

(17) 組合せ荷重モデルに基づく鋼道路橋の荷重係数の確率論的評価

京都大学工学部 山田 善一 京都大学工学部 家村 浩和
京都大学工学部 野田 茂 京都大学大学院 伊津野和行

1. 緒 言

土木構造物の安全性を考えた場合、荷重を正しく評価することは非常に重要である。そこで、確率理論や計算手段の発展とあいまって、荷重のもつ不確定性を確率論的に表現しようという動きが活発になってきた。^{1), 2)}しかし、荷重は多種多様であるし、発生原因が同じでも、構造物に作用する効果としては地域的・時間的要因によってまったく異なってくることも多い。それに加えて、もともとなるデータの絶対量が少ないということもあり、荷重の評価は現在もなかなかむずかしい問題である。

では、どのようなデータが必要だろうか。それを考えるために、まず、時間的に変動する荷重を、いくつかのパラメーターによって特徴づける。例えば、強度や継続時間などである。そしてこれらを適宜変化させることによって、構造物の安全性にどのような影響を与えるか検討してみることも興味深いものと考えられる。

また、日本でも近い将来、極限設計法に移行することが期待されている。そのためにはどのような荷重係数を与えるのが合理的かということについても研究を積み重ねていくことが必要であろう。特に荷重係数の決定に当たって、荷重パラメーターの変化が安全性に与える影響を知っておくことは非常に重要だと考えられる。

本研究では、鋼道路橋を対象として、Wen の手法を用いて組合せ荷重の最大値の確率分布を評価する。次に、荷重パラメーターの変化に対する構造物の安全性の変化を、Rackwitz が提案した確率変数の分布形を考慮した安全性指標 β によって評価し、荷重係数の決定に関して基礎的な考察を行った。特に、死荷重と活荷重の組合せに対する鋼道路橋の安全性について議論を進めた。なお、雪荷重の組合せに関しても若干の考察をしている。

2. 安全性をどのように評価するか

2. 1 荷重のモデル化

本研究では、道路橋に作用するさまざまな荷重のうち、死荷重と活荷重（および雪荷重）を考えた。工学的に重要な荷重レベルを考えると、ある程度大きな荷重のみが関係するであろうから、あるレベル以下の荷重は無視し、それ以上となる荷重のみが構造物に作用することを想定する。なお、繰り返し荷重による疲労はここでは考慮しない。また、荷重そのものを取り扱うより、構造物の抵抗強度と同じ次元をもつ荷重効果（例えば最大曲げモーメント）で考えた方が便利である。よって以後、荷重効果を用いて議論を進めていく。ただし、荷重から荷重効果への変換は線形的であると仮定する。

実現象としての荷重のモデル化を、荷重効果のマクロタイムの動きとしてとらえると、組合せ荷重の解析には、Fig. 1 のようなポアソン再帰過程としての確率過程が利用できる。³⁾

同図から、荷重パルスの到着はポアソン再帰点過程に従い、各到着間が 1 つの事象である。ある到

着点でこの過程が0でない値をもてばパルスが発生したことになる、そのパルスは、次の点が到着するまで有限の継続時間をもつ。逆に0という値をとれば、次の到着点までパルスは発生しないと考える。再帰点過程の到着率を ν_f 、各到着点でこの過程が0でない値をもつ確率を q 、0となる確率を p とする。パルスの到着率 ν は $\nu = \nu_f \cdot q$ で表わされる。パルスの継続時間は、平均値が $\mu_d = 1/\nu_f$ となる指数分布に従うことになる。パルスの形状としては矩形を考える。

ここで、パルスの強度を表わすパラメーターは以下のように設定する。任意時間におけるパルスの強度値の確率密度関数 $\hat{f}_s(s)$ は次のようになる。

$$\hat{f}_s(s) = p\delta(s) + qf_s(s) \quad \dots\dots\dots (1)$$

ただし、 $f_s(s)$ はパルスが発生したときの条件付確率分布、 $\delta(\cdot)$ はDiracのデルタ関数である。さらに、 $f_s(s)$ については、1) μ_x ：平均値、2) σ_x ：標準偏差、3)分布形、の3つで規定することにする。

結局、ポアソン再帰過程として荷重をモデル化するのに必要なパラメーターは、1) ν_f ：再帰点過程の到着率、2) q ：各到着点における荷重発生確率、3) f_s ：荷重が発生したときの荷重強度の条件付確率分布、である。

ポアソン再帰過程は、各パルスが独立で同一の分布形を有する荷重パターンであるので、1つの荷重が作用し終わる前に他の荷重が作用し始めるという物理的に不可能な状態を避けることができる。

2. 2 荷重のパラメーター

本研究では、 ν_f 、 q 、 f_s のパラメーターを変化させることによって、安全性がどのように変化するかについて解析を実施した。具体的には以下の規範に従っている。

(1)継続時間の変化

前述したように、継続時間の平均値は $\mu_d = 1/\nu_f$ で表わされるので、 ν_f を変えることによって、継続時間の変化による影響を解析することができる。

