

使用実績を考慮した現行設計規準の 安全率に関する研究

UPDATING THE SAFETY FACTORS IN STRUCTURAL DESIGN SPECIFICATIONS

松尾 稔*・出村 禧典**・小堀 為雄***

By Minoru MATSUO, Yoshinori DEMURA and Tameo KOBORI

1. ま え が き

土木構造物の設計には、材料強度や荷重強度の変動、構造解析上の単純化に伴う誤差など、多種多様の不確実性を考慮に入れなければならない。不確実性に対処するための方法は数多い¹⁾。伝統的な安全率法はその最も一般的なものであり、この適用範囲や妥当性について従来から多くの研究がなされている^{2)~8)}。不確実性に対処するいかなる方法をとるにしても、力学的な安全性と同時に、それとトレードオフの関係にある経済性を無視することはできない。力学的側面と経済的側面との調和こそが構造物設計の根幹として重要であり、安全率法においてもそれは例外ではない。

たとえば道路橋示方書⁹⁾では、次式のような設計規準式が用いられている。

$$\frac{R^*}{r} \geq S^* \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 R^* 、 S^* は設計部材強度および設計部材応力度で、 r は安全率である。示方書に定められた規準値や計算式に従って求められた R^* 、 S^* が式 (1) を満足するように設計されれば、不確実性や経済性はこの安全率 r によって考慮されているとするのが、その正否はともかくとして、安全率法の基本的思想¹⁾である。

さて、道路橋の現行安全率の値が設定されたのはかなり以前の時点である。過去の時点においても技術者集団はあらゆる努力と英智を傾けて、不確実性の影響や、安全性と経済性の調和を、定量的ではないにしても、安全率の決定に組み入れていたと考えるのが妥当である。しかしそうであったとしても、その当時は現在に比べ不確実性の力学的、統計的特性には未知の部分が多く、その

変動幅を大きく見積って決定せざるを得なかったであろうと推測することもまた、正当である。ところで、現行の安全率が設定されてから長期間が経過している。その間橋梁構造物の災害や機能障害などにより規準値や設計式は少しずつ変更されてきたため、安全率の値もいくらか変わってきているが、大きな変化はない。このような現行の安全率を用いて非常に多くの橋梁が設計され、使用されてきたという実績の蓄積はきわめて重いとわざるを得ない。適正な安全率の採択が必要であることはいうまでもない。そのため、破壊事例だけでなく非破壊事例にも着目し、このような実績を有する現行安全率の現行的意義を考察することは重要と考える。

しかしながら、安全率法の思考形態の中にとどまる限りにおいては、上述の実績を定量的に評価することはできない。これに対し、信頼性設計の概念を導入すればこれが可能となる。本研究では、使用実績を定量的に評価し得るように従来の信頼性設計法を改良し、これを用いて現行安全率値を照査し得る方法論を見出すことを目的とする。この場合、過去の時点で決定された現行安全率とその時点では最適の決定結果であったところでは考える。そのため、まず通常の信頼性設計法により決定した最適安全率が現行安全率に一致するとしたときの工学的満足度（数理的なトレードオフ分析はできていなくても、社会的、経済的、技術的観点から不特定多数のコンセンサスが得られる満足度をここでは指す）を把握する必要がある。これが、現時点からみた現行安全率決定時の工学的満足度になるから、この条件のもとで新たな修正信頼性設計法により、その後の使用実績を考慮に入れ現時点での最適安全率を求めるのである。このようにして得られた安全率と現行安全率の差が、使用実績の安全率への貢献度となるわけである。使用実績の導入方法は以下のとおりである。まず不確実性を、統計データで得られる不確実性と得られない不確実性に分ける。前者の確率特性（母数）はそのデータから推測し、後者のそれ

* 正会員 工博 名古屋大学教授 工学部地盤工学教室
** 正会員 工修 石川工業高等専門学校助教授 土木工学科
*** 正会員 工博 金沢大学教授 工学部建設工学教室

は未知とする^{10),11)}。構造物の使用を一種の確率的な実験としてとらえ、すべての不確実要因の総合結果とみなせる構造物の破壊、非破壊を2値的な実験結果と考えると、未知母数について設定された事前分布を、構造物群全体の実験結果(すなわち使用実績)を用いてベイズ推定法により修正することができるのである。

なお、本論文では、理解を容易にするために、鋼プレートガーダー道路橋の主荷重に対する主桁の安全率を具体例として取り上げて方法論と数値計算例を示すが、この方法論が他構造物にも汎用性を有していることはいうまでもない。

2. 信頼性設計法に基づいた安全率の定量化

信頼性設計法は、不確実要因を確率・統計論的に取り扱い、対象構造物に関する各設計代替案の中から、安全性と経済性のバランスを考慮して最適設計案を決定する手法である^{12)~17)}。安全性と経済性の総合的な評価法は種種あるが、一般的には、統計的意思決定理論に基づき最も簡単な形として導かれる次の損失関数が用いられる¹⁸⁾。

$$C_T = C_C + P_F C_F \dots\dots\dots(2)$$

ここに、 C_C は各設計代替案の建設費、 C_F はそれが破壊した場合の損失費、 P_F は構造物の破壊確率である。すなわち、期待総損失費 C_T を最小にするように最適設計案が決定される。

ところで、上記の考え方は、単一の具体的構造物を作る場合の最適設計案の決定法である。これに対し、本研究のねらいは、このような信頼性設計法の概念を設計規準における安全率の最適値の決定に適用しようとするものである。

そこで、まず安全率と、各種不確実要因および経済性との量的関係を考察する。技術的な不確実要因を、①部材強度に関するもの、②部材応力に関するもの、③その他の要因、に分ける。いま部材強度を R 、部材応力を S なる確率変数で表わすと、 R には材料強度のばらつき、部材の製作および強度解析に伴う誤差などが含まれ、また S には荷重強度のばらつき、応力の解析誤差などが含まれる。換言すると、 R, S には統計的に取り扱える変動が含まれる。一方、その他の要因を K なる確率変数で表わす。 K には、製作および施工誤差や各種のモデル化に伴う誤差などの統計的特性が明確に把握できない要因、または、力学的、技術的知識の限界を越えるものや環境の予期せぬ変化など、統計的特性が不明な要因が含まれる。さて、上記の確率変数 K を導入して、破壊、非破壊を区別する基準式を次のように設定する。

$$K \frac{R}{S} \cong 1.0, \left\{ \begin{array}{l} > 1.0, \text{非破壊} \\ \cong 1.0, \text{破壊} \end{array} \right\} \dots\dots\dots(3)$$

