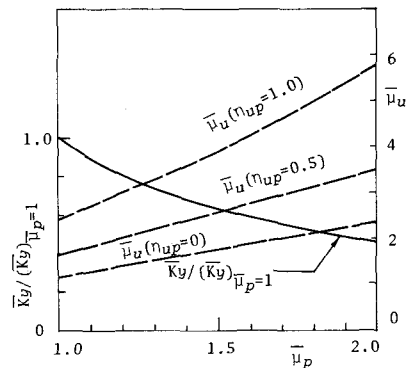


Fig.5 Variation of \bar{K}_y and $\bar{\mu}_u$ with $\bar{\mu}_p$ (design B: $\beta_p = 0.5$, $\alpha = 0.7$)

3.1 道路橋示方書耐震設計編²⁾について

(1) 弾性設計

弾性設計は許容応力度設計法の体系下に行われ、設計震度としては次の2者が規定されている。

$$\text{震度法} \quad : k_h = \nu_1 \nu_2 \nu_3 k_0 \quad \dots\dots\dots (31)$$

$$\text{応答を考慮した修正震度法} : k_{hm} = \nu_1 \nu_2 \nu_3 \beta k_0 \quad \dots\dots\dots (32)$$

ここに、 k_h, k_{hm} ：設計水平震度、 k_0 ：標準設計水平震度、 ν_1 ：地域別補正係数、 ν_2 ：地盤別補正係数

ν_3 ：重要度別補正係数（ここでは重要度係数と呼ぶ）、 β ：橋の固有周期による補正係数

また、安全性の照査は、設計震度として規定された地震荷重を含む適当な荷重の組合せに対して、許容応力度、許容支持力、許容変位などによって行う。なお、以降のキャリブレーションでは、主として修正震度法を対象とする。

(2) 終局設計

「地震時変形性能の照査に用いる設計水平震度」として次のように規定されている。

$$k_{hd} = \nu_1 \nu_2 \nu_3 \nu_4 k_0 \quad \dots\dots\dots (33)$$

ここに、 ν_4 ：構造特性格補正係数（ここでは震度割増し係数と呼ぶ）

安全性照査の一般的方法としては、終局じん性率の1/3程度の値を許容じん性率として設定し、応答じん性率がその許容じん性率に達するときの水平震度 $k_{\mu a}$ を算出し、次式を満足すれば安全であると判断してよい。

$$k_{\mu a} \geq k_{hd} \quad \dots\dots\dots (34)$$

$k_{\mu a}$ を算出するために、等価線形化手法が用いられ、計算のための図表が付されている。その図表を用いて規定の計算式から算出される $k_{\mu a}$ は地盤震度に相当すると考えられる。「道示」には k_{hd} に β を含むものも規定されているが、ここでは、式(33)の形式のものをキャリブレーションの対象とした。

なお、以下の議論では、弾性設計においては重要度係数 ν_3 と β_e, β_p の関係、また終局設計においては震度割増し係数 ν_4 と η_{ue}, η_{up} との関係を明らかにすることを目標とする。

3.2 キャリブレーションの定式化

弾性設計用地震動 K_{gm} と線形加速度応答倍率 A_e について、「道示」と次のように関係づける。

$$\nu_1 \nu_2 k_0 = (1 + d_{K_{gm}}) \bar{K}_{gm} \quad \dots\dots\dots (35)$$

$$\beta = (1 + d_{A_e}) \bar{A}_e \quad \dots\dots\dots (36)$$

これは次のような理由による。すなわち標準設計水平震度 k_0 は経験的に定められた数値を持つが、それを地域別と地盤別の補正係数で乗じた $\nu_1 \nu_2 k_0$ は、概念としては \bar{K}_{gm} と同様のものであろう。そこで両者を関係づけるために、換算パラメータ $d_{K_{gm}}$ を導入して式(35)のように関係づけた。また、 A_e と β は同義のものと考えられるが、同様に換算パラメータ d_{A_e} を導入して式(36)のように関係づけた。

(1) 設計Aとのキャリブレーション

まず、弾性設計の場合について述べる。構造部材の許容応力度に対応する構造物強度を R_a 、構造物の(等価)重量を W_e とすれば、「道示」による設計条件として次のように表わすことができよう。

$$R_a \geq \bar{W}_e \cdot k_{hm} = \bar{W}_e \cdot \nu_1 \nu_2 \nu_3 \beta k_0 \quad \dots\dots\dots (37)$$

