

道路橋の死・活荷重係数に関する考察

東京大学工学部 ○ 伊藤 学
大学院 砂川 孝志

1. まえびき

将来の構造設計手法は、漸進的であるにせよ現行の許容応力度設計法から荷重係数設計方式へ移行し、安全率の評価も、従来の経験的、決定論的なものから、たとえ部分的であるにせよ統計確率論的取扱いを指向するであろうことは最近しばしば指摘されているところである。¹⁾ 荷重係数設計方式、安全性の確率論的評価は共に特に目新しい話題ではなく、前者は既に部分的に採り入れられており、後者は研究上の問題としてはそう短くない歴史をもっている。しかし種々の制約から、特に土木構造物においては実用化に非常に手間どっていたものである。現に安全率の評価を確率論的アプローチ、すなわち信頼性理論によって完全に遂行することは当分さわめてむずかしいと考えられ、現実的な解決手段として、設計に考慮されるべき不確定要因を客観的な部分と主観的な部分とに分けての取扱い²⁾、さらにその延長として部分安全率方式の採用³⁾、データ空間内の一点あるいは数点における現行設計とのキャリブレーション⁴⁾などが試みられている。

当然のことながら、荷重係数設計方式の採用と安全率の信頼性理論にもとづく評価とは別問題であるから、本論では道路橋を対象として、まず決定論的、経験的アプローチによる現行の荷重係数などのような数値をとっているかを概観し、次に主荷重の作用に対して現在の鋼道路橋が信頼性理論の立場からすればどの程度の安全率のものであるかを考察する。

2. 荷重係数の現状例

道路橋の現行設計基準は内外を通じてほとんどが許容応力度設計法にもとづいているが、プレストレストコンクリートけたや合板けたの破壊あるいは耐荷力のチェックには荷重係数方式を採用している場合が多く、また鋼橋に対しても試みに荷重係数方式が提案された例もある。表-1はこのようなもののいくつかの例を示しており、 $D+L$ の欄の数値は ① $F(D+L)$ の形の規定の F を、 D 、 L が別々になっている欄の数値は ② $F_D \cdot D + F_L \cdot L$ の形の規定の F_D と F_L を示したものである。

表-1の数値は、CEB/FIP の規準の一部に確率論的配慮をしているものはすべて決定論的に従来の経験に徴して定められたものである。上記 ② の形の規定における荷重係数の根拠は多くは明示されていないが、AASHTO (1971) ではスパン12m程度のけたで現行設計と、日本の歩道橋塑性設計規準案(日本橋梁協会)では静定げたで現行設計と、それぞれ同じ設計を与えるよう、いわゆるキャリブレーションによって荷重係数を定めている。上記 ①、② の二つの形の規定があるが、死荷重と活荷重とではその推定精度、ばらつきが異なるので、やはり荷重係数方式によるならば ② の形をとることが多く、この場合常識的に $F_L > F_D$ となる。橋梁においては終局限界状態に対して $F_D = 1.2 \sim 1.5$ 、 $F_L = 2.0 \sim 2.5$ の範囲の値が多く用いられている。現行の鋼橋の許容応力度設計を荷重係数方式で解釈するならば、限界状態を弾性限界として、① の形の規定で $F = 1.7$ 程度であるということができる。たわみなど使用限界状態に対する照査は作用荷重を対象とするので、荷重係数でいうならば1.0をとるのが普通である。

表-1 道路橋における死活荷重（衝撃を含む）に対する荷重係数の例

規定と対象	荷重係数			限界状態
	D + L	D	L	
AASHO 鋼けた, 合成けた (1971)	1.0	1.30	2.17	最大設計強度
		1.00	1.67	永久変形 たわみ, 疲労
AASHO PC けた (1965)		1.5	2.5	破壊
CEB/FIP 一般コンクリート構造 (1968)	1.0	1.4	1.6	終局限界状態 使用限界状態
日本 PC けた	1.8	1.3	2.5	破壊
ポーランド PC けた (1957)	2.1			〃
日本 合成けた		1.3	2.0	降伏点
日本 歩道橋塑性設計案	1.4	1.2	2.4	塑性崩壊
Caldwell提案, 米国 (1965)		1.5	2.0	降伏点
米国のバランスト設計例		1.4	2.4	〃

