

# 変換過程を用いた道路橋の信頼性解析

## RELIABILITY ANALYSIS OF HIGHWAY BRIDGES USING TRANSLATION PROCESSES

白木 渡\*・松保重之\*\*・高岡宜善\*\*\*

By Wataru SHIRAKI, Shigeyuki MATSUHO and Nobuyoshi TAKAOKA

In this study, a reliability of continuous two-span girder bridge subjected to random distributed vehicular load is analyzed by the use of translation processes. First, at any fixed time the bending moment induced in the bridge girder is modeled by a Gumbel distributed (non-Gaussian) random processes. The joint probability density function of the bending moment and its derivative with respect to the abscissa of bridge axis is evaluated by using the translation process. The reliability of bridge girder in the space domain is evaluated by using the theory of level-crossing of random processes. Second, the distribution of the maximum bending moment for the lifetime domain is evaluated. The design values of bending moment are calculated for prescribed values of probability of girder bridges.

### 1. まえがき

近年、道路橋における荷重状況は、年々増加する交通量ならびに貨物量の大型化・重量化に伴いかなり厳しいものになってきている。その実態を把握すべく建設省や道路公団をはじめとする公共機関等で活荷重実態調査が盛んに行われ、道路橋における厳しい荷重状況が明らかにされてきている。阪神高速道路公団においても、昭和58年6月に阪神高速道路上において活荷重実態調査を行い、その詳細な結果を報告している<sup>1)</sup>。また、その報告書においては通行車両の特性、渋滞時の特性にはかなりの不規則性が存在していることが指摘され、それらの不規則特性のモデル化ならびにそれらのモデルを用いた道路橋の設計荷重の検討が行われている。

このような状況において、道路橋について安全性・信頼性に対する検討を加えることは有意義なことであり、著者らも阪神高速道路公団の観測データに基づき、道路橋の信頼性解析を不規則関数の超過の理論を用いて行ってきた<sup>2)~7)</sup>。そして、最大曲げモーメントが生ずると考えられる点のみに着目した解析では不十分で、道路橋の全スパンにわたる曲げモーメントの変動性を考慮した解析が必要であることを指摘した<sup>7)</sup>。

不規則関数の超過の理論を用いて信頼性解析を行なう場合、2つの不規則関数 $\tilde{M}_1(x)$ と $\tilde{M}_2(x)$  (上付き添字 $\sim$ はその量が不規則量であることを示す。以下同様) との間の同時確率密度が必要であるが、この同時確率密度は $\tilde{M}_1(x)$ と $\tilde{M}_2(x)$ が正規不規則関数である場合のほかは、一般には良く知られていない。

---

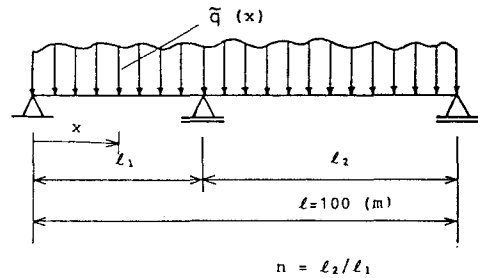
|     |    |         |            |                     |
|-----|----|---------|------------|---------------------|
| *   | 工博 | 鳥取大学助教授 | 工学部土木工学科   | (〒680 鳥取市湖山町南4-101) |
| **  | 工修 | 鳥取大学 助手 | 工学部海洋土木工学科 | (〒680 鳥取市湖山町南4-101) |
| *** | 工博 | 鳥取大学 教授 | 工学部土木工学科   | (〒680 鳥取市湖山町南4-101) |

い。そのため、先の研究<sup>3),7)</sup>においては、曲げモーメントは正規分布に従う非正規不規則関数であると仮定して信頼度の評価を行った。しかし、例えば左径間40m、右径間60mの2径間連続桁に不規則自動車荷重を載荷させるシミュレーションを行ったところ、図-1（ここに、 $n$ はスパン比を表し、左径間長を $l_1$ 、右径間長を $l_2$ とした場合、 $n=l_2/l_1$ で表される）に示すように、桁に生ずる曲げモーメント $\tilde{M}(x)$ は橋軸方向の座標 $x$ を助変数とする極値I型の不規則関数に近いことが明らかにされている<sup>1)</sup>。そこで、本論文では曲げモーメントがより一般的な非正規分布に従う不規則関数である場合の信頼性解析の方法について検討する。そして、2径間連続ばり形式の1本主桁の道路橋について数値計算を行い、曲げモーメントを非正規不規則関数として解析する必要があることを示す。

