(2) 限界状態設計法の採用による経済性の改善について

信州大学工学部　長　　　尚

1．まえがき

現在日本におけるコンクリート土木構造物の設計基準は許容応力度設計法に基づいている。しかしこの設計法においては，構造物を構成している材料の塑性的性質が考慮されていないし，又材料の強度とか構造物に作用する荷重などの確率論的側面が適切に考慮されていない。そのため同一基準で設計されても，色々な要因（例えば使用材料，材料強度の規格，断面寸法・形状，スパン，荷重の種別等）の違いによって，部材もしくは構造物の安全度に非常に差が出てくることになる。主としてこのような点を改良する目的で，限界状態設計法に基づく設計基準の素案[1]が土木学会の終局強度設計小委員会で検討されている。一方このような限界状態設計法に移行するのは時期尚早ではないかという意見も多い。その理由の主なものは，

(1) 現在検討されている水準－Ⅰの案は厳密な信頼性理論の適用ではないから，移行による安全性の改善は余り期待できない，

(2) 部分安全係数を評価するために用いられる，コード・キャリブレーションに適用される信頼性理論の手法はかなり便宜的なもので，その有効性に疑問がある，

(3) 従来より経済的な設計が可能になるとは限らない，

(4) 基礎となる統計的データが不足している，

などである。

本文は常時（死荷重＋活荷重）の終局限界状態の設計フォーマットを対象にして，上記の問題点の一部について具体的に検討し，特に限界状態設計法の採用によって経済的な設計が可能となるようなコード・キャリブレーションの方法について述べ，経済性の改善の程度を具体的に示す。

2．常時の終局限界状態の設計フォーマットを対象にしたコード・キャリブレーション

(1) 序

先に筆者は，鉄筋コンクリート構造物設計法のコード・キャリブレーションについて発表した[2]。そこでは安全性評価の尺度である安全性指標βを求める際に一次近似法を用いた。この一次近似法の適用は前章で述べた問題点の（2）に関連するので，本文ではより精度の高い，Hasofer　らの定義した安全性指標βを用いることにする。この定義は“破壊限界曲面

$$z=g(\mathbf{X})=0 \tag{1}$$

において，確率変数 X_i を

$$x_i=\frac{X_i-\overline{X}_i}{\sigma_i} \tag{2}$$

もしくは

$$x_i=\frac{l_nX_i-l_n\overline{X}_i}{V_i} \tag{3}$$

を用いて正規化変換して標準化空間で表現された破壊限界曲面

$$\tilde{z}=\tilde{g}(\boldsymbol{x})=0 \tag{4}$$

への原点（ $\boldsymbol{x}=0$ ）からの距離（ノルム）が安全性指標βである”というものである。ここに　，V_i は確率変数 X_i の標準偏差および変動係数である。この定義による安全性指標βは，先に指摘した[3]ように，一次近似法によるβに比べて正確な破壊確率との対応が良く，破壊限界曲面の式がただ１つの設計問題では正確値に非常に近いものである。この定義によるβは次のような手順で求められる。

a) 式（2）もしくは式（3）の関係を式（1）に代入して式（4）を作る。

b) 標準化空間での破壊限界曲面と，これに原点から下ろした垂線の交点の近似値 $\boldsymbol{x}^0$ を仮定する。

c) 次式より $\boldsymbol{x}^a$ を計算する。

$$\boldsymbol{x}^a=\nabla\tilde{g}(\boldsymbol{x}^0)\left\{\frac{\boldsymbol{x}^{0T}\nabla\tilde{g}(\boldsymbol{x}^0)}{\nabla\tilde{g}(\boldsymbol{x}^0)^T\,\nabla\tilde{g}(\boldsymbol{x}^0)}\right\} \tag{5}$$

d) ある１つの変数 x_j を除き，

$$\boldsymbol{x}^1=\boldsymbol{x}^a \tag{6}$$

とし，x_j^1 は

$$\tilde{g}(\boldsymbol{x}^1)=0 \tag{7}$$

の関係を用いて決める。

e) $$\left|\boldsymbol{x}^1-\boldsymbol{x}^0\right|>\{\varepsilon\} \quad \text{（精度）} \tag{8}$$

