

(30) 温度荷重を含む組合せ荷重下での下部構造物の信頼度評価

山田 善一^{*)} ○家村 浩和^{*)} 野田 茂^{*)} 河野 修平^{**)}

1. 緒 論

一般に、構造物にはその長い耐用期間に性格の異なる複数の荷重が作用し、その幾つかは同時に作用する可能性がある。実際の設計に当っては、原則として各種の外力およびそれらの組合せパターンのすべてを荷重として規定していくべきであるが、構造物の特性と種類、建設地域の特性、外力の発生頻度などによっては、必ずしも設計の対象とする必要のない荷重の組合せもあろう。

より合理的な設計を行うためには、主観的・経験的に決定されてきた組合せ荷重の確率的特性を定式化しておくことが望ましい。とはいえ、各種荷重は不規則な変動荷重であり、組合せ荷重の最大値の確率分布を精度よく求めることは、ごく簡単な例を除いて、極めて難しいと言わざるを得ない。そこで、単純化した荷重組合せモデルと適当な仮定に基づき、近年、この組合せ荷重の確率的特性を評価する実用的な研究が実施されてきた。^{例え(1)}荷重を時系列モデルに置換して、確率論や確率過程論に基づいた組合せ荷重の最大値の確率分布を推定するための方法論が展開されている。^{例え(2)～(6)}

荷重の組合せ効果の解析は、構造物の安全性を確保する際の重要課題の一つと言える。また、信頼性理論に基づくコード・キャリブレーションを適切に実施し、荷重組合せ係数を合理的に規定することが、最近における欧米のすう勢である。このような立場から、著者らは、前論文⁷⁾において、死荷重・活荷重と雪荷重の組合せに対する、スパン20～300 mの単純桁鋼道路橋の橋軸面内における安全性ならびにスパン長の変化に対する荷重係数の設定法を検討してきた。

本研究では、具体的に組合せ荷重下での構造物の安全性を照査するため、まず実測データや確率統計的手法を用いて各種荷重のモデル化を試み、組合せ荷重効果の最大値の確率分布を算定する方法を展開した。この方法を三径間連続高架橋の橋脚に適用し、荷重の組合せのパターンの変化に伴う下部構造物の橋軸面内および橋軸面外における安全性の変化を検討することを試みた。活荷重・風荷重・地震荷重は再帰ポアソン過程で表示した。温度変化の影響については正弦波モデルとシミュレーションから推定した。組合せ荷重の最大値の確率分布は、Load Coincidence Method⁵⁾とたたみ込み積分を用いて評価している。

2. 対象構造物および解析モデル

前論文⁷⁾では、単純桁鋼道路橋(2車線)を対象とし、スパン中央部に発生する橋軸面内の最大曲げモーメントを考えた。しかし、温度・地震荷重などを含む組合せを問題とすると、上部構造物のみに発生する荷重効果を取り扱うことは現実的でない。すなわち、過去の被害実態調査によれば、橋台・橋脚などの下部構造の被害や、またそれに誘発された上部構造の被害などが生じている。

そこで、本研究では、Fig. 1に示すような三径間連続鋼床板I型桁橋を対象構造物とし、一様断面の一層II型钢製ラーメン橋脚に注目した。特に、P3の橋脚を対象とし、その橋脚下端に発生する応力の照査を行ってみた。橋脚P3の寸法はFig. 1に示す。なお、下部橋脚P3に影響を及ぼす上部構

*) 京都大学工学部土木工学教室

**) 愛知県土木部道路建設課

としては P 3 に支持された両側の 1/2 スパンの桁部分とした。本研究では Fig. 1 のプロトタイプを簡略化して、Fig. 2 のような解析モデルを考えた。図中の P は 1 支承当りに作用する上載荷重を意味する。

応力の算定に必要なパラメーターとしては以下の諸量を導入した。 A_c : 橋脚柱の断面積, q_B, q_c : 梁および橋脚柱の単位長さ当り重量, l_B, l_c : 梁および橋脚柱の長さ, l'_B : 橋脚柱間長, I_B : 梁の断面 2 次モーメント, I_c, I'_c : 橋脚柱の橋軸面内および橋軸面外の断面 2 次モーメント, A : 上部構の有効鉛直投影面積, B, H_c : 橋脚柱の橋軸および橋軸直角方向の厚み, α, E : 鋼の線膨張率および弾性係数。ここで、Fig. 1 から求められた各パラメーターの値は、 $A_c = 0.944(\text{m}^2), q_B = 9.46 \times 10^3(\text{kg/m}), q_c = 6.5 \times 10^3(\text{kg/m}), l_B = 25(\text{m}), l_c = 12(\text{m}), l'_B = 17(\text{m}), I_B = 0.754(\text{m}^4), I_c = 1.561(\text{m}^4), I'_c = 0.509(\text{m}^4), A = 0.723(\text{m}^2), B = 2.4(\text{m}), H_c = 1.8(\text{m}), \alpha = 1.2 \times 10^{-5}, E = 2.15 \times 10^6(\text{kg/cm}^2)$, となる。

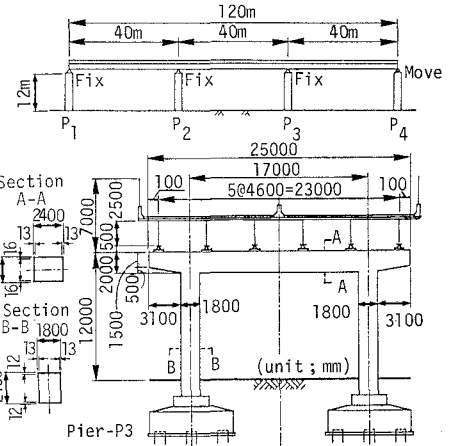


Fig.1 3-Span Continuous Elevated Bridge Considered

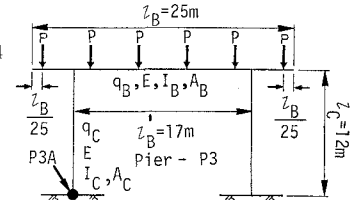


Fig.2 Analytical Model for Gider-Pier System

3. 組合せ荷重による橋脚下端の応力の算定

以下に示す $P_D, P_L, \Delta T, a, v$ のパラメーターは、各々、死荷重(kg), 活荷重(kg), 温度変化(deg), 最大応答加速度(gal), 風速(m/s) を意味する。

3.1 橋軸面内の荷重による応力

対象とした荷重は、上載荷重（死荷重と活荷重のような上部構からの集中荷重）、自重による死荷重、温度変化および地震の影響によるものである。このとき、Fig. 2 に示す橋脚下端 P 3 A に生じる組合せ最大応力 σ_{Total} は、以下に示す各荷重効果の線形和として、式 (1) で与えられる。

$$\sigma_{Total} = \sigma_D + \sigma_L + (M_{EQ} + M_T) \frac{1}{I_c} \frac{B}{2} \quad \dots\dots\dots (1)$$

ただし、上式の $\sigma_D, \sigma_L, M_{EQ}, M_T$ は、各々、死荷重と活荷重による応力および地震荷重と温度荷重による曲げモーメントを意味する。