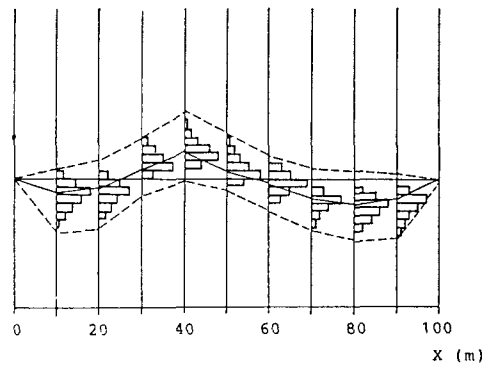
## 2. 変換過程による同時確率密度の評価

一般に、正規不規則関数と非正規不規則関数との間に対応関係を見つけることができる。本論文では、このような対応関係を利用して非正規不規則関数を正規不規則関数へ変換し、非正規不規則関数 $\tilde{M}_1(x)$ と $\tilde{M}_2(x)$ との間の同時確率密度を求める<sup>8)</sup>。

非正規不規則関数 $\tilde{M}(x)$ と標準正規不規則関数 $\tilde{M}_N(x)$ の分布関数 $F(M)$ および $\Phi(M_N)$ を図に示すと、図-2のようになる。いま、非正規不規則関数 $\tilde{M}(x)$ が累積確率 $P$ を有するとすれば、分布関数 $F$ を用いて、



(a) 不規則分布荷重 $\tilde{q}(x)$ を受ける2径間連続桁



(b) 曲げモーメントの頻度分布

図-1 シミュレーションによる2径間連続桁に生ずる曲げモーメントの頻度分布

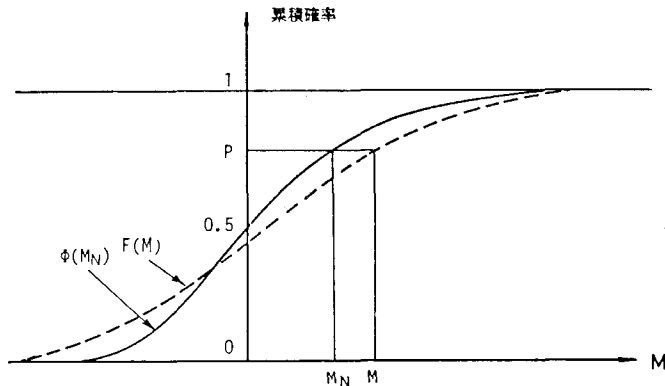


図-2 正規不規則関数 $\tilde{M}_N(x)$ と非正規不規則関数 $\tilde{M}(x)$ との対応関係

$$P = F\{M(x)\}$$

と表すことができる。同様に、標準正規不規則関数 $\tilde{M}_N(x)$ が累積確率 $P$ を有する場合は、次式となる。

$$P = \Phi\{M_N(x)\}$$

したがって、 $\tilde{M}(x)$ と $\tilde{M}_N(x)$ とが同一の累積確率 $P$ を有する場合、次のような関係を見つけることができる。

$$P = F\{M(x)\} = \Phi\{M_N(x)\}$$

$\tilde{M}(x)$ を $\tilde{M}_N(x)$ によって表せば、次式となる。

$$\tilde{M}(x) = (F^{-1} \circ \Phi)\{\tilde{M}_N(x)\} = g\{\tilde{M}_N(x)\} \quad (1)$$

式中、 $F^{-1}$ は分布関数 $F$ の逆関数である。このように、以下、上付き添字の「-1」を付けることによって逆関数を示すことにする。上式によって $F^{-1}$ と $\Phi$ との合成関数 $g = (F^{-1} \circ \Phi)$ が求まれば、非正規不規則関数 $\tilde{M}(x)$ から正規不規則関数 $\tilde{M}_N(x)$ への変換が可能になる。

