

鳥取大学工学部 正会員 ○白木 渡 鳥取市役所 森本 一成
 鳥取大学工学部 正会員 松保 重之 鳥取大学工学部 正会員 高岡 宜善
 鳥取大学大学院 学生員 小塚 幹夫

1. まえがき 近年、欧米、カナダ、ソ連では道路橋の設計法を、従来の許容応力度設計法から荷重係数設計法へ移行すべく検討が続けられ、現在ではカナダ、ソ連などで、確率論の概念を基にした荷重係数設計法が標準化されている¹⁾。我国でも、このような移行がコンクリート構造物についてなされつつあり、近い将来鋼橋の分野においても荷重係数設計法への移行が期待され研究が進められている²⁾。このような状況を踏まえて、著らは先の報告³⁾では、現行の許容応力度設計法で設計された12種類の鋼製ラーメン橋脚を対象にして、死荷重、活荷重、温度荷重、地震荷重の実働荷重が作用する場合の信頼度を評価し、現行設計法によって設計された構造物がどのような信頼度を有しているかを明らかにした。そして、その結果をもとに現行設計法の問題点を考察した。ここでは、それらの結果をもとに限界状態に対して規定した目標安全性指標 β_T を確保するように荷重および荷重組合せの種類ごとに異なる荷重係数の算定を行う。

2. 荷重係数の算定方法 本研究では、荷重係数の算定においては表1に示す7個の規準式について、それぞれの荷重係数を個別に求める。この表において、 $\gamma_D, \gamma_L, \gamma_T, \gamma_E$ はそれぞれCaseごとに異なる荷重係数、 $\alpha_D, \alpha_L, \alpha_T, \alpha_E$ は応力換算係数、 D_n, L_n, T_n, E_n は各荷重の現行設計法における荷重係数である。荷重係数を合理的に算定する方法としていくつか提案されているが、ここでは文献4)の方法を参考にして荷重係数を算定する。算定手順の概要を以下に示す。

表1 荷重係数設計法の規準式

- (1) 目標安全性指標 β_T を設定する。
- (2) 対象とする規準式において用いられる荷重係数を適当に仮定する。
- (3) 仮定された荷重係数を用いて規準式を満たすように各構造モデル i を設計する。
- (4) 決定された構造モデル i に実働荷重が作用した場合の安全性指標 β_i を計算する。

Case	荷重係数法の規準式
1	$\gamma_D \cdot \alpha_D \cdot D_n + \gamma_L \cdot \alpha_L \cdot L_n \leq \sigma^*$
2	$\gamma_D \cdot \alpha_D \cdot D_n + \gamma_T \cdot \alpha_T \cdot T_n \leq \sigma^*$
3	$\gamma_D \cdot \alpha_D \cdot D_n + \gamma_L \cdot \alpha_L \cdot L_n + \gamma_T \cdot \alpha_T \cdot T_n \leq \sigma^*$
4	$\gamma_D \cdot \alpha_D \cdot D_n + \gamma_E \cdot \alpha_E \cdot E_n \leq \sigma^*$
5	$\gamma_D \cdot \alpha_D \cdot D_n + \gamma_L \cdot \alpha_L \cdot L_n + \gamma_E \cdot \alpha_E \cdot E_n \leq \sigma^*$
6	$\gamma_D \cdot \alpha_D \cdot D_n + \gamma_T \cdot \alpha_T \cdot T_n + \gamma_E \cdot \alpha_E \cdot E_n \leq \sigma^*$
7	$\gamma_D \cdot \alpha_D \cdot D_n + \gamma_L \cdot \alpha_L \cdot L_n + \gamma_T \cdot \alpha_T \cdot T_n + \gamma_E \cdot \alpha_E \cdot E_n \leq \sigma^*$

- (5) 目標安全性指標 β_T と各構造モデルの安全性指標 β_i とで定義される目的関数 $\Omega = \sum (\beta_i - \beta_T)^2$ を計算する。ただし、 m は考慮する構造モデルの数を表す。
- (6) 目的関数 Ω が最小となる最適な荷重係数の組合せが見つかるまで個々の荷重係数を仮定し直してステップ(3)~(4)を繰り返し計算する。

本研究では、表1に示すCase 1~Case 7の規準式における荷重係数を評価するときは、これに対応する実働荷重しか作用しないものとする。このような考え方に従えば先の報告¹⁾で指摘した現行設計法にみられる安全性のアンバランスが解消できる。さて、具体的な荷重係数の算定において最も注意すべき問題は、現行設計計算で用いられている部材設計の概念である。この概念で不静定構造物の設計を行うと、各部材に対して最も不利な荷重組合せを考慮することになる。したがって、各部材の設計荷重組合せが必ずしも一致するとは限らないことになる。荷重係数設計法においても、この部材設計がなされるとすれば、最適な荷重係数を求めることは非常に困難になる。本研究で対象としている構造モデルは不静定構造物であるので、剛比 k によって梁部の断面が変れば柱部の断面も変化する、逆も同様である。したがって、例えば柱部に対してCase 7の荷重係数を最適にするためには、梁部に対するCase 1~Case 7を同時に最適にすることが必要となり、同時に23個の荷重係数の最適化を行うことになる。そして、同様の作業を柱部、梁部でそれぞれCase 1~Case 7について行うことが必要になる。これは、現実問題として不可能であり、そのような多数の荷重

係数を算定しても取り扱いに困るだけで実用性がない。本研究では、次に示す2つの近似的な方法で荷重係数の算定を試みた。ただし、いずれの方法においても同一の組合せCaseであれば、どの部材に使用するときも荷重係数は変わらないという仮定は共通している。以下2つの方法について簡単に説明する。