(1) 死荷重（上部構の死荷重により発生する橋脚の鉛直反力 P_D および桁と橋脚の自重） 死荷重による直応力 σ_D は次式である。

$$\sigma_D = (P_D + q_B l_B + 2 q_c l_c) / 2 A_c \quad \dots\dots\dots (2)$$

(2) 活荷重（活荷重により発生する橋脚部の鉛直反力 P_L ） この活荷重による直応力 σ_L は次式である。

$$\sigma_L = P_L / 2 A_c \quad \dots\dots\dots (3)$$

(3) 地震の影響 地震力によって橋脚下端に生じる曲げモーメント M_{EQ} は、

$$M_{EQ} = P_{EQ} l_c + q_{EQ} l_c^2 / 2 \quad \dots\dots\dots (4)$$

ただし、 $P_{EQ} = (P_D + P_L + q_B l_B) a / g, q_{EQ} = q_c a / g, g = \text{重力加速度}(980 \text{ gal})$

となる。道路橋示方書⁸⁾では、従来の慣行に従い、活荷重の重量効果を見逃して耐震設計するように規定している。しかし、本研究では、上式で示すように、 P_{EQ} の算定に P_L を含むことにより、活荷重を考慮した地震力を評価している。

(4) 温度の影響 橋軸面内において上部構と橋脚を分散固定として結合すると、主桁の温度変化 ΔT

によって橋軸方向の拘束力が働く。橋脚 P 1 ～ P 3 間の二径間連続梁を考え、支承がすべて固定支承であることから、温度変化による主桁の伸縮量を求める。このとき、 ΔT の温度変化により、橋脚 P 3 の下端が主桁から受ける最大曲げモーメント M_T は次式となる。

$$M_T = \alpha \, l \, l_c \, \Delta T / (\frac{1}{K} + \frac{1}{K_c}) \tag{5}$$

ただし、 $K = EA / l$ 、 $K_c = 3EI_c / l_c^3$

3.2 橋軸面外の荷重による応力 この場合の組合せ最大応力 σ_{Total} は次式で表わせる。

$$\sigma_{Total} = \sigma_D + \sigma_L + (M_D + M_L + M_T + M_{EQ} + M_W) \frac{1}{I_c} \frac{H_c}{2} \tag{6}$$

ただし、上載荷重および自重による橋脚下端での軸力である σ_D および σ_L の算定法は、式(2)、(3)と同一である。また、上式の M_D 、 M_L 、 M_T 、 M_{EQ} 、 M_W は、桁に作用する P 、 q_B 、 ΔT 、 P_{EQ} 、 P_W によって橋脚下端に生じる曲げモーメントである。曲げモーメントはたわみ角法を用いて、以下の式(7)～(11)で求められる。ただし、 P_W は風速による平均抗力である。

- (1)上載荷重による橋脚下端 P 3 A での曲げモーメント M_D

$$M_D = \frac{1}{k+2} \frac{203}{2125} P l_B \tag{7}$$

ただし、 $k = \frac{I_B}{I_c} \frac{l_c}{l_B}$
- (2)橋桁の自重による曲げモーメント M_L

$$M_L = \frac{1}{k+2} \frac{193}{7500} q_B l_B^2 \tag{8}$$
- (3)温度の影響 橋脚全体が様な温度変化 ΔT を受けるものとし、日光直射部分と日陰部分との温度差は考慮しない。そのとき、曲げモーメントは次式となる。
$$M_T = \frac{3(1+k)EI_B\alpha}{(2+k)kI_c} \Delta T \tag{9}$$
- (4)地震の影響 水平加速度のみ考え、かつ簡単のため橋脚部分に作用する地震力は無視すると仮定する。そのとき、3.1(3)で示した P_{EQ} を用いて、曲げモーメント M_{EQ} は次式で表わせる。

$$M_{EQ} = \frac{(1+3k)l_c}{2(1+6k)} P_{EQ} \tag{10}$$

- (5)風荷重 橋脚部分に作用する風は無視して、上部構の有効鉛直投影面に作用する風のみを対象とする。したがって、風荷重により橋脚に作用する曲げモーメント M_W は次式で示される。

$$M_W = \frac{(1+3k)l_c}{2(1+6k)} P_W \tag{11}$$

ただし、 $P_W = \frac{1}{2} \rho C_D A v^2$ 、 C_D = 抗力係数、 ρ = 空気密度

3.3 荷重組合せのフォーマット 式(1)と(6)は、荷重効果（応力）として次式に書き改められる。

$$S' = C'_D P_D + C'_L P_L + C'_T \Delta T + C'_{EQ} a + C'_W v^2 \tag{12}$$

ここで、 $C'_D, C'_L, C'_T, C'_{EQ}, C'_W$ は荷重から荷重効果への変換係数である。上式は、死荷重効果 $C'_D P_D$ で正規化すれば、

$$S = 1 + C_L P_L + C_T \Delta T + C_{EQ} a + C_W v^2 \tag{13}$$

となる。なお、各係数 C_L, C_T, C_{EQ}, C_W は、本研究で対象とした Fig.1 の構造物に対して、式(1)～(11)を用いて具体的に算出される。橋軸面内においては、 $C'_D P_D = 58.1 \text{ kg/cm}^2$ 、 $C_L = 8.66 \times 10^{-7}$ 、 $C_W = 0$ 、 $C'_{EQ} = 1.68 \times 10^{-2}$ 、 $C_T = 3.86 \times 10^{-1}$ 、橋軸面外については、 $C'_D P_D = 84.5 \text{ kg/cm}^2$ 、 $C_L = 8.69 \times 10^{-7}$ 、 $C_W = 2.0 \times 10^{-4}$ 、 $C_{EQ} = 7.27 \times 10^{-3}$ 、 $C_T = 6.54 \times 10^{-2}$ の値が求められた。

4. 各種荷重モデルと組合せ荷重の最大値の確率分布

4.1 荷重のモデル化 本研究で対象とした荷重は、死荷重・活荷重・風荷重・地震荷重と温度荷重である。活荷重・風荷重・地震荷重は再帰ポアソン過程を用いてモデル化した。荷重のマクロ・タイムでの挙動を考えると、荷重は Fig.3 に示すような再帰ポアソン過程で評価できる。モデル・パ

ラメーターは荷重到着率 ν , 平均継続時間 $\mu_d = \frac{1}{\nu f}$, 荷重強度 S の条件付確率密度関数 $f_s(s)$ である。荷重のモデル化の詳細については前論文⁷⁾を参照願いたい。なお、各荷重の諸パラメーターの決定に当っては、大阪地区の実測データを参照した。

4.2 各荷重の確率分布

(1)死荷重 前論文⁷⁾で示したように、死荷重がわずかに経時変化したり、あるいは死荷重は時間的に不変だが荷重の評価に誤差があっても、構造物の信頼性に与える影響は小さい。そこで、本研究では死荷重を変動しない一定値として取り扱った。