であれば，

$$\boldsymbol{x}^0=\boldsymbol{x}^1 \tag{9}$$

として c) へ戻る。

f) $$\beta=\sqrt{\sum_i (x_i)^2} \tag{10}$$

なお本文でも先の論文[2]と同様に，常時の限界状態の設計断面を鉄筋コンクリート長方形はり断面で代表させる。

(2) 現行設計の安全性レベルの β による評価

鉄筋コンクリート長方形はり断面の現行設計の強度 R_W（抵抗曲げモーメント）を，確率変数 σ_c（コンクリートの円柱供試体の強度，平均値 $\overline{\sigma}_c$，変動係数 V_c），σ_s（鉄筋の降伏点強度，平均値 $\overline{\sigma}_s$，変動係数 V_s），A_S（鉄筋量，平均値 $\overline{A}_s$，変動係数 V_A），b（断面の幅，平均値$\overline{b}$，変動係数 V_b），d（有効高さ，平均値$\overline{d}$，変動係数 V_d）および E_R（強度算定修正係数，平均値 1.0，変動係数V_{ER}）の関数として次のように表わす[2]。

$$R_W=\sigma_s A_s\left(d-\frac{\sigma_s A_s}{1.7\,\sigma_c b}\right)E_R \tag{11}$$

ところで許容応力度設計法においては，通常コンクリートの最大応力度が許容応力度 σ_{ca}，鉄筋の引張応力度が許容応力度 σ_{sa} となるような，つりあい断面付近で設計が行なわれる。そこで現行の許容応力度設計法による設計断面はつりあい断面とし，かつ b，d，A_S などの設計値が実際に施工されたものの平均値であると仮定すると，現行の設計法を用いて設計されたものの強度 R_W は次のように表わされる。

$$R_W=\sigma_s\,\alpha_A\left(\alpha_d-\frac{\sigma_s\,\alpha_A}{1\,7\,\sigma_c\,\alpha_b}p_o\right)E_R\,p_o\,\overline{b}\,\overline{d}^2 \tag{12}$$

ここに，

$$\alpha_A=\frac{A_s}{\overline{A}_s}\quad \text{（平均値 1.0，変動係数 } V_A\text{）} \tag{13}$$

$$\alpha_d=\frac{d}{\overline{d}}\quad \text{（平均値 1.0，変動係数 } V_d\text{）} \tag{14}$$

$$\alpha_b=\frac{b}{\overline{b}}\quad \text{（平均値 1.0，変動係数 } V_b\text{）} \tag{15}$$

$$p_o=\frac{\sigma_{ca}\,k_o}{2\,\sigma_{sa}} \tag{16}$$

$$k_o=\frac{15\,\sigma_{ca}}{15\sigma_{ca}+\sigma_{sa}} \tag{17}$$

である。

次に断面に作用する曲げモーメント（常時の）S_W を，確率変数 M_D（死荷重曲げモーメント，平均値 $\overline{M}_D$，変動係数 V_D），M_L（活荷重曲げモーメント，平均値 $\overline{M}_L$，変動係数 V_L）および E_S（曲げモーメント算定修正係数，平均値１．０，変動係数 V_{ES}）の関数として次のように表わす[2]。

$$S_W=(M_D+M_L)E_S \tag{18}$$

ここでも現行の許容応力度設計法ではつりあい断面で設計されるという前提を用いると，設計用曲げモーメント M^n は次のように，許容応力度および断面寸法の平均値を用いて表わすことができる。

$$M^n=M_D^n+M_L^n=\nu_E\,\overline{b}\,\overline{d}^2 \tag{19}$$

ここに，

$$\nu_E=\frac{1}{2}\,\sigma_{ca}\,k_o\left(1-\frac{k_o}{3}\right) \tag{20}$$

である。ここで新たに公称死荷重率 m_D^n と公称活荷重率 m_L^n が次のような関係，

$$m_D^n+m_L^n=1.0 \tag{21}$$

を持つ確率変数，m_D（死荷重率，平均値 $\overline{m}_D$，変動係数は M_D のそれと同じ V_D），m_L（活荷重率，平均値 $\overline{m}_L$，変動係数は M_L のそれと同じ V_L）を導入して M_D，M_L を次のように表現する。

$$M_D=C\,m_D,\quad M_L=C\,m_L \tag{22}$$

式（19）と（22）より，

$$C=\nu_E\overline{b}\overline{d}^2 \tag{23}$$

を得るから式（18）は次のように表わされる。

$$S_W=(m_D+m_L)E_S\nu_E\overline{bd}^2 \tag{24}$$

断面が破壊するのは

$$R_W-S_W<0 \tag{25}$$

のときであるから，この場合の破壊限界曲面の式 z は次のようになる。

$$z=g(\mathbf{X})=\sigma_s\alpha_A\left(\alpha_d-\frac{\sigma_s\alpha_A}{1.7\sigma_c\alpha_b}p_o\right)E_R p_o$$

