

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

Load Combinations and Load Factors Based on Limit State Probability
of Steel Piers of Highway Bridges

川谷 充郎*・星 加 益 朗**・濱 田 洋***・工 藤 浩***

By Mitsuo KAWATANI, Masuo HOSHIKA, Hiroshi HAMADA and Hiroshi KUDO

In order to upgrade design codes for highway bridges, in this paper, load combinations and load factors in the LRFD format are investigated, based on limit state probability that considers both the probabilistic characteristics of each load and the probabilities of simultaneous occurrences of multiple loads. An appropriate objective function which measures the difference between the computed limit state probabilities and the target one will be minimized to determine load factors. The weight characteristics of bridges and traffic behavior as well as temperature, earthquake and wind loading conditions are modeled for analysis. For modeling more rational earthquake load, response acceleration is estimated based on natural period of each structure, considering changing of damping constant due to natural period. Then, reasonable load factors and limit state probabilities can be evaluated.

Key Words: Load combination, Load factor, Limit state probability, LRFD.

1. まえがき

一般に、構造物は死荷重や活荷重のみならず、自然現象の風、温度、地震等の影響による様々な荷重を受ける。それらの荷重の作用は、互いに独立な事象と考えることができ、構造物の設計はそれらの様々な荷重組合せを考慮して実施される。各々の荷重が単独で作用する場合に比べて、複数の荷重が同時に作用する場合の生起確率は小さくなる。したがって、構造物の設計においては、各々の荷重強度の確率特性のみならず、それらの同時発生の確率特性も考慮するのが合理的であると考えられる。現行の許容応力度設計法では、異なる確率特性をもつ種々の荷重による荷重効果を総和でとらえ、また組合せ荷重に対する配慮として、経験的な判断のもとに許容応力度の割増しを行っている。しかし、それでは、各々の荷重の強度および発生の確率特性を的確に反映しているとは言えず、その不合理性が指摘されてきた¹⁾。

近年、欧米を中心に道路橋の設計法が、許容応力度設計法から限界状態設計法に移行されつつある。限界状態設計法における設計フォーマットでは、様々な荷重組合せに対して、それぞれの荷重の持つ確率特性を考慮し、各々の荷重に異なった荷重係数を与えている。このことにより、力学的に類似した構造物に対しては、その大きさおよび幾何学的形状の相違にもかかわらず、許容応力度設計法に比較して、それら構造物の信頼性と経済性のバランスを良くするという利点がある。

* 工博 大阪大学助教授 工学部土木工学科 (〒565 吹田市山田丘2-1)

** 榎大林組 土木技術本部設計第三部 (〒113 東京都文京区本郷2-2-9)

*** 大阪大学大学院生 工学研究科土木工学専攻 (〒565 吹田市山田丘2-1)

信頼性理論を導入した安全性評価の方法として、従来より2次モーメント法が良く用いられてきた²⁾。しかし2次モーメント法では、構造物の安全性が安全性指標という限界状態確率に対応する量で評価されているものの、組み合わせる荷重が2つ以上の場合や、それらが正規分布や対数正規分布に従わない場合に、その手続きがかなり複雑になる。

本研究では、荷重側の確率特性にのみ着目し、様々な荷重組合せにおける各々の荷重強度の確率分布ならびにそれらの荷重の同時発生確率を厳密に考慮して、構造物の種々の限界状態におけるその超過確率を求める。この限界状態確率のある目標値のまわりにおけるばらつきを小さくするのが望ましいという考えに基づいて、荷重係数を評価する。数値計算では、具体的な阪神高速道路の道路橋を対象構造物とし、既往の研究³⁾で取り上げた死荷重、活荷重、温度荷重、地震荷重に加え、風荷重を取り上げ、各荷重の確率特性の実測結果を用いて、荷重係数の試算を示す。また、地震荷重についてより実状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、減衰定数、構造物の非線形挙動を考慮し、より合理的に荷重係数および限界状態確率を求める。

2. 構造物の限界状態確率

構造物 i の限界状態確率 P_i は、状態変数 x (例えば、応力やたわみ量等) の関数となり、限界状態確率 P_i を縦軸に、状態変数 x を横軸にして図を描くと、例えばFig. 1に示すように単調減少する1つの曲線 B_i が求められる。構造物の設計に当たって考慮すべき信頼性の概念は、このような曲線 B_i の集まりに対して1つの目標となる曲線 A があり、得られた曲線 B_i を曲線 A にできるだけ近づけることによって表される。理想的には、状態変数の全範囲において曲線 B_i を曲線 A に近づけることにより、構造物のあらゆる限界状態において信頼性を照査すべきであるが、構造物の設計照査の実用性からすると、状態変数の中で各種の限界状態を表す特定の値においてのみ、所定の信頼性を保てばよいものと考えられる⁴⁾。