すなわち、構造物の破壊、非破壊は R と S の大小関係のみで決まるのではなく、周辺の種々の不確実要因の影響を K によって補正しなければならない、と考えるのである。このようにすべての不確実要因を K, R および S なる3つの確率変数によって表わしているが、それぞれの確率変数中の多くの基礎変数の性質や相関が完全にわかっているわけではないから、厳密には3つの確率変数は必ずしも独立ではない可能性がある。しかし、本研究ではこれらを独立変数として取り扱い、それによって生ずる誤差もすべて K に含めると考える。

構造物全体の破壊確率 P_F に対し、部材の破壊確率を p_F とかけば、

$$p_F = \text{Prob} \left(K \frac{R}{S} \leq 1.0 \right) \dots\dots\dots(4)$$

計算の便宜のため、式(3)の基準式を次式のように変換する。

$$Z = K \cdot R - S \cong 0, \left\{ \begin{array}{l} > 0, \text{非破壊} \\ \cong 0, \text{破壊} \end{array} \right\} \dots\dots\dots(5)$$

上式の形をみると K が R のみの修正係数のようにとれるが、上述してきたように K はあくまで基準式全体を補正する係数である点に注意しておかなければならない。かくして式(4)の p_F は改めて次のようにかける。

$$p_F = \text{Prob}(Z \leq 0) = F_Z(0) \dots\dots\dots(6)$$

ここに、 $F_Z(\cdot)$ は Z の分布関数である。

Z はすべての不確実要因の総合としての確率変数であるから、これを正規分布と仮定する。さらに、その標準化された分布関数を $G_Z(\cdot)$ とすれば、

$$p_F = G_Z \left(\frac{-\mu_Z}{\sigma_Z} \right) \dots\dots\dots(7)$$

ここに、 μ_Z は Z の平均値、 σ_Z は標準偏差を表わす。1次近似理論および線形化近似法を用いれば、

$$\mu_{K \cdot R} - \mu_S \cong -G_Z^{-1}(p_F) \{ \alpha_g \sigma_{K \cdot R} + \alpha_g \sigma_S \} \dots\dots\dots(8)$$

$$\begin{aligned} & \mu_{K \cdot R} \{ 1 + G_Z^{-1}(p_F) \alpha_g v_{K \cdot R} \} \\ & \cong \mu_K \{ 1 + G_Z^{-1}(p_F) \alpha_g \alpha' \tau' v_R \} \\ & \quad \cdot \mu_R \{ 1 + G_Z^{-1}(p_F) \alpha_g \alpha' \tau' v_R \} \dots\dots\dots(9) \end{aligned}$$

ここに、 μ, σ, v はそれぞれの確率変数の平均値、標準偏差、および変動係数であり、 α_g は線形化係数で、 α' 、 τ' も近似のための定数である^{19),20)}。

いま設計基準値 R^*, S^* を

$$\left. \begin{array}{l} R^* = B_R \mu_R \\ S^* = B_S \mu_S \end{array} \right\} \dots\dots\dots(10)$$

のように設定すれば、安全率 τ は、式(8),(9),(10)の関係より次のように表わされる。

$$\tau = \frac{R^*}{S^*}$$

$$= \frac{B_R \{1 - G_Z^{-1}(p_F) \alpha_g v_S\}}{B_S \{1 + G_Z^{-1}(p_F) \alpha_g \alpha' r' v_R\}} \cdot \frac{1}{\mu_K \{1 + G_Z^{-1}(p_F) \alpha_g \alpha' r' v_K\}} \dots \dots (11)$$

ここに、 B_R, B_S は μ_R, μ_S と設計規準値 R^*, S^* を関係づける係数である。したがって、安全率 r は、不確実要因の確率特性 μ_K, v_R, v_S, v_K および B_R, B_S と p_F によって決定される。

ところで、式 (11) の μ_R, μ_S, v_R, v_S については最近の研究成果を利用できるのに対し、 K に関する統計的データの収集はほとんど不可能である。そこで、 K に関する確率特性 μ_K, v_K をここでは未知とし、同種の構造物群の使用実績より推定するという手法をとる。次に、 p_F の決定は経済性とのバランスを考慮して行われる。本研究では、先に述べたように信頼性設計法の概念を用いて決定する。その際に、損失関数はその設計規準を用いて設計・製作される構造物群全体を対象にした損失関数を用いる必要がある。そこで式 (2) の損失関数の代わりに次式で表わされる損失関数を用いる。

$$C_T(p_F) = C_C(p_F) \cdot n_G + \sum_{i_F, G=1}^{n_G} C_F \cdot i_{F,G} \left(\frac{n_G}{i_{F,G}} \right) \{P_F(p_F)\}^{i_{F,G}} \cdot \{1 - P_F(p_F)\}^{n_G - i_{F,G}} \dots \dots (12)$$

ここに、 n_G はその設計規準を用いて今後建設が予想される構造物数、 $i_{F,G}$ は同破壊数である。 C_C は部材の設計破壊確率を p_F とした場合の1構造物当たりの平均的建設費で、 C_F は同様の意味での損失費である。 $P_F(p_F)$ は、やはり部材の設計破壊率を p_F とした場合の構造物としての破壊確率である。最適な p_F の具体的な計算方法については 5. で述べる。

3. 橋梁の使用実績例

まず非破壊の実績として、表-1 に一級国道、高速道路、主要地方道に架設されているプレートガーダー橋の現在の橋梁数を、架設年次別および適用示方書別に示す。市町村道に架設されている橋梁も含めれば、さらに多くの橋梁が実用に供されている。大正 15 年、昭和 14 年の古い示方書によって設計された橋梁の設計荷重は、スパン長によって異なるけれども、現行の設計荷重のほぼ 80% 程度である。現在補強されて使用されている橋梁もあるが、一般にはかなり厳しい条件下で使用されていることになり、非破壊の実績としてきわめて有効なデータであると考えられる。

非破壊事例に比べると破壊事例の収集は非常に困難であるが、近年橋梁の破壊事例や損傷事例に関する調査がしだいに進められてきている。Smith の調査²¹⁾ によれば、鋼橋 およびコンクリート橋 143 橋の破壊事例のう

表-1 プレートガーダー橋 (1等橋) 架設数

架設年次	非合成プレートガーダー橋			合成プレートガーダー橋			総計
	適用示方書		小計	適用示方書		小計	
	大正 15 年	昭和 14 年		大正 15 年	昭和 31 年降		
1926~30	46	0	46	14	0	14	60
1931~35	75	0	75	26	0	26	101
1936~40	29	0	29	20	0	20	49
1941~45	14	0	14	3	0	3	17
1946~50	13	0	13	11	0	11	24
1951~55	94	0	94	54	0	54	148
1956~60	67	182	249	55	211	266	515
1961~65	0	521	521	2	952	954	1475
1966~70	0	1113	1113	0	1884	1884	2997
1971~75	0	1430	1430	0	2974	2974	4404
1976~80	0	493	493	0	799	799	1292
合計	338	3739	4077	185	6820	7005	11082