ところで、構造物の弾性限強度 R_y は確率変数と考えられ、その特性値(公称値：公称降伏応力、公称寸法など

を用いて設計基準で定める設計式により計算される値) R_y^* , 平均値 \bar{R}_y , および前述の許容値 R_a を, 換算パラメータ d_{Ry} と強度低減係数 φ_y を用いて次のように関係づける。

$$R_y^* = (1 - d_{Ry}) \bar{R}_y, \quad R_a = \varphi_y R_y^* \quad \dots\dots\dots (38)$$

したがって, $\bar{R}_y = \frac{R_a}{(1 - d_{Ry}) \varphi_y} \quad \dots\dots\dots (39)$

以上より, 式(1), (37), (39)に式(35), (36)を用いると, 「道示」から導かれる設計条件は,

$$\bar{K}_y \geq \frac{\nu_1 \nu_2 \nu_3 \beta k_0}{\varphi_y (1 - d_{Ry}) \bar{A}_e} = \frac{\nu_3 (1 + d_{A_e}) (1 + d_{K_{gm}}) \bar{K}_{gm}}{\varphi_y (1 - d_{Ry})} \quad \dots\dots\dots (40)$$

これと, 信頼性解析から得られる設計条件, 式(13)とを比較して, 重要度係数 ν_3 と β_e について次の関係が得られる。

$$\nu_3 = \frac{\varphi_y (1 - d_{Ry}) \cdot \exp(a \beta_e)}{(1 + d_{A_e}) (1 + d_{K_{gm}})} \quad \dots\dots\dots (41)$$

次に, 終局設計の場合であるが, 「道示」の設計条件は式(34)で表わされる。ここで k_{μ_a} は許容じん性率 μ_a と公称降伏震度 K_y^* を用いて, 式(3)より算出されるものとする。すなわち,

$$k_{\mu_a} = \bar{N}(\mu_a) g_u(\mu_a, K_y^*) \quad \dots\dots\dots (42), \quad K_y^* = R_y^* / (\beta \bar{W}_e) \quad \dots\dots\dots (43)$$

ここで, じん性率 μ_u は確率変数と考えられ, その特性値 μ_u^* , 平均値 $\bar{\mu}_u$, および許容値 μ_a を, 換算パラメータ d_{μ_u} と, 低減係数 φ_u を用いて次のように関係づける。

$$\mu_u^* = (1 - d_{\mu_u}) \bar{\mu}_u, \quad \mu_a = \varphi_u \mu_u^* \quad \dots\dots\dots (44)$$

したがって, $\bar{\mu}_u = \frac{\mu_a}{(1 - d_{\mu_u}) \varphi_u} \quad \dots\dots\dots (45)$

この $\bar{\mu}_u$ に対応する地盤震度 \bar{K}_u は, 式(3)を用いて,

$$\bar{K}_u = \bar{N}(\bar{\mu}_u) g_u(\bar{\mu}_u, \bar{K}_y) \quad \dots\dots\dots (46)$$

式(34), (42), (46)より, 「道示」から導かれる設計条件は, 式(35)を用いて,

$$\bar{K}_u \geq \frac{\bar{N}(\bar{\mu}_u) g_u(\bar{\mu}_u, \bar{K}_y)}{\bar{N}(\mu_a) g_u(\mu_a, K_y^*)} \nu_1 \nu_2 \nu_3 \nu_4 k_0 = \frac{\bar{N}(\bar{\mu}_u) g_u(\bar{\mu}_u, \bar{K}_y)}{\bar{N}(\mu_a) g_u(\mu_a, K_y^*)} \nu_3 \nu_4 (1 + d_{K_{gm}}) \bar{K}_{gm} \quad \dots\dots\dots (47)$$

一方, 信頼性解析からの要求は, 式(14)で表わされるから, 両者を比較して式(4)を用いると,

$$\nu_4 = \frac{\bar{N}(\mu_a) g_u(\mu_a, K_y^*) \exp(c \beta_u)}{\bar{N}(\bar{\mu}_u) g_u(\bar{\mu}_u, \bar{K}_y) (1 + d_{K_{gm}}) \alpha \nu_3} \quad \dots\dots\dots (48)$$

