

I - 534

道路橋鋼製橋脚の信頼性設計における荷重組合せと荷重係数

大阪大学大学院 学生員 工藤 浩 大阪大学工学部 正 員 川谷充郎
 大阪大学大学院 学生員 濱田 洋 (株)大林組 正 員 星加益朗

1. まえがき 限界状態設計法の導入にあたり、構造物にさまざまな荷重が同時に作用する場合について、設計照査として考慮する荷重組合せと荷重係数の評価が必要である。これまでの研究¹⁾では、代表的荷重として死荷重D、活荷重L、温度荷重T、地震荷重Eを取り上げ、荷重係数を評価してきた。現行示方書では、風荷重Wを含む組合せについても照査を行っており、ここでは、風荷重のモデル化も行い、各々の荷重強度の確率分布ならびにそれらの組合せ荷重の同時発生確率を考慮して限界状態確率を求め、それを基に荷重組合せと荷重係数を評価する。また、地震荷重についてより実態にあった実働荷重を考えるため、各々の構造物の固有周期を考慮し²⁾、より合理的に荷重係数および限界状態確率を評価する。

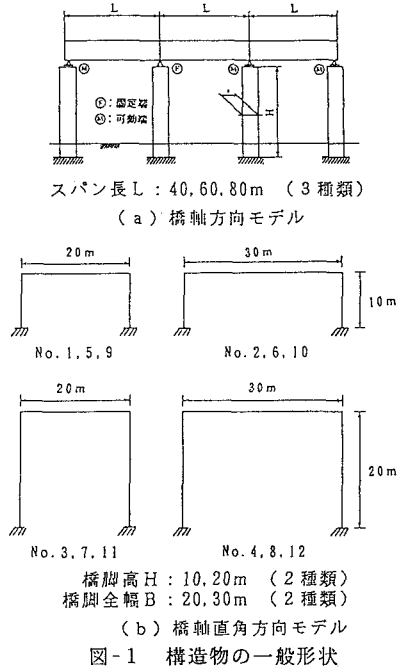
2. 荷重係数決定法³⁾ 荷重係数決定の際には次の基本的な考え方に従う。ある限界状態において、その超過確率の目標とする値に対して、各構造物の限界状態確率のばらつきを小さくすることにより、各構造物に対してより均一な安全性が得られると考える。

3. 解析モデル **3.1 構造モデル** 対象とする構造物として、図-1に示す12種類の鋼製ラーメン橋脚モデルを考える。

3.2 荷重モデル 実働荷重のモデルは実測データ⁴⁾を基に作成した。(1)死荷重は、そのばらつきが他の荷重に比べて非常に小さく、ここでは荷重係数を $\gamma_D=1.05$ の確定値として評価する。

(2)活荷重は、交通実態調査に基づいたシミュレーションにより、突発渋滞および通常渋滞に対する荷重強度分布を求めると、それぞれ極値Ⅰ型分布がよく適合した。なお通常渋滞は地震荷重の組合せにおいて想定したものである。(3)地震荷重については、従来、構造物間の違いは無視して実働地震力に固有周期を0.5秒とした応答加速度を用いてきた¹⁾。しかし、固有周期は構造物モデルの違いによって0.2~1.0秒の範囲でばらついている。荷重特性をより適切に評価するためには、固有周期に応じて荷重強度をモデル化する必要がある。そこで、各固有周期に応じた応答加速度分布を求めたところ、それぞれ極値Ⅲ型分布がよく適合した。(4)温度荷重の荷重強度特性は正規分布がよく適合した。(5)風荷重のモデル化には、大阪における1929年から1981年の53年間の年最大風速の記録から、大型台風と類似経路の台風によるものとそれ以外の要因によるものに分けて考えると、それぞれ極値Ⅰ型分布に適合することが確認された。

4. 数値計算 **4.1 荷重係数** 使用鋼材をSM490Yとし、各組合せ荷重における限界状態は、許容応力度の割り増しを参考に、“割り増し係数 $\times 2100\text{kgf/cm}^2$ ”と仮定し、目標限界状態確率もそれにあわせて設定した。各荷重係数の試算結果を表-1に示す。また、比較のため固有周期を一定として地震力を算定した場合の試算結果を表-2に示す。固有周期を考慮した地震力を用いたとき(表-1)、固有周期を一定として求めたとき(表-2)に比べて地震荷重Eの荷重係数が小さく、逆に温度荷重T、活荷重Lの荷重係数が非常に大きくなっている。これは、現行の設計地震荷重もしくは実働荷重が実際の地震荷重を適正に評価していないことに起因している。そこで実働地震荷重をより実態にあったものとするために、短周期の構造物に



対し、減衰定数の周期依存による実働応答加速度の低減を考える。道路橋示方書に示される実験値を参考に固有周期 T が1.0秒以下の減衰定数を $h=0.02/T$ とし、そのときの荷重係数を表-3に示す。実際に耐震設計で用いられる減衰定数とはまだ開きがあるために温度荷重、活荷重の荷重係数は依然として大きい、値は表-1の場合よりは小さくなっている。