Fig. 1の曲線 I_i , II_i , III_i , IV_i は、構造物 i について互いに排反な荷重組合せのもとにおける限界状態確率線を表し、構造物 i の限界状態確率線 B_i は、それらの和として求められる。Fig. 1において、限界状態 σ_a では荷重組合せ I_i が卓越し、同様に σ_y および σ_u ではそれぞれ荷重組合せ II_i および III_i が卓越するとし、荷重組合せ IV_i はどのような限界状態においても支配的にならないことを模式的に表している。これらの特性は、実構造物を対象に行った解析結果においても示される^{5), 6)}。対象とする構造物群に対して、このような限界状態ごとの支配的な荷重組合せに関する性状が共通であるとする、設計示方書において、荷重組合せ I は限界状態 σ_a についてのみ考慮すればよく、荷重組合せ II , III はそれぞれ σ_a および σ_u についてのみ考慮すればよい。また、荷重組合せ IV は設計時に考慮しなくてもよいこととなる。

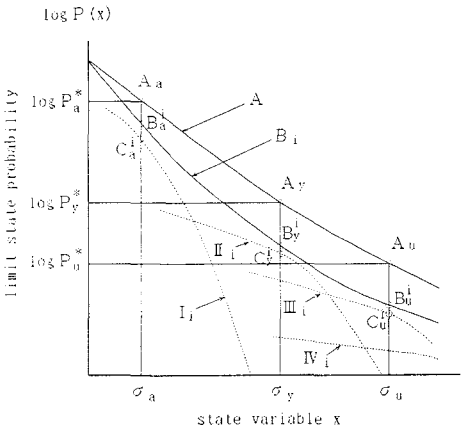


Fig. 1 Limit state probability diagram.

3. 荷重組合せにおける荷重係数の算定法

3.1 設計照査式の選定

本研究で取りあげる荷重の種類は、死荷重 D 、活荷重 L 、温度荷重 T 、地震荷重 E および風荷重 W とする。今、考慮しているこれらの荷重作用はそれぞれ独立事象であり、互いに排反な組

Table 1 Mutually exclusive load combinations.

load combination		load combination	
load-0	D	load-8	D + T + W
load-1	D + L	load-9	D + L + W
load-2	D + T	load-10	D + E + W
load-3	D + E	load-11	D + L + T + E
load-4	D + W	load-12	D + L + T + W
load-5	D + L + T	load-13	D + L + E + W
load-6	D + T + E	load-14	D + T + E + W
load-7	D + L + E	load-15	D + T + L + E + W

合せは、死荷重Dが常に作用しているので、Table 1に示す16通りが考えられる。死荷重Dのみの作用下において、構造物がどのような限界状態にも達することはないと考えられるので、load-0を除く15通りの荷重組合せを考えれば良いことになる。

しかし、実際の設計では、その照査の表現はできるだけ簡単に照査式の数も少ないことが望ましい。また、定めるべき荷重係数も少ないに越したことはない。

例えば、Table 1に示す荷重組合せについて照査する限界状態を3種類考えると、求める荷重係数は144個(48×3=144)にのぼり、これら総てを決定するには膨大な計算が必要となる。道路橋の設計に限定すれば、過去の経験から、Table 1で挙げた16通りの荷重組合せのうち、実際に荷重効果が支配的になるのはload-1,3,4,5,6,7,8,9であり、他の組合せは考慮しなくても安全性は大きく変わらないことが検証されている。また、Fig. 1において模式的に示したように、支配的な荷重組合せでも総ての応力レベルで卓越するのではなく、ある特定の応力レベルで卓越することが分かっている^{5)・6)}。したがって、考慮する設計照査式はTable 2に示すように簡略化することができる。ここに、各 γ は荷重係数、各 α は荷重から荷重効果への変換係数、 D_n 、 L_n 、 T_n 、 E_n 、 W_n はそれぞれ設計荷重を表す。

Table 2 Example of design equations.