これに弾性設計のキャリブレーションの結果, 式(41)を代入すれば, 結局震度割増し係数 ν_4 は,

$$\nu_4 = \frac{\bar{N}(\mu_a) g_u(\mu_a, K_y^*) (1 + d_{A_e})}{\bar{N}(\bar{\mu}_u) g_u(\bar{\mu}_u, \bar{K}_y) \varphi_y (1 - d_{Ry}) \alpha} \cdot \exp\{c \eta_{ue} + (c - a) \beta_e\} \quad \dots\dots\dots (49)$$

(2) 設計Bとのキャリブレーション

最初に, 弾性設計について述べる。「道示」の設計条件は, 式(40)で表わされる。塑性限界状態として, $\bar{\mu}_p$ なるじん性率が期待できるとき, そのときの耐震性能は式(2)を用いて,

$$\bar{K}_p = \bar{N}(\bar{\mu}_p) g_p(\bar{\mu}_p, \bar{K}_y) \quad \dots\dots\dots (50)$$

式(40)と式(50)より, 最終的な設計条件として次式が導かれる。

$$\bar{K}_p \geq \bar{N}(\bar{\mu}_p) g_p \left(\bar{\mu}_p, \frac{\nu_3 (1 + \Delta_{Ae})(1 + \Delta_{Kgm})}{\varphi_y (1 - \Delta_{Ry})} \bar{K}_{gm} \right) \quad \dots\dots\dots (51)$$

一方、信頼性からの要求は、式(15)であるから、両者を比較して、

$$\bar{N}(\bar{\mu}_p) g_p \left(\bar{\mu}_p, \frac{\nu_3 (1 + \Delta_{Ae})(1 + \Delta_{Kgm})}{\varphi_y (1 - \Delta_{Ry})} \bar{K}_{gm} \right) = \bar{K}_{gm} \exp(b\beta_p) \quad \dots\dots\dots (52)$$

ここで、関数 g_p の逆関数 g_p^{-1} を次のように定義する。

$$K_y = g_p^{-1}(\mu_p, K_p/N) \quad \dots\dots\dots (53)$$

式(52)は、関数 g_p^{-1} を用いると、 ν_3 について解くことができ、重要度係数 ν_3 は、

$$\nu_3 = \frac{\varphi_y (1 - \Delta_{Ry})}{(1 + \Delta_{Ae})(1 + \Delta_{Kgm}) \bar{K}_{gm}} g_p^{-1} \left(\bar{\mu}_p, \frac{\bar{K}_{gm} \exp(b\beta_p)}{\bar{N}(\bar{\mu}_p)} \right) \quad \dots\dots\dots (54)$$

次に、終局設計の場合であるが、式(48)に上式の ν_3 を代入すれば、震度割増し係数 ν_4 は、

$$\nu_4 = \frac{\bar{N}(\bar{\mu}_a) g_u(\bar{\mu}_a, K_y^*) (1 + \Delta_{Ae}) \bar{K}_{gm} \exp(c\beta_u)}{\bar{N}(\bar{\mu}_u) g_u(\bar{\mu}_u, \bar{K}_y) \varphi_y (1 - \Delta_{Ry}) \alpha g_p^{-1} \left(\bar{\mu}_p, \frac{\bar{K}_{gm} \exp(b\beta_p)}{\bar{N}(\bar{\mu}_p)} \right)} \quad \dots\dots\dots (55)$$

(3) 等価ポテンシャルエネルギーの仮定を適用した場合

以上の結果に対して、2.4(2)で述べた等

価ポテンシャルエネルギーの仮定を適用する。

式(41), (49), (54), (55) に、式(18), (19), (30) を適用した結果を一括して、Table 4 に示した。

地域による地震環境の特徴を表わすパラメータ α は、「道示」には考慮されていない新しい概念であるため、式(57), (59)のように、 ν_4 を支配する因子として陽に現われている。又、設計Bの式には $\Psi(\bar{\mu}_p)$ の項があるが、これは弾性設計における限界状態として新たに塑性限界状態の概念を導入したためである。

