

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

DECISIONS ON RELIABILITY LEVEL AND SAFETY FACTOR FOR STRUCTURAL DESIGN

杉山俊幸*・酒井利夫**・藤野陽三***・伊藤 学****
By Toshiyuki SUGIYAMA, Toshio SAKAI, Yozo FUJINO
and Manabu ITO

1. はじめに

土木構造物の安全性に影響を及ぼす要因の多くは不確定性を有する。そのため、社会的に重要度の高い土木構造物は、これらの不確定性を考慮し破壊確率（構造物としての機能を強度的に失う確率）が十分小さくなるように設計されてきた。その安全性照査の基本形は次式に表わされるものである。

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

ここで、 R^* 、 S^* はおのおの設計強度値、設計荷重（作用）値であり、 ν は安全率である。

式(1)による照査は“確率”という概念は表に出ておらず、安全性に関して定量的目安を与えるものではない。

一方、構造物の安全性に関与する不確定要因を確率統計的に表現し、その安全性を定量的に評価しようとする構造信頼性理論があり、この理論を基盤においた安全性照査式の具体案がすでにいくつか発表されている^{1),2)}。

信頼性理論により、式(1)の照査式による現行設計を評価すると、信頼性レベルに関し道路橋などでは次のような結果が一般的に得られる。

(1) 現行の設計規準では、主荷重作用に対しては一定の安全率を課しており、その結果、変動性^{注1)}が小さい死荷重で決まる構造物の信頼性レベルは、変動性の大きい活荷重で決まる構造物のそれよりもかなり高い（たとえば文献3)）。

(2) 地震荷重のような偶発的で変動性のきわめて大

きな荷重に対しては、信頼性レベルを主荷重に対するそれより低くしている（たとえば文献4)）。

信頼性理論に基づく設計規準の策定では、信頼性レベルが種々の荷重作用条件において一様となるように安全性照査式のパラメーター値を決める場合が多い。たとえば、米国 NBS が最近発表した鋼建築物荷重抵抗係数設計規準^{素案¹⁾}では、主荷重作用（死荷重+活荷重）に対しては信頼性指標 β ^{注2)}が一定値3.0になるように荷重、抵抗係数を決めている。このような一様信頼性レベルを課すため、結果的に、活荷重係数は死荷重係数よりかなり大きな値となる。他方上記素案では、従来の設計規準に整合させた結果として、地震、風などの従荷重作用に対してはより低い $\beta=2.5$ を目標値としている。

一様信頼性レベルの立場に立てば、確かに現行設計における信頼性レベルは前述したように一様ではなく、不合理に映る。現在の信頼性理論体系からの現行設計に対する最大の批判はここにあるといえよう。

しかし、いわゆる“一様な信頼性”が本当に望ましいことであるのかについては検討の余地が大いにありそうである。まず第1の理由として、目標とすべき信頼性レベルは、経済的、社会的条件より決まる要素も多く、一様であることが最適であるという保証はどこにもないこと。第2に、信頼性理論における“構造物の信頼性”とは、強度、荷重等の統計的ばらつきを中心にした比較的単純なモデルから導かれるもので、真の信頼性との間にギャップがあるのではないか、そのために“一様な信頼性”をねらうことがかえって好ましくない信頼性レベルをもたらすと考えられないか、ということである。

従来の信頼性理論は、数学的解析手法の開発に力点が置かれ、現実の設計規準策定にあたって問題となる信頼

注1) 構造物の供用期間における最大値の変動性の意味である。

注2) Rackwitz が提案した、確率変数の分布形を考慮した信頼性指標³⁾を用いている。

* 正会員 工修 山梨大学助手 工学部土木工学科

** 正会員 工修 神奈川県土木部（研究当時東京大学大学院修士課程）

*** 正会員 Ph.D. 東京大学助教授 工学部土木工学科

**** 正会員 工博 東京大学教授 工学部土木工学科

性レベル,あるいは信頼性解析モデルの不確かさについてさほど関心が向けられていなかった。

本論文は,荷重の変動性の大小に応じて,安全性照査における信頼性レベル・安全率を変えるべきかどうかについて,次の2点から考究するものである。

- 1) 総費用最小化の原則の適用
- 2) 統計的ばらつき以外の不確定要因,すなわち人為的過失あるいは予期し得ない構造物の挙動等に対する配慮

すなわち,これらのおおのに対し単純化された確率モデルを設定し,数値計算結果に基づいて考察を行う。用いたモデルはいずれも任意性があるが,これらの解析から,変動性の小さい荷重で決まる構造物の信頼性レベルを相対的に高くすることが,総費用最小化の原則からも,そして統計的ばらつき以外の不確定要因に対する配慮からも望ましいことが示される。これは,先に述べた現行設計における信頼性レベルと傾向的に一致するものである。

なお,総費用最小化の原則からの最適信頼性レベルの設定については文献(6)~(10)など,構造物の安全性に関わる人為的過失(Gross Error)については文献(11)~(13)などで扱われているが,荷重の変動性の大小に着目し,信頼性レベルを論じるのは本論が初めてと考えられる。