(2)活荷重 自動車列荷重実態調査の結果を参考にして、完全渋滞時のデータを用いると、活荷重の分布形は第1種極値分布となる。ここで、平均継続時間 μ_{d_L} は1.5時間とした。

活荷重の渋滞の発生率は、スパン20mで平均1日に n_1 回、300mの橋で平均1日に n_2 回渋滞が発生するとし($n_1 > n_2$)、その区間のスパン x (m)に対しては、 $n = \exp(-ax+b)$ (ここで、 $a = \frac{1}{280} \ln \frac{n_1}{n_2}$, $b = (15 \ln n_1 - \ln n_2)/14$)の関係式を用いて、渋滞回数 n (回/日)を求めた。本研究では、 $x = 40$ (m)として、Case 1: $n_1 = 1, n_2 = 0.5$ とCase 2: $n_1 = 2, n_2 = 1$ の2通りを考えた。さらに、活荷重の強度の平均値と分散については前論文⁷⁾および文献⁹⁾を参考にして決定した。

上記の結果、荷重強度の平均値 μ_L と標準偏差 σ_L および発生率 ν_L は、以下に示すように2ケースを想定した。すなわち、Case 1: $\nu_L = 347$ (/year), $\mu_L = M$ と、Case 2: $\nu_L = 695$ (/year), $\mu_L = M + 3\sigma$ である。ただし、 $M = 1.44 \times 10^5$ (kg), $\sigma = 5.22 \times 10^4$ (kg)であり、橋軸方向については $\sigma_L = \sigma$ 、橋軸直角方向については $\sigma_L = 0.3 \mu_L$ とした。

(3)温度の影響 構造設計上問題となる外気温の影響としては、構造物内の温度差と平均的温度的変化の2つが考えられる。Fig. 4は、阪神高速道路公団大和川橋梁北岸の高架橋を対象にした、部材温度と外気温の測定結果である。¹⁰⁾同結果より、本研究で対象とした橋脚においては、上部構の温度変化による伸縮の下部構への影響が主桁下フランジ部の温度変化を考慮するだけで十分であり、この主桁下フランジの温度は外気温とほぼ等しいことがわかる。しかし、橋脚の日照部分と日陰部分における温度差による応力は、構造物の場所および方向によって日射量が相違するので、これらを判断するのは困難である。そこで、本研究では、構造物内の温度差は考えず、気温と部材温度がほぼ等しいと仮定し、平均的温度的変化のみを組合せ荷重の解析に導入した。

1日の気温変化は正弦波的であり¹¹⁾、かつ日平均気温の月別平均値はFig. 5(a)のように変化する。¹²⁾このことから、気温 T の推定に当っては次式を採用した。

$$T(^{\circ}\text{C}) = T_0 + T_y \sin 2\pi t_{\text{annual}} + T_d \sin 2\pi t_{\text{daily}} \quad \dots\dots\dots (14)$$

ここに、 T_0, T_y, T_d は、各々、年平均気温、各年毎の気温の振幅、各年の日気温に関する正規変量¹¹⁾、 t_{annual} と t_{daily} は位相差を考慮した日数と時間を表す一様分布変数である。各分布パラメーターは気象観測所で得られ

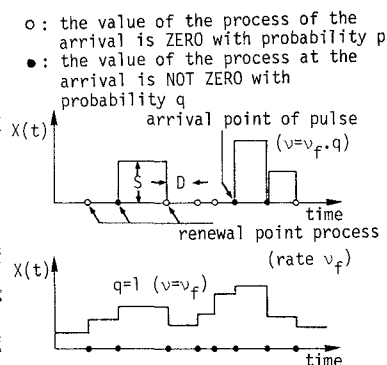


Fig.3 Sequence of Load Modeled by Renewal Poisson Pulse Process

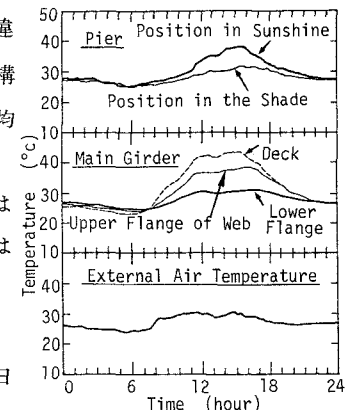


Fig.4 Variation in Time of Recorded Temperature of External Air and Structural Parts

た種々の気温データから、以下のように推定した。

T_0 の平均値 m_{T_0} と標準偏差 σ_{T_0} は、観測地での観測年 j の日平均気温の月別平均値の最高値 $a_{max,j}$ と最低値 $a_{min,j}$ を観測年個 N とり、以下の式で評価した。

$$m_{T_0} = E(a_j) = \frac{1}{N} \sum_{j=1}^N a_j, \quad \sigma_{T_0} = E[(a_j - m_{T_0})^2] \quad \dots\dots\dots (15)$$

ただし、 $a_j = \frac{1}{2}(a_{max,j} + a_{min,j})$

T_y の平均値 m_{T_y} と標準偏差 σ_{T_y} は、 T_0 における $a_{max,j}$ と $a_{min,j}$ を用いて $a'_j = \frac{1}{2}(a_{max,j} - a_{min,j})$ の値を求め、式 (15) のようにして a'_j の観測年内の平均値と標準偏差から推定した。

一方、 T_d は 1 日の気温変化の振幅を示すから、 T_d の平均値 m_{T_d} は各年の日最高気温、日最低気温、日平均気温の月別平均値から決定できる。今、 j 年時の最高気温 $b_{max,j}$ と最低気温 $b_{min,j}$ 、日最高気温の月別平均値の最高値 $c_{max,j}$ と最低値 $c_{min,j}$ 、日平均気温の月別平均値の最高値 $d_{max,j}$ と最低値 $d_{min,j}$ を用いて、以下の値を定義する。

$$x_{max,j} = \frac{b_{max,j} - d_{max,j}}{c_{max,j} - d_{max,j}}, \quad x_{min,j} = \frac{b_{min,j} - d_{min,j}}{c_{min,j} - d_{min,j}} \quad \dots\dots\dots (16)$$

これらの値は、1 日の気温の最大振幅が平均振幅からどの程度ずれているかを示す指標となる。各年の $x_{max,j}$ と $x_{min,j}$ のデータから x_{max} と x_{min} の度数分布を得ることができ、さらに $x_{max} + x_{min}$ の度数分布が求められる。これらの度数分布は、 n 個の正規変量の最大極値と最小極値の確率分布形（第 1 種極値分布）すなわち $f_{T_{dmax}}(t) = n \{E_{x_{max}}(t)\}^{n-1} f_{x_{max}}(t)$ と $f_{T_{dmin}}(t) = n \{1 - E_{x_{min}}(t)\}^{n-1} f_{x_{min}}(t)$ に相似している。したがって、 T_d は正規変量であることが容易に推察できる。