	design format
code-1	$\phi_1 \sigma_1 \geq \alpha_{D1} \gamma_{D1} D_n + \alpha_{L1} \gamma_{L1} L_n$
code-3	$\phi_3 \sigma_3 \geq \alpha_{D3} \gamma_{D3} D_n + \alpha_{E3} \gamma_{E3} E_n$
code-4	$\phi_4 \sigma_4 \geq \alpha_{D4} \gamma_{D4} D_n + \alpha_{W4} \gamma_{W4} W_n$
code-5	$\phi_5 \sigma_5 \geq \alpha_{D5} \gamma_{D5} D_n + \alpha_{L5} \gamma_{L5} L_n + \alpha_{T5} \gamma_{T5} T_n$
code-6	$\phi_6 \sigma_6 \geq \alpha_{D6} \gamma_{D6} D_n + \alpha_{T6} \gamma_{T6} T_n + \alpha_{E6} \gamma_{E6} E_n$
code-7	$\phi_7 \sigma_7 \geq \alpha_{D7} \gamma_{D7} D_n + \alpha_{L7} \gamma_{L7} L_n + \alpha_{E7} \gamma_{E7} E_n$
code-8	$\phi_8 \sigma_8 \geq \alpha_{D8} \gamma_{D8} D_n + \alpha_{T8} \gamma_{T8} T_n + \alpha_{W8} \gamma_{W8} W_n$
code-9	$\phi_9 \sigma_9 \geq \alpha_{D9} \gamma_{D9} D_n + \alpha_{L9} \gamma_{L9} L_n + \alpha_{W9} \gamma_{W9} W_n$

3.2 荷重係数の算定手順^{3)・9)}

各荷重係数 γ に適当な値を与え、選定した*i*個の構造物について(断面)を設計する。次に、各限界状態*m*ごとに卓越する荷重組合せを対象に、限界状態を超過する確率(限界状態確率) P_{im} を算出する。ここで、次に示す目的関数 Ω を導入する。 w_{im} は重み係数、 P_m^* は限界状態*m*に対する目標限界状態確率を示す。

$$\Omega_m = \sum_i w_{im} \{ (\log P_{im} - \log P_m^*) / \log P_m^* \}^2 \quad (1)$$

荷重係数を逐次変化させて以上の過程を繰り返し、目的関数 Ω が最小となる荷重係数を求める。

3.3 限界状態確率の算出方法

3.2節で示したように荷重係数の算定手順の中で、限界状態確率を求める必要がある。この限界状態確率は荷重強度特性の確率密度関数の積分を行うことで求められる。Table 2に定めた荷重組合せにおいて、死荷重を確定値とすれば、高々2変数の数値積分を行うことで限界状態確率が得られる。load-1,3,4については確率変数がそれぞれ1つずつとなり、数値積分を用いなくとも確率密度関数の積分形である確率分布関数を用いることにより限界状態確率は求められる。したがって、組合せ荷重が3つの荷重組合せについてたみ込み積分を用いることにより、その荷重組合せが一度生じた場合の限界状態確率 P_j を求める³⁾。供用期間中における、各荷重の同時発生確率を考慮した限界状態確率 P_f は次式で求めることができる¹⁰⁾。

$$P_f = 1 - \exp \left[- \sum_j n_j P_j \right] \quad (2), \quad \text{ここに、} n_j : \text{供用期間中に荷重組合せ} j \text{が発生する期待回数。}$$

4. 解析モデル

4.1 橋梁モデル

阪神高速道路の代表的な高架橋を解析の対象とし(Fig. 2)、下部構造についてモデル化した³⁾。対象とする上部構造は支間長を変えた3径間連続鋼桁橋とし、下部構造は橋脚の高さと幅を変えた鋼製ラーメンとした。構造物の骨組モデルと着目点をFig. 3に示すが、着目点は設計上主要であると思われ

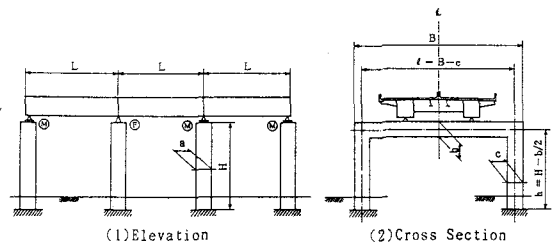


Fig. 2 Structural model.

Table 3 Geometric dimensions of support structures for transverse analysis.

No.	L	W	H	B	h	l	a	b	c
1	40.0		10.0	20.0	9.01	17.95	2.0	1.99	2.05
2	40.0		10.0	30.0	8.79	27.56	2.0	2.42	2.44
3	40.0		20.0	20.0	18.79	17.56	2.0	2.42	2.44
4	40.0		20.0	30.0	18.58	27.16	2.0	2.84	2.84
5	60.0	19.0	10.0	20.0	9.01	17.95	3.0	1.99	2.05
6	60.0		10.0	30.0	8.79	27.56	3.0	2.42	2.44
7	60.0		20.0	20.0	18.79	17.56	3.0	2.42	2.44
8	60.0		20.0	30.0	18.58	27.95	3.0	2.84	2.84
9	80.0		10.0	20.0	9.01	17.95	4.0	1.99	2.05
10	80.0		10.0	30.0	8.79	27.56	4.0	2.44	2.44
11	80.0		20.0	20.0	18.79	17.56	4.0	2.44	2.44
12	80.0		20.0	30.0	18.58	27.16	4.0	2.84	2.84