3. 道路橋の活荷重

橋造物の安全性を検討するのに橋造物の強度と設計荷重双方の統計的性質を知ることが必要である。強度については鋼材の機械的性質や鉄筋コンクリート部材の強度などに関する資料はある程度利用することができ、橋造物としての強度、死荷重の統計量はまだないもので、それらのばらつきの程度は推測によるほかない。一方、道路橋の活荷重（車列荷重）についてはいくつかの理論的研究があり、最近では交通流の観測結果にもとづく解析も行なわれている。図-1は建設省が主要道路における交通調査から設計活荷重（L-20）と実測活荷重との関係について検討を行なった結果の一例⁵⁾であり、

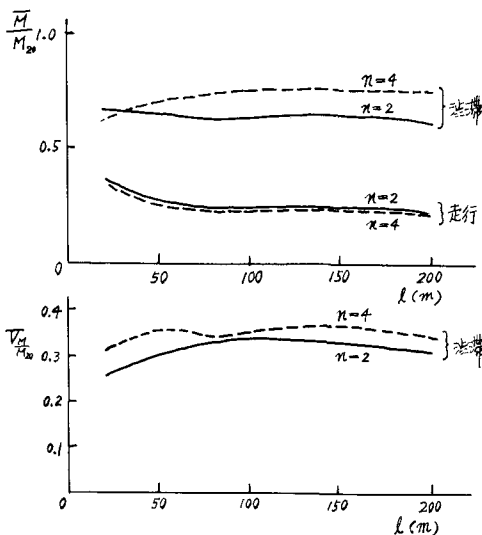


図-1 建設省土研による実測活荷重

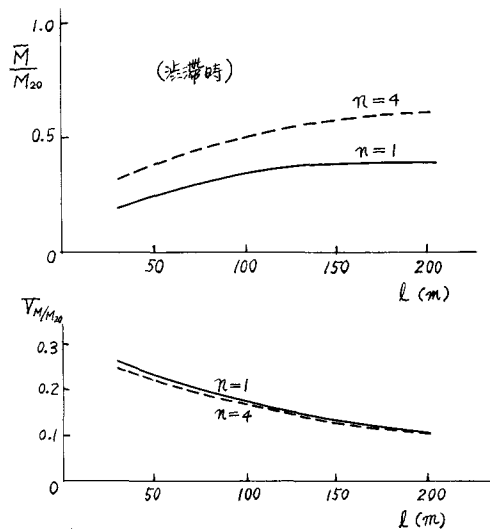


図-2 モデル車列よりの活荷重 ($P=0.3$)

n は車線数, M/M_{20} は単純げたに生ずる曲げモーメントの $L=20$ 荷重による曲げモーメントとの比を示す。この調査によれば M/M_{20} のばらつきは正規分布に近く、そこで図にはそれらの平均値 ($\bar{M}$) と変動係数 (V_M/M_{20}) とを引用した。この結果からは、衝撃を考慮しても通常走行時の活荷重作用は衝撃を含めない完全渋滞時よりも小さい。したがって、安全性の検討には渋滞時の活荷重用を考慮する方がよいだろう。これらのデータは全

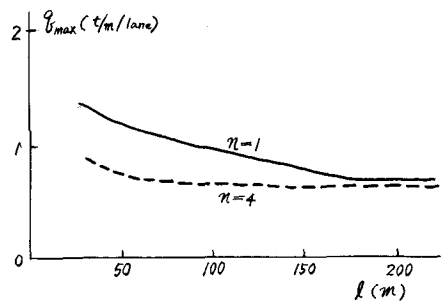


図-3 モデル活荷重よりの換算等分布荷重
国 45 地点における調査結果をまとめたもので、地点別の交通事情による違いは考慮されていない。なお、走行時と渋滞時とで支間長による変化の様子が傾向的に異なることも理解しうる結果である。