(2)発生率の変化

荷重の発生率 ν は $\nu = \nu_f \cdot q$ であるから、 ν_f を固定して q を変化させた場合について解析を行なう。

(3)荷重強度の変化

変動係数は一定とし、平均値 μ_x の変化を考えた。

2. 3 荷重の組合せ

荷重の組合せを考えるに当たって、まず、荷重効果は線形的に加減されるものと仮定する。そして、組合せ荷重の最大値の確率分布は、Wenの手法(The Load Coincidence Method)⁴⁾で求める。この手法を選んだ理由としては、シミュレーションとの適合性がよいことなどのほかに、Level III⁵⁾の破壊確率の計算に発展させることが容易な点に注目した。

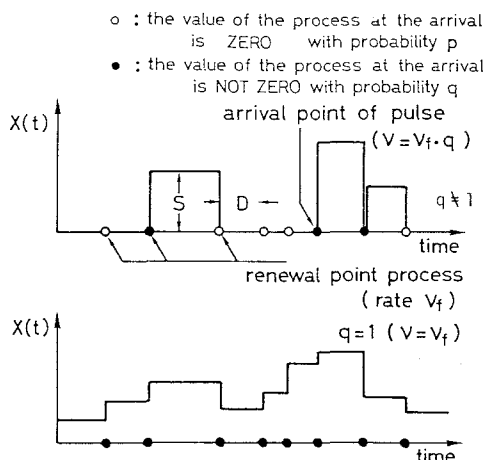


Fig.1 Load Model : Renewal Pulse Process

Wen によって提案されたこの手法は、荷重をポアソン再帰過程でモデル化し、構造物の信頼性を次式で表わすものである。

$$1 - P_r \simeq \exp \left(- \sum_{i=1}^n \nu_i P_i T - \sum_{\substack{i=1 \\ i \neq j}}^n \sum_{j=1}^n \nu_{ij} P_{ij} T \right) \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここで、 P_r ：組合せ荷重がレベル r を超過する確率、 ν_i, ν_{ij} ：各々、荷重 i の発生率、荷重 i と荷重 j の同時発生率、 P_i, P_{ij} ：各々、荷重 i が発生してレベル r を超えない確率、荷重 i と荷重 j が同時発生してレベル r を超えない確率、 n ：荷重数、 T ：耐用年間。

限界状態は、レベル r を超過することによって発生すると考えると、上式の P_i, P_{ij} は、

$$P_i = 1 - F_i(r), \quad P_{ij} = 1 - \int_{-\infty}^{\infty} F_i(r - x) f_j(x) dx$$

と表現できる。ここで、 F_i ：荷重 i の確率分布関数、 f_j ：荷重 j の確率密度関数。

2. 4 安全性指標

安全性をはかる尺度として安全性指標 β を用いる。 β としては、主に計算の容易さから Hasofer-Lind 型⁶⁾の、 $\beta = (\bar{R} - \bar{Q}) / \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2}$ を採用した。ここで、 $\bar{R}, \bar{Q}$ ：各々、抵抗と荷重効果の平均値、 σ_R, σ_Q ：各々、抵抗と荷重効果の標準偏差である。

β の計算には Advanced Second Moment Method^{2), 6), 7)} を利用した。これは、確率変数を平均値と分散だけで特徴づけようという考えに基づいた 2 次モーメント法をさらに発展させたものである。

手順としては、抵抗と荷重よりなる n 個の確率変数 x_i (平均値 μ_{x_i} と標準偏差 σ_{x_i}) に対して、まず破壊を $g(x_1, x_2, \dots, x_n) < 0$ で表現し、 $g(x_1, x_2, \dots, x_n) = 0$ (3) を限界状態とする。そして、変数 x_i を次のように標準化する。

$$X_i = \frac{x_i - \sigma_{x_i}}{\mu_{x_i}} \quad \dots\dots\dots (4)$$

X_i に関する限界状態の式 $g(X_1, X_2, \dots, X_n) = 0$, すなわち破壊面と原点との最短距離を β と定義する。最短距離を与える点 (破壊点) を捜すため、破壊面上のいくつかの点 (Checking Point) X_i^* を次々と変え、繰り返し計算を実施する。この手法は、平均値で式(3)を近似する Mean Value Method と比較して、精度や不変性という面で非常にすぐれている。⁶⁾なお、本研究では、構造物の強度 R と組合せ荷重の効果 Q から、限界状態の式として $g = R - Q = 0$ を考えた。

また、荷重の分布形の影響も考慮に入れることにした。つまり、Checking Point X_i^* において非正規分布を正規分布で近似することによって分布形の影響を考慮するのである。具体的には、その点 X_i^* における確率分布関数 (C. D. F.) と確率密度関数 (P. D. F.) が正規分布の C. D. F. と P. D. F. に等しくなるように、等価な平均値 $\bar{X}_i^N$ と標準偏差 $\sigma_{X_i^N}$ を次式のように計算するのである。⁸⁾

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{X_i^N} &= \frac{\phi \{ \Phi^{-1} [F_{X_i} (X_i^*)] \}}{f_{X_i} (X_i^*)} \\ \bar{X}_i^N &= X_i^* - \Phi^{-1} [F_{X_i} (X_i^*)] \sigma_{X_i^N} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (5)$$

ただし、 Φ, ϕ ：標準正規分布の C. D. F. および P. D. F. , F_{X_i}, f_{X_i} ：もとの X_i に関する非正規分布の C. D. F. および P. D. F. 。この際、荷重効果 Q に関するもとの確率分布として、Wen の手法で求めた