る断面を取り上げた。解析モデルとして、橋軸直角方向で12個のモデルを作成する (Table 3)。なお構造寸法のうち細部の諸元、すなわち、柱厚さ: a 、梁高さ: b 、柱幅: c はそれぞれ支間長 L 、橋脚全幅 B 、橋脚全高 H に応じて次の関係式より求める¹¹⁾。

$$a=L/20, \quad b=0.0425(B+H)+0.717, \quad c=0.0392(B+H)+0.876 \quad (3)$$

4.2 荷重モデル

荷重係数を算定するにあたって、構造物に載荷する実荷重の強度や発生頻度の確率特性を明らかにする必要がある。ここでは、荷重実態調査により収集された観測データおよび分析結果をもとに¹²⁾、Fig. 4 に示すようにBorges-Castanheta モデル¹³⁾を用いて、荷重のモデル化を行う。

4.2.1 死荷重

死荷重は、そのばらつきが他の荷重に比べて極めて小さい。よって、そのばらつきは荷重係数を1.05とすることで評価し、他の荷重係数算定過程において確定値として扱う。

4.2.2 活荷重

活荷重特性は、交通荷重の統計的性質を取り込んだモンテカルロシミュレーションを行い、応答値を得る方法を用いる。交通条件は突発渋滞を考え、大型車混入率を60%とした。また、地震荷重との組合せでは、突発渋滞との同時発生頻度はごく小さいと考えられるため、通常渋滞を想定し大型車混入率20%としてモデル化する。確率特性は極値I型分布に適合し、その確率密度関数の例をFig. 5 に示す。

4.2.3 温度荷重

温度荷重の確率特性は正規分布によく適合することが分かっており、その確率分布をFig. 6 に示す。

4.2.4 地震荷重

地震荷重は阪神地区のマグニチュード5以上の地震を対象とし、各構造物の固有周期に応じた応答加速度を用いる。さらに、

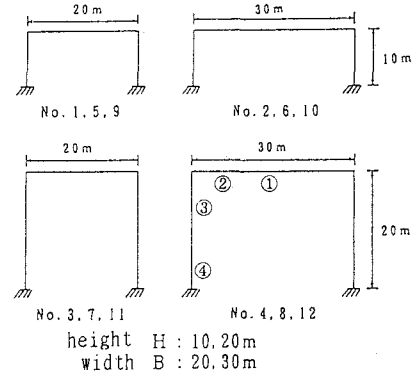


Fig. 3 Skeleton of structures and points of interest.

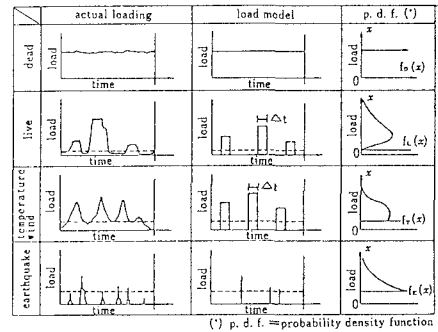


Fig. 4 Schematic representation of load model.

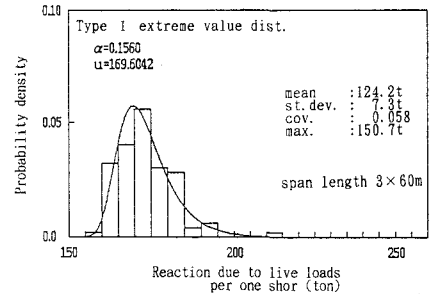


Fig. 5 Histogram and probability density function for live load. (accidental congestion)

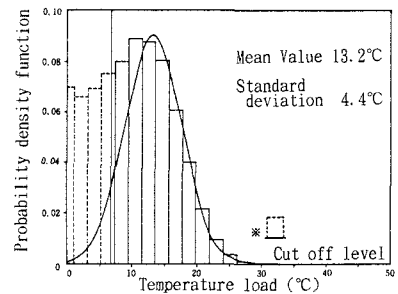


Fig. 6 Observed data and probability density function for temperature load.