ち、供用開始後の鋼橋に関する破壊事例として腐食を伴う破断が1橋ある。また表-2 はわが国における橋梁の架け替えの理由別件数であり²²⁾、腐食による原因が多いことがわかる。必ずしも破壊が生じたために架け替えられたわけではないが、Smith の報告も考えあわせると設計基準の評価には安全側の配慮として若干の破壊事例を想定する必要があろう。また、表-3 は建設省によって調査された鋼橋の損傷状況である²³⁾。主桁の変形・変位が若干みられるが、これは車や船舶の衝突、下部構造の沈下によるものである。これに対し腐食による損傷は多い。以上から、次章以下の理論において環境条件としての腐食による劣化の考慮が必要であることがわかる。

ところで単に実績といっても、その使用期間、設計荷

表-2 道路橋の架替理由別件数²²⁾

架換理由	件数
腐食	44
耐荷力不足	29
主要部材の破損	2
床版・床組の破損	14
下部構造の欠陥	9
異常振動	3

表-3 主桁・主橋の変状調査 (建設省の調査による²³⁾)

変状の種類	変状の程度 (%)		
	A	B	C
腐食	71.0	27.1	1.9
変位・変形	98.9	0.9	0.2
継手のゆるみ	98.5	1.3	0.2

程度	腐食	変位・変形	継手・取付け部のゆるみ
A	なし	なし	なし
B	軽微な腐食で鋼材の断面減少に至っていない。	軽微な変形・変位で耐荷力まで影響を与えない。	軽微なゆるみで、耐荷力に影響を与えない。
C	腐食がはなはだしく、鋼材の断面減少をきたしているもの。	大きな変形・変位で耐荷力にかかわるものとみられる。	重大な、もしくは多数箇所におけるゆるみで、耐荷力にかかわるものとみられる。

重などの設計条件, 腐食に代表される劣化条件によってその重みが異なる. たとえば, 使用期間が長く, 現在の実荷重に対して設計荷重が小さいほど, また劣化条件が厳しいほど, 非破壊の実績としては重みが大きく, 逆に破壊実績としては重みが小さい. したがって, 個々の条件を構造物群全体へフィードバックできるシステムを採用する必要があり, これは次章で取り入れる.

4. 使用実績による未知母数の推定法

(1) 使用実績の定式化とベイズ推定法

前述のように, R と S の分布は統計的データから求められる ($f_R(r)$, $f_S(s)$) が, K に関する統計的データの把握は困難である. そこで本研究は, K の分布の母数 θ_K は未知とし ($f_K(k|\theta_K)$), この未知母数 θ_K は, 過去に建設された同種の橋梁の破壊事例も含めた使用実績より推定する. 以下に推定の考え方を示す.

過去に建設された同種の橋梁群に関する不確実要因 K_i, R_i, S_i は, それぞれが属する母集団からの無作為に抽出された標本と考えることができる. 図-1 は, これ

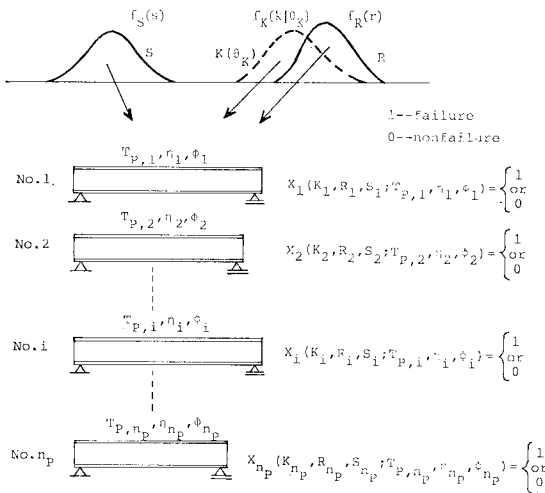


図-1 各橋梁に生じる不確実要因と破壊, 非破壊事象

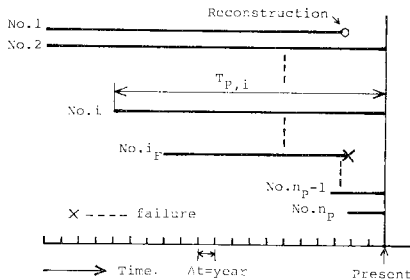


図-2 各橋梁の時間経過

を表わしており, 図中 $T_{P,i}, \eta_i, \phi_i$ は, No. i 橋梁の使用時間, 設計荷重, 強度劣化関数を示している. また, X_i は No. i 橋梁の使用結果であり, 後の式 (13) に示されるように, 0 は非破壊, 1 は破壊を意味する. なお, 図-2 は各橋梁の時間的経過を表わす概念図である. 統計的推定法では, これらのサンプルを測定した結果と, その統計量の分布より未知母数を推定するのが一般的な手法である. しかし先に述べたように, いまの場合推定の対象としている未知母数 θ_K に関する不確実要因 K_i の測定は不可能である. そこで本研究では, “現実には橋梁が使用されている” ということを一種の確率的な実験とみなし, すべての要因 K_i, R_i, S_i の総合作用の結果として出現した破壊および非破壊を 2 値的な確率実験結果の事象と考える. それぞれの実験結果, すなわち一連の橋梁群の破壊か非破壊かの事象を統計量 (式 (14)) に選び, この統計量の実現値より未知母数 θ_K を推定するのである.

ところで前節で指摘したように, 各橋梁によって設計荷重, 劣化条件 (ここでは主として腐食を考える) あるいは破壊が生じるまでの時間が異なるから, 破壊か, 非破壊かの確率もその特殊条件によって異なる. そこで破壊, 非破壊の事象を次のように表現する.

$$\left. \begin{aligned} X_i(T_{P,i}, \eta_i, \phi_i) &= 0 : \text{非破壊} \\ X_i(T_{P,i}, \eta_i, \phi_i) &= 1 : \text{破壊} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (13)$$

すなわち, “ $X_i(T_{P,i}, \eta_i, \phi_i) = 0$ ” は, 設計条件 η_i , 強度劣化関数 ϕ_i の No. i 橋梁が $T_{P,i}$ 年経過後も破壊せず使用される事象を示し, “ $X_i(T_{P,i}, \eta_i, \phi_i) = 1$ ” は $T_{P,i}$ 年間使用された橋梁が $(T_{P,i} + 1)$ 年目に破壊する事象を示す.

