

(38) 耐震設計における信頼性評価の定式化

京大工学部 正会員 亀田弘行 日本鋼管 正会員 関口宏二

1. はじめに

一般の土木構造物の耐震設計の理念として、中程度の強震動に対しては無被害または軽微な被害にとどめ、最大級の地震動に対しては崩壊を防ぐという考え方がコンセンサスとして受け入れられてきた。これは長い間定性的な概念であったが、建設省の総プロ「新耐震設計法(案)」¹⁾で具体的な形を手えられ、道路橋示方書耐震設計編²⁾において、弾性設計と並んで地震時変形性能の照査という終局設計の規定が盛り込まれるに至っている。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(本研究では適宜この用語を用いる)の考え方が定着しつつあるが、本来の目的を異にし、対象とする地震荷重強度も限界状態も異なる弾性設計と終局設計のいずれが安全側の設計になっているのか、両者の安全性のバランスはよくとれているのか、といった問題は、今後の研究に待たねばならないのが現状であろう。

このような観点から、筆者らは二段階耐震設計における弾性設計と終局設計の安全性のバランスを定量的に表現する方法として、二次モーメント法を用いた信頼性評価による定式化を行い、さらに道路橋示方書へのキャリアレーションの方法を提示するとともに、安全性評価のためのいくつかの新しい考え方と手法を提案した。³⁾⁴⁾本報告はこれらの研究の一環をなすものである。文献2), 3)では、応答塑性率と入力震度の関係に Veletsos - Newmark の等価ポテンシャルエネルギーの仮定を用いていたが、ここでは、その後等価線形化の手法を用いて構造物の固有周期の影響を調べた結果を報告する。

2. 地震時限界状態と地震荷重の表現

2.1 構造物の地震時限界状態—次のように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(図-1参照)。

(1) 弾性限界状態: 構造物がその弾性限強度 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か、これを超えている状態。このときの地震震度を K_y (これを降伏震度と呼ぶ) とすれば、線形加速度応答倍率 A_e (固有周期と減衰定数に依存)、構造物の等価重量 W_e を用いて、 $K_y = R_y / (A_e W_e)$ …………… (1)

(2) 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形量(じん性率 μ_p) に達しているか、これを超えている状態。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震震度を K_p とする。

(3) 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ふ最大変形能(じん性率 μ_u) に達しているか、これを超えている状態。このときの地震震度を K_u とする。

上に述べた K_p , K_u を、次式のように降伏震度 K_y とじん性率 μ_p または μ_u を用いて表す。

$$K_p = N g_p (\mu_p, K_y) \dots\dots\dots (2), \quad K_u = N g_u (\mu_u, K_y) \dots\dots\dots (3)$$

ただし、 g_p , g_u は適当な関数、 N はこれらの関数を用いることによる誤差を補正する確率変数とする。

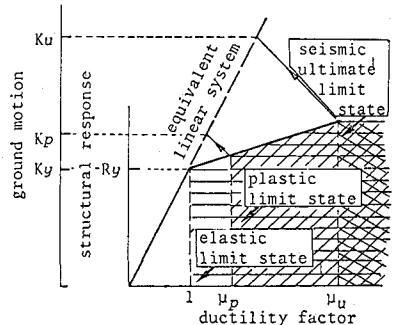


図-1 地震荷重下での構造物の限界状態

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。

(1) 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うると考えられ、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} で表す。

(2) 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} で表す。

以上で定義した地盤震度 K_{gm} , K_{gu} を次のような不確定性を有する確率変数として扱う。すなわち、これらの平均値を \bar{K}_{gm} , \bar{K}_{gu} で、変動係数を $\alpha_{K_{gm}}$, $\alpha_{K_{gu}}$ で表す。(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。

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

$$\alpha_{K_{gm}} = \frac{1}{\gamma} \alpha_{K_{gu}} ; 0 < \gamma \quad \text{----- (5)}$$

パラメータ α , γ は、設計地点付近の地震活動の特徴を表すものである。 α の値によって地域の地震環境を類型化すると、図-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 で表わされるような概念は取り入れられていないが、今後研究を進めるべき課題と考えられる。

