

東京大学地震研究所 正員 藤野 陽三
 東京大学 工学部 正員 伊藤 学
 東京大学 大学院 O学生員 木下 誠也

1 はじめに 構造設計手法は従来の許容応力度設計(ASD)に代わって、限界状態設計法を組み合わせて、個々の強度、荷重に安全係数をかける荷重係数設計法(LFD)、またはほぼ等価な設計法が設計規準の中に組み入れられる方向にある。この設計法は各変数(強度、荷重)の統計的特性に応じた係数を課することが出来るという点でより自由度が大きいものといえる。¹⁾

ある与えられた目的(例えば、重量、信頼性レベル)を達成するように、個々の安全係数の値を選らぶことをキャリブレーション(code calibration)という。確率論を基盤とする設計法を認めた上で、目標とする信頼性レベルを与え、係数値を決めていくキャリブレーションが合理的であろう。このような方法により、主として建築構造物ではあるが、欧米では設計法の初行作業が進められている。^{2) 3)} 目標とする信頼性レベルは現行設計の信頼性解析により求められたものに工学的、社会経済的判断を加味した形で決めるのが望ましいであろう。

本報告では、鋼道路橋LFDのキャリブレーションを念頭に置いて、まず現行ASDの信頼性レベルを安全性指標 β (Safety Index)で表わし、スパンに応じて求める。次にキャリブレーションにおける目標とする信頼性レベルの決め方について、信頼性理論および破壊を考えたコストの最小化の2つの立場から考察する。

2 現行ASDの信頼性レベル ここではスパン20m以上の2車線幅6mの鋼橋を対象とする。安全性指標は

$$\beta = \ln(\bar{R}/\bar{S}) / \sqrt{V_R^2 + V_S^2} \quad (1)$$

で定義する。ここで R, S は強度、荷重作用、 $\bar{}$ は平均、 V は変動係数を意味する。限界状態を弾性限界として、主荷重である設計死荷、衝撃荷重 D^*, L^*, I^* をして安全率 p によりASDによる公称強度 R^* は $R^* = p(D^* + L^* + I^*)$ となる。ここで現行設計の安全率 p は1.7程度であるといえよう。 L^* は L -20荷重として求められ、 I^* はスパン l (m)に対し、 $I^* = 20L^*/50 + l$ で与えられる。また $\bar{R} = V_R R^*$ で与えられ、ここでは $V_L = 1.2, V_R = 0.15$ とする。スパン l に対する D^* と L^* の比は表-1のようになる。以上により $\bar{R}$ が求められる。荷重作用 S は $S = TE$ の形をとるものとする。 T は全荷重、 E は荷重解析に伴う誤差を示す。衝撃を考慮しても通常走行時の活荷重は渋滞時のより小さいから、 T は死荷重 D と渋滞時活荷重 L の和で表わせる。 $E = 1.0, V_E = 0.05, V_D = V_L = 1.0, V_L = 0.05$ とする。渋滞時活荷重については建設省土木研究所による

調査がある。⁴⁾ それによれば $V_L = L/L^*$ は0.6前後であるが、橋の供用期間が最低数十年に及ぶことを考えて、 $V_L = 1.0$ とする。 V_L についてはその調査によれば予想に反し、スパンに拘らず0.3程度である。確率論的に考えると V_L はおよそスパンの $1/2$ 乗に比例して減少する筈である。ここでは $V_L = 0.30, 0.30 \sqrt{20/l}$ の2つの値を採用した。恐らくはこの中間の値を実際はとるものと思われる。

以上の統計値、式(1)により β を計算したのが図-1である。 V_L のとり方によりかなり違、た値になるが、どちらにしても現行設計は長いスパンの橋に対してより大きな安全性をもたしていることが分る。

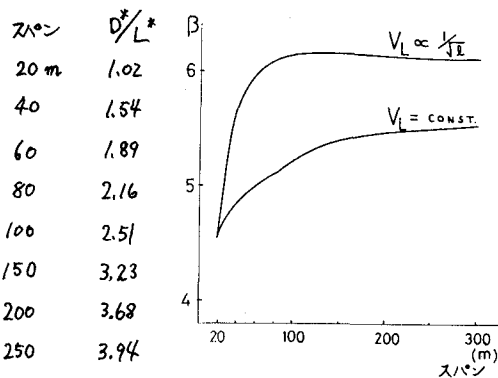


表1 死荷重・活荷重比

図1 現行の鋼道路橋の安全性指標 β

3 目標とすべき信頼性レベルについて キャリブレーションに際し、目標とする信頼性レベルは図-1を土台とし、工学的判断を加味して行なわれることになるが、ここでは理論的アプローチによる2つの決め方を述べる。