したがって, 統計量 A は次式のように表わされる.

$$A = \{X_1(T_{P,1}, \eta_1, \phi_1), X_2(T_{P,2}, \eta_2, \phi_2), \dots, X_{n_p}(T_{n_p}, \eta_{n_p}, \phi_{n_p})\} \dots\dots\dots (14)$$

ここに n_p は過去に建設された橋梁の総数を表わす.

また統計量の実現値を a とすると, 過去に建設された n_p 個の橋梁のうち, $n_{p,F}$ 個に破壊が生じ, 他には破壊が生じなかったという実績があれば, 次式のように表わされる.

$$\begin{aligned} a = & [\{x_i(T_{P,i}, \eta_i, \phi_i) = 0, i=1, \dots, \\ & (n_p - n_{p,F})\}, \{x_{i_F}(T_{P,i_F}, \eta_{i_F}, \phi_{i_F}) \\ & = 1, i_F=1, \dots, n_{p,F}\}] \\ & \dots\dots\dots (15) \end{aligned}$$

いま未知母数 θ_K のもとでの $A=a$ なる事象の生じる尤度を $P(A=a|\theta_K)$ とする. 各橋梁間の K_i, R_i, S_i は独立であると考えられ, したがって X_i は互いに独立となり, 次式が成り立つ.

$$P(A=a|\theta_K) = \text{Prob} \left[\left\{ \bigcap_{i=1}^{n_p - n_{p,F}} X_i(T_{P,i}, \eta_i, \phi_i|\theta_K) \right. \right.$$

$$=0\} \cap \left\{ \bigcap_{i_F=1}^{n_{P,F}} X_{i_F}(T_{P,i_F}, \eta_{i_F}, \phi_{i_F}|\theta_K)=1 \right\} \quad \dots\dots\dots(16)$$

$$= \prod_{i=1}^{n_{P,F}} \text{Prob}\{X_i(T_{P,i}, \eta_i, \phi_i|\theta_K)=0\} \\ \cdot \prod_{i_F=1}^{n_{P,F}} \text{Prob}\{X_{i_F}(T_{P,i_F}, \eta_{i_F}, \phi_{i_F}|\theta_K)=1\} \quad \dots\dots\dots(17)$$

したがって、未知母数 θ_K の事前分布を $\zeta(\theta_K)$ とすれば、ベイズの定理より事後分布 $\zeta'(\theta_K|A=a)$ は次式のように表わされる。

$$\zeta'(\theta_K|A=a) = \frac{P(A=a|\theta_K)\zeta(\theta_K)}{\int P(A=a|\theta_K)\zeta(\theta_K)d\theta_K} \quad \dots\dots\dots(18)$$

このようにして K の未知母数 θ_K の分布が推定される。

(2) 標本分布 $P(A=a|\theta_K)$ の計算

X_i の各事象 (0 または 1)、すなわち破壊、非破壊の識別は、2. で示した破壊規準式、式 (5) の代わりに、設計条件や劣化条件、使用時間などを考慮に入れた次式で示される破壊限界状態関数 $Z_i(t_j)$ を用いる。

$$Z_i(t_j) = K_i(\theta_K) \cdot R_i - \frac{\eta_i}{\phi_i(t_j)} \{S_{D,i} + S_{L,i}(t_j)\} \\ \geq 0, \left\{ \begin{array}{l} > 0, \text{非破壊} \\ \leq 0, \text{破壊} \end{array} \right\} \quad \dots\dots\dots(19)$$

ここに、 t_j は No. i 橋梁の建設後過去の任意時間までの使用経過年数で、 $Z_i(t_j)$ は t_j 年目の破壊限界状態関数である。 K_i, R_i は、式 (5) において定義された K, R と同一定義である。部材に生じる応力は、ここでは主桁の主荷重に対する安全率を想定し、死荷重による応力 $S_{D,i}$ と活荷重による応力 $S_{L,i}$ に分けて取り扱い、式 (5) の S との間には次式の関係がある。

$$S_i = S_{D,i} + \max_{1 \leq t_j \leq T_G} S_{L,i}(t_j) \quad \dots\dots\dots(20)$$

ここに、 T_G は橋梁の設計供用年数である。 $S_{D,i}$ が時間に関して不変であるのに対し、 $S_{L,i}(t_j)$ は t_j 年目に載荷される年間の最大活荷重による応力を示す。 η_i は、その橋梁の建設時に規定されていた設計荷重を用いた場合の主桁の応力と、もし同じ橋梁を現行設計荷重(L-20)で設計した場合の応力との比の逆数である。また $\phi_i(t_j)$ は劣化の時間的な推移を表わす関数で、本研究では劣化として腐食による断面の減少を考える。 $\phi_i(t_j)$ は減少した断面に対する断面係数と元の断面に対する断面係数の比の時間的な変化を示している。この確率モデルによる確率 $P(A=a|\theta_K)$ の算定法は以下のようである。

そこで、後に示す信頼性関数の誘導の簡単化のために時間的に不変な成分 Q_i と、時間ごとに变化する成分 $S'_{L,i}(t_j)$ に分ける。式 (19) を次のように変換する。

$$Z'_i(t_j) = \frac{K_i(\theta_K)R_i}{\eta_i} - S_{D,i} - \phi'_i(t_j)S_{L,i}(t_j) \\ = Q_i - S'_{L,i}(t_j) \quad \dots\dots\dots(21)$$

ここに、

$$Q_i = \frac{K_i(\theta_K)R_i}{\eta_i} - S_{D,i} \quad \dots\dots\dots(22)$$

$$S'_{L,i}(t_j) = \phi'_i(t_j)S_{L,i}(t_j) \quad \dots\dots\dots(23)$$

$$\phi'_i(t_j) = \frac{\lambda_i\{1.0 - \phi_i(t_j)\} + 1.0}{\phi_i(t_j)} \quad \dots\dots\dots(24)$$

$$\lambda_i = \frac{S_{D,i}}{S_{L,i}} \quad \dots\dots\dots(25)$$

Q_i は時間的に不変の成分であり、 $S'_{L,i}(t_j)$ のみが時間的に変化する。 $\phi'(t_j)$ は式 (24) によって $\phi(t_j)$ より変換された劣化関数であり、劣化によって死荷重応力も増加するが、その増加分を活荷重応力の増加に置き換えている。式 (25) からわかるように、 λ_i は $S_{D,i}$ と $S_{L,i}$ の比であるから厳密には確率変数であるが、ここでは理論の簡単化のために定数として取り扱う。ただし、 λ_i の感度、すなわち λ_i の変化が最適安全率に及ぼす影響がきわめて小さいことを数値計算により別途確かめてある。