米国のATCによって開発中の道路橋のための耐震基準^{8),9)}では、橋脚の各種形式ごとの余材とじん性を考慮して決められた応答補正係数Rで、弾性系に対する震度(通常かなり大きい値をとる)を除いて、橋の各部の設計震度としている。式(58)における $\Psi(\bar{\mu}_p)$ の力学的意味は、この応答補正係数Rと原理的に同様のものと考えられる。

3.3 数値計算例

以上の考察をもとに数値計算を行った。用いたパラメータ値は、Table 3, Table 5 に示したものである。

Table 3 のパラメータは、主として設計上の不確定性を表わす量であり、Table 5 のパラメータは、設計変数の平均値と特性値および許容値を関係づけるための量である。これらの値の実際的な推定は今後の課題であり、以下の議論における、 ν_3, ν_4 などの値はあくまで相対的なものである。

さて、 ν_3 と β_e (設計A), β_p (設計B) の関係(式(56), (58))を示したのが、Fig. 6 である。設計Aと設計B($\bar{\mu}_p = 1$)の ν_3 の所要値を比べると、一定の安全性の要求に対して、後者の方が若干大きな ν_3 が必要とされる。これは $\bar{\mu}_p = 1$ においても関数 g_p の補正係数Nの有する不確定を考慮しているためである。設計Bにおいては、 $\bar{\mu}_p$ の値を、1.0, 1.5, 2.0 と3通りの場合について示してあるが、 $\bar{\mu}_p$ が大きい程、 ν_3 を小さくし

Table 4 Reliability-Based Expression of Design Coefficients ν_3, ν_4

design A	$\nu_3 = \frac{\phi_y (1 - \Delta_{Ry})}{(1 + \Delta_{Ae})(1 + \Delta_{Kgm})} \cdot \exp(a\beta_e) \quad \text{----} (56)$
	$\nu_4 = \frac{\Psi(\mu_a) 1}{\Psi(\mu_u) \phi_y} \cdot \frac{1}{\alpha} \cdot \exp\{c\eta_{ue} + (c-a)\beta_e\} \quad \text{----} (57)$
design B	$\nu_3 = \frac{\phi_y (1 - \Delta_{Ry})}{(1 + \Delta_{Ae})(1 + \Delta_{Kgm})} \cdot \frac{1}{\Psi(\bar{\mu}_p)} \cdot \exp(b\beta_p) \quad \text{---} (58)$
	$\nu_4 = \frac{\Psi(\mu_a) 1}{\Psi(\mu_u) \phi_y} \cdot \frac{\Psi(\bar{\mu}_p)}{\alpha} \cdot \exp\{c\eta_{up} + (c-b)\beta_p\} \quad \text{---} (59)$

てよい(設計震度を下げてよい)ことを示している。

次に、Fig. 7は設計Aに関するものであり、 ν_4 と η_{ue} の関係(式(57))を表わしている。ここで、 $\Psi(\mu_a)/\Psi(\bar{\mu}_u)$ の値については、 $\bar{\mu}_u$ によって値の変化は少いので $\bar{\mu}_u = 6$ のときの値を用いた。同図には、 $\alpha = 0.4, 0.7$ と $\beta_e = 0, 2.0$ の4通りの組み合わせについて示してある。Fig. 6とFig. 7を用いると、安全性の要求水準 β_e, η_{ue} に対する、 ν_3, ν_4 の所要値を求めることができる。例えば、 $\beta_e = 0.5, \eta_{ue} = 0$ (Fig. 4(a)に対応する)とすれば、Fig. 6より $\nu_3 = 0.84$ である。さらに、Fig. 7より、 $\alpha = 0.7$ に対しては $\nu_4 = 0.89$ が、 $\alpha = 0.4$ に対しては $\nu_4 = 1.56$ が求められる。 $\beta_e = 0.5, \eta_{ue} = 1.0$ (Fig. 4(b)に対応する)とした場合の結果もあわせて、Table 6に示した。これによると、 ν_4 は、 η_{ue} が大きい(終局設計の安全性の要求が高い)程、また α が小さい(地震来襲頻度が低い)程、大きな値が要求されることが分る。