減衰定数の周期依存による応答加速度の低減、塑性率に応じた非線形応答加速度を利用し、地震荷重モデルとする。

(1) 固有周期に応じた応答加速度

ラーメンの基本振動モードの近似値として、水平集中荷重のもとに生じる静的変形を用い、エネルギー法で固有周期を求めると、構造モデルによって固有周期は0.2~1.0秒の範囲で散らばっている。各構造物の固有周期をTable 4に示す。固有周期は、橋軸方向のスパン長に関わらず、ラーメン形状の同じものは同じような固有周期となっている。各固有周期に応じた応答加速度分布は極値Ⅲ型分布によく適合しており、Fig. 7に構造物Nos. 1~4の確率密度関数を示す。

(2) 減衰定数の周期依存による低減、非線形応答加速度の推定

橋脚の減衰定数は、その固有周期と密接な関係を有しており、特に固有周期が1秒以下の構造物では、減衰の効果が大きい。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。弾塑性応答の推定方法は、亀田ら¹⁴⁾により提案された方法による。亀田らの方法では、減衰定数 $h=5\%$ の線形加速度スペクトルが与えられたとき、次式によって任意の塑性率 μ 、減衰定数 h に対するスペクトル S_{AF} に変換することができる。

$$S_{AF}(\mu, h) = C_h(\mu, h) \cdot C_\mu(h) \cdot S_{AE}(h=5\%) \quad (4)$$

ここに、 C_h 、 C_μ はそれぞれ減衰定数 h 、塑性率 μ による低減係数。

道路橋示方書では、固有周期が1.0secをこえる範囲では減衰定数を0.02、固有周期0.5秒のとき減衰定数を $h=0.2 \sim 0.4$ と考えている。そこで本研究では、固有周期1.0secで $h=0.02$ 、0.2secで $h=0.2$ とした式 $h=-0.225T+0.245$ を用いる。

構造物が降伏点を越えて弾塑性応答する場合の効果を取り入れた非線形応答加速度を推定する。弾塑性応答の推定は、亀田らの方法により、塑性率 μ をパラメータとして、 μ に対応する非弾性応答加速度を求める。塑性率 μ は降伏変位を δ_y 、弾塑性応答変位を δ_{max} とすると、 $\mu = \delta_{max} / \delta_y$ で表される。実際の鋼製橋脚を想定して $\mu = 2$ としたときの確率密度関数をFig. 7の実線で示す。また、そのときの各構造物の減衰定数、極値Ⅲ型分布の分布パラメータをTable 4に示す。

4.2.5 風荷重

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

Table 4 Natural period T, damping constant h and parameter of Weibull distribution function.

structure number	T(sec)	h	α	β	x_0 (Gal)
1	0.3676	0.1632	0.922	16.91	19.46
2	0.2447	0.1899	0.925	23.08	23.26
3	0.9594	0.0291	0.854	8.955	8.89
4	0.6679	0.0947	0.884	11.06	11.38
5	0.3690	0.1620	0.922	16.86	19.41
6	0.2460	0.1897	0.925	23.00	23.23
7	0.9595	0.0291	0.854	8.954	8.89
8	0.6697	0.0943	0.884	11.05	11.35
9	0.3701	0.1617	0.921	16.82	19.37
10	0.2471	0.1894	0.925	22.92	23.20
11	0.9608	0.0288	0.853	8.945	8.88
12	0.6712	0.0940	0.884	11.04	11.32

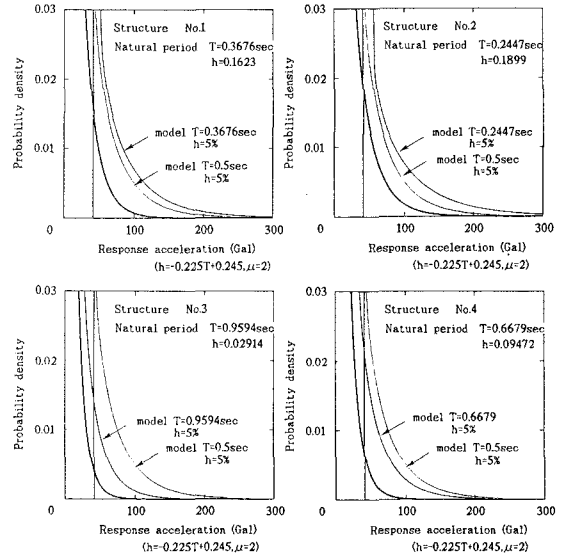


Fig. 7 Probability density function for earthquake load.