T_d の平均値 m_{T_d} は、 $c_{max,j} - d_{max,j}$ および $c_{min,j} - d_{min,j}$ の各年に関する平均値として求める。一方、 T_d の標準偏差 σ_{T_d} は、式 (14) の右辺第 3 項の $T_d \sin 2\pi t_{daily}$ が正のときは x_{max} の度数分布と、また $T_d \sin 2\pi t_{daily}$ が負のときは x_{min} の度数分布と正規変量の最大極値あるいは最小極値の確率密度関数を相互に比較することにより推定することができる。

上記の方法を大阪地区の気温データ¹²⁾に適用した結果、 $T_0 : N(16.5, 0.7^2)$ 、 $T_y : N(16.5, 0.5^2)$ 、 $T_d : \sin 2\pi t_{daily} \geq 0$ のとき $N(3.9, 1.9^2)$ 、 $\sin 2\pi t_{daily} < 0$ のとき $N(3.9, 1.6^2)$ が求まった。ただし、 $N(m, \sigma^2)$ は平均値 m と分散 σ^2 の正規分布を示している。なお、 T_d のパラメーターを推定するに当り、 x_{max} と x_{min} の度数分布は Fig. 6 のようであった。

以上の結果、式 (14) のすべてのパラメーターの確率分布形が得られたが、式 (14) から気温 T の確率分布をたたき込み積分を用いて解析的に求めることは複雑である。そこで、本研究では 1,752,000 回のシミュレーションを実施して、 T の分布を Fig. 5 (b) のように求めた。ここでは、この分布形をさらに Fig. 5 (c) のような台形分布に簡略化した。得られた気温の平均値 $T_0 = 17^\circ\text{C}$ 、上限値 $T_U = 39^\circ\text{C}$ 、下限値 $T_L = -5^\circ\text{C}$ は大阪における

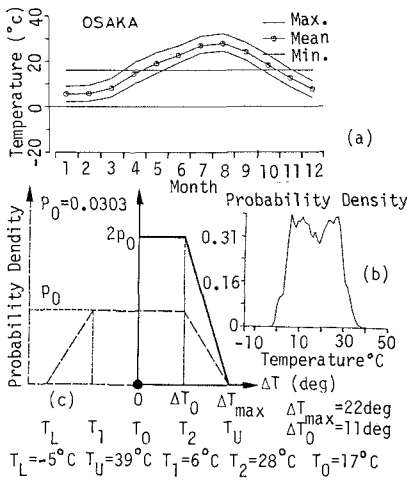


Fig.5 Characteristics of External Temperature in Osaka City

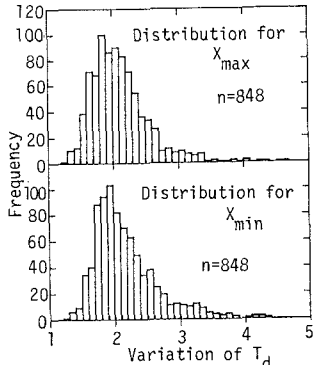


Fig.6 Histograms of x_{max} and x_{min} Estimated from Temperature Recorded in Osaka City

実測値（最高気温 38.2℃と最低気温 - 4.5℃）¹³⁾ とよく符合している。

次に、部材温度の分布形は平均的温度変化の分布形から変換して推定した。ここで、部材温度の上限値と下限値から求めた平均値（年平均気温にほぼ等しい）17℃を構造物の建設終了時の部材温度と仮定する。Fig. 5 (c) にはこの建設終了時からの温度変化 ΔT の分布も示している。この温度荷重は構造物に常時作用しているから、Fig. 3 の $q = 1$ で示された荷重モデルで表示される。

(4) 風荷重 我が国における建物風害の実態調査によると、被害原因としては台風が 62.7%，発達した温帯低気圧が 25.6%，その他雷雨・竜巻など局地風が 11.7% の割合を占めている。土木構造物の耐風安全性を考えると、強風あるいは暴風が直接関与する。長周期構造物では渦励振現象が比較的低風速でも生じるので、動的相互作用も見逃せない。しかし、本研究ではこのような動的相互作用の影響がほとんど小さいものと考えて、風荷重の静的な効果のみ取り扱った。

藤野¹⁴⁾ は、大阪のように台風・季節風が互いに影響し合って年最大風速統計を形成するときの、年最大風速 v の分布を求めている。本研究ではこの結果を踏襲し、 v の確率分布形として次式のように極値分布の混合 I 型分布を採用した。

$$F_v(v) = \exp\{-\exp\{-a(v-u)\}\} \quad \dots\dots\dots (17)$$

ここで、 $v \geq 21 \text{ m/s}$ のとき、 $a = 0.112 \text{ s/m}$, $u = -0.2 \text{ m/s}$, $v < 21 \text{ m/s}$ のとき、 $a = 0.409 \text{ s/m}$, $u = 14.5 \text{ m/s}$ である。ただし、風の発生率 ν_N は $\nu_R = 1 (\text{/year})$, 平均継続時間 μ_{dw} は $\mu_{dw} = 1.9 \times 10^{-5} (\text{/year})$ とした。

(5) 地震の影響 地震による影響は、構造物の最大応答加速度をインパルス的なポアソン再帰過程でモデル化した。大阪地区から半径 300 km 以内の西暦 679 年から 1971 年までの 126 個の地震記録¹⁵⁾ から、地震の発生数は $\nu_{EQ} = 9.75 \times 10^{-3} (\text{/year})$ と求められた。また、地震動の平均継続時間 μ_{dEQ} は、過去の実測記録からマグニチュード M と震央距離 $A (\text{km})$ を媒介変数とした、次の経験式を用いて決定した。

$$T_{d1} = 0.02 \exp(0.74 M) + 0.3 A, \quad T_{d2} = 11.2 M - 53 \quad (M > 5 \text{ のとき}) \quad \dots\dots\dots (18)$$

この 2 式を用いて、126 個の地震の M と A を与えて推定した継続時間を平均し、 μ_{dEQ} は $1.4 \times 10^{-6} (\text{year})$ とした。

一方、マグニチュード M 以上の地震発生回数 n_M は、Gutenberg-Richter の経験則から次式で表わせる。

$$\log_{10} n_M = c \quad (M < M_l), \quad = c - b(M - M_l) \quad (M_l \leq M \leq M_u), \quad = 0 \quad (M > M_u) \quad \dots\dots\dots (19)$$

大阪地区のデータを用いると、 $M_l = 5.2$, $M_u = 8.6$ が工学上重要なマグニチュードの限界値となる。パラメーター c と b は回帰分析の結果、相関係数 $r = -0.94$ で $c = 2.4$ と $b = -0.5$ の値が得られた。

最大応答加速度の確率分布を求めるため、亀田¹⁵⁾ による加速度応答スペクトルの予測式を採用した。

$$\log_{10} \hat{S}_A(T, h) = b_0(T, h) + b_1(T, h) M - b_2(T, h) \log_{10}(A + 30) \quad \dots\dots\dots (20)$$