$$-(m_D+m_L)E_S\nu_E \tag{26}$$

この式中の確率変数は，σ_s ，σ_c ，α_b ，α_d ，α_A ，E_R ，m_D ，m_L ，E_S の９個である。本文においても先の論文[2)]と同じように，これらの確率変数は対数正規分布に従うものとすると，式（26）に対する安全性指標 β を求めるには，これらの変数を式（3）により正規化変換し，前項の手順 a)～ f)を適用すればよい。この手順を行なうためには，各確率変数の変動係数のほかに，コンクリートと鉄筋の強度の平均値 $\overline{\sigma}_c$ ，$\overline{\sigma}_s$ と荷重率の平均値 $\overline{m}_D$，$\overline{m}_L$ が必要である。これらの値は公称強度（現行のコンクリートの設計基準強度，鉄筋の規格値）σ_c^n ，σ_s^n および公称死活荷重比，

$$\xi=\frac{M_L^n}{M_D^n} \tag{27}$$

を用いて次式から求める。

$$\overline{\sigma}_c=\sigma_c^n\,exp(t_c^n V_c) \tag{28}$$

$$\overline{\sigma}_s=\sigma_s^n\,exp(t_s^n V_s) \tag{29}$$

$$m_D^n=\frac{1}{1+\xi} \qquad m_L^n=\frac{\xi}{1+\xi} \tag{30}$$

$$\overline{m}_D=\frac{1}{(1+\xi)\,exp\,(t_D^n V_D)} \tag{31}$$

$$\overline{m}_L=\frac{\xi}{(1+\xi)\,exp\,(t_L^n V_L)} \tag{32}$$

ここに，

$$t_j^n=\Phi^{-1}(p_j^n) \tag{33}$$

$$\Phi(t)=\frac{1}{\sqrt{2\pi}}\int_t^\infty exp\left(-\frac{u^2}{2}\right)du \tag{34}$$

p_c^n，p_s^n ：コンクリートおよび鉄筋の強度がそれぞれの公称値を下まわる確率

p_D^n，p_L^n ：死荷重および活荷重の値がそれぞれの公称値を上まわる確率

である。

なおこの計算手順においては，断面の幅，有効高さ，鉄筋量および死・活荷重の平均値は不要となっている。そのためこれらの具体的な値に左右されない一般的な議論ができることになる。この点が本定式化の特長である（次項でも同様）。

以上により，p_c^n ，p_s^n ，p_D^n ，p_L^n ，V_c ，V_s ，V_D ，V_L ，V_b ，V_d ，V_A ，V_{ER} ，V_{ES} ，σ_c^n（σ_{ca}），σ_s^n（σ_{sa}），ξ が与えられゝば，これらのデータに対応する現行設計の安全性を評価する尺度である，安全性指標 β_W を計算することができる。先の論文[2)]と同じように，表－1，2に示すようなデータを用いて計算した。その結果を表－3の ② の列に示す。なお表－3には参考のために，先の論文の一次近似法による計算結果を ① の列に，ほぼ正確な値（有効数字3ケタの精度になるように特別に工夫したモンテカルロ法[4)]により求めたもの）を ③ の列に示す。

表 － 1

	A	B		A	B
p_D^n	0.5	0.5	V_{ER}	0.1	0.1
p_L^n	0.2	0.01	V_{ES}	0.1	0.1
p_c^n	0.2	0.2	V_c	0.2	0.2
p_s^n	0.01	0.01	V_s	0.05	0.05
V_D	0.05	0.05	V_A	0.03	0.03
V_L	0.35	0.15	V_b	0.04	0.04
			V_d	0.08	0.08

表 － 2　（応力度：kg/cm²）

$\sigma_s^n(\sigma_{sa})$ ＼ $\sigma_c^n(\sigma_{ca})$	180(60)	240(80)	300(100)
2400(1400)	1.0	0.5	0.0
3000(1800)	0.0	2.0	1.0
3500(2000)	0.0	0.0(A)，0.5(B)	0.0(A)，1.0(B)