2. 総費用最小化の原則に基づく信頼性レベル

ここでは構造物に作用する荷重の変動性の大小が,目標とすべき信頼性レベルにどのような影響を及ぼすかを,総費用最小化の原則を用いて調べる。

(1) 定式化

構造物の初期建設費用^{注3)}を C_I , 破壊確率を P_F , 構造物が破壊したときの損失費用を C_F としたとき,この構造物の総費用 C_T は

$$C_T = C_I + P_F \cdot C_F \dots\dots\dots (2)$$

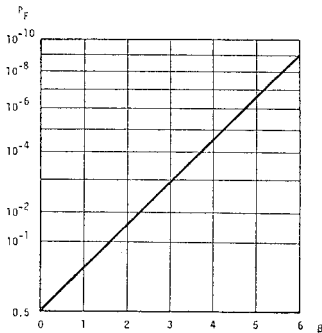


図-1 信頼性指標 β と破壊確率 P_F の関係

注 3) 厳密には維持管理費を含む。

で表わされる^{9)~10)}。一般に, C_I を増加させれば P_F は減少する。総費用最小化の原則では, C_T を最小とする構造物が最適とみなされる。

a) 破壊確率 P_F の評価

ここでは不確定変数として強度 R と荷重 S のみを考え,ともに対数正規分布に従うとする。このとき, R, S の平均を \bar{R}, \bar{S} , 変動係数を V_R, V_S とすれば,破壊確率 P_F は次式で与えられる。

$$P_F = \Phi(-\beta) \dots\dots\dots (3)$$

ここで

$$\Phi(t) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^t \exp(-x^2/2) dx :$$

標準正規分布関数.....(4)

$$\beta = \frac{\ln(\bar{\theta} \sqrt{1+V_S^2} / \sqrt{1+V_R^2})}{\sqrt{\ln\{(1+V_R^2)(1+V_S^2)\}}} : \text{信頼性指標}$$

.....(5)

$$\bar{\theta} = \bar{R} / \bar{S} : \text{中央安全率} \dots\dots\dots (6)$$

信頼性指標 β と破壊確率 P_F の関係(式(3))を図-1に示す。

b) 初期建設費用 C_I の評価

初期建設費用 C_I は一般に式(1)の安全率 ν を高くするほど大きくなる。

橋梁上部工について,現行道路橋示方書の中で安全率のみを変えたときの総鋼重 W の変化量は安全率 ν の非線形関数となるが,その非線形性は弱いことが知られている¹⁴⁾。そこで,基準安全率 ν_0 を 1.7 とし,仮に安全率を ν にした場合の両者の鋼重比を

$$\frac{W(\nu)}{W(\nu_0)} = 1 + b \left(\frac{\nu}{\nu_0} - 1 \right) \dots\dots\dots (7)$$

と表わすと,パラメーター b の値はスパン長により多少異なるが幅員 8 m の合成桁上部工の場合 0.4~0.6 である¹⁴⁾。なお,文献(15)において Lind も同様な値 ($b=0.6$) を用いている。

初期建設費用 C_I が鋼重 W に線形比例するとすれば,

$$\frac{C_I(\nu)}{C_I(\nu_0)} = 1 + b \left(\frac{\nu}{\nu_0} - 1 \right) \dots\dots\dots (8)$$

と表わすことができる。

ところで,式(1)の R^*, S^* として確率的特性値

$$\left. \begin{aligned} R^* &= \bar{R} \exp\{-k_R \sqrt{\ln(1+V_R^2)}\} / \sqrt{1+V_R^2} \\ S^* &= \bar{S} \exp\{k_S \sqrt{\ln(1+V_S^2)}\} / \sqrt{1+V_S^2} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (9)$$

を採用しているとする,安全率 ν は式(1),(6)より

$$\nu = \bar{\theta} \exp\{-k_R \sqrt{\ln(1+V_R^2)} - k_S \sqrt{\ln(1+V_S^2)}\} \sqrt{1+V_S^2} / \sqrt{1+V_R^2} \dots\dots\dots (10)$$

となる。したがって,式(8)を $\bar{\theta}$ で表わせば

$$\frac{C_I(\nu)}{C_I(\nu_0)} = 1 + b \left(\frac{\bar{\theta}}{\bar{\theta}_0} - 1 \right) \dots\dots\dots (11)$$

なお、 $\bar{\theta}$, $\bar{\theta}_0$ は安全率 ν , ν_0 のときの中央安全率である。設計値 R^* , S^* のレベルを示す k_R , k_S の値として、ここでは $k_R=k_S=1.28$, すなわち R^* , S^* はそれぞれ安全側の 90% 確率値であるとする。この k_R , k_S の値を用いて、 $\bar{\theta}$ と ν の関係を規定する。