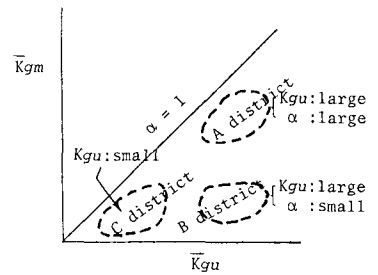


図-2 地震活動の特徴の分類

3. 安全性評価のわく組

3.1 基本的な考え方

表-1 は、二段階耐震設計における安全性評価のわく組を示したもので、2.1 で設定した設計A・設計Bの2つの体系に分けてある。同表の安全性指標 (safety index) の耐震信頼度を表わすパラメータで、二次モーメント法による信頼度解析⁵⁾より次のように表わされる。

$$\beta_e = \frac{\ln(\bar{K}_y / \bar{K}_{gm})}{\sqrt{\alpha_{K_y}^2 + \alpha_{K_{gm}}^2}} \quad \text{----- (6)}$$

$$\beta_p = \frac{\ln(\bar{K}_p / \bar{K}_{gm})}{\sqrt{\alpha_{K_p}^2 + \alpha_{K_{gm}}^2}} \quad \text{----- (7)}$$

$$\beta_u = \frac{\ln(\bar{K}_u / \bar{K}_{gu})}{\sqrt{\alpha_{K_u}^2 + \alpha_{K_{gu}}^2}} \quad \text{----- (8)}$$

表-1 耐震設計における安全性評価のわく組

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	$\eta_{up} = \beta_u - \beta_p$	

表-1において、耐震設計によって実現するべき構造物の耐震性能は、弾性設計においては降伏震度 K_y 、終局設計においては終局じん性率 μ_u によって表わされる。すなわち、 (β_e, η_{ue}) または (β_p, η_{up}) が所要の値を持つような \bar{K}_y , $\bar{\mu}_u$ を実現することが設計の目標となる。ただし、 η_{ue} , η_{up} は表-1 に示したように終局設計と

弾性設計における安全性の格差を示すパラメータである。式(6)~(8)を、以上の概念を表わすのに便利のように次のように変形する。

弾性設計：(設計A), $K_y / \bar{K}_{gu} = \alpha \exp(\beta_e \sqrt{\Delta \Omega_{ky}^2 + \Delta \Omega_{kgm}^2})$ ----- (9)

(設計B), $K_y / \bar{K}_{gu} = \alpha g_p^{-1}(\bar{\mu}_p, \bar{K}_p, \bar{N}) \exp(\beta_p \sqrt{\Delta \Omega_{kp}^2 + \Delta \Omega_{kgm}^2})$ ----- (10)

結局設計：(設計A,B), $K_y / \bar{K}_{gu} = g_u^{-1}(\bar{\mu}_u, \bar{K}_u, \bar{N}) \exp(\beta_u \sqrt{\Delta \Omega_{ku}^2 + \Delta \Omega_{kgu}^2})$ ----- (11)

ただし、 g_p^{-1} , g_u^{-1} は、式(2), (3) をそれぞれ K_y について解いて得られる逆関数である。

式(9)~(11)の変動係数のうち、 $\Delta \Omega_{kgm}$, $\Delta \Omega_{kgu}$ は荷重評価から与えられるものであり、 $\Delta \Omega_{ky}$ は次式で与えられる。

$$\Delta \Omega_{ky}^2 = \Delta \Omega_{Ry}^2 + \Delta \Omega_{Ae}^2 + \Delta \Omega_{We}^2$$
 ----- (12)

3.2 等価線形化法による g_p , g_u の評価

式(2), (3)の関数 g_p , g_u は降伏震度 K_y を有する構造物において、じん性率 μ_p , μ_u に等しい塑性率応答を生成し得るような入力震度 K_p , K_u を与えるものである。文献(3), (4)では、Veletsos-Newmarkの等価ポテンシャルエネルギーの仮定に従ってこれらの関数を評価したが、これは、 g_p , g_u が構造物の固有周期 T には依存しないことを仮定することになる。ここでは、その後等価線形化法を用いて固有周期を考慮した g_p , g_u の評価を行った結果について述べる。

はじめに、式(3)を考える。エネルギー

ギバランスによる等価線形系⁷⁾を用いて式(1)を変形すると、 K_u は次式で与えられる。

$$K_u = \frac{(2\pi/T_u)^2 \mu_u \delta_y}{A_e(T_u, \bar{k}_u) g}$$
 ----- (13)

ただし、 T_u , \bar{k}_u は等価固有周期、等価減衰定数で、いずれも μ_u の関数である。これらの算法は文献(7)によられた。また、 δ_y は降伏変位である。

次に降伏点においては固有周期 T 、減衰定数 \bar{k} とともに弾性域の値を用い、次式が得られる。

$$K_y = \frac{(2\pi/T)^2 \delta_y}{A_e(T, \bar{k}) g}$$
 ----- (14)