この表－3からHasoferらの定義による β は正解にほとんど一致していることがわかる。しかし一次近似法によった場合の β はかなり誤差をもつものもあり，重みつき平均値で比較してもAで11%，Bで7%の誤差をもっている。

(3) 限界状態設計の安全性レベルの β による評価

土木学会コンクリート委員会の終局強度設計小委員

表 — 3

σ_s^n (σ_{sa}) kg/cm²	ξ	A（道路）									B（鉄道）								
		σ_c^n (σ_{ca}) kg/cm²									σ_c^n (σ_{ca}) kg/cm²								
		180 (60)			240 (80)			300 (100)			180 (60)			240 (80)			300 (100)		
		①	②	③	①	②	③	①	②	③	①	②	③	①	②	③	①	②	③
2400 (1400)	0	4.03	4.02	4.02	4.10	4.09	4.08				4.03	4.02	3.99	4.10	4.09	4.08			
	0.5	4.27	3.77	3.72	4.34	3.82	3.77				4.86	4.56	4.56	4.39	4.62	4.55			
	1	3.93	3.37	3.31	3.99	3.42	3.36				5.11	4.71	4.65	5.19	4.78	4.73			
	2	3.47	3.06	3.04	3.52	3.10	3.09				5.17	4.77	4.77	5.24	4.83	4.77			
	3	3.24	2.93	2.90	3.29	2.97	2.96				5.12	4.77	4.77	5.18	4.83	4.80			
	4	3.10	2.86	2.81	3.15	2.90	2.88				5.06	4.76	4.78	5.13	4.82	4.81			
3000 (1800)	0				3.89	3.89	3.85	3.95	3.85	3.94				3.89	3.89	3.89	3.95	3.95	3.93
	0.5				4.14	3.67	3.62	4.20	3.71	3.66				4.72	4.42	4.43	4.78	4.48	4.49
	1				3.82	3.28	3.22	3.87	3.32	3.28				4.97	4.58	4.61	5.03	4.64	4.64
	2				3.83	2.98	2.96	3.42	3.02	3.02				5.04	4.65	4.65	5.09	4.70	4.69
	3				3.15	2.86	2.83	3.19	2.89	2.85				4.99	4.65	4.64	5.04	4.70	4.90
	4				3.02	2.79	2.78	3.06	2.82	2.80				4.94	4.64	4.63	4.99	4.69	4.74
3500 (2000)	0													4.11	4.11	4.10	4.17	4.16	4.15
	0.5													4.95	4.64	4.60	5.01	4.69	4.65
	1													5.21	4.80	4.73	5.26	4.85	4.85
	2													5.26	4.85	4.80	5.31	4.90	4.86
	3													5.20	4.84	4.82	5.25	4.89	4.85
	4													5.14	4.83	4.81	5.19	4.88	4.89
重みつき平均値		① 3.62, ② 3.29, ③ 3.26									① 4.87, ② 4.58, ③ 4.57								

会の素案に示されている常時の終局限界状態の設計フォーマットは次のようになる。

$$\frac{1}{\gamma_{nm}} f\left(\frac{\sigma_c^k}{\gamma_{mc}},\ \frac{\sigma_s^k}{\gamma_{ms}}\right)$$

$$\geq \gamma_{nf}\, g\left\{\gamma_{fu}(G_k + \gamma_{fL} Q_{kL})\right\} \qquad (35)$$

ここに，γ_{nm}：強度安全係数，γ_{mc}：コンクリートの材料係数，γ_{ms}：鉄筋の材料係数，γ_{nf}：断面力安全係数，γ_{fu}，γ_{fL}：荷重係数，σ_c^k，σ_s^k：コンクリート，鉄筋の強度の特性値，G_k，Q_{kL}：死荷重，活荷重の特性値である。

ここではコード・キャリブレーションの便宜を考えて，式 (35) を次のように書き改める。

$$f\left(\frac{\sigma_c^k}{\eta},\ \sigma_s^k\right) \geq \gamma_D' M_D^k + \gamma_L' M_L^k \qquad (36)$$

ここに，

$$\eta = \frac{\gamma_{mc}}{\gamma_{ms}} \qquad (37)$$

$$\gamma_D' = \gamma_{nm}\gamma_{ms}\gamma_{nf}\gamma_{fu} \qquad (38)$$

$$\gamma_L' = \gamma_{nm}\gamma_{ms}\gamma_{nf}\gamma_{fu}\gamma_{fL} \qquad (39)$$