組合せ荷重によるレベル r の非超過確率の分布を用いた。

2.5 破壊確率

構造物の安全性を安全性指標で評価する際、それがどのくらい信頼できるのか興味のあるところである。用いられる安全性指標の定義の相違によって、スパン長に対する β の変化の傾向が異なるという報告もある。⁹⁾そこで参考のため、Level III の破壊確率 P_f の計算を次式によって実施した。¹⁰⁾

$$P_f = \int_0^\infty f_R(x) F_Q(x) dx \quad \dots\dots\dots (6)$$

ここで、 f_R ：抵抗強度の P.D.F., F_Q ：組合せ荷重効果の強度の C.D.F.。

F_Q は、Wen の手法を適用することによってすでに求められているので、上式から比較的簡単に破壊確率 P_f を計算することができる。安全性指標 β と破壊確率 P_f の、鋼道路橋におけるスパン長に対する変化の傾向を比較することによって、構造物の安全性をよりの確に判断できるものと推察される。なお、ここでいう破壊確率 P_f は、実際に構造物が破壊する確率でなく、あくまでも理論的な安全性評価の尺度の 1 つである。

3. 安全性に及ぼす荷重パラメーターの影響

計算の対象とした土木構造物としては、スパン 20~300 m の単純桁鋼道路橋（2 車線）を考えた。もっとも基本的な荷重の組合せである死荷重と活荷重の組合せについて考察する。なお荷重効果としては、橋軸方向の最大曲げモーメントを考えている。

3.1 死荷重

道路橋の死荷重には、①構造部材の死荷重と、②その他の部分の死荷重とがある。¹⁾①は力学上必要な部材の死荷重であり、耐用年間を通してその値はほとんど一定であろう。②は道路橋としての機能上必要な部分（舗装、防護柵、地覆、防音壁など）の死荷重であり、これは経時変化することが十分考えられる。しかしながら、死荷重がわずかながらも変動すると考えても、あるいは死荷重は不変だが評価する際誤差があると考えても、安全性指標 β で構造物の信頼性を評価する限りでは影響はない。

死荷重による最大曲げモーメントの公称値を D_n で表わしたとき、その平均値は $\bar{D} = D_n$ 、変動係数は $\delta_D = 0.05$ とした。¹¹⁾ また、舗装の修復などによる死荷重の変動は平均 3 ケ月に 1 回起こるものと仮定する（ $\nu_f = 4$ 回/年、 $q = 1$ ）。さらに、死荷重の強度は正規分布に従うとした。¹²⁾ 耐用年間 50 年間における非超過確率を計算した。

3.2 活荷重

道路橋にかかる活荷重は時間的にも地域的にも変動の大きな荷重であり、取り扱いが非常にむずかしい。ここでは、ラッシュ時や信号待ち、事故などによる車の渋滞が橋の安全性に対して重要な荷重効果を引き起こすと考え、通常のスムーズな流れによる活荷重は無視して解析を行なった。

自動車列荷重実態調査の結果¹³⁾を参考にして、完全渋滞時に対するデータを用い、分布形は第 1 種極値分布とした。^{12), 14)}ここで、1 車線だけが渋滞する通常渋滞時のデータでなく、2 車線とも渋滞する完全渋滞時のデータを採用した理由は、データが約 10 年前のものであることを勘案すると、通常渋滞時のデータを用いたのでは多少危険側の評価となるおそれがあると考えたからである。実際に用いたデータが Table 1 であり、 $\bar{L}/L_0$ は活荷重の平均値の後述する公称値に対する比であり、Cov は変

動係数を表わす。

次に、活荷重の発生率および継続時間について仮定を行なう。¹⁴⁾ 橋の全長にわたる渋滞の発生率はスパンが長いほど小さくなるだろうし、地域的にもその橋が市街地にあるか山間部にあるかで異なるであろう。このようなことを考慮して、ここでは2つのケースを考えた。Case 1としては、スパン20 mの橋で平均1日に2回、300 mの橋で平均1日に1回渋滞が発生し、その間ではスパンの増加に対して発生率の指数的な減少を、Case 2ではCase 1の1/2の発生率を想定した。継続時間は平均1.5時間を仮定した。

Table 1 Statistic Data of Live Load

Span	L/L_n *	COV **
20 m	0.52	0.25
40 m	0.55	0.28
60 m	0.56	0.30
80 m	0.56	0.33
100 m	0.57	0.33
150 m	0.65	0.33
200 m	0.62	0.31
250 m	0.63	0.30
300 m	0.61	0.30

* : Mean to Nominal

** : Coefficient of Variation

公称値 L_n としては、道路橋示方書がスパン300 mのものにまで適用できると仮定して、L-20 荷重（衝撃も含む）¹⁵⁾ による最大曲げモーメントを考えた。さらに、その公称値 L_n と死荷重の公称値 D_n との比（荷重比 ρ_n ）および各スパン別の橋の生起頻度としては、Table 2 の値を用いた。¹⁴⁾

Table 2 Load Ratio and Frequency of Bridges for Each Span

Span	L_n/D_n *	Frequency
20 m	1.26	0.249
40 m	0.80	0.415
60 m	0.63	0.183
80 m	0.53	0.073
100 m	0.45	0.034
150 m	0.34	0.025
200 m	0.29	0.013
250 m	0.27	0.005
300 m	0.25	0.003