車両列荷重の理論的推定に関する研究のうち、以前西村 昭⁶⁾ が行なった手法にならってモデル活荷重を算定してみた例が図-5 である。ここでは自動車の流れを大型車と小型車の二要素より成る母集団からの無作為抽出標本であり、橋梁にもっとも大きな影響を与えるのは完全渋滞時（したがって衝撃なし）であるとして、モンテカルロ法による車両列の発生を行ない、図-1 の場合と同様の処理を施したものである。図-5 で p は大型車混合率を示す。建設省土木研究所の調査によれば、⁷⁾ 主桁の応力状態を支配するのは大型車のみであるとされているので、この大型車混合率はモデル活荷重評価に大きな影響がある。同じ建設省の調査によれば大型車の混合率は実際には平均して 10% 程度というので、 $p=0.3$ という値はやや大きい。実は図-5 の計算では大型車の平均重量を 8.3 t (標準偏差は 2.7 t) と現状からすれば小さめに見ているので、その効果は相殺し合っているかもしれない。しかし、ともかくも図-5 を図-1 と比較すると、平均値、変動係数ともかなりの差異がある。さらにこの M の最大値から換算等分布荷重を逆算して図示したのが図-3 で、載荷長 150 m あたりから、それ以上ではほぼ一定となる。変動係数の載荷長による変化もこれと似た傾向を示し、このような活荷重の傾向は長大橋の設計に従来より考慮されている。

車線数による換算等分布活荷重の変化は、モデル車両列による理論計算結果では車線数と共に低減するという確率的推論と合致するが、文献 5) における実測調査よりの結果では支間が短い場合の走行時を除きそのような傾向は現れない。いずれにせよ各車線とも完全渋滞ということはあまり現実的な扱いではなからう。

ここでは載荷長 20 m 以下、すなわち一般に T 荷重を設計活荷重とするような場合にはふれていない。車輪重量が問題となるこのような短支間部材については別な取扱いが必要であり、したがって、以下の考察でも支間 20 m 以上の主げたのみを対象とする。

4. 信頼性理論による荷重係数の評価

安全性の評価は確率論的に処理され、いわゆる破壊確率（あるいはその余事象確率としての信頼性）を媒介として行なわれる。しかし設計基準においてはこのような破壊確率が顕微に表に出ることなく、安全率（具体的には荷重係数であることが多い）によって規準化がなされる。

信頼性理論にもとづいて荷重係数を評価するにはいくつかの手段があるが、ここでは H. S. Shah²⁾ が行なった次のような計算法を用いることにする。

構造の強度 R と荷重作用 S が図-4のように正規分布をなすとする。図示のように L^* を R, S の平均値 $\bar{R}, \bar{S}$ の中間の値

$$L^* = \bar{S} + k\sigma_S = \bar{R} - k\sigma_R \quad (1)$$

とすれば

$$\bar{R} = L^* + k\sigma_R = \bar{S} + k(\sigma_S + \sigma_R) \quad (2)$$

あるいは

$$\bar{R} = \frac{L^*}{1 - kV_R}, \quad V_R = \frac{\sigma_R}{\bar{R}} \quad (R \text{ の変動係数}) \quad (3)$$

一方、破壊の余事象としての信頼性の確率は、破壊確率を P_f として

$$P_r(R > S) = P_r(R - S = Z > 0) = 1 - P_f \quad (4)$$

で示され、ここに $Z = \bar{R} - \bar{S}$, $\sigma_Z^2 = \sigma_R^2 + \sigma_S^2$ である。

Z の分散 $V_Z = \sigma_Z / \bar{Z} = k^*$ は信頼性のめやすを不変ものであり、 k との間に次の関係がある。

$$k = \frac{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}}{\sigma_R^2 + \sigma_S^2} k^* \quad (5)$$

荷重が死荷重 D と活荷重 L との組合せであるならば

$$L^* = \bar{S} + k\sigma_S = (\bar{D} + \bar{L}) + k\sqrt{\sigma_D^2 + \sigma_L^2} \quad (6)$$

求める設計条件は

$$W^* = \bar{R} = \frac{L^*}{1 - kV_R} = \frac{(\bar{D} + \bar{L}) + k\sqrt{\sigma_D^2 + \sigma_L^2}}{1 - kV_R} = F_D \cdot \bar{D} + F_L \cdot \bar{L} \quad (7)$$