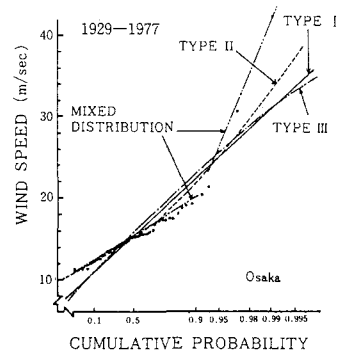


Fig. 8 Fitting of wind velocity data to extreme value distribution

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。極値分布へのあてはめをFig. 8に示す。風荷重を含む荷重組合せごとの風荷重の継続時間は、最大風速 V_F と風荷重の風速レベルから求められる¹⁵⁾。現行設計法により設計した断面に対し限界状態を超える風速を計算したところ、各荷重組合せについて

Table 5の左から2行目に示すような結果が得られた。そこで本研究では、阪神高速道路公団の交通規制の対象風速も参考に、荷重組合せごとの風速レベルをD+W、D+T+Wで40m/s、D+L+Wで20m/sと設定し継続時間、同時発生頻度を計算する。最大風速 V_F をそれぞれの強風の50年再現期待値としたときの継続時間をTable 5に示す。計算の結果、D+W、D+T+Wでは、類似経路以外の強風の継続時間は9秒たらずであり無視してよいと考えられる。

5. 数値計算

5.1 数値解析の条件

Table 2に示した荷重組合せについて荷重係数を求めた。状態変数は応力度のみとした。以下の数値計算は線形計算を行っているため、破断応力度まで考慮するのは合理的ではない。また、各荷重組合せによる限界状態は、降伏応力度 σ_y や許容応力度 σ_a のような限られた応力度のみで最も卓越するとは限らない。そこで本研究では、現在の許容応力度設計法における照査の実状を反映して、限界状態を「割り増し係数」×許容応力度とし、その対象とする荷重組合せでは、その割り増した応力度で限界状態が卓越すると仮定した。許容応力度は阪神高速道路公団で使用実績の多いSM490Y材の値を用い、これらの値は供用期間中は変化しないものとする。また式(1)の目的関数中の重み係数は、実態調査や構造物の重要度に応じて決められるべきであるが、構造物建設数の実態調査により重みを設定したところその荷重係数の変化は小さいことが確認されており¹¹⁾、ここではすべて1とした。

5.2 荷重係数

3.2節で示した手法により、限界状態確率を算出し、荷重係数の試算を行った。目標限界状態確率は、現行設計法に対するコードキャリブレーションを参考に設定する。本研究で、限界状態を降伏応力 σ_y とした地震荷重を含む荷重組合せの限界状態確率は、 $10^{-4} \sim 10^{-6}$ 付近に散らばっていること、また、破断応力度での目標限界状態確率を $10^{-5} \sim 10^{-6}$ 程度と考えて、残留変形の生じる限界状態として設定した降伏応力での目標限界状態確率を $10^{-3} \sim 10^{-4}$ 程度とする。また、他の限界状態を有する荷重組合せとの整合性から組合せごとの目標限界状態確率をTable 6のように設定した。D+L+Eの組合せは現行の道路橋示方書によると設計時に考慮されていないが、現在の都市高速道路ではほぼ毎日、朝夕の渋滞が起っており、その時地震が発

Table 5 Duration of wind load.

load combination	wind speed (m/s)	limit state probability	wind speed level (m/s)	duration (hour)
D-W ₁ W ₂	49.64	—	40	0.3799 2.45×10^{-3}
D-T-W ₁ W ₂	40	0.4346×10^{-1}	40	0.3799 2.45×10^{-3}
D-L-W ₁ W ₂	20	0.4376×10^{-1}	20	10.8 0.967

W1:類似経路
W2:非類似経路

Table 6 load factors without considering difference of natural period of each structure.

load combination	Target P_f^*	limit state(kgf/cm ²)
1.05D+1.09L	1.0×10^{-1}	1.00×2100
1.05D+0.73T+1.03L	0.5×10^{-1}	1.15×2100
1.05D+2.04E	1.0×10^{-3}	1.50×2100
1.05D+0.45T+2.02E	0.5×10^{-3}	1.70×2100
1.05D+0.69L+0.92E	0.5×10^{-3}	1.70×2100
1.05D+1.21W	0.5×10^{-1}	1.25×2100
1.05D+0.74T+1.04W	0.5×10^{-1}	1.35×2100
1.05D+0.88L+0.34W	0.5×10^{-1}	1.35×2100

Table 7 Load factors considering natural period of each structure.

load combination	Target P_f^*	limit state(kgf/cm ²)
1.05D+1.87E	1.0×10^{-3}	1.50×2100
1.05D+4.45T+1.40E	0.5×10^{-3}	1.70×2100
1.05D+3.29L+0.26E	0.5×10^{-3}	1.70×2100