* : Load Ratio

各スパンごとに上記の2つのケースについて、Wen の手法によって非超過確率を求めた。なお計算は死荷重の公称値 D_n を1として行なっている。その結果、スパン長が長くなるに従って荷重比 ρ_n が減少し、かつ非超過レベル r の変動も小さくなるので、死荷重と活荷重の組合せを考えた場合、長スパンの橋では活荷重の影響が非常に小さくなることがわかった。

3. 3 死荷重と活荷重の組合せ

死荷重と活荷重の間には別に相関性がなく、独立であると考えられる。このように荷重相互間の従属性を無視すれば、式(2)をそのまま適用することができる。

ここで、活荷重のパラメーターを何種類か想定し、その影響を考えることにした。具体的には活荷重パラメーターの変化として次のような場合を考えた。

(1)継続時間の変化； 平均継続時間が1.5, 2, 3時間の場合。

(2)発生率の変化； 前節で述べた Case 1 と Case 2。

(3)荷重強度の変化； まず、Table 1 に示した値がそのまま平均値となる場合をMと表わす。次にそれより荷重強度が大きいケースとして、Table 1 の値に標準偏差を加え合わせた値が平均値となる場合を想定し、 $M + \sigma$ と表わす。

上記(1)～(3)の組合せを考え、Table 3 に示すように、# 1 を基本ケースとして8つのケースを想定し、数値計算を行なった。

Table 3 に示した# 1 から# 4 までの荷重パラメーター値に対して9ケースのスパン長に応じて、Wen の手法により非超過確率を計算した。死荷重のみ、活荷重のみを単独に考えた場合、非超過確率が90%以上の範囲においてはほぼ直線となる。一方、荷重の組合せを考えると、同一の確率のレベルでわずかに下に凸な曲線となる。この傾向はスパン長が短いほど強い。これは、正規分布に従う死荷重と、第1種極値分布に従う活荷重とを組合せたからである。このことは、また、組合せ荷重による非超過確率が正規分布にも第1種極値分布にも従わないことを示している。スパン長が長くなるほど、

極値確率紙上で、レベル r に対する組合せ荷重の非超過確率の影響が小さく直線的になるのは、荷重比が小さくなっていき、活荷重の影響が小さくなるからだと推察される。

3. 4 抵抗の強度

現行の許容応力度設計法によれば、例えば鋼材 SS41 で、許容応力度が 1400 kg/cm^2 、降伏点応力度が 2400 kg/cm^2 以上 (JIS G 3101) であるから、安全率 p は、 $p=2400/1400=1.7$ であると考えられる。¹⁾

そこで、次式によって、鋼道路橋の抵抗の強度 R の公称値 R_n (抵抗曲げモーメント) を計算することにした。 $R_n = p (D_n + L_n) = 1.7 (D_n + L_n)$ (7)

また、確率変数 R に対して、平均値 $\bar{R} = 1.2 R_n$ 、変動係数 $\delta_R = 0.15$ とし、¹⁴⁾ その確率分布には対数正規分布を仮定した。¹²⁾

3. 5 安全性指標

前述したデータを用いて安全性指標 β を計算した結果が、Fig. 2 である。スパン長によってかなりばらつきのあることがわかる。なお、Table 3 に示した荷重パラメーターの設定値のうち、# 5 と # 7 は # 1 と、# 6 と # 8 は # 3 と、それぞれ同じ計算値となった。つまり、継続時間が変化しても安全性指標は不変ということである。しかし、これは、継続時間が安全性に影響を及ぼさないということではなく、この手法では評価できないということだとも考えられる。継続時間が 1.5 時間から 3 時間となっても、50 年という耐用年間のスケールで考えるとあまり相違がないためかもしれない。また、継続時間の変化はむしろ疲労という現象に影響が大きいのではないかと推察される。

次に、Table 3 における # 1 と # 3、# 2 と # 4 の解析結果を相互比較することによって、活荷重の発生率の違い (Case 1 と Case 2) による安全性の相違について考察する。発生率の違いによる安全性指標 β の差はスパン長に応じてまちまちであるが、それほど大きな変化はない。スパン長によっても安全性指標にかなりばらつきがあることを考えると、荷重強度が増加しない限り、ある程度渋滞回数が増加してもあまり大きな影響を及ぼさないと考えていいであろう。一方、荷重強度が M から $M + \sigma$ に増加し、かつ渋滞回数が Case 2 から Case 1 のように増えると、# 2 の場合のように β がかなり小さくなり、言い換えれば破壊する確率が大きくなって、構造物はかなり危険となる。

それでは、# 1 と # 2、# 3 と # 4 を比較して、荷重強度の影響を検討してみよう。この場合かなりの相違がみられる。スパン長によっては β が 1 ぐらい違っている。かなり安全性に差があることになる。荷重強度に及ぼす影響因子について考えると、トラックなどの大型車両の混入率が大きな比重を占めると言われている。¹⁾ 年々車両の大型化が進み、また渋滞も増加していることを考慮すると、上記事実は問題であるかもしれない。設計荷重の見直しも叫ばれているが、設計荷重を大きくすることによってのみでこの問題に対応することにも限界があると考えられる。既に建設されている橋の維持・管理にも支障をきたすであろうし、何年かして、また設計荷重を増やす必要性にせまられるであろう。