式 (11) を式 (2) に代入して

$$C_T = C_I(\nu_0) \left\{ 1 + b \left(\frac{\bar{\theta}}{\bar{\theta}_0} - 1 \right) \right\} + P_F C_F$$

$$= C_I(\nu_0) \left\{ 1 + b \left(\frac{\bar{\theta}}{\bar{\theta}_0} - 1 \right) + P_F C_F^* \right\} \dots\dots\dots (12)$$

ここで $C_F^* = C_F / C_I(\nu_0)$ は破壊損失費用の大きさを示す無次元量である。

e) 破壊損失費用 $C_F(C_F^*)$ の評価

C_F は、構造物の破壊による直接損失と経済的・社会的影響による間接損失の大きさにより決まる量であるが、その評価はきわめて難しい。そこで、ここでは無次元化された損失費用 C_F^* として 1~100 程度の値を用いることにする。ただし、 C_F^* として荷重の変動性に

$$\beta_{opt} = -\sqrt{\ln\{(1+V_R^2)(1+V_S^2)\}} + \sqrt{\ln\{(1+V_R^2)(1+V_S^2)\} - 2 \ln \left[\frac{b\sqrt{2\pi}(1+V_R^2)\ln\{(1+V_R^2)(1+V_S^2)\}}{\bar{\theta}_0 \cdot C_F^*} \right] / (1+V_S^2)} \dots\dots\dots (13)$$

となる。なお、信頼性指標値が β のときの安全率 ν は式 (5), (6) より

$$\nu = \exp \left[\beta \sqrt{\ln\{(1+V_R^2)(1+V_S^2)\}} - k_R \sqrt{\ln(1+V_R^2)} - k_S \sqrt{\ln(1+V_S^2)} \right] \dots\dots\dots (14)$$

で与えられる。

(2) 数値計算例

初期建設費用の増加率 b を 0.4, 0.6, C_F^* を一定値 1, 10, 50, 100, 強度 R の変動係数 V_R を 0.1 とし、荷重の変動係数 V_S を 0.05~1.0 まで変えたとき、式 (13) で求まる最適信頼性レベル β_{opt} を示したのが 図-2 である。

図-2 は、破壊損失費用 C_F^* が一定であれば、変動性の大きい荷重に対しては信頼性レベルを低くすることが、いずれの場合においても好ましいことを示している。たとえば、 $b=0.6$, $C_F^*=50$, $V_S=0.05$ のときの β_{opt} が 3.5 ($P_F=2.3 \times 10^{-4}$) であるのに対し、 $V_S=1.0$ では $\beta_{opt}=3.0$ ($P_F=1.3 \times 10^{-3}$) で、破壊確率にして 1 オーダー高い。荷重の変動係数 V_S の増加とともに最適信頼性レベルの下がるのは、式 (5) において V_S が大きいと中央安全率 $\bar{\theta}$ を大きくしても β がさほど大きくなるためである。すなわち、初期建設費用 C_I の増分が信頼性向上に及ぼす効果が低いためである。ただ

注目し、2つのモデルを考えた。

- 1) C_F^* : 荷重の変動性の大小にかかわらず一定
- 2) $C_F^* = C_F^* |_{V_S=0.05} \times \sqrt{0.05/V_S}$

1) のモデルは、損失費用は、作用荷重の変動性の大小にかかわらず不変と考えるものである。一方、2) のモデルは、変動性の大きい荷重によって構造物が破壊される場合は C_F^* が小さいとみるものである。これはあくまでもモデルであるが以下の理由に基づいて導入したものである。

『変動性の小さい荷重 (たとえば死荷重) により構造物が破壊される場合の方が、変動性の大きい荷重 (たとえば地震荷重) により破壊される場合に比べ、社会一般に与える影響は大きい。すなわち、変動性の大きい荷重が原因で破壊された場合、“不可抗力” としての見方が社会的に容認される傾向にある。』

d) 最適信頼性レベル β_{opt}

式 (12) に式 (3)~(6) を代入し、 $\partial C_T / \partial \beta = 0$ の条件を用いて最適信頼性レベル β_{opt} を求めることができる。 β_{opt} は

し、図には示さないが、 V_S が小さい場合、 β_{opt} 付近では、 C_T の値の変化はそれほど大きくない。

また、図-2 より、 C_F^* の値により β_{opt} の値はかなり異なり、 $C_F^*=1 \sim 100$ の範囲では β_{opt} の値にして約 1.5 の幅をもつことがわかる。 C_F^* の値の評価が現在のところ難しく、したがって 図-2 は V_S の大きさに対する β_{opt} の相対的な変化を示すものと理解するのがよい。なお、 β_{opt} の値は $b=0.4 \sim 0.6$ に対してはあまり敏感ではない。また、式 (9) の k_R と k_S をともに 1.28 としたが、他の k_R , k_S の値に対しても β_{opt} はほ

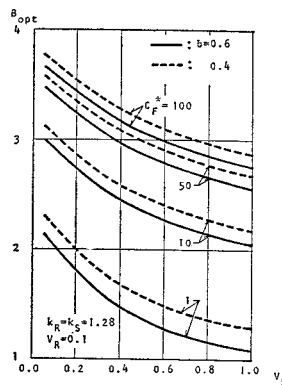


図-2 総費用最小化の原則から求まる最適信頼性指標値 β_{opt} (V_S : 荷重の変動係数, C_F^* : 一定値)