また、橋梁はいくつかの部材から構成されているが、各部材の破壊確率から構造物全体の破壊確率を計算するには、システム的な取扱いが必要となる。プレートガーダ橋の場合、1本の主桁の破壊は機能的に橋梁全体の破壊につながるため、直列システムを用いることができる。したがって、式 (13) の非破壊確率は以下になる。

$$\text{Prob}[X_i(T_{P,i}, \eta_i, \phi_i|\theta_K)=0] \\ = \text{Prob}\left[\bigcap_{0 \leq \tau_j \leq T_{P,i}} S'_{L,i}(\tau_j) < Q_i(\theta_K)\right] \\ = L_{S,i}(T_{P,i}|\theta_K) \quad \dots\dots\dots(26)$$

ここに、 m_i は No. i 橋梁の部材数で、 $L_{S,i}(t_j|\theta_K)$ は未知母数 θ_K のもとでの No. i 橋梁の構造物としての信頼性関数である。また、No. i 橋梁が t_{j-1} 時まで生存している条件のもとで t_{j-1} 時から t_j 時の間に破壊する確率、いわゆる危険率関数を $h_{S,i}(t_j|\theta_K)$ とすれば、

$$\text{Prob}[X_i(T_{P,i}, \eta_i, \phi_i|\theta_K)=1] \\ = \text{Prob}\left[\bigcap_{0 \leq \tau_j \leq T_{P,i}} S'_{L,i}(\tau_j) < Q_i(\theta_K)\right] \\ \cap \left\{ \bigcup S'_{L,i}(T_{P,i}+1) > Q_i(\theta_K) \right\} \\ = \text{Prob}[X_i(T_{P,i}, \eta_i, \phi_i|\theta_K)=0] \\ \cdot \text{Prob}\left[\bigcup S'_{L,i}(T_{P,i}+1) > Q_i(\theta_K)\right] \\ \cap \left[\bigcap_{0 \leq \tau_j \leq T_{P,i}} S'_{L,i}(\tau_j) < Q_i(\theta_K)\right] \\ = L_{S,i}(T_{P,i}|\theta_K) \cdot h_{S,i}(T_{P,i}+1|\theta_K) \quad \dots\dots\dots(27)$$

したがって、式 (26) と式 (27) から次式が求められる。

$$\begin{aligned}
P(A=a|\theta_K) &= \text{Prob}\left[\bigcap_{i=1}^{n_P-n_{P,F}} X_i(T_{P,i}, \eta_i, \phi_i|\theta_K)=0\right] \\
&\quad \cap \left\{\bigcap_{i_F=1}^{n_{P,F}} X_{i_F}(T_{P,i_F}, \eta_{i_F}, \phi_{i_F}|\theta_K)=1\right\} \\
&= \prod_{i=1}^{n_P} L_{S,i}(T_{P,i}|\theta_K) \cdot \prod_{i_F=1}^{n_{P,F}} h_{S,i_F} \\
&\quad (T_{P,i_F}+1|\theta_K) \dots\dots\dots (28)
\end{aligned}$$

ところで、上記直列システムを構成する各部材（主桁）間において、 Q_i は完全に独立であるとすれば、No. i 橋梁の部材の信頼性関数 $L_i(t_j)$ 、危険率関数 $h_i(t_j)$ と構造物全体の $L_{S,i}(t_j)$ 、 $h_{S,i}(t_j)$ の間には次の関係がある²³⁾。

$$h_{S,i}(t_j) = \sum_{m_i} h_i(t_j) \dots\dots\dots (29)$$

$$\begin{aligned}
h_i(t_j|\theta_K) &= \frac{\bigcup_{0 < q_i < \infty} \text{Prob}[S'_{L,i}(t_j) \geq q_i \cap \max_{0 \leq j' \leq t_j-1} S'_{L,i}(\tau_{j'}) < q_i] \text{Prob}[q_i < Q_i < q_i + dq_i|\theta_K]}{\text{Prob}[\max_{0 \leq j' \leq t_j-1} S'_{L,i}(\tau_{j'}) < Q_i|\theta_K]} \\
&= \frac{\left[\prod_{j'=1}^{j-1} F_{S'_{L,i}}(q_i; t_{j'}) \{1 - F_{S'_{L,i}}(q_i; t_j)\} \right] f^0_{q_i}(q_i|\theta_K) dq_i}{\int_{j'=1}^{j-1} \prod_{j'=1}^{j-1} F_{S'_{L,i}}(q_i; t_{j'}) f^0_{q_i}(q_i|\theta_K) dq_i} \\
&= \int_{q_i \leq S'_{L,i}} f_{q_i}(q_i; t_{j-1}|\theta_K) f_{S'_{L,i}}(S'_{L,i}; t_j) dS'_{L,i} \dots\dots\dots (32)
\end{aligned}$$

ここに、

$$\begin{aligned}
f_{q_i}(q_i; t_{j-1}|\theta_K) &= \frac{\prod_{j'=1}^{j-1} F_{S'_{L,i}}(q_i; t_{j'}) f^0_{q_i}(q_i|\theta_K)}{\int_{j'=1}^{j-1} \prod_{j'=1}^{j-1} F_{S'_{L,i}}(q_i; t_{j'}) f^0_{q_i}(q_i|\theta_K) dq_i} \\
&\dots\dots\dots (33)
\end{aligned}$$

$$f_{S'_{L,i}}(S'_{L,i}; t_j) = f_{S_L} \left\{ \frac{S_{L,i}}{\phi_i'(t_j)} \right\} \frac{1}{\phi_i'(t_j)} \dots\dots\dots (34)$$

$$\begin{aligned}
f_{q_i}^0(q_i|\theta_K) &= \int_0^\infty \int_0^\infty f_K \left\{ \frac{(q_i + s_{D,i}) \eta_i}{r_i} \right\} \\
&\quad \cdot f_R(r_i) f_{S_D}(s_{D,i}) \cdot \frac{\eta_i}{r_i} dr_i ds_{D,i} \\
&\dots\dots\dots (35)
\end{aligned}$$