M_D^k，M_L^k：死荷重，活荷重の特性値から計算される曲げモーメント

である。

さて，式 (35) もしくは (36) を用いて設計された断面の強度 R_L も式 (12) と同じように表わすことができる。

$$R_L = \sigma_s\ \alpha_A\left(\alpha_d - \frac{\sigma_s\,\alpha_A}{1.7\,\sigma_c\,\alpha_b}\,p\right) E_R\, p\bar{b}\bar{d}^2 \qquad (40)$$

ここに，p は鉄筋比で通常

$$p = 0.25\,p_b \sim 0.5\,p_b \tag{41}$$

が用いられ，p_b はつりあい鉄筋比である。

次に断面に作用する曲げモーメント S_L も式(24)と同じように表わすことができる。

$$S_L = (m_D + m_L) E_s\, \nu_S \bar{b}\bar{d}^2 \tag{42}$$

この式（42）中の ν_S は次のようにして決定することができる。すなわち限界状態設計法では，一般に式（35）もしくは（36）の等式が成立するように断面寸法，鉄筋比などが決定されるので式（42）の関係から

$$S_L^k = (m_D^k + m_L^k)\,\nu_S \bar{b}\bar{d}^2 \tag{43}$$

となり，これを式（36）の不等号を取り除いた式に代入すると次のような ν_S が得られる。

$$\nu_S = \frac{f\left(\frac{\sigma_c^k}{\eta},\ \sigma_s^k\right)}{\gamma_D' m_D^k + \gamma' m_L^k} = \frac{\sigma_s^k\left(1 - \frac{\eta\,\sigma_s^k}{1.7\,\sigma_c^k}p\right)}{\gamma_D' m_D^k + \gamma_L' m_L^k} \tag{44}$$

したがってこの場合の破壊限界曲面の式 z は次のようになる。

$$z = g(\mathbf{x})\,\sigma_s\,\alpha_A\left(\alpha_d - \frac{\sigma_s\ \alpha_A}{1.7\sigma_c\,\alpha_b}p\right)E_k p - (m_D + m_L)E_s\,\nu_S \tag{45}$$

この式（45）が式（26）と異なっているところは，p と ν_S だけである。したがって前節と同じような手順で安全性指標 β を求めることができる。なお p および σ_c^k，σ_s^k，m_D^k，m_L^k は次式より求める。

$$p = 0.5\,p_b \tag{46}$$

$$\sigma_c^k = \sigma_c^n\, exp\left\{(t_c^n - t_c^k)\,V_c\right\} \tag{47}$$

$$\sigma_s^k = \sigma_s^n exp\left\{(t_s^n - t_s^k)\,V_s\right\} \tag{48}$$

$$m_D^k = \frac{exp\,\{(t_D^k - t_D^n)\,V_D\}}{1 + \xi} \tag{49}$$

$$m_L^k = \frac{\xi exp\,\{(t_L^k - t_L^n)\,V_L\}}{1 + \xi} \tag{50}$$

ここに，

$$t_j^k = \Phi^{-1}(p_j^k) \tag{51}$$

p_c^k，p_s^k　：コンクリート，鉄筋の強度がそれぞれの特性値を下まわる確率

p_D^k，p_L^k　：死荷重，活荷重の値がそれぞれの特性値を上まわる確率

である。

以上により，p_c^n，p_s^n，p_D^n，p_L^n，p_L^k，p_s^k，p_D^k，p_L^k，V_c，V_s，V_D，V_L，V_b，V_d，V_A，V_{ER}，V_{ES}，σ_c^n，σ_c^s，ξおよびη，γ_D'，γ_L' が与えられゝば，式（36）を用いて設計された断面の安全性指標 β_L を計算することができる。

(4) コード・キャリブレーション

本文で用いるコード・キャリブレーションの方法は目標安全性指標による方法[21]である，すなわち目標とする安全性のレベルを意味する目標安全性指標 $\underset{\sim}{\beta}$ が何らかの方法で定められゝば，限界状態設計法で設計されたものの安全性指標が全体としてなるべくこの $\underset{\sim}{\beta}$ に一致するように，次式を用いて γ_D'，γ_L'，η を決定する。なお w_i は重みである。

$$\sum_i (\beta_{Li} - \underset{\sim}{\beta})^2\, wi \longrightarrow min \tag{52}$$