Table 3 Live Load Parameters

	Intensity μ_x	Mean Occurrence Rate ν	Mean Duration (hour) μ_d
# 1	M	Case 1	1.5
# 2	$M + \sigma$	Case 1	1.5
# 3	M	Case 2	1.5
# 4	$M + \sigma$	Case 2	1.5
# 5	M	Case 1	2.0
# 6	M	Case 2	2.0
# 7	M	Case 1	3.0
# 8	M	Case 2	3.0

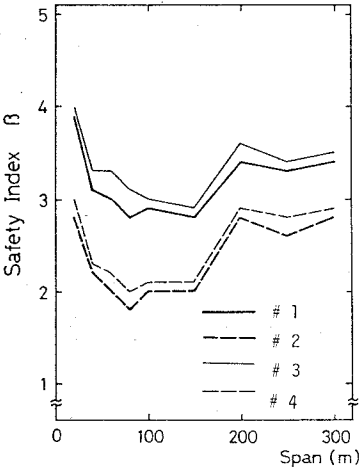


Fig.2 Safety Index β for Existing Bridges (D + L)

う。それよりも、大型車両にとってかわるような別の輸送システムを考えるなど、根本的な解決策を本格的に考えねばならない時期になっているのではないだろうか、むしろ設計荷重の見直しは、現行の設計荷重ではスパン長によって安全性がかなり異なるという点に注目して行なわれるべきであろう。これらのことを勘案すれば、Fig. 2 は今後の設計を行なう際の貴重な資料を提供しているものと考えられる。

ところで、ここで求めた安全性指標 β が、安全性を表わす指標としてはたしてどれくらい信頼のおけるものか調べてみることにする。そこで、式(6)によって破壊確率 P_f の計算を行なった。その結果が Fig. 3 であり、安全性指標と同様に # 1 ~ # 4 の各ケースについてプロットしている。同図と Fig. 2 を比較すると、同一ケースではほぼ同じ傾向を示しており、 β と P_f の間の一対一の対応関係を示唆している。例外は、# 3 においてスパン 80 m と 100 m に対する $\beta - P_f$ 値の大小関係が逆転しているところのみである。これは、 β の値が 0.05 ほどしか変わらないことを考えると、無視できるのではないだろうか。しかし、厳密な解を求めることが本研究の目的ではない。したがって、2.4 節で述べた近似解法によって算出した β を、安全性の相対的尺度として用いてもそれほど不都合は起らないであろうと推察される。

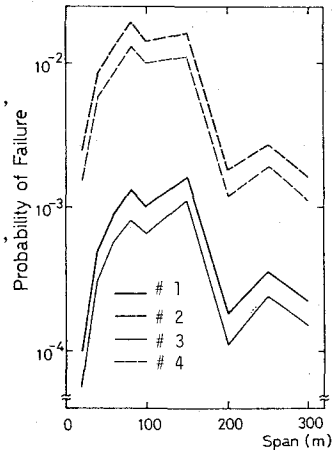


Fig.3 Probability of Failure (D + L)

4. 荷重係数に関する考察

前章でも少し述べたが、Fig. 2 と Fig. 3 からわかるように、現行の設計ではスパン長によって安全性がかなり異なる。その原因として、次の3つのことが考えられる。

- 1) 公称値のもつ不合理さ (L = 20 などの荷重の規定に問題があるのかもしれない)
- 2) データの不確実さ (データが現実をうまく反映していないのかもしれない)
- 3) 許容応力度設計法のもつ本質的な不合理さ

上記3つの原因のうち、最後のものの影響が大きいのであれば、極限状態設計法などを用いるとは一定の安全性を得ることも可能であろう。そこで、荷重係数をどのように規定すれば一様な安全性が確保できるかについて、2, 3の考察を行なった。

4. 1 荷重係数の形式

米国のコンクリート構造物に対する ACI コード¹⁶⁾や、英国の鋼道路橋に対する BS コード¹⁷⁾など、国によってもまた構造物や構造材料によっても、さまざまな荷重係数が定義されている。例えば、米国 NBS では、最近 A 58 スタンドアードとして鋼建築物荷重抵抗係数設計規準素案が提案されている⁷⁾。

本研究の目的から考えて、あまり複雑な係数を考えるのは意味がないであろう。そこで、

$$\phi R_n \geq \sum_i r_i Q_{ni} \quad \dots\dots\dots (8)$$

という形式で議論を進めることにする。ただし、 ϕ : 強度係数 (< 1)、 r_i : 荷重係数、 R_n : 抵抗強度の公称値、 Q_{ni} : 荷重効果の公称値。

4. 2 目標安全性指標

まず、荷重係数を決める際に目標とする安全性指標 β_T の値を決定する。活荷重のパラメータとしては、Table 3 に示したケースの中で # 1 を選ぶ。Fig. 3 より、 $P_f = 10^{-3}$ または $P_f = 10^{-4}$ に対する β の値 (Fig. 2 より、それぞれ 2.9 と 3.9 に対応する) を目標安全性指標とすることも考えられる。しかし、前章で述べた意図から考えて、現行の許容応力度設計法で設計された橋とほぼ同一の安全性指標をもつように、 β_T を決めるのが望ましいであろう。そこで、本研究では、Fig. 2 から得られた # 1 における β 値に、各スパンの橋の生起頻度 (Table 2) を掛けて得られた $\beta = 3.3$ を目標安全性指標 β_T とした。