ただし

$$F_D = \frac{1 + k'V_D}{1 - kV_R}, \quad F_L = \frac{1 + k'V_L}{1 - kV_R}, \quad k' = \frac{\sqrt{\sigma_D^2 + \sigma_L^2}}{\sigma_D + \sigma_L} k$$

式(7)の F_D, F_L は死荷重、活荷重のそれぞれ平均値にかかる荷重係数である。

現在の鋼けたの設計に対比させるのに次の順序で計算を行なう。

- 1) 現行設計荷重に対する所要耐荷力 R' の評価
- 2) 荷重係数設計法における最大耐荷力の平均値を $\bar{R} = 1.7 R'$ と考える。(現行の設計が降伏限界に対してほぼ 1.7 の安全率をとっているとして)
- 3) 式(7)の前半部で $\bar{R}, \bar{D}, \bar{L}, \sigma_D, \sigma_L, V_R$ にそれぞれ数値(あるものは仮定)を代入し、 k を算定する。
- 4) 式(7)の後半部に対応して荷重係数 F_D, F_L を求める。

単純げた鋼道路橋に対する計算結果の例を図-4に示す。このさい次の前提によっている。

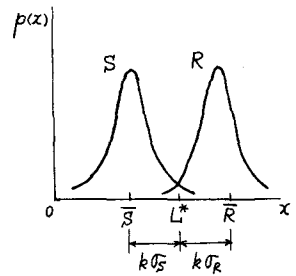


図-4 R, S の分布

- 1) 死荷重, 活荷重, 耐荷力の分布はいずれも正規分布とする。
- 2) 活荷重は文献 5) をもとに車両の完全渋滞時を想定する。
- 3) 荷重, 耐荷力の寿命中の時間的变化は考慮していない。
- 4) 死荷重モーメント M_D は l (m) を支間長として次のように仮定した。

$$M_D = (0.02l + 0.6) M_{20}$$

- 5) 死荷重モーメントおよび耐荷力の変動係数は, それぞれ $V_D = 0.10$, $V_R = 0.12$ という数値を仮定した。

したがって結果は一つの数値実験例にすぎないが, 現行設計のおおよその動向を考察する手ばかりにはなろう。

図-4 の結果から次の事実がうかがえる。

- 1) 支間長が長くなれば現行設計はより安全な結果を与えるかもしれないという予想に反して, むしろ安全の余裕は漸減している。これは図-1 に示した渋滞時の活荷重, すなわち支間の増加にともなうて活荷重の平均値, 変動係数ともに低下しないというデータをもとにしているためと考えられる。もちろん支間が長くなれば使用期間中に完全渋滞の生ずる回数は減るものと予想され, そのような効果を考えれば結果は少く変ってこよう。

- 2) 死荷重係数は予想外に大きく, 活荷重係数は設計荷重 ($L-20$) を対象にするとむしろ死荷重係数より低い値となる。D, R の変動係数のとり方によってこの傾向は多少変るものと思われる。試算によれば, V_R の増加は F_L を増し, F_D を減じ, V_D の増加は逆に F_L を減じ, F_D を増す効果をもたらすべ, いずれの場合も F_D に及ぼす影響は小さい。

図-5 は支間長に関係なく信頼性を一定にすることとし, $l = 20$ m において現行設計と等しい信頼性 ($P_f \approx 7 \times 10^{-6}$) を与えるよう荷重係数を調整した結果である。すなわち $l = 20$ m において現行設計とキャリブレーションを行なったものである。

さらに図-6 は, 図-5 において求められたモデル 図-5 キャリブレーションによる補正結果
活荷重をもとに同様の計算を行なって求めた活荷重係数である。ただしこの場合は現行設計との対応という形ではなく, 一定の信頼性を与えるという条件のもとで荷重係数がいかに変化するかという点に着目している。この場合は活荷重の変動係数が支間長とともに減少しているため (図-1 と図-2 の比較), 他のパラメーターが一定ならば, もし