通常のコード・キャリブレーションにおいては，新しい限界状態設計法で設計されるものの安全性のレベルをどの辺に設定するかについて決め手となる判断基準がないので，現行の設計法で設計されたものは平均的には妥当であるとして，現行設計の安全性指標 β_W の重みつき平均値が目標安全性指標 $\underset{\sim}{\beta}$として用いられる。ここでは（2）の計算結果から，$\underset{\sim}{\beta}$= 3.29（A），4.58（B）を用いてコード・キャリブレーションした結果を次に示す。なお用いたデータは，表―1，2に示してあるもののほかは，$p_D^k = 0.05$，$p_L^k = 0.05$，$p_c^k = 0.2$，$p_s^k = 0.01$である。

$$A : f\left(\frac{\sigma_c^k}{1.1},\ \sigma_s^k\right) \geq 1.45 M_D^k + 1.6 M_L^k \tag{53}$$

$$B : f\left(\frac{\sigma_c^k}{1.15},\ \sigma_S^k\right) \geq 1.8 M_D^k + 1.85 M_L^k \tag{54}$$

比較のために一次近似法によった場合の結果を示すと次のようである。

$$A: f\left(\frac{\sigma_c^k}{1.05},\ \sigma_s^k\right) \geq 1.5M_D^k + 1.55M_L^k \qquad (55)$$

$$B: f\left(\frac{\sigma_c^k}{1.15},\ \sigma_s^k\right) \geq 1.85M_D^k + 1.75M_L^k \qquad (56)$$

これらの結果を比較すると多少の差異は認められるが，全体的にはほぼ同じであり，部分安全係数の大まかな値を求めるという，コード・キャリブレーションの性格から考えると，一次近似法でも十分有効な結果が得られるといえる。

次に，式（53），（54）を用いて限界状態設計法で設計された断面の安全性指標 β_L について前項の方法で求めた結果を表—４に示すこの表—４と（２）の表—３の ② を比較すると，現行の許容応力度設計法で設計された断面の安全性指標は，Ａの場合 2.79 ～ 4.09の範囲で，Ｂの場合 3.89～ 4.9 の範囲でそれぞればらついているが，コード・キャリブレーションの結果を用いて限界状態設計法で設計を行なうと，Ａの場合 3.14～ 3.59の範囲に，Ｂの場合 4.47～ 4.7 の範囲にそれぞればらつきの幅が小さくなり，その分だけ安全性のばらつきが少なくなる。そのため後者の方が安全性のバランスのとれた設計が可能となる。このようになったのは，限界状態設計法では材料の塑性的性質が考慮されると共に，強度および荷重などの確率論的側面が一部加味されているためである。このような点にも限界状態設計法に移行するメリットがあり，それをここで示したように数値的に評価できたことは，第１章で述べた問題点の（1）に対して定量的な判断材料を提供したことになる。

表 — 4

σ_s^n kg/cm²	ξ	A			B		
				kg/cm²		σ_c^n	kg/cm²
		180	240	300	180	240	300
2400	0	3.16	3.16		4.47	4.47	
	0.5	3.59	3.59		4.70	4.70	
	1	3.40	3.40		4.69	4.69	
	2	3.24	3.24		4.60	4.60	
	3	3.17	3.17		4.53	4.53	
	4	3.14	3.14		4.48	4.49	
3000	0		3.16	3.16		4.47	4.47
	0.5		3.59	3.59		4.70	4.70
	1		3.40	3.40		4.69	4.69
	2		3.24	3.24		4.60	4.60
	3		3.17	3.18		4.53	4.53
	4		3.14	3.14		4.48	4.49
3500	0					4.47	4.47
	0.5					4.70	4.70
	1					4.69	4.69
	2					4.60	4.60
	3					4.53	4.53
	4					4.48	4.48
$\underset{\sim}{\beta}$		3.29			4.58		

3. 安全性の改良を考慮に入れたコード・キャリブレーション

前章でも述べたように，通常のコード・キャリブレーションにおいては，現行設計の平均的な安全性のレベルに新しい設計法のそれを合わすことが行なわれる。しかしこのようなことをすれば，経済性においても平均的には同じレベルで設計されることになり，経済性の改善にはならない。従来より経済的な設計が可能となるためには，安全性の改良分を考慮に入れて，新しい設計法の設計フォーマットの係数を定めなければならない。本章ではその一方法について提案し，数値を用いて具体的に経済性の改善の程度を示す。