以上のように、2つの非正規不規則関数 $\tilde{M}_1(x)$ と $\tilde{M}_2(x)$ について標準正規不規則関数 $\tilde{M}_N(x)$ との間にそれぞれ $g_{M_1} = F_{M_1}^{-1} \circ \Phi$ および $g_{M_2} = F_{M_2}^{-1} \circ \Phi$  ( $F_{M_1}$ および $F_{M_2}$ は、それぞれ $\tilde{M}_1(x)$ および $\tilde{M}_2(x)$ の分布関数)なる対応関係があれば、2つの非正規不規則関数 $\tilde{M}_1(x)$ と $\tilde{M}_2(x)$ との同一座標 $x$ における同時確率密度 $f_{M_1 M_2}(M_1, M_2 | x)$ は次式で与えられることが知られている<sup>8)</sup>。

$$\begin{aligned} f_{M_1 M_2}(M_1, M_2 | x) &= \frac{f_{M_1}(M_1 | x) f_{M_2}(M_2 | x)}{\sqrt{1 - \rho_N^2(x)}} \\ &\times \exp \left[ -\frac{\rho_N(x)}{2\{1 - \rho_N^2(x)\}} \left( \rho_N(x) \left[ (g_{M_1}^{-1}\{M_1(x)\})^2 + (g_{M_2}^{-1}\{M_2(x)\})^2 \right] \right. \right. \\ &\quad \left. \left. - 2 g_{M_1}^{-1}\{M_1(x)\} g_{M_2}^{-1}\{M_2(x)\} \right) \right] \end{aligned} \quad (2)$$

ここに、 $f_{M_1}$ 、 $f_{M_2}$ はそれぞれ $\tilde{M}_1(x)$ 、 $\tilde{M}_2(x)$ の確率密度であり、また $\rho_N$ は、 $g_{M_1}$ 、 $g_{M_2}$ によって変換された2つの正規不規則関数 $\tilde{M}_{N1}(x)$ と $\tilde{M}_{N2}(x)$ との間の同一座標 $x$ における相関係数である。

### 3. 主桁の信頼度の評価

#### (1) 空間領域における信頼性解析

一般に、土木構造物は作用する外力に対して十分高い信頼度を持たなければならない。したがって、橋軸方向の座標 $x$ を助変数とする外力モーメント $\tilde{M}(x)$ が主桁の全長にわたって許容レベル $M_a$ を超過するという現象はまれな事象であると仮定しても差し支えない。このようなまれな事象が、桁の全長という定まった区間内で特定の回数だけ生ずる確率は、ポアソン分布で近似することができ、全長にわたって超過が少なくとも1回生ずる確率、すなわち主桁の破壊確率 $Q$ は、次式により与えられる。

$$Q = 1 - \exp(-\mu) \quad (3)$$

ここに、 $\mu$ は主桁の全長という区間内で超過の生ずる平均回数である。この平均回数 $\mu$ は、主桁の任意断面 $x$ における単位長さ当りの超過確率なるものを導入することによって考えることができる。

さて、ここにいう超過については、曲げモーメントが許容レベル $M_a$ を正の方向に超過する事象と、許容レベル $-M_a$ を負の方向に超過する事象の両方を考慮しなければならない。そこで、 $M_a > 0$ に注意して、新たに、

$$\begin{aligned}\tilde{Z}_1(x) &= \tilde{M}(x) - M_a \\ \tilde{Z}_2(x) &= \tilde{M}(x) - (-M_a) = \tilde{M}(x) + M_a\end{aligned}\quad (4)$$

という不規則関数を定義する。これらを用いれば、 $\tilde{M}(x)$  がレベル $M_a$ を正の方向に超過する問題は、 $\tilde{Z}_1(x)$  がレベル0を正の方向に超過する問題に、また $\tilde{M}(x)$  がレベル $-M_a$ を負の方向に超過する問題は、 $\tilde{Z}_2(x)$  がレベル0を負の方向に超過する問題にそれぞれ帰着する。このとき、 $\tilde{Z}_1(x)$  がレベル0を正に超過する確率の長さ密度（単位長さ当りの超過確率） $p_+(0|x)$  は、 $\tilde{Z}_1(x)$  とその導関数 $\dot{\tilde{Z}}_1(x) = d\tilde{Z}_1(x)/dx$ との同一断面 $x$ における同時確率密度 $f_{Z_1\dot{Z}_1}(Z_1, \dot{Z}_1|x)$  が与えられれば、次式で与えられる。

$$p_+(0|x) = \int_0^\infty f_{Z_1\dot{Z}_1}(0, \dot{Z}_1|x) \dot{Z}_1 d\dot{Z}_1 \quad (5)$$