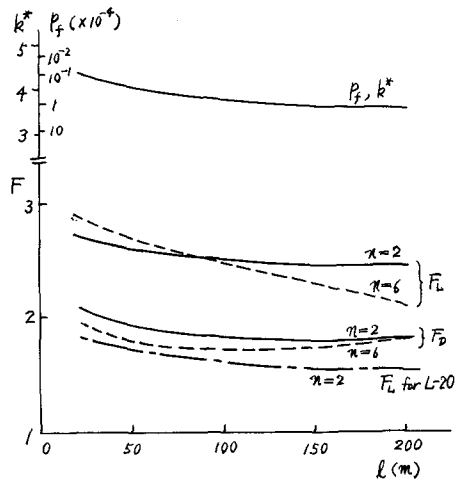


図-4 支間長による荷重係数の変化

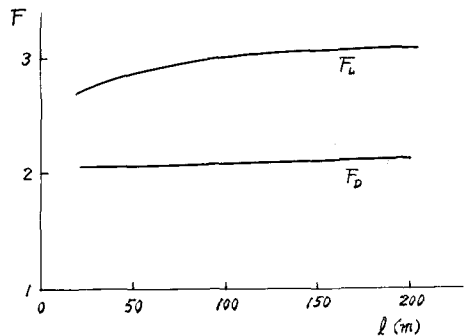


図-5 キャリブレーションによる補正結果

支間長にかかわらず一定の荷重係数を用いて設計した場合に、支間長の短い方が高い破壊確率をもたらすことになる。このように採用する確率モデルによって結果に差異の生ずることは十分注意しなければならない。

5. おすべ

本論は試みに鋼道路橋主げたの荷重係数を信頼性理論によって考察したものであるが、現状では利用しうる数値があまりに少なく、定量的に確信の持てる結果を示すには至っていない。しかし現行設計と

の対比を考えることによって、 $F_{DD} + F_{LL}$ の形の荷重係数設計方式を検討することは可能であろう。ここでは活荷重、死荷重および総体としての強度の統計量しか考えていないが、できれば荷重係数を介入するいくつかの不確実要因に対応する部分安全率に分解し、利用しうるデータによって確率的な扱いをなしうる部分と、工学的判断に委ねざるを得ない部分とに分けて、漸進的に使用化をはかることが必要であろう。

本研究には以前われわれの研究室に属していた北川 信（本四公団）、谷口傳昭（茨城県庁）両君の行った成果を含んでいることを付記する。

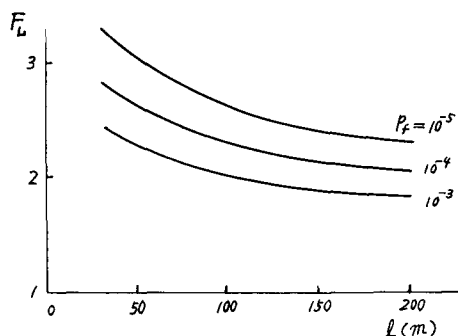


図-6 モデル活荷重平均値に対する活荷重係数

参 考 文 献

- 1) 伊藤 孝也：橋梁設計の原則と問題点，土木学会誌，第57巻4号（臨時増刊），昭47.4.
- 2) ASCE Task Committee on Structural Safety: Final Report, 1972 (to be published).
- 3) プレストレストコンクリート技術協会・日本コンクリート会議：コンクリート構造物設計施工国際指針（CEB/FIP 1970）（訳），鹿島出版会，1971.
- 4) N. C. Lind, M. K. Ravindra and W. Siu: Some Examples of Code Calibration, Report No. 17, SM Div., Univ. of Waterloo, 1972.
- 5) 建設省土木研究所資料第701号，交通荷重の実態と橋梁設計への適用（設計活荷重に関する研究），昭46.11.
- 6) 西村 昭：道路橋の設計活荷重について，第6回日本道路会議論文集，昭37.8.
- 7) 国広研男，太田 実：橋の耐荷力と寿命（道路橋），土木学会誌，第55巻11号，昭5.11.
- 8) H. S. Shah: Statistical Evaluation of Load Factors in Structural Design, S.M. Study No. 4, Solid Mechanics Division, Univ. of Waterloo, Canada, 1969.