なお、設計荷重 η 、強度劣化関数 ϕ 、使用期間 T_P に関する各種条件が明確でない橋梁（非破壊の橋梁ではこのようなケースが多い）については、これらに関する分布 $f_\eta(\eta)$ 、 $f_\phi(\phi)$ 、 $f_{T_P}(T_P)$ による式 (31) の期待値を用いればよい。すなわち、

$$\begin{aligned}
P(A=a|\theta_K) &= \prod_{i_F=1}^{n_{P,F}} \{L_{i_F}(0|\theta_K)\} \exp \\
&\quad \cdot \left\{ - \sum_{i_F=1}^{n_{P,F}} \sum_{\tau_j=1}^{T_{P,i_F}} h_{i_F}(\tau_j|\theta_K) \right\} \\
&\quad \cdot \prod_{i_F=1}^{n_{P,F}} \{ \sum_{i_F=1}^{m_{i_F}} h_{i_F}(T_{P,i_F}+1|\theta_K) \} \\
&\quad \cdot \left[\dots \left[\prod_{i=1}^{n_P-n_{P,F}} \{L_i(0|\theta_K)\} \right] \right. \\
&\quad \left. \cdot \exp \left\{ - \sum_{i=1}^{n_P-n_{P,F}} \sum_{\tau_j=1}^{T_{P,i}} h_i(\tau_j|\theta_K) \right\} \right]
\end{aligned}$$

また、 $L_{S,i}(t_j)$ と $h_{S,i}(t_j)$ の間には次式の関係がある。

$$L_{S,i}(t_j|\theta_K) = L_{S,i}(0|\theta_K) \exp \left\{ - \sum_{j=1}^{t_j} h_{S,i}(\tau_j|\theta_K) \right\} \dots\dots\dots (30)$$

ここに、 $L_{S,i}(0|\theta_K)$ は供用開始前の信頼度を表わす。よって、式 (28) は次式のように表わされる。

$$\begin{aligned}
P(A=a|\theta_K) &= \prod_{i=1}^{n_P} \{L_{S,i}(0|\theta_K)\} \\
&\quad \cdot \prod_{i_F=1}^{n_{P,F}} \{ \sum_{i_F=1}^{m_{i_F}} h_{i_F}(T_{P,i_F}+1|\theta_K) \} \\
&\quad \cdot \exp \left\{ - \sum_{i=1}^{n_P} \sum_{\tau_j=1}^{T_{P,i}} h_i(\tau_j|\theta_K) \right\} \dots\dots (31)
\end{aligned}$$

したがって $h_i(t_j|\theta_K)$ が求まれば、式 (31) は計算可能となる。 $h_i(t_j|\theta_K)$ は次式のように計算できる²⁴⁾。

$$\cdot f_{T_P}(T_{P,i}) f_\eta(\eta_i) f_\phi(\phi_i) dT_{P,i} d\eta_i d\phi_i \dots\dots\dots (36)$$

以上から、式 (18) の標本分布 $P(A=a|\theta_K)$ が求められる。

5. 安全率の評価システム

前節までの理論に基づいて最適安全率 r^* を決定する具体的な手順をまとめると、以下のとおりである。まず部材の設計破壊確率 p_F を設定し、この p_F に対して式 (11) より安全率 r を求め、この r と設計規準値 R^* 、 S^* が式 (1) を満足するように部材断面 A_S を算定する。そして、この断面積 A_S をもとにして橋梁構造物の建設費 C_C を計算する。 C_C は橋梁1橋当たりの値であり、具体的な計算に際しては最も標準的な橋梁を取り上げ算出する (C_F については後述する)。また、期待総損失費 $E[C_T(p_F)]$ は橋梁全体の破壊確率 P_F を用いて計算する必要があるから、部材の設計破壊確率 p_F と構造物としての破壊確率 P_F を関連づけなければならない。この関係は、 θ_K を既知とした場合式 (30) と同様にして求められる信頼性関数 $L_S(p_F; T_G, \eta_G, \phi_G|\theta_K)$ を用いて、次式のように表わされる。

$$P_F(p_F|\theta_K) = 1.0 - L_S(p_F; T_G, \eta_G, \phi_G|\theta_K) \dots\dots\dots (37)$$

ここに、 T_G 、 η_G 、 ϕ_G は設計規準で考慮すべき供用年数、設計条件、強度劣化関数である。なお、その計算の際に

用いる式 (19) において、 $\theta_K(\mu_K, \nu_K)$, $\mu_R, \nu_R, \mu_S, \nu_S$,
そして p_F は式 (11) の関係を満足する。

ところで θ_K は未知であるので、式 (12) の、使用実績
により修正された θ_K の事後分布 $\zeta^1(\theta_K)$ による期待値
を求め、これを期待総損失費としなければならない。す
なわち、

$$E[C_T(p_F)] = C_C(p_F) \cdot n_G + \int \left[\sum_{i_F, G=1}^{n_G} C_F \cdot i_{F, G} \left(\frac{n_G}{i_{F, G}} \right) \{P_F(p_F | \theta_K)\}^{i_{F, G}} \cdot \{1 - P_F(p_F | \theta_K)\}^{n_G - i_{F, G}} \zeta^1(\theta_K) \right] d\theta_K \dots (38)$$

かくして次式に示すように、 $E[C_T(p_F)]$ を最小にする
ことにより、使用実績を考慮した部材の最適設計破壊確
率 p_F^* 、したがって最適安全率 γ^* が決定される。

$$p_F^* = \min_{p_F} E[C_T(p_F)] \dots (39)$$

こうして得られた γ^* と現行設計規準における安全率値
を比較することにより、後者の定量的評価が可能となる
わけである。

上述の作業手順を図示したのが図-3である。点線の
枠で囲まれた部分は、使用実績のフィードバック部分で
ある。それぞれのパラメーターに所定の数値を用いれ
ば、具体的な計算結果が得られる。なお、 C_F の具体的

な評価は以下のようにして行う。1. においてすでに基
本的姿勢を述べたように、現行の設計安全率は、その設
定時においては最適決定であったと考えて逆算する。そ
こで、図-3 の点線部分を省略したシステムを用い、以
下のようにして C_F を決定する。図中*印を付したス
テップに任意の C_F 値を入れ、これに対応する最適安
全率を計算する。この作業を繰り返し、算出される最適
安全率が現行安全率 1.7 に一致するときの C_F をもっ
て、現時点からみた規準設定時の C_F 値であるとする
のである。

6. 数値計算結果

(1) 計算に用いた各種データ

本研究では、構造物、たとえば橋梁は個々に異なっ
てもその部材強度や作用荷重は同一の母集団からの標本で
あると考えている。すなわち、平均値や変動係数などの
統計量を求めるためデータは、同一規準により設計・製
作された橋梁群全体にわたって平均化されたデータでな
なければならない。このような観点から、主桁の降伏応力
度、死荷重、活荷重および設計荷重から応力への変換誤
差等の統計量を収集した^{25)~28)}。その結果を表-4 に示
す。

表-4 計算に用いたデータ

	平均値 設計規準値	変動係数
死荷重応力度 (S_D)	1.03	0.04
年間最大*活荷重応力度 (S_L)	0.65	0.20
供用年間最大主荷重応力度 (S)	0.98	0.08
降伏強度 (R)	1.15	0.10
実測応力度/計算応力度	0.49	0.16