4.2 限界状態確率 表-2, 3の設計フォーマットにより設計された構造物の限界状態確率を図-2, 3に示す。また図中には許容応力度設計法により設計した場合の限界状態確率を併せて示す。図-3より、荷重係数設計法における各構造物の σ_y に関する限界状態確率のばらつきが大きくなっている。構造物Nos. 2, 6, 10で小さい限界状態確率となっているのは、構造物の形状から温度荷重の影響を大きく被るため $D+T+E$ の組合せでかなり安全な断面が設計されることによる。また図-3において、構造物Nos. 1, 5, 9の限界状態確率が固有周期を一定としたとき（図-2）に比べて大きくなっている。これは設計される断面に大きな変化はないが、固有周期を考慮したときに構造物Nos. 1, 5, 9の固有周期は小さく、実働荷重の応答加速度が0.5秒で代表するより大きく算出されるため、危険な限界状態確率となったものである。以上のように、図-3において、荷重係数設計法における σ_y に関する限界状態確率のばらつきが大きいようであるが、目標限界状態確率まわりのばらつきの程度を示す目的関数の値は1

0.5であり、許容応力度設計法では13.1となり、許容応力度設計法に比べて荷重係数設計法で求めた値の方が小さくなり、より最適化されていることがわかる

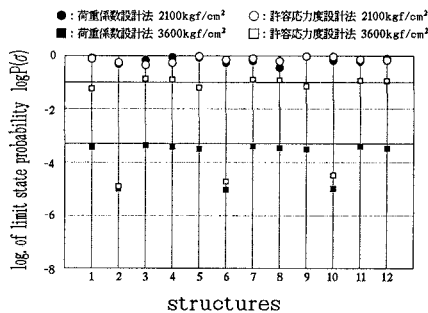


図-2 限界状態確率
(単一強度モデル)

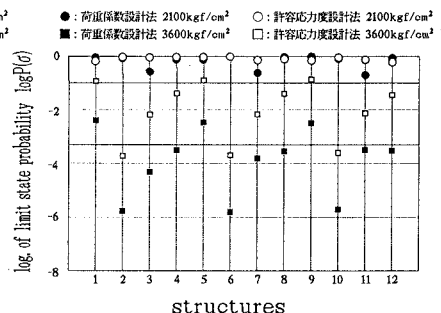


図-3 限界状態確率
(固有周期別強度モデル、減衰定数を考慮)

【参考文献】

- 1) 川谷充郎・高森博之・星加益朗・古田 均・久保雅邦：道路橋の信頼性設計における荷重組合せと荷重係数，JCOSSAR '91 論文集，pp. 519-526, 1991.11.
- 2) 川谷充郎・濱田 洋・工藤 浩：道路橋鋼製橋脚の限界状態確率に基づく荷重組合せと荷重係数，平成5年度土木学会関西支部年次学術講演会講演概要，I-103, 1993.5.
- 3) Shinozuka, M.: Load Combination and Load Resistance Factor Design, IABSE Symposium, pp. 65-69, Sept., 1986, Tokyo.
- 4) 阪神高速道路公団：阪神高速道路の設計荷重体系に関する調査研究，設計荷重(HDL)委員会報告書，1986.12.

表-1 荷重係数（固有周期別強度モデル）

	load combination	Target P_r^*	limit state(kgf/cm ²)
load-1	1.05D+1.07L	1.0×10^{-1}	1.00×2100
load-2	1.05D+0.73T+1.03L	0.5×10^{-1}	1.15×2100
load-3	1.05D+1.87E	1.0×10^{-3}	1.50×2100
load-4	1.05D+4.45T+1.40E	0.5×10^{-3}	1.70×2100
load-5	1.05D+3.29L+0.26E	0.5×10^{-3}	1.70×2100
load-6	1.05D+1.16W ₁	0.5×10^{-1}	1.25×2100
load-7	1.05D+0.82T+1.09W ₁	0.5×10^{-1}	1.35×2100
load-8	1.05D+1.79T+1.12W ₂	0.5×10^{-1}	1.35×2100
load-9	1.05D+1.02L+0.47W ₂	0.5×10^{-1}	1.35×2100

W₁：類似経路の強風
W₂：非類似経路の強風

表-2 荷重係数（単一強度モデル）

	load combination	Target P_r^*	limit state(kgf/cm ²)
load-3	1.05D+2.04E	1.0×10^{-3}	1.50×2100
load-4	1.05D+0.451+2.02E	0.5×10^{-3}	1.70×2100
load-5	1.05D+0.69L+0.92E	0.5×10^{-3}	1.70×2100

表-3 荷重係数
(固有周期別強度モデル、減衰定数を考慮)

	load combination	Target P_r^*	limit state(kgf/cm ²)
load-3	1.05D+2.04E	1.0×10^{-3}	1.50×2100
load-4	1.05D+2.94T+1.46E	0.5×10^{-3}	1.70×2100
load-5	1.05D+2.46L+0.38E	0.5×10^{-3}	1.70×2100