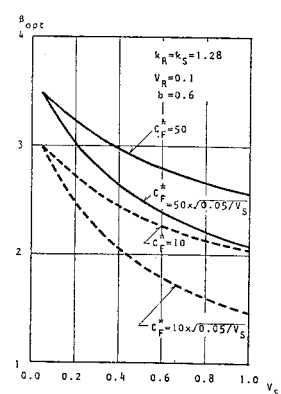


図-3 総費用最小化の原則から求まる最適信頼性指標値 β_{opt} ($C_F^* \propto V_S^{-1/2}$ と $C_F^* = \text{一定}$ の場合の比較)

とんど変わらなかった。

次に、 C_F^* を V_S の値とともに変える場合の β_{opt} を図-3 に示す。比較のため、 C_F^* を一定値としたときの β_{opt} も記してある。予想されるように、 β_{opt} の値は、 C_F^* を一定としたときに比べ、小さく、その差は V_S が大きくなるに従い広がる。

図-4 に示すのは、 V_S 値にかかわらず一定の β 値、 C_F^* を一定にして求まる β_{opt} 値 (図-2)、 C_F^* を V_S とともに変化させたときの β_{opt} 値 (図-3) に対し、式 (14) より求まる安全率 ν (ν_{opt}) である。ここで、 $b=0.6$ 、 $C_F^*=10, 50$ とし、一定値 β としては $V_S=0.05$ における β_{opt} 、すなわち $C_F^*=10$ では 3.0、 $C_F^*=50$ では 3.5 を用いている。横軸は荷重の変動係数 V_S である。 β の値を一定に保つと、安全率 ν は V_S が大きくなるに従いかなり増大するが、 β_{opt} から求まる安全率 ν_{opt} は V_S が大きくなってもさほど大きくはならず、場合によっては安全率は低下傾向を示す。

以上より、総費用最小化の原則に基づくと、作用荷重の変動性が大きい場合、信頼性レベルを相対的に低くにとってよいこと、また安全率は荷重の変動性の大小に対しそれほど差をつける必要のないことが示された。

3. 統計的なばらつき以外の不確定要因を考慮した信頼性レベル・安全率

従来、構造信頼性理論は主として強度、荷重等の不確定要因に関する実験、観測データに基づく確率モデルを採用して、構造物の安全性を評価してきた。しかしながら、安全性はこれらの統計的なばらつき不確定量によってのみ決まるものではなく、他の種々の不確定要因、たとえば設計ミス、にも大きく左右されることは構造物の破壊・事故の歴史が物語っている。

ここでは、上に述べたような実験、観測等によってはそのメカニズムがつかめない、あるいはつかみにくい不確定要因の存在が構造物の信頼性に及ぼす影響を、単純化された確率モデルを導入して調べる。

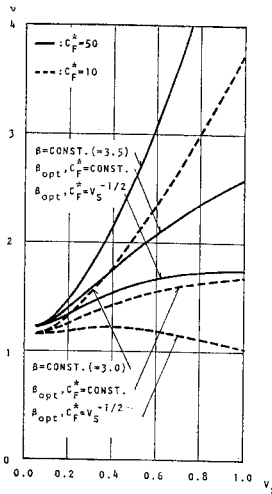


図-4 総費用最小化の原則より求まる最適安全率 ν_{opt} と β = 一定としたときの安全率 ν

(1) 構造物の破壊・事故調査例

実在構造物の破壊例、特に明らかに過失に基づく事故と思われる場合は隠ぺいされやすく、その全数を調査することは不可能である。最近、破壊・事故例の原因調査をまとめた論文がいくつか発表されている^{16)~18)}。

Smith¹⁶⁾ はコンクリート橋も含め、橋梁破壊例 143 の原因を分析し、(i) 設計・施工等による—14%、(ii) 脆性破壊・疲労等による—17%、(iii) 風や地震等の原因による荷重超過—13%、(iv) 船舶の衝突や洪水による基礎の移動—56%、という結果を得た。原因 (iii) はそのうちすべてではないが、荷重の統計的ばらつきによるものと考えてもよいであろう。これが主原因となった例が比較的少ないことは注目し得る点である。人為的ミス、知識不足などが主原因となった事故例と、統計的ばらつきによる事故例の比 a を、この結果から概算することは難しいが、(i)、(ii) を前者、(iii) を後者とし、(iv) を除外すると $a=2.4$ 、(iv) を後者として勘定すれば $a=0.4$ 、すなわち $a=0.4\sim 2.4$ という数値を得る。

Blockley¹⁷⁾ は 23 個の橋梁事故例の要因分析を行い、設計・施工ミスが卓越し、設計の時点では知られていなかった材料特性、構造挙動による要因もかなりの割合を占めること、強度不足、過大荷重による割合は低いことを明らかにしている。