ここに、 T , h は固有周期、減衰定数を意味する。また、 b_0, b_1, b_2 は T と h で決まる回帰係数である。

本研究では、面震源モデルを考え、2 次元的な拡がりをもった潜在的な地震発生地域を想定した。地震は、観測地から地震発生源への最短距離 τ_1 と最長距離 τ_2 の範囲の円内で、ポアソン過程で一様に生起すると仮定する。Cornell¹⁶⁾ の地震危険度解析を適用すると、加速度応答スペクトル S_a の確率分布は次式のように求められる。

$$F_{S_a}^2(x) = P_{rob} [S_a \leq x] = K \left(1 - \frac{1}{\tau_2^2 - \tau_1^2} D G x^{-\frac{b \ln 10}{2.3 b_1(T, h)}} \right) \quad (x_l \leq x \leq x_u) \quad \dots\dots\dots (21)$$

$$\left. \begin{aligned} \text{ただし, } x_l &= \int_{r_1}^{r_2} 10^{\frac{b_0(T,h)}{2.3}} \exp \{ 2.3 b_1(T,h) M_l \} r^{-\frac{b_2(T,h)}{2}} \frac{2r}{r_2^2 - r_1^2} dr \\ x_u &= \int_{r_1}^{r_2} 10^{\frac{b_0(T,h)}{2.3}} \exp \{ 2.3 b_1(T,h) M_u \} r^{-\frac{b_2(T,h)}{2}} \frac{2r}{r_2^2 - r_1^2} dr \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (22)$$

$$\left. \begin{aligned} \text{ここで, } D &= \exp \left(b l_n 10 \cdot M_l \right) 10^{\frac{b_0(T,h)}{2.3} \frac{b l_n 10}{b_1(T,h)}}, G = \frac{-2}{1-t} (r_1^{1-t} - r_2^{1-t}), t = \frac{b l_n 10 \cdot b_2(T,h)}{2.3 b_1(T,h)} - 1 \\ K &= \{ 1 - \exp \{ b l_n 10 \cdot (M_u - M_l) \} \}^{-1} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (23)$$

本研究では $r_1 = 30 \text{ km}$, $r_2 = 330 \text{ km}$ とし, 橋軸面内の T を概算すると $T = 0.8 \text{ s}$ となるので, $x_l = 13 \text{ gal}$, $x_u = 637 \text{ gal}$ となる。同様に, 橋軸面外方向については $T = 0.61 \text{ s}$, $x_l = 22 \text{ gal}$, $x_u = 719 \text{ gal}$ である。ただし, h の値には 0.05 を採用した。

以上より, 最大応答加速度 $a = S_a$ の確率分布は次のように得られる。

$$\left. \begin{aligned} \text{橋軸面内については, } F_{S_a}^I(x) &= 1.02 - 14.19 x^{-1.013} \quad (13 \leq x \leq 637 \text{ gal}) \\ \text{橋軸面外については, } F_{S_a}^I(x) &= 1.02 - 31.58 x^{-1.117} \quad (22 \leq x \leq 719 \text{ gal}) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (24)$$

Fig. 7 は, $T = 0.6 \text{ s}$, $h = 0.05$ として式 (21) から求めた確率分布の例である。

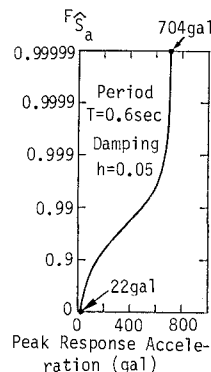


Fig.7 Probability Distribution of Peak Response Acceleration

4.3 組合せ荷重効果の最大値の確率分布

活荷重, 風荷重と地震動の3つ

の過渡的荷重による組合せ荷重効果の最大値の確率分布は, 各荷重間の同時発生の可能性を考慮して, Wen の Load Coincidence Method⁵⁾によって算出した。すなわち, Peak Response Acceleration 組合せ荷重効果の最大値 s の確率分布は次式で示される。

$$F_{S_s}(r) = \exp \left\{ - \left\{ \sum_{i=1}^3 \nu_i G_i(r) + \sum_{i=1}^3 \sum_{j=1}^3 \nu_{ij} G_{ij}(r) \right\} T_p \right\} \dots\dots\dots (25)$$

ここで, ν_i , ν_{ij} は荷重 i の発生率, 荷重 i と j の同時発生率, $G_i(r)$, $G_{ij}(r)$ は荷重 i が発生したときのレベル r を超過する確率, 荷重 i と j の同時作用によるレベル r の超過確率である。ただし, ν_{ij} は荷重 i と j の平均継続時間 μ_{d_i} と μ_{d_j} を用いて, $\nu_{ij} = \nu_i \nu_j (\mu_{d_i} + \mu_{d_j})$ で示される。 T_p は構造物の耐用期間である。

一方, 常時作用する荷重 (死荷重や温度荷重) k による荷重効果の最大値の確率分布は, その荷重の確率分布形からレベル r の超過確率 $G_k(r)$ を求め, 以下の式によって算定した。

$$F_{S_k}(r) = \exp \{ - G_k(r) T_p \} \dots\dots\dots (26)$$

そのとき, 式 (13) を用いて, 常時作用荷重 k と3つの過渡的荷重 l の組合せによる荷重効果の最大値の確率分布は, 荷重 k による荷重効果の任意時間 (arbitrary-point-in-time) における確率密度関数 $f_{S_k}^{apt}(x) = dF_{S_k}^{apt}(x)/dx$ (式 (26)) と l による荷重効果の最大値の確率分布関数 $F_{S_l}(x)$ (式 (25)) をたたみ込み積分して, 式 (27) のように求めた。

$$F_S(r) = \int_0^r f_{S_k}^{apt}(r) F_{S_l}(r-x) dx \dots\dots\dots (27)$$

5. 荷重組合せのパターンが破壊確率に与える影響

ここでは, 前章までの組合せ荷重効果の最大値の確率分布を用いて, 橋脚の破壊確率 P_f を算出した。なお, 破壊確率 P_f は, 式 (13) のように死荷重効果 D を1として, 他の荷重効果は D で正規化した換算レベル r の関数として表示し, 式 (27) から $P_f = 1 - F_S(r)$ によって求めた。すなわち, 組合せ荷重効果が閾値レベル r を超える確率を, ここでは破壊確率と呼ぶことにする。閾値レベル r とは, $r = 1 + \frac{T}{D}$, $1 + \frac{T}{D} + \frac{L}{D}$, $1 + \frac{T}{D} + \frac{EQ}{D}$, $1 + \frac{T}{D} + \frac{W}{D}$ など (D, T, L, EQ, W : 死荷重, 温度変化, 活荷重, 地震, 風荷重による荷重効果), 死荷重で無次元化した荷重組合せの効果を意味する。なお, 以下の計算に

おいては構造物の耐用期間 T_p を50年とした。

5.1 橋軸面内の荷重組合せ

Fig. 8 は、各種荷重

の組合せに対して試算した破壊確率 P_f の結果である。

D と $D+T$ の計算結果を比較すると、温度変化の影響が死荷重効果に比べてかなり大きいことがわかる。 $P_f=10^{-4}$ に対応する $D+T$ の曲線の r は $r_{D+T}=9.5$ である。こ