式(13), (14)より K_u , K_y , μ_u の関係が得られるが、 A_e を平均値 \bar{A}_e で置きかえて次式のように書く。

$$K_u = N_{el}(T, \mu_u) \frac{\bar{A}_e(T, \bar{k})}{A_e(T_u, \bar{k}_u)} \left(\frac{T}{T_u}\right)^2 \mu_u K_y$$
 ----- (15)

ただし、 \bar{A}_e は平均応答倍率であり、 N_{el} は等価線形系を用いることおよび式(13), (14)の A_e を平均値 \bar{A}_e で置換えたことによる補正を行うための確率変数である。

平均応答倍率 \bar{A}_e は、最大加速度 100 gal 以上の強震記録 40 成分を用いて地盤種別 (I~IV 種) ごとに弾性加速度応答の調和平均 (本解析では算術平均より適している) を求め、その結果を次式のようにモデル化した。

$$\bar{A}_e(T, \bar{k}) = (-0.224 \ln \bar{k} + 0.330) P T^{\beta}$$
 ----- (16)

表-2 平均応答倍率 \bar{A}_e のモデルパラメータ

soil conditions	natural period(sec)	P	q
type I	0.1 - 0.2	2.65	0.0614
	0.2 - 0.8	0.134	-1.79
	0.8 - (5.0)	0.155	-1.14
type II & type III	0.1 - 0.2	4.64	0.436
	0.2 - 1.0	0.490	-0.961
	1.0 - (5.0)	0.490	-1.72
type IV	0.1 - 0.6	2.56	0.294
	0.6 - 1.0	1.40	-0.885
	1.0 - (5.0)	1.40	-2.11

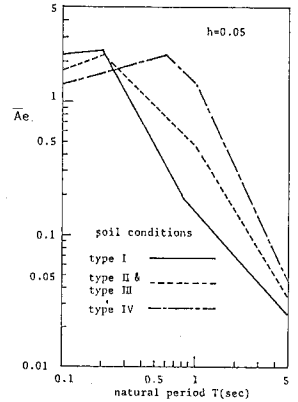


図-3 平均応答倍率 \bar{A}_e のモデル化

表-3 平均補正係数 N_{el} のモデルパラメータ

soil conditions	natural period(sec)	t	u	v	w
type I	0.3 - 5.0	1.24	0.228	0.829	0.126
type II	0.3 - 5.0	1.25	-0.0362	0.892	-0.0496
type III	0.3 - 5.0	1.27	-0.117	0.904	0.0448
type IV	0.3 - 2.0	1.17	-0.591	0.926	-0.348
	2.0 - 5.0	0.715	0.126	0.581	-0.100

パラメータ θ , δ の値を表-2, その結果得られる \bar{A}_e の値を図-3 に示した。

次に, 補正係数 N_{el} の平均値 \bar{N}_{el} と変動係数 $\Omega_{N_{el}}$ に関しては, 上記と同じ強震記録についてバイリニア系の応答解析を行い, その結果から次のようにモデル化した。まず \bar{N}_{el} は, 固有周期 T とじん性率 μ の関数として,

$$\bar{N}_{el}(T, \mu) = \begin{cases} 2 \{ (\mu-1) v T^w + (1.5-\mu) \}, & 1 \leq \mu \leq 1.5 \\ 0.2 \{ (\mu-2) t T^u + (7-\mu) v T^w \}, & 1.5 < \mu (\leq 7) \end{cases} \dots (17)$$

パラメータ t, u, v, w の値を表-3 に示した。また変動係数 $\Omega_{N_{el}}$ は次式でモデル化した。

$$\Omega_{N_{el}}(\mu) = 0.35 \{ 1 - e^{-0.8(\mu-1)} \} \dots (18)$$

以上より, K_u の平均値 \bar{K}_u と変動係数 $\Omega_{K_u}^2$ は,

$$\begin{aligned} \bar{K}_u &= \bar{N}_{el} g_u (\bar{\mu}_u, \bar{K}_y) \\ &= \bar{N}_{el}(T, \bar{\mu}_u) \frac{\bar{A}_e(T, \bar{\mu}_u)}{\bar{A}_e(T_u, \bar{\mu}_u)} \left(\frac{T}{T_u} \right)^2 \bar{\mu}_u \bar{K}_y \dots (19) \end{aligned}$$

$$\Omega_{K_u}^2 = \Omega_{K_y}^2 + \Omega_{\mu_u}^2 + \Omega_{N_{el}}^2(\bar{\mu}_u) + \Omega_{\mu_u} \Omega_{K_y} \rho_{\mu_u K_y} \dots (20)$$