構造設計規準で、いわゆる強度や荷重の統計的ばらつきに対する安全性の確保のみならず、その他の不確定要因、すなわち人為的要因、知識不足の要因等に対しても安全性を確保すべきであるかどうかについては議論の分かれるところであろう。現行の設計規準における安全率は豊富な経験の蓄積のうえに決められてきたものだけに、重大かつ非常識な過失や手抜きは論外として後者の要因に対する安全性余裕という意図も含まれていると考えられる¹⁹⁾。また、厳しい自然環境下に数十年も置かれ、その破壊が社会的に大きく影響する土木構造物の設計においては、ある程度これらの要因も安全性照査の段階で考慮されてしかるべきであろう。

(2) 確率モデル

ここでは、構造物の安全性にかかわる設計時のミス、あるいは構造物の予想し得ない挙動などを総称して未知的要因とよぶことにする。この未知的要因のメカニズムは複雑多岐にわたり、それを確率モデルで表現するにはあまりに資料不足であり、またモデル化自体が本質的に不可能という側面もある。

そこで本研究では、未知的要因の信頼性に及ぼす影響を定性的にみるという意図のもとに、以下に説明するきわめて単純化したモデルを用いることにする。

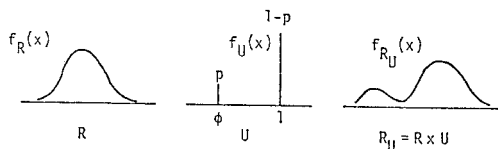


図-5 未知的要因を考慮した強度低下モデル
(R: ランダムな強度; U: 未知的要因;
RU: 未知的要因を考慮した強度)

構造物が本来有すべき強度を R としたとき、未知的要因のために、実際の強度が R_U になり、その R_U は

$$R_U = R \times U \dots\dots\dots (15)$$

で与えられるとする。ここで U は確率量で、その確率密度関数は

$$f_U(x) = p\delta(x-\phi) + (1-p)\delta(x-1) \dots\dots (16)$$

とする。ここで $\delta(\cdot)$ は Dirac のデルタ関数である。式 (15), (16) で規定される確率モデルは、未知的要因 U が確率 p で発生し、そのとき強度 R は $(1-\phi)R$ だけ低下すると考えるのである (図-5)。

この強度低下モデルはなんら具体的な検証なしに導入されたものであるが、直観的には受け入れやすく、すでに文献 (12), (13), (20) で用いられている。なお、本来は未知的要因を個別的に考慮したモデルが望ましいわけであるが、そのモデルの同定の困難さを考え、あえてここでは単純化されたモデルを用いた。また未知的要因のため、本来の強度 R を大きく上回る場合も想定し得るが、それが全体の破壊確率に及ぼす影響は小さいと考えられるので除外する。

式 (15), (16) より R_U の確率密度関数は

$$f_{R_U}(x) = p \frac{1}{\phi} f_R\left(\frac{x}{\phi}\right) + (1-p) f_R(x) \dots\dots (17)$$

である。ここで $f_R(x)$ は R の確率密度関数、 ϕ は強度低下率、 R, S が対数正規分布に従うとすると、未知的要因を考慮した場合の破壊確率 P_{F^*} は

$$P_{F^*} = \text{Prob}[R_U < S] = p P_{F_U} + (1-p) P_{F_n} \dots\dots\dots (18)$$

ここで

$$P_{F_U} = \Phi\left(-\beta_n - \frac{\ln \phi}{\sqrt{\ln\{(1+V_R^2)(1+V_S^2)\}}}\right) \dots\dots\dots (19)$$

$$P_{F_n} = \Phi(-\beta_n) \dots\dots\dots (20)$$

である。式 (19), (20) の β_n は式 (5) の β と同じ定義であるが、見掛け上 (計算上) の信頼性指標ということで添字 n を付す。 P_{F_U} は未知的要因が生じたときの破壊確率であり、 P_{F_n} は計算上の破壊確率注4) である。

注4) notional probability of failure あるいは、operational probability of failure のことである。

式 (18) の P_{F^*} は未知要因発生率 p と強度低下率 ϕ が与えられれば計算できる。

a) パラメーター p と ϕ の値

まず第1に、 p と ϕ の現実的な値の範囲を過去の事故例から、やや強引であるが推定を試みる。

いま、すべての構造物が信頼性レベル β_n を目標値として設計されているとする。また、発生率 p 、強度低下率 ϕ を有する不確定要因 U もあるとする。このとき、未知的要因が生じたための破壊事故数と強度、荷重のランダム性による破壊事故数との比 a は式 (18) より

$$a = \frac{p P_{F_U}}{(1-p) P_{F_n}} \dots\dots\dots (21)$$

となる。 a の値は、(1) の Smith の例からおよそ 0.4 ~ 2.4 であった。

ところで、供用期間内での土木構造物の、強度、荷重の統計的ばらつきによる破壊確率は 10^{-4} ~ 10^{-6} 程度といわれているが²¹⁾、実際の破壊確率は1オーダーかそれ以上高いとみる技術者、研究者は多い^{12), 13), 22)}。このことを勧察し、 a の値としては

$$a = 0.25 \sim 10.0$$

を用いることにする。

$V_R = 0.1, V_S = 0.2, \beta_n = 3.0$ のもとで $a = 0.25 \sim 10.0$ に対応する p と ϕ の関係を求めた結果を図-6 に示す。たとえば $\phi = 0.7$ とすれば、 p の変動範囲は $4.1 \times 10^{-3} \sim 1.4 \times 10^{-1}$ となる (図の網目部分参照)。