設計Bについても同様の考察ができる。Fig. 8に、 $\bar{\mu}_p = 1.5$ の場合の ν_4 と η_{up} の関係(式(59))を示した。Fig. 6とFig. 8を用いて、安全性の要求 $\beta_p = 0.5, \eta_{up} = 0, 1.0$ の場合の $\alpha = 0.7, 0.4$ における、 ν_3, ν_4 の所有値を求めそれをTable 7(b)に掲げた。Table 7(a)は $\bar{\mu}_p = 1$ の場合である。

Table 6とTable 7(a)より次のことが言えよう。

設計Aと $\bar{\mu}_p = 1$ とした設計Bとでは ν_3 と ν_4 の所要値はほとんど同じである。

これは両者が概念的には全く一致するものであることから、当然の帰結といえよう。

Table 7(a), (b)より、設計Bにおいては、 $\bar{\mu}_p$ が大きい程、 ν_3 は小さくてよい。すなわち弾性設計用震度を低減することができる。逆に ν_4 はその代償として大きな値が要求される。

この傾向をさらに詳しく調

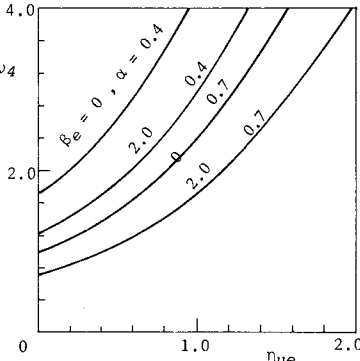


Fig. 7 Variation of ν_4 with η_{ue} (design A)

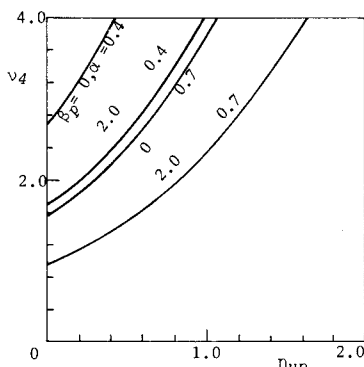


Fig. 8 Variation of ν_4 with η_{up} (design B: $\bar{\mu}_p = 1.5$)

Table 5 Parameters Used for Calculation

ϕ_y	ϕ_u	Δ_{Ry}	Δ_{μ_u}	Δ_{Ae}	Δ_{kgm}	$\bar{\Gamma}_u$
0.7	0.7	0.3	0.3	0	0	6.0

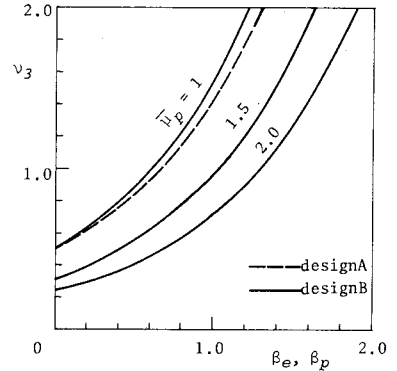


Fig. 6 Variation of ν_3 with β_e (design A) and with β_p (design B)

Table 6 Values of ν_3 and ν_4 Required from Reliability Analysis (design A)

safety level		load condition		required value	
β_e	η_{ue}	α	ν_3	ν_4	
0.5	0	0.7	0.84	0.89	
		0.4		1.56	
	1.0	0.7		2.20	
		0.4		3.86	

Table 7 Values of ν_3 and ν_4 Required from Reliability Analysis (design B)

(a) $\bar{\mu}_p = 1.0$

safety level		load condition		required value	
β_p	η_{up}	α	ν_3	ν_4	
0.5	0	0.7	0.88	0.85	
		0.4		1.49	
	1.0	0.7		2.11	
		0.4		3.70	

(b) $\bar{\mu}_p = 1.5$

safety level		load condition		required value	
β_p	η_{up}	α	ν_3	ν_4	
0.5	0	0.7	0.55	1.36	
		0.4		2.38	
	1.0	0.7		3.37	
		0.4		5.90	

べるために、Fig. 9 に $\bar{\mu}_p$ に対する ν_3, ν_4 の関係を示した。
 ν_3, ν_4 はそれぞれ $\bar{\mu}_p = 1$ のときの値で除して示してある。
 $\bar{\mu}_p$ の増加とともに、 ν_3 は減少し、 ν_4 は増大しているが、
 これは式(58), (59)で関数 $\Psi(\mu)$ が単調増加型の関数である
 ことに起因している。同図には、 ν_3 と ν_4 の積 $\nu_3 \cdot \nu_4$
 の値も示してあるが、これは、式(58), (59)の形から
 明らかなような $\bar{\mu}_p$ にかかわらず一定となる量である。
 したがって設計Bは、終局設計用震度は一定に保ちつつ、
 $\bar{\mu}_p$ の程度に応じて弾性設計用震度を低減するような設計体
 系であると言えよう。