Table 8 Load factors considering natural period, damping constant and elasto-plastic response

load combination	Target P_f^*	limit state(kgf/cm ²)
1.05D+0.79E	1.0×10^{-3}	1.50×2100
1.05D+1.97T+0.61E	0.5×10^{-3}	1.70×2100
1.05D+1.55L+0.14E	0.5×10^{-3}	1.70×2100

生することは十分考えられる。従って本研究ではD+L+Eの組合せを設計照査に加える。ここで、荷重係数の決定は荷重組合せごとに行った。既往の研究³⁾で、構造物による固有周期の違いを無視して地震強度を一定として求めた場合の荷重係数をTable 6に示す。

5.2.1 固有周期を考慮した荷重係数

4.2.4項で述べたように、荷重係数をより適切に評価するためには、各固有周期に対応する荷重強度モデルを用いる必要がある。固有周期を考慮した各荷重係数の試算結果をTable 7に示す。固有周期を考慮した地震力を用いたときの荷重係数(Table 7)を見ると、固有周期を一定として求めたとき(Table 6)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、実働荷重モデルが、実際の現象を適正に評価していないことに起因している。

5.2.2 減衰定数、塑性率を考慮した荷重係数

固有周期を考慮した際に生じた異常な荷重係数は設計地震荷重と実働地震荷重の固有周期に対する傾向が一致しないことから起こっている。そこで減衰定数の周期依存による応答加速度の低減と、構造物の非線形挙動を考慮することで、より合理的な荷重係数が算定できることを期待する。減衰定数の周期依存による低減、塑性率に応じた非線形挙動を考慮したときの荷重係数をTable 8に示す。減衰定数、塑性率を考慮したときの応答加速度の頻度分布図(Fig. 7)を見ると、各構造物間で分布の差が小さくなっていることがわかる。このため、0.2secから1.0secの構造物で強度一定とした設計地震荷重と傾向が近くっており、減衰定数を一定($h=5\%$)とした場合の荷重係数(Table 7)と比べて、地震荷重の荷重係数の変化以上に、温度荷重、活荷重の荷重係数が小さくなっている。ただ、 $h=-0.225T-0.245$ で与えられる減衰定数は、実際に耐震設計で用いられる減衰定数に比べると、短周期になるほど減衰を小さく見積もっていることもあり、それとの組合せにおける温度荷重、活荷重の荷重係数が、依然として大きめとなっている。

5.3 限界状態確率

Table 6, 7, 8の設計フォーマットによる各構造物の限界状態確率をFig. 9, 10, 11に示す。固有周期を考慮したFig. 10ではFig. 9に比べて荷重係数設計法による σ_y に関する限界状態確率のばらつきがかなり大きくなっている。これは固有周期を考慮したとき(Table 7)、荷重係数が異常な値を出したのと同じ原因による。つまり、対象とした構造物に対しては、地震強度をすべて一定とした設計地震荷重と、実働荷重の固有

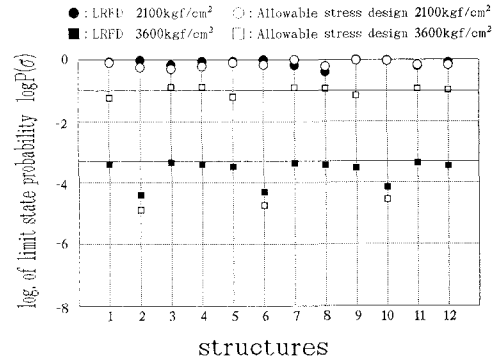


Fig. 9 Limit state probability without considering difference of natural period of each structure.

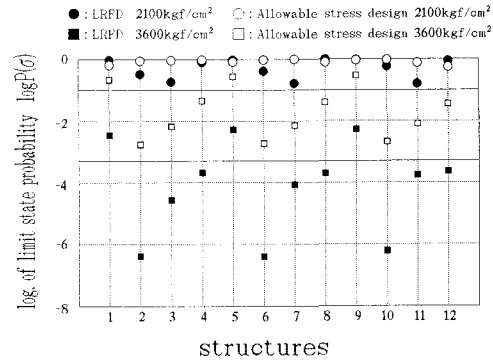


Fig. 10 Limit State Probability considering natural period of each structure.