4. 3 組合せ荷重係数の一例

各スパン長において $\beta_T = 3.3$ となるように、荷重係数 r_D , r_L と強度係数 ϕ を求めると、Fig. 4 のようになる。死荷重に対する r_D と強度係数 ϕ は全スパンにわたりほぼ一定となった。活荷重に対する係数 r_L はスパンによってかなり異なる値となっている。このままの値を設計に反映させることは实际的でないので、これをスパン長の関数として近似することを考えてみた。

強度係数は $\phi = 0.9$ とし、L-20 の荷重においてスパン 80 m および 130 m で、等分布荷重の定義式が¹⁵⁾

$$\begin{aligned} \ell \leq 80 \text{ m に対して,} & \quad 350 \text{ (kg/m}^2\text{)} \\ 80 < \ell \leq 130 \text{ m に対して,} & \quad 430 - \ell \text{ (kg/m}^2\text{)} \\ \ell > 130 \text{ m に対して,} & \quad 300 \text{ (kg/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

という様になることにも注目した。Fig. 5 に示すように、 r_L として以下の①、②、③の3つのケースで代表させることを考える。

- ①：80 m までスパン ℓ の 1 次式、それ以上で一定値
- ②：130 m 付近で交差する 2 本の直線で近似
- ③：全スパンにわたって一定値

それぞれの場合に関して、最小二乗法で r_L に関する式を求めると (ℓ の単位は m)、

$$\begin{aligned} \text{①} \quad r_L &= \begin{cases} 10^{-2} \ell + 1.8 & (\ell \leq 80 \text{ m}) \\ 2.6 & (\ell > 80 \text{ m}) \end{cases} \\ \text{②} \quad r_L &= \begin{cases} 7 \times 10^{-3} \ell + 1.9 & (\ell \leq 140 \text{ m}) \\ -2.5 \times 10^{-3} \ell + 3.2 & (\ell > 140 \text{ m}) \end{cases} \\ \text{③} \quad r_L &= 2.4 \end{aligned}$$

となる。これに対して β を逆算すると、Fig. 6 のようになる。

③のように、どのスパン長でも活荷重係数を一定とすることにはかなり無理がある。これに対して、①、②のケースではかなり改善された傾向を示すことが Fig. 6 から理解できよう。しかしながら、スパン 100 m に対しては Fig. 2 の # 1 の結果よりもかなり β の値が高めであり、安全側となる。これは、公称値としている L-20 の荷重が前述したようにスパン 80 m から 130 m の間でスパン ℓ の 1 次式と

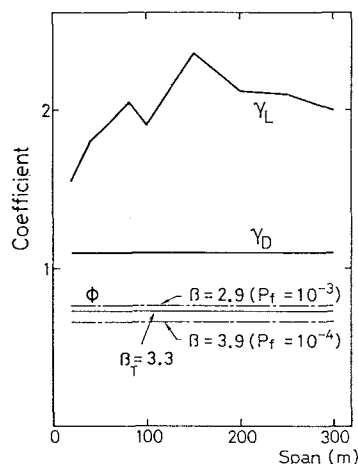


Fig. 4 Load and Resistance Factors (D + L)

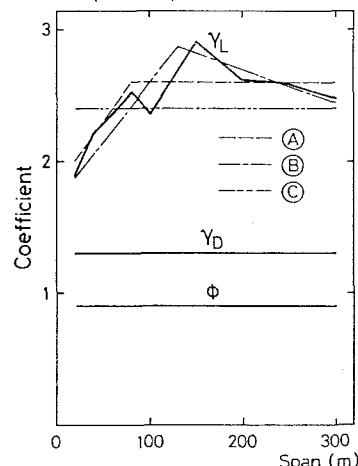


Fig. 5 Load and Resistance Factors for $\beta_T = 3.3$ (D + L)

なっていることと関連があると推察される。したがって、80 mから130 mの間のスパンをもつ橋に対しては、活荷重係数の定義式として ℓ の2次式を用いればよいのではないかと考えられる。しかし、この場合はデータ数が少なすぎるので r_L を2次式で規定しても意味がない。また、計算過程の複雑さなどを考えると、④または⑥の近似式で十分であろう。

ここで、現行の設計法による強度の公称値、 $\beta_T = 3.3$ に対して求められた強度の公称値、ケース④の近似式を用いた場合の強度の公称値とを相互に比較してみた。Table 4 は、それぞれの場合の R_n を各スパンにおける D_n に対する比で表示したものである。この表からわかるように、 $\beta_T = 3.3$ に対して求められた R_n と、ケース④の場合の R_n (# 2 と # 3) ではほとんど差がなく、しかもたいてい安全側となっている。また、現行の設計法による強度の公称値 (# 1) と比較しても、実現不可能なほど極端な値とはなっていない。

いずれにしても、荷重係数は、公称値の規定と非常に密接な関係があるので、将来荷重係数設計法に移行する際には、 $L-20$ などの荷重の規定も同時に見直す必要があると考えられる。