次に、Table 5 で示すパラメータのうち、構造物の弾性限
 強度およびじん性率の許容値と特性値との比を表わす、低減
 係数 φ_y, φ_u の影響について調べる。今、簡単のために、
 $\varphi = \varphi_y = \varphi_u$ とし、 φ が 0.5 ~ 1.0 の間の ν_3, ν_4 の値を
 Fig. 10 に示した。 ν_3, ν_4 はそれぞれ $\varphi = 0.7$ のときの値
 で除して正規化している。したがってこれは、設計A, 設計
 B に共通する図である。同図は、 φ が大なる程、大きな ν_3
 が要求されることを示している。一方、 ν_4 の値は φ にはほと
 んど無関係で、一様な値を示している。これは、式(57),
 (59)で、 $\Psi(\mu_a)/(\Psi(\mu_u)\varphi_y)$ が、 φ の変化に対して分子
 ・分母が相殺するためである。

4. むすび

本研究では、2次モーメント法による信頼性評価手法を用いて、弾性設計と終局設計のバランスがとれた耐震設計の枠組を考察したが、その中で、従来の耐震設計では考慮されていなかった概念、すなわち、地域による地震来襲頻度の差異を表わすパラメータ α と、塑性限界状態(じん性率 μ_p)を導入した。現段階で得られた結果は以下のとおりである。

- i) パラメータ α は構造物の所要耐震性能に大きく影響する。(Fig. 4 参照)
- ii) じん性率 μ_p を考慮することにより、変形性能が優れた構造物の弾性設計用入力震度をかなり低減することができる。(Fig. 5 参照)
- iii) 道路橋示方書耐震設計編とのキャリブレーションを行い、その結果をTable 4 に示した。そこに掲げた式は、上記 i), ii) の事柄と示方書の設計震度との関係を明かにするものである。

本研究の議論は、耐震設計のための公式化を念頭におき、種々の複雑な現象を、 $\alpha, K_{gm}, K_{gu}, K_y$ などの簡略化したパラメータで取り扱っている。これらのパラメータ値の推定は今後の研究にまっところが多く、耐震設計のための有効加速度(EPA)¹⁰⁾ やその地震危険度解析などについて検討が望まれる。今後これらの問題について研究を進めていく予定である。また、手法の細部では、等価ポテンシャルエネルギーの仮定のみでなく、「道示」で用いられている等価線形手法との関連について現在研究中である。これらの研究を進めることにより、本研究の方法をより有効で実際的な手法に近づけることを考えている。おわりに、本研究の一部は文部省科学研究費補助金によったこと、本研究における数値計算には、京都大学大型計算機センターFACOM M-200 システムを用いたことを付記する。

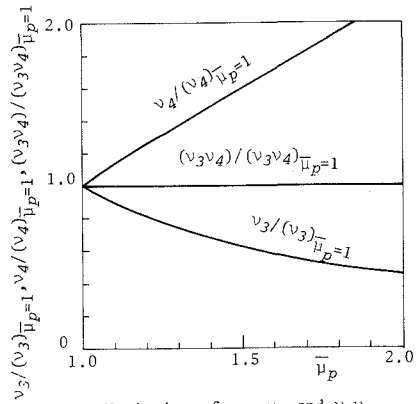


Fig.9 Variation of ν_3, ν_4 and $\nu_3\nu_4$ with $\bar{\mu}_p$ (design B)

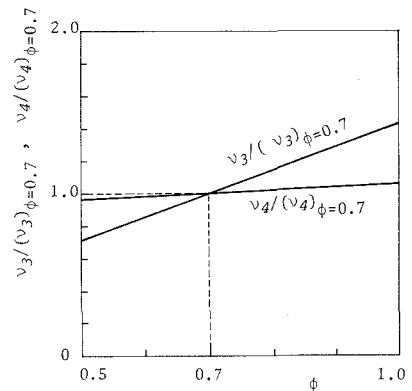


Fig.10 Variation of ν_3 and ν_4 with ϕ (design A,B : $\phi = \phi_y = \phi_u$)