いま、 $\tilde{M}(x)$  とその導関数 $\dot{\tilde{M}}(x)$  が極値I型不規則関数であると仮定すると、 $\tilde{Z}_1(x)$ 、 $\tilde{Z}_2(x)$  [および $\dot{\tilde{Z}}_1(x)$ 、 $\dot{\tilde{Z}}_2(x)$ ] も極値I型不規則関数となり [式(4) 参照]、式(5)は式(2)を用いて次のように表される。

$$\begin{aligned}p_+(0|x) &= \frac{\alpha_{Z_1}(x)\alpha_{\dot{Z}_1}(x)}{\sqrt{1-\rho_{N_1}^2(x)}} \exp \left[ \alpha_{Z_1}(x)u_{Z_1}(x) - \exp \{ \alpha_{Z_1}(x)u_{Z_1}(x) \} \right. \\ &\quad \left. - \frac{\rho_{N_1}^2(x)}{2(1-\rho_{N_1}^2(x))} \left\{ \Phi^{-1} \left[ \exp \{ -\exp \{ \alpha_{Z_1}(x)u_{Z_1}(x) \} \} \right] \right\}^2 \right] \\ &\quad \times \int_0^\infty \exp \left[ -\alpha_{\dot{Z}_1}(x) \{ \dot{Z}_1(x) - u_{\dot{Z}_1}(x) \} - \exp \{ -\alpha_{\dot{Z}_1}(x) \{ \dot{Z}_1(x) - u_{\dot{Z}_1}(x) \} \} \right. \\ &\quad \left. - \frac{\rho_{N_1}^2(x)}{2(1-\rho_{N_1}^2(x))} \left\{ \Phi^{-1} \left[ \exp \{ -\exp \{ -\alpha_{\dot{Z}_1}(x) \{ \dot{Z}_1(x) - u_{\dot{Z}_1}(x) \} \} \} \right] \right\}^2 \right. \\ &\quad \left. - \frac{2}{\rho_{N_1}(x)} \left\{ \Phi^{-1} \left[ \exp \{ -\exp \{ \alpha_{Z_1}(x)u_{Z_1}(x) \} \} \right] \right\} \right. \\ &\quad \left. \times \left\{ \Phi^{-1} \left[ \exp \{ -\exp \{ -\alpha_{\dot{Z}_1}(x) \{ \dot{Z}_1(x) - u_{\dot{Z}_1}(x) \} \} \} \right] \right\} \right] \dot{Z}_1(x) d\dot{Z}_1(x) \quad (6)\end{aligned}$$

ここに、 $\alpha_{Z_1}(x)$ 、 $u_{Z_1}(x)$ 、 $\alpha_{\dot{Z}_1}(x)$  および  $u_{\dot{Z}_1}(x)$  は、

$$\alpha_{Z_1}(x) = \frac{\pi}{\sqrt{6 D_{Z_1}(x)}} \quad u_{Z_1}(x) = \bar{Z}_1(x) - \frac{0.577216}{\alpha_{Z_1}(x)} \quad (7)$$

$$\alpha_{\dot{Z}_1}(x) = \frac{\pi}{\sqrt{6 D_{\dot{Z}_1}(x)}} \quad u_{\dot{Z}_1}(x) = \bar{\dot{Z}}_1(x) - \frac{0.577216}{\alpha_{\dot{Z}_1}(x)} \quad (8)$$

与えられ、 $\bar{Z}_1(x)$  および  $D_{Z_1}(x)$  は、 $\tilde{Z}_1(x)$  の期待値と分散、また  $\bar{\dot{Z}}_1(x)$  および  $D_{\dot{Z}_1}(x)$  は、 $\dot{\tilde{Z}}_1(x)$  の期待値と分散である。さらに、 $\rho_{N_1}(x)$  は  $\tilde{Z}_{N_1}(x) = g^{-1} \{ \tilde{Z}_1(x) \}$  と  $\dot{\tilde{Z}}_{N_1}(x) = g^{-1} \{ \dot{\tilde{Z}}_1(x) \}$  [式(1) 参照] との同一断面 $x$ における相関係数である。また、 $\tilde{Z}_2(x)$  がレベル0を負の方向に超過する長さ密度  $p_-(0|x)$  も同様に次式で与えられる。