4. 4 雪荷重との組合せについて

死荷重および活荷重は主荷重といわれるものである。実際問題としては、荷重の組合せという場合、これらの荷重とその他の荷重との組合せが問題となってくる。

そこで、死荷重+活荷重+雪荷重の場合について計算例を示すことにする。雪荷重は、除雪されたり踏み固められたり、その評価がむずかしい荷重である。今、非常に単純な場合を考え、年最大雪荷重として、 10 kg/m^2 (積雪約 10 cm) が5日間作用するとした。分布形には第1種極値分布を用いた。これらの値はあまり現実的なものではないかもしれないが、安全性の変化の傾向をみるには十分だと思われる。そして、これらの値をもとにして、設計の際に雪荷重を考慮に入れなかった場合の安全性について考察を加えることにする。これは、安全性の変化について考える場合、抵抗強度が同じほうが比較しやすいと考えられるからである。

安全性の評価には破壊確率 P_f を用いた。その理由は、Wen の手法を用いた場合、安全性指標 β を用いるよりも、破壊確率 P_f を計算した方がかなり容易となるからである。

スパン長 20~200 m の橋について計算を行なった。その結果、どのスパン長でもオーダーが1つ違うほど大きな変化があることがわかった。活荷重にしても雪荷重にしても、長スパンの橋ほど死荷重に対する比率が小さくなるため、荷重の変動に対する安全性の変化は小さいと思われるがちである。しかし、本研究の結果によれば、安全性の変化とスパン長の間には明確な関係はない。

それでは、死荷重と活荷重の組合せを考えた場合に目標とした目標安全性指標 $\beta_T = 3.3$ を得るには、どのような荷重係数を与えればよいだろうか。これについて計算を行なった結果が、Fig. 7 である。強度係数を $\phi = 0.9$ に固定して考えると、死荷重に対して $r_D = 1.3$ 、雪荷重に対して $r_S = 0.2$ 、活荷

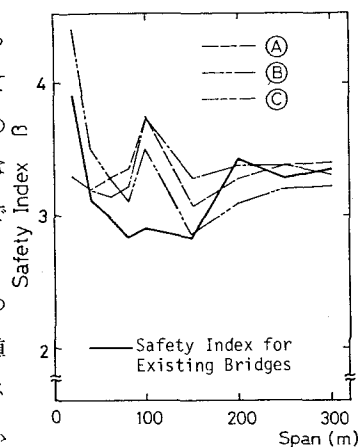


Fig.6 Safety Index β for Approximations and Existing Design (D + L)

Table 4 Nominal Resistance : R_n/D_n

Span	# 1	# 2	# 3
20 m	4.5	4.1	4.2
40 m	3.4	3.4	3.4
60 m	3.0	3.1	3.1
80 m	2.7	2.9	3.0
100 m	2.6	2.6	2.7
150 m	2.3	2.5	2.4
200 m	2.2	2.3	2.3
250 m	2.2	2.2	2.2
300 m	2.2	2.1	2.2

1 : Existing Nominal Resistance
2 : Nominal Resistance for $\beta_T = 3.3$
3 : Nominal Resistance for Case A

重に対する荷重係数 r_L はスパン長によって変化する。この場合、雪荷重の公称値としては、 100 kg/m^2 の等分布荷重による最大曲げモーメントを考えた。

雪荷重に対する係数 r_s が全スパンを通してほぼ一定となるのは、死荷重と同様スパンに無関係な一定値をもつ等分布荷重で荷重を規定しているためだと考えられる。活荷重に対する係数 r_L は、やはりスパン長の関数として表わすのが適当だと考えられる。しかし、スパン長に対する変化の傾向は死荷重+活荷重の場合とはほぼ同じなので、同一の式で規定することができるのではないかと推察される。

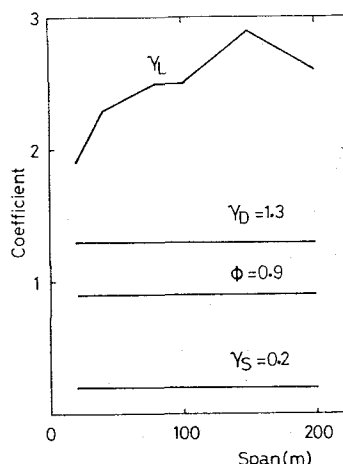


Fig.7 Load and Resistance Factors (D + L + S)

5. 結 論

本研究では、死荷重と活荷重の組合せに対して鋼道路橋の最大曲げモーメントに関する安全性を、安全性指標 β で評価し検討した。特に、活荷重パラメーターの、構造破壊に与える影響について考察を加えた。さらに、目標とする安全性をみたすような荷重係数の設定法についても、2, 3 の考察を行なった。得られた結論としては以下の通りである。

- (1) 現行の設計法では、スパン長によって安全性にばらつきがあり、不合理だと考えられる。
- (2) 活荷重の強度の変化は、スパン長にかかわらず安全性に大きな影響を与え、これに対して設計荷重の増加をはかるだけで対応するには限界があると推察される。
- (3) 活荷重の発生率の違いによる安全性の変化はあまり大きなものではない。しかし、荷重強度も同時に増加すると危険である。
- (4) 活荷重の平均継続時間が数時間変化しても、安全性に与える影響は無視できると考えられる。
- (5) 現行設計の安全性レベルを踏襲するような形でキャリブレーションを行なうために一様な安全性レベルを設定すると、活荷重に対する荷重係数はスパン l の関数として表示することができる。

抵抗の強度係数 ϕ と、死荷重に対する荷重係数 r_D はスパン長にかかわらずほぼ一定となり、 $\phi = 0.9$ とすると r_D は約 1.3 となる。

- (6) 荷重係数の規定を考える際には、活荷重の公称値の規定も同時に考慮しなければならない。今後の課題としては、次のようなことがあげられる。

- (1) 本研究では主に死荷重と活荷重の組合せしか考えなかったが、さらに他の荷重（地震荷重、風荷重、雪荷重、温度荷重など）についても同様な研究を行なう必要がある。
- (2) 実態調査などによって常に荷重の現状を調査し、解析が机上の空論とならぬよう心がけることが必要であろう。

参考文献

- 1) 土木学会編：構造物の安全性・信頼性，土木学会，1976年10月。
- 2) CIRIA Project Steering Committee: Rationalisation of safety and serviceability factors in structural codes, CIRIA Report 63, Construction Industry Research and Information Association, July 1977.