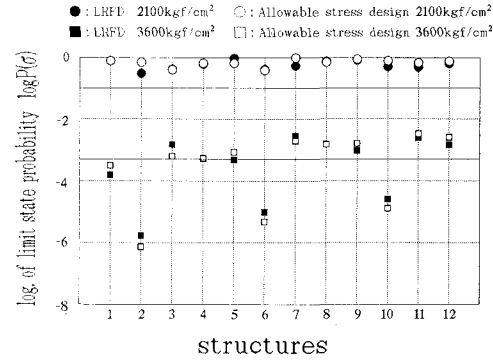


Fig. 11 Limit State Probability considering natural period, damping constant and elasto-plastic response. ($h=-0.225T+0.245$, $\mu=2$)

周期に対する傾向が一致しないことから、すべての構造物に同一レベルの限界状態確率を得ることが困難になるためである。特に、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、 $D+T+E$ もしくは $D+L+T$ の組合せでかなり安全な断面が設計されることによる。 $D+T+E$ が現行示方書で省かれたことと考え併せて今後さらに検討を要するものと考えられる。減衰定数、弾塑性応答を考慮したときの限界状態確率は、減衰定数を一定としたFig. 10 と比べて、限界状態確率の目標限界状態確率まわりのばらつきは小さくなっている。

現行設計法との比較では、Fig. 11の図中の許容応力度設計法により設計した場合の限界状態確率と比べて、 σ_y に関する目標限界状態確率まわりのばらつきはあまり差がないように見えるが、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 Ω の値は荷重係数設計法で8.271であり、許容応力度設計法の10.016と比べて小さくなっており、より最適化されていることがわかる。

6. 結論

本研究で得られた結論は次のような内容である。

- (1) 都市内高速道路の鋼製ラーメン橋脚に作用する荷重として活荷重、温度荷重、地震荷重、風荷重を考え、各荷重の発生頻度、継続時間および複数荷重の同時発生頻度を考慮して限界状態確率を算定し、その目標値回りのばらつきを小さくすることにより、荷重係数を求めた。
- (2) 地震荷重のモデル化において、各構造物の固有周期に応じた応答加速度を算定した。さらに、減衰定数の周期依存性、構造物の弾塑性挙動を考慮したモデル化を行い、より合理的な荷重係数を算定した。
- (3) 荷重係数設計法の方が許容応力度設計法より均一な信頼性をもたらすことを示した。

【参考文献】

- 1) 白石成人編：構造物のライフタイムリスクの評価，土木学会構造工学委員会構造物安全性小委員会，pp. 8-14, 1988. 12.
- 2) Ellingwood, B., MacGregor, J. G., Galambos, T. V. and Cornell, C. A. : Probability Based Load Criteria: Load Factors and Load Combinations, Proc. of ASCE, Vol. 108, No. ST5, pp. 978-997, 1982. 5.
- 3) 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，JCROSSAR '91 論文集，pp. 519-526, 1991. 11.
- 4) Shinozuka, M. : Load Combination and Load Resistance Factor Design, IABSE Symposium, pp. 65-69, Sept. 1986, Tokyo.
- 5) 北沢正彦・久保雅邦・白木 渡・亀田弘行：鋼製橋脚における荷重組合せの解析と荷重係数の試算，構造工学論文集，Vol. 33A, pp. 761-773, 1987. 3.
- 6) 阪神高速道路公団：限界状態設計法及び長多径間連続桁構造に関する検討報告書，1989. 3.
- 7) 篠塚正宣・久保雅邦：限界状態確率に基づく設計荷重の組合せと荷重係数の一決定法，土木学会論文集，第386号，I-8, pp. 301-310, 1987. 10.
- 8) 阪神高速道路公団：限界状態設計法における荷重係数の算定方法に関する検討報告書，1988. 3.
- 9) 川谷充郎・久保雅邦・古田 均・北沢正彦・篠塚正宣：道路橋の信頼性設計における荷重組合せの研究，第9回設計における信頼性工学シンポジウム論文集，pp. 87-92, 1989. 11.
- 10) Wen, Y. K. : Statistical Combination of Extreme Loads, Proc. of ASCE, Vol. 103, No. ST5, pp. 1079-1093, 1977.
- 11) 川谷充郎・星加益朗・阿河賢治：限界状態確率に基づく道路橋鋼製橋脚設計の荷重組合せと荷重係数，土木学会関西支部平成4年度年次学術講演会講演概要，I-7, 1992.
- 12) 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.
- 13) Borges, F. and Castanheta, J. : Structural Safety, 2nd ed., Laboratorio Nacional de Engenharia Civil, Lisbon, Portugal, March, 1972.
- 14) Milutinovic, Z. and Kameda, H. : Statistical Model for Estimation of Inelastic Response Spectra, Proc. of JSCE, Structural Eng. / Earthquake Eng., Vol. 1, No. 2, pp. 105-114, Oct., 1984.
- 15) 河 瑛徹・多賀直恒・岡田 恒：観測記録に基づいた年最大風速と継続時間の関係，日本風工学会誌，第49号，pp. 25-33, 1991. 11.

(1993年9月16日受付)