限界状態設計法に移行する１つのメリットは前章の最後で述べたように安全性のばらつきの範囲が減少することである。したがって前章のような方法でコード・キャリブレーションすると，ばらつきの下限，つまり最低の安全度は，現行設計のそれより上がることになる。ところで現行設計の安全性のレベルが容認されているということは，現行設計の最低の安全性のレベルも容認されているとも考えられる。そこで限界状態設計法で設計されるものの安全性の最低のレベルを現行のそれに合わせても構わないものとすれば，限界状態設計法への移行による最低の安全性のレベルの向上分だけ，目標安全性指標 $\underset{\sim}{\beta}$ の水準を下げてコード・キャリブレーションすることが考えられる。

前章で示した計算例の場合，最低の安全性のレベル

の向上分は，Aの場合 0.35（＝3.14－2.79），Bの場合 0.58（＝4.47－3.89）である。そこで表－3の重みつき平均値よりそれぞれこの向上分だけ下げた値を目標安全性指標 $\underset{\sim}{\beta}$ とする，すなわち

$$\underset{\sim}{\beta} = \begin{cases} 2.94\,(=3.29-0.35)\,(\mathrm{A}) \\ 4.00\,(=4.58-0.58)\,(\mathrm{B}) \end{cases} \tag{57}$$

である。この目標安全性指標 $\underset{\sim}{\beta}$ を用いてコード・キャリブレーションした結果は次のようである。

$$A : f\left(\frac{\sigma_c^k}{1.1},\ \sigma_s^k\right) \geq 1.35 M_D^k + 1.4 M_L^k \tag{58}$$

$$B : f\left(\frac{\sigma_c^k}{1.1},\ \sigma_s^k\right) \geq 1.65 M_D^k + 1.6 M_L^k \tag{59}$$

このように目標安全性指標の水準を下げると，当然であるが荷重係数 γ_D'，γ_L' の値が小さくなる。

この式（58），（59）を用いて設計した場合の安全性指標の値を表－5に示す。β の値の範囲はAの場合 2.79～3.20，Bの場合 3.90～4.10となり，それぞれの最低値は現行設計のそれにほぼ一致している。

さてこのようなコード・キャリブレーションの結果を用いる場合，現行設計に比べどの程度経済的になるかについて考えてみよう。ここでは経済性について概略的な検討をするものとして，式（36）を用いて設計されるものの費用は，この式の左辺もしくは右辺の大きさに比例するという仮定を設ける。前述のように式（53），（54）を用いたときは現行設計の経済性と同じであるから，式（58），（59）を用いた場合の現行設計に対する経費の節減比 λ は次式で求めることができる。

$$\lambda = \begin{cases} \dfrac{1.35 + 1.4\xi^k}{1.45 + 1.6\xi^k}\,(\mathrm{A}) \\[2ex] \dfrac{1.65 + 1.6\xi^k}{1.8 + 1.85\xi^k}\,(\mathrm{B}) \end{cases} \tag{60}$$

ここに，

$$\xi^k = \frac{M_L^k}{M_D^k} \tag{61}$$

である。いま，$\xi^k = 0 \sim 4$ として λ を計算すると，

$$\lambda = 0.93 \sim 0.89\,(\mathrm{A}),\ 0.92 \sim 0.88\,(\mathrm{B}) \tag{62}$$

表－5

σ_s^n	ξ	A			B		
		σ_c^n kg/cm²			σ_c^n kg/cm²		
kg/cm²		180	240	300	180	240	300
2400	0	2.79	2.79		3.90	3.90	
	0.5	3.20	3.21		4.10	4.09	
	1	3.05	3.05		4.09	4.09	
	2	2.90	2.90		4.02	4.01	
	3	2.84	2.84		3.95	3.95	
	4	2.81	2.81		3.91	3.91	
3000	0		2.79	2.79		3.90	3.90
	0.5		3.20	3.20		4.10	4.09
	1		3.05	3.05		4.09	4.09
	2		2.90	2.90		4.02	4.01
	3		2.84	2.84		3.95	3.95
	4		2.80	2.81		3.91	3.91
3500	0					3.90	3.90
	0.5					4.10	4.09
	1					4.09	4.09
	2					4.02	4.02
	3					3.95	3.95
	4					3.91	3.91
$\underset{\sim}{\beta}$		2.94			4.00		