(3) 数値計算例

図-7 は、計算上の信頼性指標 β_n を 3.0 ($P_{F_n} = 1.35 \times 10^{-3}$)、 $\phi = 0.7$ 、 $p = 4.1 \times 10^{-3} \sim 1.4 \times 10^{-1}$ としたときの、未知的要因による寄与を含んだ破壊確率 P_{F^*} を式 (18) により求めた結果である。 P_{F^*} の値は、荷重の変動性が小さい場合ほど大きい。逆に、荷重の変動性が大きい場合ほど、 P_{F^*} は未知的要因の影響をほとんど受けないことを図-7 は明らかにしている。信頼性を一定

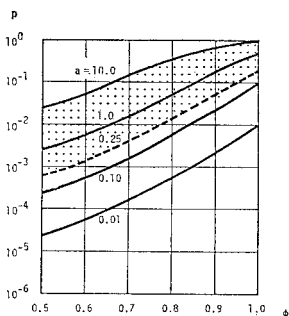


図-6 未知的要因の発生確率 p と強度低下率 ϕ の関係 (網目部分は $a = 0.25 \sim 10.0$ に対応する p と ϕ の範囲)

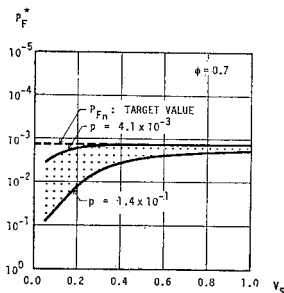


図-7 目標信頼性レベル $\beta_n = 3.0$ ($P_{F_n} = 1.35 \times 10^{-3}$) に対して実際に達成される破壊確率 P_{F^*}

に保とうとしたとき、未知的要因が存在するとすれば、結果的には変動性が小さい荷重が支配的である構造物ほど未知的要因に対する安全性余裕が少なく、信頼性レベルを落とすことになる。

図-8 は、逆に未知的要因を考慮したうえでの破壊確率 $P_F^*=1.35 \times 10^{-3}$ ($\beta^*=-\phi^{-1}(1.35 \times 10^{-3})=3.0$) を達成するのに必要な計算上の信頼性指標 β_n の値を示したものである。図-7 から予想されるように、変動性の小さい荷重が支配的となる場合ほど、 β_n の値を大きくすべきであることがわかる。

図-9 は、 $P_F^*=1.35 \times 10^{-3}$ を満たす β_n (図-8) から式 (14) を用いて求めた計算上 (見掛け上) の安全率 ν_n と、一律に $\beta=3.0$ としたときの安全率 ν を比較のために示したものである。 p の値によって ν_n の値はかなり異なるが、 $\beta=3.0$ に対する ν と比較すると、 V_S

が小さい領域 ($V_S=0.05 \sim 0.2$) では V_S に対する変化が鈍くなっている。

4. 総費用最小化と未知的要因を考慮した場合の最適信頼性レベル・安全率

2. では総費用にのみ着目し、破壊確率としては未知的要因を考慮せずに解析を行い、3. では費用に対する配慮は払わなかった。

ここでは、未知的要因を考慮した破壊確率を用い、総費用最小化の原則を適用して、見掛け上の最適信頼性レベル $\beta_{n,opt}$ あるいは安全率 $\nu_{n,opt}$ を求め、荷重の変動性に依じてこれらがどのように変わるかを示す。具体的には、3.(2) の定式化において、破壊確率として式 (3) の代わりに式 (18) の P_F^* を適用する。

$V_R=0.1$, 初期建設費用の増加率 $b=0.6$, $\phi=0.7$, $p=4.1 \times 10^{-3} \sim 1.4 \times 10^{-1}$ としたとき、総費用 C_T を最小にする $\beta_{n,opt}$ の値を図-10 に示す。同図 (a), (b) はそれぞれ $C_F^*=50, 10$ とした場合で、 C_F^* としては図-3 と同様、2つのモデル ($C_F^*=一定, \propto 1/\sqrt{V_S}$) を採用している。図-11 (a), (b) には、図-10 (a), (b) における $\beta_{n,opt}$ に対応する安全率 $\nu_{n,opt}$ (式 (14)) を示す。

図-10 (a), (b) の $\beta_{n,opt}$ は、図-3 の同一ケースの β_{opt} に比べて、大きくなっており、その傾向は、 V_S の値が小さい場合ほど顕著である。これは未知的要因による破壊確率を考慮しているためである。また、図-11