$$\begin{aligned}
p_-(0|x) &= \int_{-\infty}^0 f_{Z_2 \dot{Z}_2}(0, \dot{Z}_2|x) |\dot{Z}_2| dZ_2 \\
&= \frac{\alpha_{Z_2}(x) \alpha_{\dot{Z}_2}(x)}{\sqrt{1 - \rho_{N_2}^2(x)}} \exp \left[ \alpha_{Z_2}(x) u_{Z_2}(x) - \exp \{ \alpha_{Z_2}(x) u_{Z_2}(x) \} \right. \\
&\quad \left. - \frac{\rho_{N_2}^2(x)}{2 \{ 1 - \rho_{N_2}^2(x) \}} \{ \Phi^{-1} [ \exp \{ - \exp \{ \alpha_{Z_2}(x) u_{Z_2}(x) \} \} ] \}^2 \right] \\
&\quad \times \int_{-\infty}^0 \exp \left[ - \alpha_{\dot{Z}_2}(x) \{ \dot{Z}_1(x) - u_{\dot{Z}_2}(x) \} - \exp \{ - \alpha_{\dot{Z}_2}(x) \{ \dot{Z}_1(x) - u_{\dot{Z}_2}(x) \} \} \right. \\
&\quad \left. - \frac{\rho_{N_2}^2(x)}{2 \{ 1 - \rho_{N_2}^2(x) \}} \{ \Phi^{-1} [ \exp \{ - \exp \{ - \alpha_{\dot{Z}_2}(x) \{ \dot{Z}_1(x) - u_{\dot{Z}_2}(x) \} \} \} ] \}^2 \right. \\
&\quad \left. - \frac{2}{\rho_{N_2}(x)} \{ \Phi^{-1} [ \exp \{ - \exp \{ \alpha_{Z_2}(x) u_{Z_2}(x) \} \} \} \} \right. \\
&\quad \left. \times \{ \Phi^{-1} [ \exp \{ - \exp \{ - \alpha_{\dot{Z}_2}(x) \{ \dot{Z}_1(x) - u_{\dot{Z}_2}(x) \} \} \} \} \} \right] |\dot{Z}_2(x)| d\dot{Z}_2(x) \quad (9)
\end{aligned}$$

上式中の記号は、 $\tilde{Z}_2(x)$  および  $\tilde{\dot{Z}}_2(x)$  に関するもので、式(6)で $\tilde{Z}_1(x)$  および  $\tilde{\dot{Z}}_1(x)$  に対して説明したものと同様である。

以上の  $p_+(0|x)$  と  $p_-(0|x)$  を用いて、式(3)における全断面にわたる平均超過回数  $\mu$  は、次のように求まる。すなわち、 $\tilde{M}(x)$  が正の方向に  $M_A$  を超過する事象と  $\tilde{M}(x)$  が  $-M_A$  を負の方向に超過する事象とは同一断面  $x$  においては排反であることから、

$$\mu = \int_0^L \{ p_+(0|x) + p_-(0|x) \} dx \quad (10)$$

となる。式中、 $L$  は桁の全長を表す。

式(6)および(9)を決定するために必要な  $\tilde{Z}_1(x)$  および  $\tilde{\dot{Z}}_2(x)$  の確率特性値は、先の研究<sup>2),3),5),6)</sup>で既に評価している。ただし、 $\tilde{Z}_{N1}(x) = g^{-1} \{ \tilde{Z}_1(x) \}$  と  $\tilde{\dot{Z}}_{N1}(x) = g^{-1} \{ \tilde{\dot{Z}}_1(x) \}$  との同一断面  $x$  における相関係数  $\rho_{N1}(x)$  については、次のように評価できる。すなわち、信頼性解析で必要とされるような比較的大きな  $\tilde{M}(x)$  では、式(1)のような対応関係を有する極値 I 型不規則関数と正規不規則関数との間には近似的に線形関係が成立することが確認できるので、 $\rho_{N1}(x)$  は、 $\tilde{Z}_1(x)$  と  $\tilde{\dot{Z}}_1(x)$  との同一断面  $x$  における相関係数  $\rho_1(x)$  に近似することができる<sup>9)</sup>。