の値より死荷重効果 $r=1$ を差し引くと、温度変化 ΔT は、

$\frac{r_{D+T}-1}{C_T}=22\text{deg}$ となる。本研究では建設終了時の部材温度

を 17°C とした。したがって、Fig. 5(c) から、 22deg は部材温度の上限値に等しくなる。すなわち、温度変化の影響のみを考えると、部材温度の上限値を目安にして設計することが必要であろう。

$D+L$ 、 $D+T+L$ の組合せにおいても、活荷重の発生率と強度の異なる Case 1 と Case 2 の P_f の曲線の相違はほとんど見られなかった。したがって、以後は Case 2 の結果のみを示す。今、Case 2 の活荷重強度の平均値 μ_L を採用すると、 r_L は $r_L=C_L \mu_L=0.261$ となる。一方、 $D+L$ による P_f-r 曲線から死荷重効果の 1 を差し引いて r_L を推定すると、 $r_L \approx 1$ となり、死荷重効果にほぼ等しい。この結果、活荷重の影響はさほど大きくないと言える。ところで、 $P_f=10^{-4} \sim 10^{-6}$ の範囲において、 $D+T$ より得られる温度変化のレベル r_T は約 8.5、 $D+L$ から活荷重のレベル r_L は約 1.1 となる。両者のレベルの和 r_T+r_L は、 $D+T+L$ より求まる $T+L$ のレベル r_{T+L} の約 9.2 よりも大きい。この結果は、個々の荷重効果の最大値の和 $\sum_{i=1}^N M_{ax}[S_i(t)]$ (N =荷重の総数) を設計荷重にとると、組合せ荷重効果の真の最大値 $M_{ax}[S_i(t)]$ を過大に評価することから、不経済な設計につながることを示唆するものである。

$D+EQ$ から、 $P_f=10^{-4} \sim 10^{-6}$ ($r=11.7$) において、最大応答加速度 a は $\frac{11.7-1}{C_{EQ}}=635\text{gal}$ となる。この値は最大応答加速度の上限値にほぼ等しい。ところで、設計震度を 0.2 とすると、 $r_{EQ}=C_{EQ} \times 200\text{gal}=3.36$ である。この値に死荷重効果の 1 を加えると、 $r_{D+EQ}=4.36$ となる。 $D+EQ$ の曲線から、この r に対応した P_f を逆算すると 0.2 となり、破壊確率がかなり大きいことがわかる。すなわち、発生率が低くても 1 度の来襲で多大な被害を及ぼす地震に対しては、ある程度のリスクを許容しておかなければならないことを意味する。 $D+EQ$ 曲線がレベル 11.7 付近において急な勾配になるのに対し、 $D+T+EQ$ や $D+T+L+EQ$ の組合せにおいては r の変化に伴う P_f の変化の純感なことが特徴である。

$D+L+EQ$ と $D+T+L+EQ$ の計算に当って、本研究では、活荷重質量を震動質量に含めた荷重間の従属性を考慮している。荷重間の従属性は、活荷重質量の付加による荷重効果の増分を用いて、活荷重と同時に発生した地震に関する荷重効果の変換係数を修正することにより解明した。まず、活荷重強度の分布形が第 1 種極値分布であるので、活荷重強度の平均値をモード $u_L=\mu_L-0.45\sigma_L$ で近似する。Case 1 と Case 2 の活荷重強度のモードは $u_1=1.21 \times 10^5$ 、 $u_2=2.78 \times 10^5$ (kg) と求まる。この場合、地震荷重の等価な変換係数 C'_{EQ} は式 (1)、(4) と (13) を用いて、 $C'_{EQ,1}=5.91 \times 10^{-3}$ 、 $C'_{EQ,2}=2.13 \times 10^{-2}$ となる。

Fig. 9 は、以上のようにして求めた活荷重質量を死荷重質量

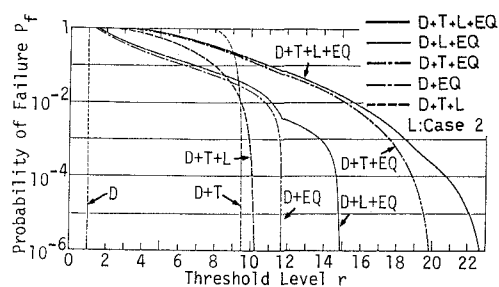


Fig. 8 Influence of Combinations of Dead, Live, Temperature and Earthquake Loads on Structural Reliability in Longitudinal Plane

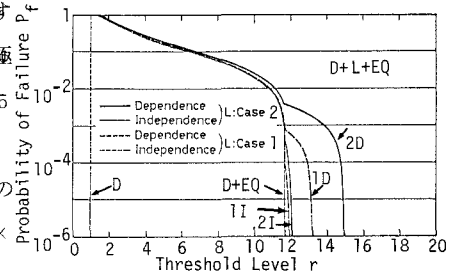


Fig. 9 Effect of Dependency between Live and Earthquake Loads

とともに震動質量に含む場合と含まない場合の、 $D+L+EQ$ の組合せの結果である。同図より、あるレベル r_0 までは $D+EQ$ の結果とほぼ同一であるが、それ以上になると $D+L+EQ$ の曲線に差が現れてくる。これは、レベル r_0 までは地震の影響が支配的であるのに対し、そのレベルを超過すると活荷重と地震の同時生起が卓越してくることによって直観的に説明できる。荷重間の従属性を考慮すると、荷重の発生率および強度の相違による Case 1 と Case 2 の結果の差が大きくなっており、かつ $D+EQ$ の結果から隔った値となっている。このことは、活荷重と地震の組合せの重要性を指摘するだけでなく、活荷重作用時に地震が生起するときには活荷重質量も震動質量に付加しなければならないことを示すものである。

以上の結果をまとめると、荷重の組合せを考えるときに、活荷重自体の影響は小さく、温度変化や地震の影響に比べて無視できる。しかし、活荷重と地震の組合せ効果は大きく、これらが各種荷重の組合せパターンに占める割合は顕著である。

5.2 橋軸面外の荷重組合せ Fig. 8 と

Fig.10における $D+T$ の曲線を比較すると、橋軸直角方向においては温度変化の影響が小さいことがわかる。これは、温度変化に関する係数 C_T が橋軸面内における係数の約 $\frac{1}{6}$ になっており、橋軸面外では橋脚の温度変化の影響が強く、上部構の温度変化にあまり左右されないからである。

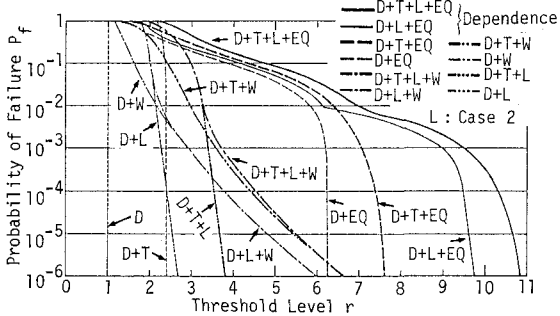


Fig.10 Influence of Combinations of Dead, Live, Temperature, Wind and Earthquake Loads on Structural Reliability in Transverse Plane