図-8 未知的要因を考慮したとき、破壊確率 $P_F^*=1.35 \times 10^{-3}$ ($\beta=3.0$) を達成するために必要な計算上の信頼性指標値 ($\phi=0.7$; $p=4.1 \times 10^{-3} \sim 1.4 \times 10^{-1}$)

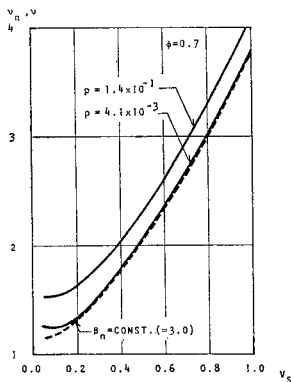
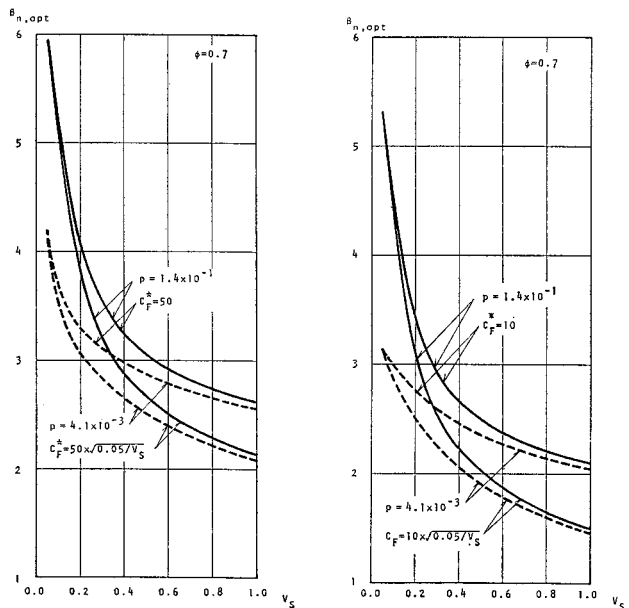
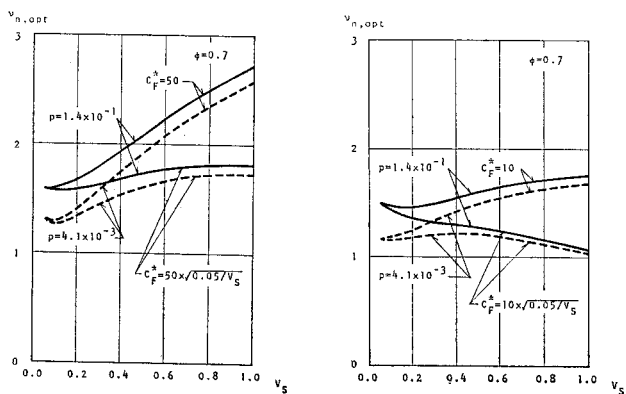


図-9 未知的要因を考慮したとき、破壊確率 $P_F^*=1.35 \times 10^{-3}$ ($\beta=3.0$) を達成するために必要な安全率 ν_n



(a) $\beta_{n,opt}$ ($C_F^*=50, 50 \times \sqrt{0.05/V_S}$) (b) $\beta_{n,opt}$ ($C_F^*=10, 10 \times \sqrt{0.05/V_S}$)

図-10 未知的要因を考慮したときの最適信頼性指標値



(a) $\nu_{n,opt}$ ($C_F^* = 50, 50 \times \sqrt{0.05/V_S}$) (b) $\nu_{n,opt}$ ($C_F^* = 10, 10 \times \sqrt{0.05/V_S}$)

図11 未知的要因を考慮したときの最適安全率

(a), (b) は、荷重の変動係数 V_S の変化に対応する安全率 $\nu_{n,opt}$ の変化が緩やかであり、場合によっては V_S が大きくなるに従い安全率を小さくすることが適切であることを示している。また、実際の荷重^{注5)}の変動係数の範囲 $V_S = 0.05 \sim 0.30$ ではいずれの場合も、安全率 $\nu_{n,opt}$ はほぼ一樣な値となっている。

5. まとめ

構造設計規準策定において設定されるべき信頼性レベル、安全率に関し、荷重の変動性に注目して考究した。その結果、作用荷重の変動性の大小にかかわらず信頼性レベルを一定に保つことは、経済的側面からも、そして未知的要因に対する配慮という点からも適切とはいえないことが示された。具体的には、変動性の小さい荷重により決まる構造物ほど信頼性レベルを高くしておくことが考えられてよいということである。また、安全率に関していえば、荷重の変動性に差があっても安全率（荷重係数）自体にはさほど差を設けなくてよいという結果を得た。

したがって、信頼性理論に基づく新しい設計規準策定において、現行規準の達成している平均的信頼性レベルに照準をあててキャリブレーションを行う現在の方法にはやや疑問が残る。また、本研究で得た結果は現行設計における信頼性レベルと傾向的には一致するものである。しかし、ここで用いたモデルそのもの、あるいはそのパラメーター値の同定に関しては十分なものではなく、今後の検討課題である。さらに、多くの部材によって構成される構造物において最適信頼性レベルは種々の理由から部材部材によって変わってくるべきもので、単に作用荷重の変動性によってのみ決まるものではない。