(A) 剛比を逐次計算する方法：各部材が同一の組合せCaseによって設計されると仮定して荷重係数を定める方法である。したがって、あるCaseについて荷重係数を算定するとき、ステップ(3)における設計では単一の設計式しか用いないが、その他の点では現行設計法と全く同じ方法で断面(板厚)を決定する。すなわち、剛比 k を逐次算出しながら板厚が収束するまで繰り返し計算を行う。そしてステップ(4)において β を計算するときも、決定された板厚を用いて計算された剛比 k を使用することになる。

(B) 剛比を固定する方法：この方法の目的は、設計計算における各部材断面相互の関連を断ち切り、各部材断面を単独に決定できるようにすることである。すなわち、剛比 k を任意に決定した後、ステップ(2)～(5)の繰り返し計算を行うもので、ステップ(4)における β の計算でも固定した k を用いる。ただし、各部材の設計および β の計算を完全に独立して行うためには、 k を用いて他の部材の板厚を推定する必要がある。本研究では、各構造モデルに対して、現行設計法により設計されたときの剛比 k_0 を固定剛比として用いる。

表2 Case 4 (D1E)に対する荷重係数の算定結果

β_T	剛比変化				剛比固定			
	γ_D	γ_L	γ_E	Ω^*	γ_D	γ_L	γ_E	Ω^*
2.5	1.05	1.66	0.00045	1.05	1.66	0.00011		
3.0	1.05	1.96	0.00008	1.05	1.97	0.00017		
3.5	1.05	2.31	0.00013	1.05	2.32	0.00019		

表3 Case 5 (D1L1E)に対する荷重係数の算定結果

β_T	剛比変化				剛比固定			
	γ_D	γ_L	γ_E	Ω	γ_D	γ_L	γ_E	Ω
2.5	1.08	0.05	1.63	0.00111	1.08	0.06	1.63	0.00186
3.0	1.08	0.05	1.92	0.00102	1.08	0.06	1.93	0.00162
3.5	1.08	0.05	2.28	0.00026	1.08	0.05	2.29	0.00065

表4 Case 6 (D1L1E)に対する荷重係数の算定結果

β_T	剛比変化				剛比固定			
	γ_D	γ_L	γ_E	Ω^*	γ_D	γ_L	γ_E	Ω^*
2.5	1.05	0.37	1.66	0.00005	1.04	0.46	1.68	0.00014
3.0	1.05	0.38	1.96	0.00005	1.05	0.36	1.96	0.00013
3.5	1.06	0.30	2.30	0.00001	1.06	0.28	2.31	0.00002

表5 Case 7 (D1L1E)に対する荷重係数の算定結果

β_T	剛比変化					剛比固定				
	γ_D	γ_L	γ_T	γ_E	Ω	γ_D	γ_L	γ_T	γ_E	Ω
2.5	1.07	0.06	0.50	1.65	0.00041	1.07	0.06	0.52	1.65	0.00049
3.0	1.07	0.06	0.50	1.95	0.00033	1.07	0.07	0.46	1.94	0.00075
3.5	1.09	0.04	0.29	2.27	0.00011	1.09	0.04	0.25	2.28	0.00006

表6 Case 6 (D1L1E)について剛比固定の場合の k の採用値を変えたときの荷重係数の比較

β_T	k	γ_D	γ_L	γ_E	Ω^*
3.0	$k_0 - 0.2$	1.19	-0.84	1.72	0.00568
	$k_0 \pm 0.0$	1.05	0.36	1.96	0.00013
	$k_0 + 0.2$	1.04	0.43	1.98	0.00012

3. 荷重係数の算定結果 上述した2つの方法によって荷重係数の計算を行った。その結果の一部を表2～6に示す。計算に際しては、目標安全性指標 β_T を2.5、3.0、3.5の3通りを考えた。また、表中の Ω^* は、上部工支間長60mのみを考慮した4モデルに対する目的関数の値で、設計式に活荷重を含まないときのものである。 Ω は、12モデルすべてを考慮したときの目的関数である。表2～5から明らかなように、剛比変化の場合と固定の場合とで荷重係数や目的関数の値に有意な差が見られない。すなわち、剛比固定の場合において、現行設計法によって設計されたときの剛比 k_0 を用いれば、

結果的に剛比変化の場合の長所も兼ね備えていることになる。

したがって、このような性質を

有することが一般的にいえるとすれば、他の不静定構造物への適応性、計算の簡単性などの観点から剛比固定の場合の方が優れた方法である。しかし、表6に示すように固定剛比を k_0 から0.2減少させた場合の荷重係数は非常にアンバランスなものとなり、 Ω^* もかなり大きくなっている。固定する剛比の値の選定に注意が必要であることがわかる。

さて、表2～5に示す各荷重の荷重係数についてであるが、表から明らかなように組合せCaseが異なるときでも β_T が等しいものについては、それぞれ似通った値をとっている。これは、荷重係数がそれぞれの実働荷重の影響を反映しているためと思われる。したがって、先の報告³⁾で指摘したように、本研究で対象とした構造モデルに対しての現行の各荷重の公称値は、活荷重 L_0 と温度荷重 T_0 については過大であり、地震荷重 E_0 については過小であることから、活荷重と温度荷重の荷重係数 γ_L 、 γ_T は1.0以下の値、地震荷重の荷重係数 γ_E は1.0以上の値になっている。(謝辞)貴重な資料の提供を賜ったHDL委員会関係各位謝意を表します。

参考文献 1) カナダ・オンタリオ州道路橋設計基準、2) 山田他：第29回構造工学シンポジウム、1982-2。

3) 高岡他：第41回年講第1部、1986-11。 4) 篠塚：HDL委員会資料No.2-4、1985-6。