- 3) Larrabee, R. D.: Approximate stochastic analysis of combined loading, Dept. of Civil Engineering, MIT, Research Report R78-28, September 1978.
- 4) Wen, Y. K.: Statistical combination of extreme loads, Journal of Structural Division, Proc. of ASCE, Vol. 103, No. ST6, pp. 1079-1095, May 1977.
- 5) 藤野陽三: 確率論に基づく安全性照査法と構造設計, 土木学会誌, 第63巻2号, pp.-33~39, 1978年2月。
- 6) Hasofer, A. M. and Lind, N. C.: Exact and invariant second-moment code format, Journal of Engineering Mechanics Division, Proc. of ASCE, Vol. 100, No. EM1, pp. 111-121, February 1974.
- 7) Ellingwood, B., Galambos, T. V., MacGregor, J. G. and Cornell, C. A.: Development of a probability based load criterion for American National Standard A58, Building code requirements for minimum design loads in buildings and other structures, NBS Special Publication 577, U. S. Development of Commerce/National Bureau of Standards, June 1980.
- 8) Rackwitz, R.: Practical probabilistic approach to design, CEB Conf., Paris, pp. 13-72, May 1976.
- 9) 白石成人・古田均・中野正則: 2次モーメント法による信頼性設計法に関する二、三の考察, 土木学会論文報告集, 第311号, pp. 1~12, 1981年7月。
- 10) Freudenthal, A. M., Garrelts, J. M. and Shinozuka, M.: The analysis of structural safety, Journal of Structural Division, Proc. of ASCE, Vol. 92, No. ST1, pp. 267-325, February 1966.
- 11) 木下誠也・伊藤学・藤野陽三: 信頼性アプローチによる鋼道路橋の荷重係数の評価, 土木学会第33回年次学術講演会講演概要集, I-150, pp. 286~287, 1978年9月。
- 12) Flint, A. R., Smith, B. W., Baker, M. J. and Manners, W.: The derivation of safety factors for design of highway bridges, in *The Design of Steel Bridges*, pp. 11-36, Granada, London, England 1981.
- 13) 国広哲男・朝倉肇: 自動車列荷重の実態からみた道路橋主構の設計荷重, 土木技術資料, 第15巻4号, pp. 3~7, 1973年4月。
- 14) 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, 1979年6月。
- 15) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 I. 共通編, 1981年。
- 16) ACI: Analysis and design of reinforced concrete bridge structures, ACI Committee 343, 1977.
- 17) BSI: BS 5400, Specification for steel, concrete and composite bridges, 1978.

Probabilistic Evaluation of Load Factors on Steel Road Bridges based on Load Combination Model

Yoshikazu Yamada^{*}, Hirokazu Iemura^{**}
Shigeru Noda^{***} and Kazuyuki Izuno^{****}

Recently, load combination is studied in conjunction with load factor design from viewpoint of structural safety. Reliability based theory is used to provide a guide to code making with probabilistic calibration against existing design format. This process can be extended to determine the optimal set of load and resistance factors, if decisions can be made about target reliability levels and the criteria which define the optimal conditions.

The objects of this study are to examine the reliability of civil engineering structures under load combinations based on the load coincidence method, and to find unfavorable combination of loading in design and mutual contribution of individual loads. Using the rational development of reliability-based design formats, a methodology for load and resistance factor design of steel road bridges is proposed.

Firstly, for poisson renewal pulse process, the probability distribution of combined load can be obtained from occurrence rate and duration under individual loadings as well as coincidence of two or more loadings. Then, the reliability analysis is conducted by the Advanced Level 2 Method. Finally, the probabilistic calibration procedure is used for the calculation of optimum load factors. The method is found to be particularly convenient for formulation of probabilistic-based design codes.

Major results derived in this study are summarized as follows :

- 1) The calculated safety index of road bridges designed by the current code under various combinations of dead and live loads (and snow load) significantly differs with span length. The present design code is, therefore, regarded as to be corrected if uniform safety level is required. The live load intensity is found extremely sensitive to structural safety compared with its occurrence rate and duration.
- 2) The method developed herein has been applied to calibration of the current design code with an appropriate value of target safety index β_T . The load factor of the live load γ_D is obtained as the function of the span length; appropriate values for actual use in design may be determined by curve (A) or (B) in Fig.5. The resistance factor ϕ and the load factor of the dead load γ_D have little influence of the span length. When $\beta_T=3.3$, it is found that $\phi=0.9$ and $\gamma_D=1.3$.

* ; Professor, School of Civil Engineering, Kyoto University
** ; Associate Professor, ditto
*** ; Research Associate, ditto
**** ; Graduate Student, ditto