3.1 直列モデル 橋梁構造は形式によって異なるが、一般に板、柱要素が継手によって複雑に結合しており、信頼性解析のためのモデル化が非常に難しい。ただ橋のような線状構造物の場合、各断面を同じ信頼性で設計したら構造系全体の信頼性は長くなるに従って落ちてくるであろう。ここでは単純に考えて図-2に示すような直列モデルが当てはまり、橋全体の信頼性はスパンのべき乗に比例するとする。スパンによらず信頼性が一定となるためにはスパン l の橋の主要部材は安全性指標

$$\beta' = -\Phi^{-1}\left\{1 - (1 - \Phi(\beta_u))^{l_u/l}\right\} \tag{2}$$

で設計されなければならない。ここで R/S は対数正規分布をなすものとする。 $\Phi(\cdot)$ は標準正規分布関数、 β_u はある基準とするスパン l_u の橋の有すべき安全性指標である。 $l_u=20m$ とし、いろいろな β_u に対して式(2)より β' を求めたのが図-3である。 β' はスパンが長くなるに従い、ゆるやかに増大する。

3.2 コストの最小化 構造物の全コスト C_T は建設費 C_E と破壊確率 P_F 、そして破壊コスト C_F により

$$C_T = C_E + P_F C_F \tag{3}$$

と表わせる。また C_E はスパンと安全率 p の関数として、近似的に

$$C_E = (a l + b) \cdot l \cdot (a' + b' p) \tag{4}$$

と表わせよう。ここで a, b, a', b' は定数。 $C_F = C_F(l)$ とする。スパン l_u の橋に対して β_u が C_T を最小化しているとする。 $\partial P_F / \partial \beta$ が $0.15 e^{0.15 \beta}$ 、 P_F が $1 - \Phi(\beta) / l_u$ と近似的に与えられることを使って、安全性指標

$$\beta_1'' = -0.15 + \sqrt{(\beta_u + 0.15)^2 + 2 \ln\{(a+b/l_u)/(a+b/l)\}} \quad (C_F \propto l \text{ のとき})$$

$$\beta_2'' = -0.15 + \sqrt{(\beta_u + 0.15)^2 + 2 \ln\{b/l_u + b/l_u^2\}/(a/l + b/l^2)\}} \quad (C_F \propto l^2 \text{ のとき})$$

がスパン l の橋の全コスト C_T を最小化する。 $a=6\%$ 、 $b=1\%$ ⁵⁾とし、 $l_u=20m$ と置き、いろいろな β_u に対する β_1'', β_2'' を図-4に示す。 C_F の評価により目標とするべき安全性指標は大きく変わる。スパンが長くなれば β の重要度も一段と増すであろうから、 $C_F \propto l^2$ 即ち β_2'' を選ぶのが妥当かもしれない。

最後に、現行設計による β 、そしてスパン $20m$ のときの β を β_u としておまる $\beta', \beta_1'', \beta_2''$ を図-5に示す。スパン $20m$ のときの $\beta=\beta_u$ と認めると、現行設計は長スパン橋に対し安全側すぎるように見える。キャリブレーションに際しては両者ほぼ一致する β_1'', β_2'' を目標とする安全性指標と決めるのが合理的と思われる。

4 参考文献 1. 伊藤“安全性の規範”土木学会誌, 1976, 9月号。2. Galambos, Ravindra “Proposed Criteria for Load and Resistance Factor Design of Steel Building Structures” Res. Report. Washington Univ. 1976 May. 3. FUJINO, LIND, NOWAK, “Risk Analysis Procedures” Res. Report, Univ. of Waterloo, 1977 March. 4. 国広, 朝倉, “自動車荷重の実態からみた道路橋構設計荷重”土木研究所資料 1973, 4月号, 5. 松本嘉司, “土木構造設計”, 丸善, 1976

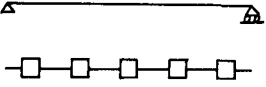


図-2: 直列信頼性モデル

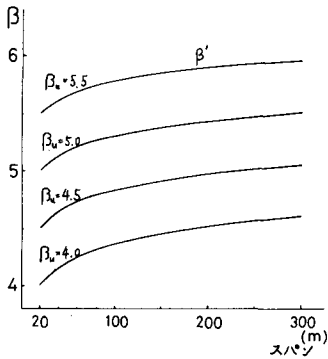


図3 直列モデルによる
目標とする安全性指標 β'

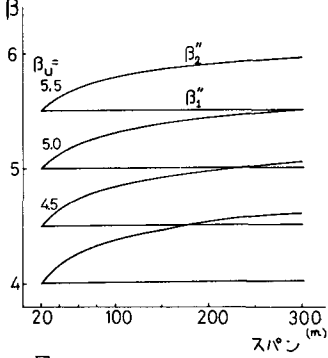


図4 コスト最小化による
目標とする安全性指標 β_1'', β_2''

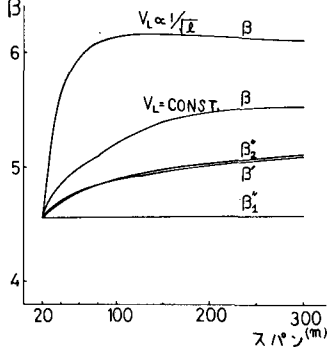


図5 安全性指標の比較