未知母数としては、平均値 μ_K と変動係数 ν_K の2つ
があるが、数値計算では、平均値 μ_K のみを未知母数と
し、 ν_K は定数として取り扱う。 μ_K は、破壊、非破壊
の2値的事象から推定されるので、 ν_K の設定値の誤差
は、 μ_K の推定値に考慮されている。数値計算例は ν_K
= 0.12¹⁶⁾, ²⁰⁾, μ_K の事前分布を正規分布として、その平
均値 $\bar{\mu}_K = 1.0$, 標準偏差 $\sigma_{\mu_K} = 0.15$ として計算されて
いる。

建設費の計算は、標準的な鋼プレートガーダー橋を対
象にして、本論文では次式を用いる。

$$C_C = C_{C, W} \cdot W(p_F) + C_{C, c} \dots (40)$$

ここに、 $W(p_F)$ は鋼桁の重量、 $C_{C, W}$ は鋼重単位重量
当たりの建設費で、 $C_{C, c}$ は第1項以外の建設費で、一
定値をとる。それぞれ $C_{C, W} = 40$ 万円/l, $C_{C, c} = 3000$ 万
円とした³⁰⁾。

また、損失費は次式を用いる。

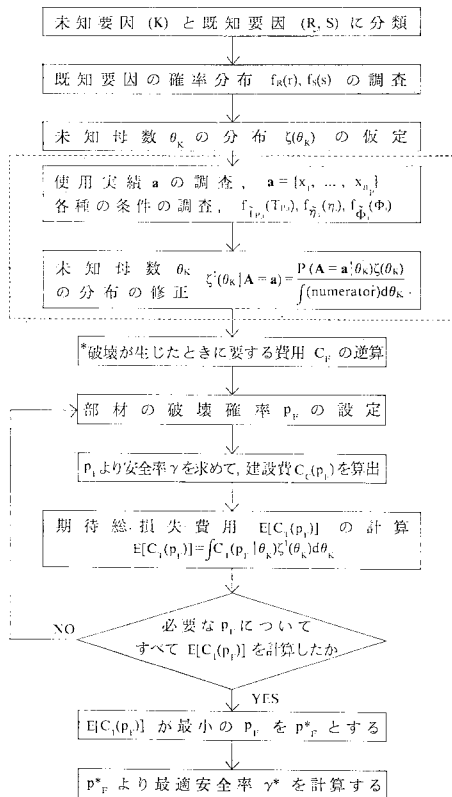


図-3 最適安全率決定システム

$$C_F = k_c C_C + C_{F,c}$$

.....(41)

ここに、 $k_c C_C$ は橋梁の復旧に要する費用（撤去費と建設費）、 $C_{F,c}$ は破壊によって生ずる社会的な損失費である。 $C_{F,c}$ は、橋梁建設時に暗黙の了解として認められた一種の工学的満足度を表わす項であり、厳密な計算は不可能であるので、前述のように逆算的に求める。ここでは $k_c=1.5$ とし、 $C_{F,c}$ は 62.5 億円である。

強度劣化関数は、腐食の進行度合を考慮した次式を用いる。

$$\phi(t_j) = 1.0 - \Delta \cdot (t_j - t_0) \dots\dots\dots(42)$$

ここに、 t_j は橋梁が建設されてからの経過年数、 t_0 は腐食開始年数で、 Δ は 1 年間当たりの変化率である。 $t_0 = 5$ 年、 $\Delta = 0.00068$ を用いる³⁾。

(2) 最適安全率 r^*

表一5 は、数値計算結果の一部をまとめたものである。以下、簡単に説明する。

(Case A) No. 1~No. 3 は $n_{P,F}=0$ の場合の結果で、No. 4~No. 6 は $n_{P,F} \geq 1$ 、すなわち過去の実績の中に破壊事例が存在するとした場合の結果である。

No. 1 は、実績数を $n_P=12000$ 橋としたときの結果である。この実績数の中には、大正 15 年、昭和 14 年制定の示方書によって設計された橋梁も 250 橋含まれている。これに対する最適安全率 r^* は表に示すように現行安全率の 86% となっている。

No. 2, 3 は、 n_P を増減させた場合の結果であるが、No. 1 に比べて r^* の変化は少ない。これは実績数がある程度以上になると事前分布の修正結果が収斂するからである。

以上から、破壊事例が皆無であるとするのが正当であるならば、今後現行安全率を約 14% 程度減じても、設計規準値設定時と同一の工学的満足度が得られるということになる。

No. 4 は、1 橋に破壊が生じたとした場合で、 r^* は 1.61、すなわち現行安全率の 95% となり、破壊事例が皆無のケースに比べて約 9% 大きくなっている。破壊事例が 2 橋以上 (No. 5, 6) になると、最適安全率は現行安全率値を上回り、現行安全率を低減させる妥当性はなくなる。

(Case B) No. 7~No. 11 は、腐食度合 (表中の Δ) が異なる 1 橋の破壊事例が生じたとした場合の結果を示

表一5 最適安全率 r^*

ケース	No.	最適安全率 r^*	$\frac{r^*}{1.7} \times 100$ (%)	最小有待総損失費 $C_{T,m}$ (億円)	事前分布		未知要因の変動係数 v_K	建設数 n_P	破壊事例		
					平均値 μ_K	標準偏差 σ_{μ_K}			破壊数 $n_{P,F}$	経過年数 $T_{P,F}$	剛性低下率 Δ
A	1	1.46	85.9	10124	1.0	0.15	0.12	12000	0	—	—
	2	1.47	86.5	10140				10000	0	—	—
	3	1.45	85.3	10103				15000	0	—	—
	4	1.61	94.7	10413				12000	1	1	—
	5	1.74	102.4	10626				12000	2	1	—
	6	1.82	107.1	10778				12000	3	1	—
B	7	1.61	94.7	10413	1.0	0.15	0.12	12000	1	30	0.00068
	8	1.57	92.4	10314					1	30	0.0127
	9	1.52	89.4	10225					1	30	0.0133
	10	1.44	84.6	10090					1	30	0.0140
	11	1.31	77.1	9833					1	30	0.0150

している。No. 7, No. 8 の r^* は、No. 4 のそれとほとんど変わりはないが、No. 9 以降になると r^* は急激に小さくなり、No. 11 では No. 1 の r^* よりさらに小さくなっている。これから、腐食度合が小さい場合は未知要因の影響が大きく寄与して大きい r^* を与えるが、腐食がある限界を越えて破壊したとすれば、その情報が破壊原因のウエイトを未知要因から腐食に移すことがわかるであろう。また、No. 11 の r^* は No. 1 より小さくなるのは、大きな腐食が生じて、破壊の時点まで生存していたという実績の影響による。