となり，約10％の経費減少となる。

以上限界状態設計法の採用による安全性の改良を数値的に評価し，それを新設計法に積極的に取り入れると，現行の許容応力度設計法によるよりかなり経済的な設計が可能となることを具体的に示した。しかし用いたデータが必ずしも適切でないかもしれないので，特にここで示した数値的な結果は大よその目安であると理解して頂きたい。

参考文献

1）岡田清，河野通之，岡村甫，尾坂芳夫：コンクリート構造の設計指針　今後のあり方，土木学会誌，Annual'78，Vol. 63，1978.　2）長尚，小山健：鉄筋コンクリート構造物設計法のコード・キャリブレーション，土木学会論文報告集，第287号，1980.　3）長尚，小山健：安全性指標 β に関する若干の考察，昭和54年度中部支部研究発表会，1980.　4）小山健，長尚：破壊確率の一計算法，同上。

Economical Improvement by Adopting Limit State Design Code

Takashi Chou*

In Japan there are many views that it is too early to modify the design code for the reinforced concrete structures from the current working stress design method to the limit state design method. Main reasons for such views are considered as follows.

(1) The reliability assurance level-I, which is expected to adopt in the limit state design code, gives a little improvement on reliability, because reliability theory is not applied exactly in such a case.

(2) There is a question about accuracy of the code calibration.

(3) It does not necessarily follow that economical structures are designed.

(4) Available statistical data are restricted.

The purpose of this paper is to provide some concrete discussions for the above questions, especially for economical aspect by proposing a code calibration method which gives economical designs. Formulations to evaluate the safety levels of the current designs and the limit state designs, using the safety index which is defined by Hasofer and Lind, are presented.

The following conclusions can be drawn:

1. Some accurate indices of the current designs calculated using the definition by Hasofer and Lind differ considerably from them calculated using the first order approximation. However, there is a slight difference among the results of code calibration for a limit state of the ordinary load condition. By using the Hasofer's index, the design inequalities are obtained as

$$\text{A: } f\left(\frac{\sigma_c^k}{1.1}, \sigma_s^k\right) \geqslant 1.45M_D^k + 1.6M_L^k \quad , \quad \text{B: } f\left(\frac{\sigma_c^k}{1.15}, \sigma_s^k\right) \geqslant 1.8M_D^k + 1.85M_L^k \quad \ldots(1)$$

in which A and B denote the cases of road structures and railway structures; $f(.)$= resistance; σ_c^k and σ_s^k = the characteristic values of concrete and steel strengths; and M_D^k and M_L^k = the characteristic values of dead and live loads. By using the first order approximation, they are obtained as

$$\text{A: } f\left(\frac{\sigma_c^k}{1.05}, \sigma_s^k\right) \geqslant 1.5M_D^k + 1.55M_L^k \quad , \quad \text{B: } f\left(\frac{\sigma_c^k}{1.15}, \sigma_s^k\right) \geqslant 1.85M_D^k + 1.75M_L^k. \quad ..(2)$$

2. The variabilities of safety level in individual designs become small if the design method is modified to the limit state design method. The safety indices of the limit state designs take on values from 3.14(A),4.47(B) to 3.59(A),4.7(B), while those of the current designs take on values from 2.79(A),3.89(B) to 4.09(A),4.9(B).

3. The results of the code calibration taking the above improvement on reliability into consideration obtained as

$$\text{A: } f\left(\frac{\sigma_c^k}{1.1}, \sigma_s^k\right) \geqslant 1.35M_D^k + 1.4M_L^k \quad , \quad \text{B: } f\left(\frac{\sigma_c^k}{1.1}, \sigma_s^k\right) \geqslant 1.65M_D^k + 1.6M_L^k. \quad ..(3)$$

4. A cost reduction ratio, which is a ratio of cost of the limit state designs using Eq.(3) to that of the current designs, can be obtained by

$$\text{A: } \lambda = \frac{1.35+1.4\xi^k}{1.45+1.6\xi^k} \quad , \quad \text{B: } \lambda = \frac{1.65+1.6\xi^k}{1.8+1.85\xi^k} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots(4)$$

in which ξ^k is a ratio of M_L^k to M_D^k. As ξ^k takes on values usually from 0-4, λ is approximated by 0.9. Then the cost reduction amounts 10% of the cost of the current designs.

* Dept. of Civ. Engrg., Faculty of Engrg., Shinshu University