塑性限界状態に対応する地盤震度 K_p については, 以上の議論で添字 u を p に置換ればよい。

4. 数値計算例

表-4 に示したパラメータ値を用いて数値計算を行った。ただし, 減衰定数は $T > 1.0 \text{ sec}$ で 0.02, $T \leq 1.0 \text{ sec}$ で $0.02/T$ と与えた。

図-4 は, 安全性の要求水準 β_e, η_{ue} と地震活動に関するパラメータ α から所要耐震性能 $\bar{K}_y, \bar{\mu}_u$ を与える。同じ β_e, η_{ue} に対して, α が小さい場合は K_y / K_{gu} は小さく $\bar{\mu}_u$ が大きくなり, α が大きい場合は逆の傾向を示す。

図-5 は固有周期に対する所要終局じん性率の変動を示したものである。地盤条件によって傾向が異なる。等価ポテンシャルエネルギーの仮定を用いた結果は等価線形化法の場合の平均的な値を与える。

5. おわりに

道路橋示方書耐震設計編へのキャリアレーションの方法を考察したが, これについては文献(4), (8)にゆだねた。

(1) 建設省: 新耐震設計法(案), 昭52.3. (2) 日本道路協会: 道路橋示方書, γ 耐震設計編, 昭55.5. (3) 電田:

JSSC, 17巻, 179号, 日本鋼構造協会, 昭56.3, pp.79-86. (4) 電田・関口: 第27回構造工学シンポジウム, 昭56.2, pp.47-58. (5) Cornell: IABSE Symposium, London, 1969, pp.235-245. (6) 藤野: 土木学会誌, 62巻2号, 昭53.2, pp.33-39. (7) 後藤・家村: 第12回地震工学研究発表会, 昭47, pp.43-46. (8) 関口・電田: 土木学会全国大会, 昭56.9.

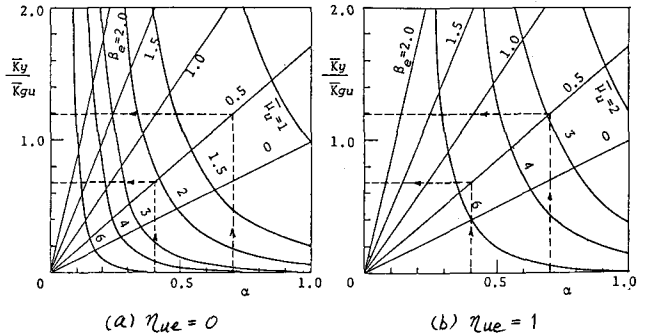


図-4 安全性指標が与えられた場合の所要耐震性能の算出 (等価線形化法, 第Ⅲ種地盤, $T=0.5 \text{ sec}$, 設計A)

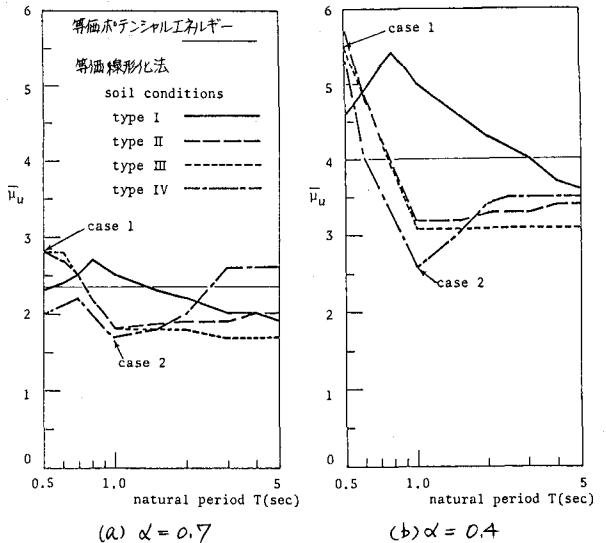


図-5 所要終局じん性率(設計A, $\beta_e = 0.5, \eta_{ue} = 1$)

表-4 数値計算に用いたパラメータ

γ	θ	Ω_{Kgu}	Ω_{Ky}	$\Omega_{\mu p}$	$\Omega_{\mu u}$	$\rho_{\mu p Ky}$	$\rho_{\mu u Ky}$
0.5	0.1	0.5	0.4	0.3	0.4	0	0