同様に活荷重の効果について比べると、Case

1 と Case 2 の結果に差が見られ、活荷重強度のばらつき（標準偏差）の影響が大きかった。また、活荷重の発生率の影響はあまりなく、これは前論文⁷⁾で指摘した結果と調和的である。

$D+EQ$ から、あるレベル r を超過すると P_f の変化が急なことは前節と同じである。また、 $P_f=10^{-4} \sim 10^{-6}$ ($r=6.2$) において、最大応答加速度は $a=\frac{r-1}{C_{EQ}}=720 \text{ gal}$ となり、上限値に等しい。なお、 $D+L+EQ$ の組合せにおいては、橋軸面内における場合と同様に活荷重と地震の同時生起の従属性の効果が大きかった。一方、本研究では、風速について上限を明確に決めなかったため、 $D+W$ や $D+T+W$ の曲線はレベル r の変化に応じて滑らかに減少している。大阪地区の瞬間最大風速の実測値が 60 m/s であることを勘案すれば、上限を設定して解析することが現実的であるかもしれない。

$D+W$ と $D+L+W$ の比較から、 $P_f>10^{-2}$ の範囲では活荷重効果が荷重の組合せに占める割合が高く、逆に $P_f<10^{-2}$ のときには風荷重の効果が卓越し、 $D+W$ と $D+L+W$ の曲線は一致している。また、 $D+T+W$ と $D+T+L+W$ の比較からも、活荷重の影響が大きくなれば、活荷重と風荷重の組合せを考える必要性が認められる。 $D+W+EQ$ と $D+T+W+EQ$ の荷重組合せも計算したが、これらは $D+EQ$ と $D+T+EQ$ の結果とほぼ同じ曲線となった。これは、風と地震の同時発生率 $\nu_{W,EQ}$ が $\nu_{W,EQ}=\nu_W \cdot \nu_{EQ} \cdot (\mu_{dW} + \mu_{dEQ})=1.97 \times 10^{-6}$ とかなり小さいためである。この結果、本試算例において、地震と風の組合せを考慮する必要性はないと言える。しかし、 $C_L^*=2 C_L$ と $C_W^*=1.5 C_W$ の変換係数を用いて破壊確率を計算すると、 $P_f<10^{-2}$ の範囲において、地震と風の組合せが重要となることもあった。

5.3 組合せ効果に関する考察

本節では、組合せの効果が明瞭に現われた活荷重と地震の2つ

の過渡的荷重よりなる組合せに対して、さらに定量的に検討してみた。今、組合せ荷重の最大値の確率分布から、次式を定義する。

$$A(r) = \nu_L G_L(r) + \nu_{EQ} G_{EQ}(r) + \nu_{L,EQ} G_{L,EQ}(r) \\ = -\frac{1}{T} \ln F_S(r) \quad \dots\dots\dots (28)$$

ここで、荷重の同時生起が卓越するようなすなわち上式の右辺第3項の影響が大きいレベル r において、活荷重による効果の $G_L(r)$ は無視できる。この場合、上式は次式で近似できる。

$$A(r) = \nu_{EQ} G_{EQ}(r) + \nu_{L,EQ} G_{L,EQ}(r) \quad \dots\dots\dots (29)$$

また、レベル r の変化に対して荷重の同時生起の状態がどの程度の割合を占めているかを検討するため、荷重組合せの項 $\nu_{L,EQ} G_{L,EQ}(r)$ と $A(r)$ の比を次のように定義した。

$$B(r) = \nu_{L,EQ} G_{L,EQ}(r) / A(r) \quad \dots\dots\dots (30)$$

Fig.11は、橋軸面内の Case1 と橋軸面外における Case2 の活荷重と地震の影響の組合せ $L+EQ$ を考え、式(29)と(30)を用いて $r(=r_{L+EQ})$ の変化に伴う $A(r)$ と $B(r)$ の変化を検討したものである。図中の実線は活荷重と地震荷重とを独立に取り扱った、破線は活荷重質量に震動質量を含めて活荷重と地震間の従属性

を考慮した結果である。また、○と⊙の位置するレベル r_0 (Fig.11(a)では約 10.7あるいは 12.2)を超過すると、 $A(r \geq r_0) = 0$ すなわち $P_f(r \geq r_0) = 0$ となる。同図から、 $B(r)$ が 1 となるすなわち式(29)の右辺第1項が 0 となるレベル r の近傍で、 $A(r)$ の曲線が変化している。この結果は Fig.9 に示した P_f の曲線と同じ挙動を呈している。ただし、Fig.9 では $D+L+EQ$ の組合せによる結果であるので、Fig.11(a)で求められるレベル 10.7に1を付加したレベル 11.7が Fig.9 の変化点に対応する。これは、最大応答加速度に上限値を設けているため、その上限値に対応するレベル r_0 で式(29)の右辺第1項が 0 となり、それ以上のレベルで第2項の組合せによる効果が明瞭に現われたことによる。その結果は荷重間の従属性を考慮したときに特に顕著であり、かつ組合せの項は高いレベル r まで影響を及ぼしていることがわかる。

式(28)より $P_f = 10^{-4}, 10^{-5}, 10^{-6}$ に対応する $A(r)$ の値は、 $2 \times 10^{-6}, 2 \times 10^{-7}, 2 \times 10^{-8}$ である。2つの過渡的荷重の組合せを考えると、一般に $P_f \leq 10^{-4}$ の範囲では $A(r) = \nu_{12} G_{12}(r)$ となる。ここで、 $G_{12}(r)$ はただか 1 であるから、 $\nu_{12} < 2 \times 10^{-7}$ のときには荷重間の同時生起の影響を無視することができる。地震と風の同時発生率は $\nu_{w,EQ} = 1.965 \times 10^{-6}$ であった。したがって、 $2 \times 10^{-7} < 1.965 \times 10^{-6} < 2 \times 10^{-6}$ であるから、 $10^{-6} < P_f < 10^{-5}$ の範囲で、地震と風の組合せの効果が現われる可能性がある。ここで、 $P_f = 10^{-6}$ で組合せの効果が出現するためには、 $G_{w,EQ}(r) > \frac{2 \times 10^{-8}}{\nu_{w,EQ}} = 1.018 \times 10^{-2}$ の条件を満足しなければならない。しかし、 $G_{w,EQ}(r)$ は $r=5$ において 0.9247×10^{-2} となり、この条件式を満たさない。このレベルでは $\nu_w G_w(r)$ と $\nu_{EQ} G_{EQ}(r)$ の項が卓越するので、地震と風の組合せの効果は現われない。以上の結果、荷重組合せの効果は、各荷重の発生率と平均継続時間より求めた同時発生率により算定できる。