$$\rho_{N1}(x) \doteq \rho_1(x)$$

この  $\rho_1(x)$  は、先の研究<sup>2),3),5),6)</sup>より、曲げモーメント  $\tilde{M}(x)$  とせん断力  $\tilde{Q}(x)$  との同一断面  $x$  における相関係数  $\rho(x)$  に等しいことが言えるので、結局、

$$\rho_{N1}(x) \doteq \rho(x) \quad (11)$$

となる。同様に次式も成立する。

$$\rho_{N2}(x) \doteq \rho(x) \quad (12)$$

## (2) 時間領域における信頼性解析

空間領域の解析において想定した渋滞状態は耐用期間中何回も生ずるものと考えられるので、渋滞活荷重は空間的のみならず時間的にも変動する不規則関数となり、耐用期間中に作用する最大荷重に対する信頼度、すなわち時間領域における信頼度も評価しなければならない。時間領域における信頼度の評価法については、既に先の研究<sup>3), 7)</sup>で説明したが、ここでは、そのうちべき乗則による評価法について簡単に述べる。

1回の渋滞時の最大曲げモーメントの分布関数 $F_M(m)$ が与えられれば、N回の渋滞が発生した時、最大曲げモーメントが許容レベル $M_a$ を超過する時間領域での破壊確率 $Q^*$ は、次式で表される。

$$Q^* = 1 - \{F_M(M_a)\}^N \quad (13)$$

ここで、 $F_M(m)$ は式(3)を利用して評価することができる。すなわち、式(3)の $Q$ を1から引いた信頼度 $1 - Q$ は、橋軸方向の全断面において曲げモーメントがレベル $M_a$ を上まわらない確率を $M_a$ の関数として示しているのであるから、 $M_a$ を $m$ 、 $1 - Q$ を $F_M(m)$ と書き換えれば、橋軸方向の最大曲げモーメントの分布関数 $F_M(m)$ を次式のように求めることができる。

$$F_M(m) = \exp \left[ - \int_0^l \{ p_+(0|x) + p_-(0|x) \} dx \right] \quad (14)$$

## 4. 数値計算例

図-1の(a)に示すような2径間連続ばり形式の主桁で支えられた道路橋について、2. および3. の理論を用いて信頼性解析の数値計算を行なう。ただし、スパン比 $n$ については、1.0~2.0の種々の値について計算を行なう。

### (1) 変換過程を用いた信頼性解析例

ここでは、図-1(a)に示すような全長 $l = 100\text{m}$ の2径間連続ばり形式の主桁1本で支えられた道路橋に不規則分布荷重 $\tilde{q}(x)$ を満載した場合の信頼性解析の数値計算を、前述の変換過程を用いた理論に従って行なう。ただし、載荷される不規則分布荷重 $\tilde{q}(x)$ としては、先の研究<sup>3), 4), 6)</sup>での「基本I」の活荷重モデル(期待値 $\bar{q} = 0.4586\text{t/m}$ 、分散 $D_{\tilde{q}} = 0.4064\text{t}^2/\text{m}^2$ 、 $\alpha = 0.3164\text{m}^{-1}$ )を用いることとし、またこの荷重によって主桁に生ずる曲げモーメントは、極値I型の確率分布に従うものとする。

まず、空間領域での解析結果を示す。所要の破壊確率 $Q$ に対する許容曲げモーメント・レベル $M_a$ とスパン比 $n$ との関係を示すと、図-3のようになる。また、曲げモーメントが正規不規則関数であるとして行われた従来の研究<sup>3), 5), 7)</sup>の結果を示すと、図-4となる。両者の解析結果を比較すると、本解析結果の方が同一スパン比、同一破壊確率の許容レベルがかなり大きくなっていることが分る。このことは、破壊確率が小さい場合ほど顕著に現れている。