7. むすび

橋梁主桁設計を例にとりながら、構造物の現行安全率を信頼性設計の概念を用いて省察する理論を示した。安全率を決定したり、あるいは現行安全率のレベルの妥当性を検討する場合、調査、設計、施工法の全プロセスに包含される未知要因の構造的、統計的特性を正確に評価することが望まれるが、実はこれはいかにたやすいことではない。しかし、こういう状況の中にあつて、現行安全率により非常に多くの橋梁が設計、建設され、使用されてきたという実績は、きわめて重い意義を有しているといわなければならない。すなわち、このような使用実績を今日まで得られた優れた情報として信頼性設計の概念の中に組み入れ、安全率のレベルを照査することは、現時点における一つの有効な方法であると信ずる。本研究では、この観点から安全性の新しい評価手法を開発した。その結果、同種の構造物群の使用実績を考慮に入れ、その構造物群全体の安全性を規定する設計規準の安全率を定量的に評価することが可能になった。

なお、紙幅の関係上数値計算例については必要最小限にとどめざるを得なく、詳細については別の機会に発表するつもりである。

また、本研究の遂行にあたり、データの収集に多大の

ご援助を賜りました建設省の岩松幸雄氏と佐々木正徳氏に深く感謝致します。

参 考 文 献

- 1) 松尾 稔：不確実性の処理と安全率，施工技術，Vol. 7, No. 12, pp. 77~84, 昭和49年12月。
- 2) 土木学会編：構造物の安全性・信頼性，土木学会，昭和51年10月。
- 3) 伊藤 学：構造設計における安全性の規範，土木学会誌，pp. 35~42, 1975年8月号。
- 4) 構造工学委員会構造物安全性小委員会：安全性照査のための構造設計規準策定のガイドライン案について，土木学会誌，pp. 69~76, 1980年9月号。
- 5) 藤野陽三・長谷川彰夫：安全率の考え方，土木学会誌，pp. 39~44, 1980年9月号。
- 6) 白石成人・古田 均・中野正則：安全性指標の信頼性解析への適用に関する2, 3の考察，土木学会論文報告集，第301号，1980年9月。
- 7) 杉山俊幸・酒井利夫・藤野陽三・伊藤 学：構造設計における信頼性レベル・安全率の設定に関する考察，土木学会論文報告集，第327号，1982年11月。
- 8) Nishino, F., A. Hasegawa, C. Miki and Fujino: A Fractile-Based Reliability Structural Design, Proc. of JSCE, No. 326, October, 1982.
- 9) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，丸善，昭和55年2月。
- 10) 浅田秋江・松尾 稔・湯浅欽史・羅 文鶴：土質工学における安全率に対する反省，第12回土質工学シンポジウム発表論文集，pp. 51~74, 昭和42年9月。
- 11) Alfredo H-S. Ang: Structural Risk Analysis and Reliability-Based Design, Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 99, No. ST-9, Proc. Paper 10011, pp. 1918~1910, Sept., 1973.
- 12) 長尾義三・松尾 稔・黒田勝彦：盛土の設計安全率に関する研究，土木学会論文報告集，第203号，pp. 71~85, 昭和47年7月。
- 13) Matsuo, M.: Reliability in Embankment Design, MIT, Department of Civil Engineering Research Report, R 76-33, pp. 1~203, July, 1976.
- 14) Matsuo, M. and A. Asaoka: Dynamic Design Philosophy of Soils based on the Bayesian Reliability Prediction, Soils and Foundations, Vol. 18, No. 4, pp. 1~7, Dec., 1978.
- 15) 松尾 稔・上野 誠：構造物の耐用期間内に生起する外力の不確実性を考慮した信頼性設計法，土木学会論文報告集，第289号，pp. 89~98, 1979年9月。
- 16) Matsuo, M. and A. Asaoka: Bayesian Calibration of Embankment Safety under Earthquake Loading, Structural Safety, An International Journal of Intergrated Risk Assessment for Constructed Facilities, Elsevier, pp. 53~65, September, 1982.
- 17) 松尾 稔：信頼性設計の考え方と問題点，土と基礎，Vol. 25, No. 11, pp. 3~10, 昭和52年11月。
- 18) Matsuo, M. and Asaoka: A Statistical Study on a Conventional "Safety Factor Method", Soils and Foundations, Vol. 16, No. 1, pp. 75~90, Mar., 1976.
- 19) Alfred H-S, Ang and C. Allin Cornell: Reliability Based of Structural Safety and Design, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 100, No. ST 9, Proc. Paper 10777, pp. 1755~1769, 1974.
- 20) Niels C. Lind, A.M. ASCE: Consistent Partial Safety Factors, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 97, No. ST 6, Proc. Paper 8166, pp. 1651~1669.
- 21) Smith, D.W.: Bridge failure, Proc. Instn Civ. Engrs. Part 1, 60, Aug., pp. 367~382, 1976.
- 22) 日本鋼構造協会技術委員会耐久性分科会耐用性調査小委員会：鋼構造物の耐用性調査報告道路編，JSSC, Vol. 8, No. 84, 1972年12月。
- 23) Alfred M. Freudenthal, F.: ASCE, Jewell M. Garretts, F. ASCE, and Masanobu Shinozuka, A.M. ASCE: The Analysis of Structural Safety, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 83, No. ST 4, Proc. Paper 1316, July, 1957.
- 24) 小池 武：劣化構造物の動的信頼性解析，土木学会論文報告集，第280号，1978年12月。
- 25) 藤野陽三・伊藤 学・遠藤元一：シミュレーションに基づく道路橋設計荷重の評価，土木学会論文報告集，第286号，pp. 1~13, 1976年6月号。
- 26) 金井道夫：鋼橋の強度係数および荷重係数に関する信頼性解析，土木研究所資料1225号，昭和52年3月。
- 27) 国広哲男・大田 実：橋の耐荷力と寿命，土木学会誌，pp. 45~50, 昭和55年11月。
- 28) 東海鋼構造研究グループ：鋼構造部材の抵抗強度の評価と信頼性設計への適用，橋梁と基礎，80-11, pp. 1~9.
- 29) Ang, A. H-S: Probability Considerations in Design and Formulation of Safety Factors, IABSE Symp., 1969.
- 30) 日本道路公団新潟建設局：橋梁計画資料，昭和56年3月。
- 31) 建設省土木研究所企画部システム課：土木設計論，土木研究所資料第1261号，昭和52年3月。

(1983.3.28・受付)