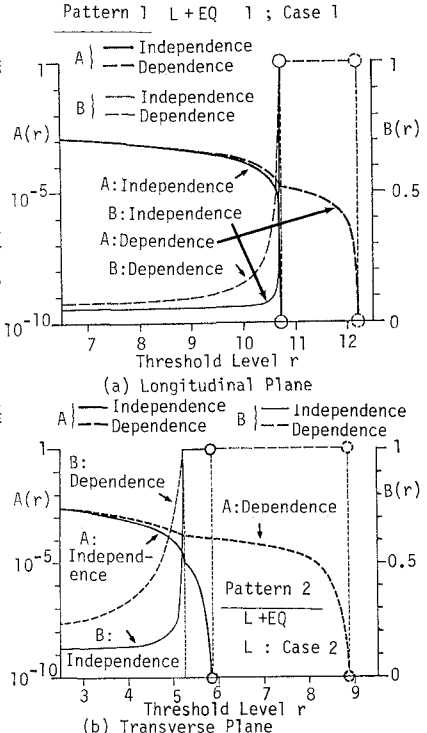


Fig.11 Effect of Simultaneous Occurrence of Live and Earthquake Loads (i.e., Second-Order Term)

6. 結 論

本研究により得られた主な成果を要約すると以下のようになる。

(1) 気温の時系列モデルとして正弦波モデルを提案し、モデル・パラメータの確率特性値は実測データから求めるとともに、このモデルにモンテカルロ法を適用して気温の確率分布を推定した。死荷重、活荷重、温度荷重、地震荷重と風荷重の組合せによる、橋軸面内と橋軸面外での道路橋橋脚の応力の算定式を誘導し、荷重組合せのフォーマットを示した。組合せ荷重効果の最大値の確率分布は、過渡的荷重の組合せに対しては Load Coincidence Method を用い、さらに常時作用する荷重を含むときにはその荷重の任意時間の確率分布と過渡的荷重の最大値の確率分布のたたみ込み積分で求めた。

(2) 活荷重効果が大きく地震による荷重効果の大きさに近くなれば、活荷重と地震の同時組合せの評価が重要となる。活荷重効果が死荷重効果に対して無視できるほど小さくない限り、地震発生時に活荷重質量を死荷重質量とともに震動質量に含む影響は大きい。今後、より精緻なデータを収集することにより、活荷重と地震の組合せを詳細に検討する余地があると考えられる。本試算例においては、風と地震の同時発生確率は小さいので、これらの組合せを考慮する必要はない。各種荷重の組合せパターンの中で組合せが重要となる荷重は、各荷重の発生率および平均継続時間の推定値より予測することが可能である。

謝 辞 本研究を進めるに当り、阪神高速道路公団・江見 晋氏より数々の貴重なデータや資料を提供していただいた。末筆ながら記して深甚なる謝意を表します。

参考文献

- 1) 阪神高速道路公団・総合技術コンサルタント：下部工設計における荷重組合せに関する確率論的検討，解析報告書，昭和56年3月。
- 2) Kiureghian, A.D.: Second-moment combination of stochastic loads, Proc. of A.S.C.E., Journal of the Structural Division, Vol.104, No. ST 10, pp.1551~1567, October 1978.
- 3) A.P. ルジャニーツィン著 (高岡宣善訳)：構造物の信頼性解析，第4章と第5章，丸善(株)，昭和55年12月。
- 4) Larrabee, R.D., and C.A. Cornell: Combination of various load process, Proc. of A.S.C.E., Journal of the Structural Division, Vol.107, No. ST1, pp.223~239, January 1981.
- 5) Wen, Y.K., and H.T. Pearce: Stochastic models for dependent load processes, Civil Engineering Studies, SRS No.489, Dept. of Civil Engineering, Univ. of Illinois at Urbana-Champaign, March 1981.
- 6) Ditlevsen, O., and H.O. Madsen: Probabilistic modeling of man-made load processes and their individual and combined effects, Proc. of ICOSS-AR '81, 3rd International Conference on Structural Safety and Reliability, pp.103~134, Elsevier Scientific Publishing Co., 1981.
- 7) 山田善一・家村浩和・野田 茂・伊津野和行：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，第29回構造工学シンポジウム，pp.133~144，1982年2月。
- 8) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V. 耐震設計編，昭和55年5月。
- 9) 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。
- 10) 阪神高速道路公団・総合技術コンサルタント：下部工設計における荷重組合せに関する確率論的研究(その1)(その2)，報告会資料 No.1, No.2，昭和57年8月。
- 11) 鈴木栄一：気象統計学，地人書館，昭和43年8月。
- 12) 総理府統計局編：日本統計年報，第1回~第32回，1947年~1982年。
- 13) 東京天文台編：理科年表，第55冊，丸善(株)，1982年11月。
- 14) 藤野陽三・伊藤 学・酒井利夫：年最大風速記録による設計基本風速の算定に関する研究，土木学会論文報告集，第305号，pp.23~34，1981年1月。
- 15) 家入龍太・亀田弘行：加速度応答スペクトルのアテニュエーション特性とマイクロゾーニング，土木学会第37回年次学術講演会講演概要集第1部，1~329，pp.657~658，昭和57年10月。
- 16) Cornell, C.A.: Engineering seismic risk analysis, B.S.S.A., Vol.58, No.5, pp.1583~1606, October 1968.

Reliability Analysis of A Highway Structure under Combined Loads Including Temperature Effects

Yoshikazu Yamada ^{*)}, Hirokazu Iemura ^{*)}, Shigeru Noda ^{*)} and Shuhei Kohno

In present design codes of highway bridges in Japan, design levels for combined loads are specified mostly by judgement than analytical or empirical evidence. Hence, there exist strong possibilities that the designed structures may not have the intended safety level for simultaneously occurring different loads.

With recent development of reliability analysis, the present design codes are now being calibrated by the advanced level II method and load and resistance factor design methods are being proposed. In order to specify the rational load factors, it is of urgent need that effects of combined loads to structural reliability should analytically be investigated with statistical data of individual loads.

The objects of this study are i) to evaluate reliability of highway bridge structures under combined different loads based on the load coincidence method, ii) to find unfavorable combination of loading in design and mutual contribution of individual loads, and iii) to give the analytical base for determination of load factors in future design methods.

In this study, reliability of a substructure of a highway bridge for combined loads such as dead (D), live (L), temperature (T), earthquake (E) and wind (W) is evaluated from next procedure. Firstly, statistical properties such as occurrence rate, duration and intensity distribution of L, T, E and W loads are investigated from available data and probabilistic models are proposed. Dead load is considered as a deterministic value. Then, probability distribution of maximum load effect (induced stress normalized by dead load) due to different combination of loads are calculated from the load coincidence method and reliability theories.

The probability of exceeding threshold level r in 50 years due to combined loads is plotted in Figs.8 and 10, respectively for longitudinal and transverse direction of bridge piers. From these calculations, the following results are obtained.

- 1) In longitudinal plane, temperature effect is quite large compared to dead load effect, although it has low upper limit. Effect of live load itself is relatively small, however, it can not be neglected, when it is combined with earthquake loads. This suggests that live load should be included for the aseismic design.
- 2) In transverse plane, effect of wind load is included and it shows large threshold level r for the lower exceeding probability. The reason of this is that no upper limit is assumed in its distribution shown by Eq.(17).

^{*)} Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Kyoto University

^{**)} Road Construction Division, Civil Engineering Department, Aichi Prefecture