注5) ただし、地震荷重を除く。地震荷重の変動係数は大きく、1を越える場合もある。

この点に関しても検討を重ねていきたい。

実際に、設計規準の安全性照査式の安全率（安全係数）を決めるにあたっては、現在のところ工学的判断に頼らざるを得ない部分も多いが、本研究での考え方、結果がいくぶんかの情報を与えることを期待するとともに、より合理的な設計規準策定のための議論の種となれば幸いである。

なお、本研究の一部は文部省科学研究費によるものである。

参考文献

- 1) Ellingwood, E., T.V. Galambos, J.G. Mac Gregor and C.A. Cornell: Development of a Probability-Based Load Criterion for American National Standard A 58-Building Code Requirements for Minimum Design Loads in Buildings and Other Structures, U.S. Dept. of Commerce, SP-577, pp. 1~222, June, 1980.
- 2) Nordic Committee on Building Regulations: Recommendation for Loading- and Safety Regulations for Structural Design, NKB-Report No. 36, pp. 1~65, Nov., 1978.
- 3) 木下・伊藤・藤野: 信頼性アプローチによる鋼道路橋の荷重係数の評価, 第33回土木学会年次学術講演会講演概要集, I-150, pp. 286~287, 1978年9月.
- 4) 関口宏二・亀田弘行: 信頼性評価に基づく耐震構造設計法とキャリブレーションの定式化, 第36回土木学会年次学術講演会講演概要集, I-215, pp. 429~430, 1981年10月.
- 5) Rackwitz, R.: First-Order Reliability Concepts for Design Codes, Part II; Practical Probabilistic Approach to Design, Bulletin D' Information N° 112, pp. 1~72, July, 1976.
- 6) Turkstra, C.J.: Theory of Structural Design Decisions, Solid Mech. Division, Univ. of Waterloo, SM Study, No. 2, pp. 1~124, 1970.
- 7) Lind, N.C. and E. Basler: Safety Level Decisions, State-of-the-Art Report No. 3, Technical Committee No. 10; Structural Safety and Probabilistic Methods ASCE-IABSE Joint Committee on Planning and Design of Tall Buildings, Int'l Conf. Preprints, Vol. 1 b-10, Lehigh Univ., pp. 53~64, Aug., 1972.
- 8) Rosenblueth, E.: Towards Optimum Design Through Building Codes, Proc. of ASCE, Jour. of the Structural Division, Vol. 102, No. ST 3, pp. 591~607, March, 1976.
- 9) 高岡宣善: 構造物の設計・安全性, 土木学会誌, Vol. 61, No. 3, pp. 33~40, 1976年3月.
- 10) 藤野・伊藤・木下: 現行道路橋設計の信頼性レベルに関する一考察, 第32回土木学会年次学術講演会講演概要集, I-161, pp. 302~303, 1977年9月.
- 11) Knoll, F.: Commentary on the Basic Philosophy and Recent Development of Safety Margins, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 3, No. 3, pp. 409~416, 1976.
- 12) Rackwitz, R.: Some Notes on Structural Reliability, Technical Report, No. 96, München Inst. of Technology, pp. 24~35, 1977.

- 13) Nowak, A.S. : Effect of Human Error on Structural Safety, ACI Journal, pp. 959~972, Sept., 1979.
- 14) 林 孖山 : 安全性照査からみた橋梁設計規準の考察, 東京大学大学院修士論文, pp. 1~100, 1980年3月.
- 15) Lind, N.C. : Approximate Analysis and Economics of Structures, Proc. of ASCE, Jour. of the Structural Division, Vol. 102, No. ST 6, pp. 1177~1196, June, 1977.
- 16) Smith, D.W. : Bridge Failures, Proc. of ICE, Vol. 60, Part 1, pp. 367~382, Aug., 1976.
- 17) Blockley, D.I. : Analysis of Structural Failures, Proc. of ICE, Part 1, Vol. 62, pp. 51~74, Feb., 1977.
- 18) Sibly, P.G. and Walker, A.C. : Structural Accidents and Their Causes, Proc. of ICE, Vol. 62, Part 1, pp. 191~208, May, 1977.
- 19) 藤野陽三・長谷川彰夫 : 安全率の考え方, 土木学会誌, Vol. 65, No. 10, pp. 39~44, 1980年9月.
- 20) Fujino, Y. and A.S. Nowak : Discussions to Ref. 11, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 4, 1977.
- 21) 伊藤 学・尾坂芳夫 : 設計論, 土木工学大系, 15巻, 4章, 彰国社, 1980.
- 22) Brown, C.B. : A Fuzzy Safety Measure, Proc. of ASCE, Jour. of the Engrg. Mech. Division, Vol. 105, No. EM 3, pp. 855~871, June, 1979.

(1981.11.27・受付)