5. 参考文献

- 1) 建設省：新耐震設計法(案)，総プロ「新耐震設計法の開発」研究報告，昭. 52. 3.
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅴ耐震設計編，昭. 55. 5.
- 3) 亀田弘行：信頼性評価に基づく耐震構造設計法に関する基礎的考察 —— 弾性設計と終局設計の安全性バランスとその定式化について —— ，JSSC，昭. 56. 3 発表の予定。
- 4) Cornell, C.A., "Structural Safety Specifications Based on Second-Moment Reliability Analysis," Final Report, IABSE Symposium on Concepts of Safety of Structures and Method of Design, London, 1969, pp.235-245.
- 5) Ang, A. H-S., and Cornell, C.A., "Reliability Bases of Structural Safety and Design," Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.100, No.ST9, Sept. 1974, pp.1755-1769.
- 6) 藤野陽三：確率論に基づく安全性照査法と構造設計，土木学会誌，62巻2号，昭 53. 2，pp.33-39.
- 7) Veletsos, A.S., and Newmark, N. M., "Effect of Inelastic Behavior on the Response of Simple Systems to Earthquake Motions," Proceedings of the Second World Conference on Earthquake Engineering, Japan, Vol.2, 1960, pp.895-912.
- 8) 大橋・岩崎：橋梁の耐震問題ワークショップに出席して —— 米国道路橋の耐震設計基準の動向 —— ，土木技術資料 21-11，昭. 54，pp.48-51.
- 9) Mayes, R.L., and Cooper, J.D., "Development of Highway Bridge Seismic Design Criteria for the United States," Proceedings of the 7th World Conference on Earthquake Engineering, Istanbul, Vol.8, 1980, pp.327-334.
- 10) Applied Technology Council, "Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings," ATC Publication ATC3-06.

RELIABILITY-CONSISTENT STRUCTURAL DESIGN FOR SEISMIC LOADS

by

Hiroyuki Kameda and Kouzi Sekiguchi*

There is a widely accepted principle of structural design for seismic loads that follows: structures should be so designed that they will undergo no damage nor serious malfunctioning during moderately strong earthquake motions, and they will be capable of avoiding collapse during ultimately strong earthquake motions. In an actual design procedure, the former requirement will be realized as an elastic design for a lifetime maximum load, and the latter, as an ultimate design for a credible maximum load conceivable for the site. It is important to establish a design procedure that will assure a consistent balance of safety between these two design stages whose purposes are essentially different.

The objective of this study is to develop a methodology for comprehensive safety evaluation of the "two-stage seismic design" (this terminology is used to mean the above-mentioned design principle) by using reliability terms based on the second-moment method.

Three limit states are considered in this study, as illustrated in Fig.1. In addition to conventional elastic limit states and ultimate limit states, plastic limit states have been introduced to account for the deformation capacity of structures in the elastic design. The seismic loads for elastic and ultimate designs are represented, respectively, by K_{gm} and K_{gu} , and their statistical parameters are related by Eqs.4 and 5. The parameter α characterizes the nature of seismic activities in proposed areas.

The safety index β for each limit state is given in Table 1, and the two-stage seismic design procedure is summarized in Table 2 in the form of two alternative concepts, designs A and B. Structural capacities required from consistent reliability balance between elastic and ultimate designs, represented by the mean yield strength \bar{K}_y and the mean ultimate ductility factor $\bar{\mu}_u$, are illustrated in Figs.3--5.

The reliability-based design framework developed above has been applied to a calibration of current Japanese highway bridge design specifications for seismic loads. In particular, the importance factor v_3 to determine the elastic design load, and the load magnification factor v_4 to determine the ultimate design load have been formulated in reliability terms as shown in Table 4. Numerical examples are given in Figs.6--10, and Tables 6 and 7.

The methods developed herein should provide useful information for establishing a "two-stage seismic design" procedure with well balanced safety evaluation of elastic and ultimate designs. Works on quantitative evaluation of relevant parameters along this line are underway.

* Respectively, Associate Professor, and Graduate Student, School of Civil Engineering, Kyoto University, Kyoto.