つぎに、時間領域での解析結果を示す。時間領域での数値計算を行なうためには、橋軸方向の最大曲げモーメントの分布関数 $F_M(m)$ が必要である。この分布関数 $F_M(m)$ は式(14)で与えられるが、ここでは簡単のため、この式(14)を既知の分布で近似することを考える。そこで、レベル $M_a$ を橋軸方向の最大曲げモーメントの1つの実現値、破壊確率 $Q$ を1から引いた $1 - Q$ を累積確率として、図-3のスパン比 $n = 1.6$ の桁に対する結果を極値I型の確率紙にプロットしてみた。その結果を図-5の○印で示す。これより、橋軸方向の最大曲げモーメントは極値I型の分布によく従うことが分る。このことは、他のスパン比についても確認できる。つぎに、極値I型の分布関数は、

$$F_M(m) = \exp \left[ - \exp \{ -\alpha^* (m - u) \} \right] \quad (15)$$

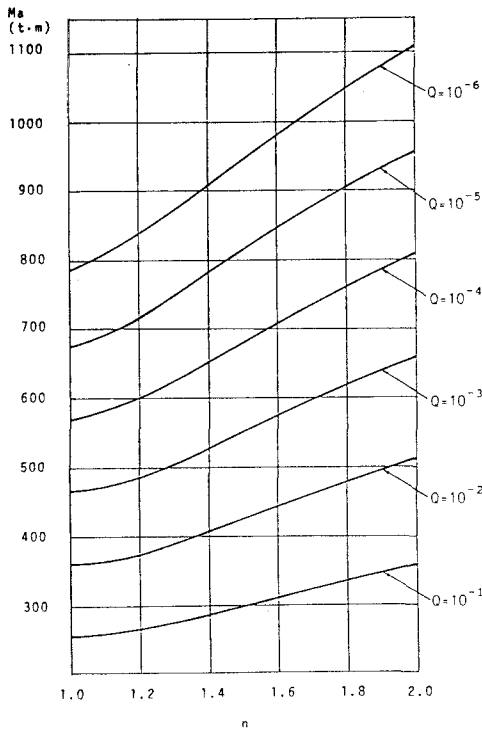


図-3 所要の破壊確率 $Q$ に対する許容  
曲げモーメント $M_a$ とスパン比 $n$   
との関係(曲げモーメントが極  
値 I 型分布する場合)

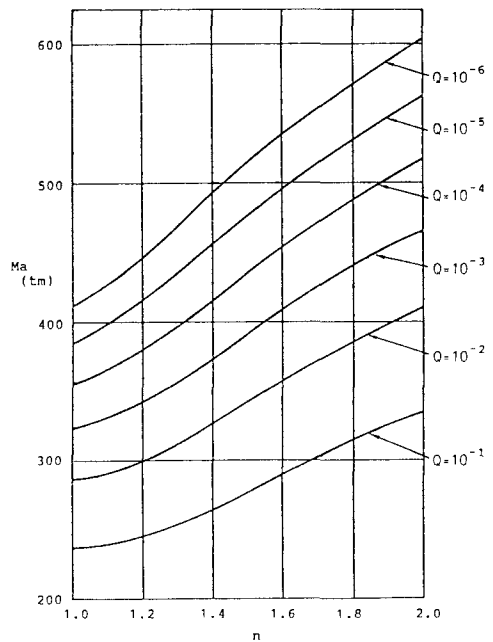


図-4 所要の破壊確率 $Q$ に対する許容  
曲げモーメント $M_a$ とスパン比 $n$   
との関係(曲げモーメントが正規  
分布する場合)

で表されるが、上式のパラメータ $\alpha^*$ 、 $u$ の値を回帰近似することによって求めると、 $\alpha^*=0.0176(t^{-1}\cdot m^{-1})$ および $u=183.2(t\cdot m)$ となった。これらのパラメータを用いた回帰直線も、図-5に実線で示す。他のスパン比についても同様な方法でパラメータ $\alpha^*$ 、 $u$ を決定した。

さて、このように決定した分布関数 $F_M(m)$ を用いてスパン比 $n=1.6$ の桁を有する道路橋に対して空間領域および時間領域における活荷重の変動性を考慮した信頼性解析を行った結果を図-6に示す。この図は、耐用期間中の渋滞回数 $N$ を決定するデータが無いため、許容レベル $M_a$ と $N$ との関係を各破壊確率 $Q^*$ に対して描いたものである。この図より、ある破壊確率 $Q^*$ に対して許容レベル $M_a$ は $N$ の対数に比例して大きくしなければならぬことが分る。参考のため、現行の $L=20$  ton設計荷重<sup>10)</sup>による設計モーメント・レベルを、図-6に破線で示している。この設計モーメント・レベルは、1本の2径間連続桁によって支えられた幅3.25mの1車線道路

極値 I 型確率紙

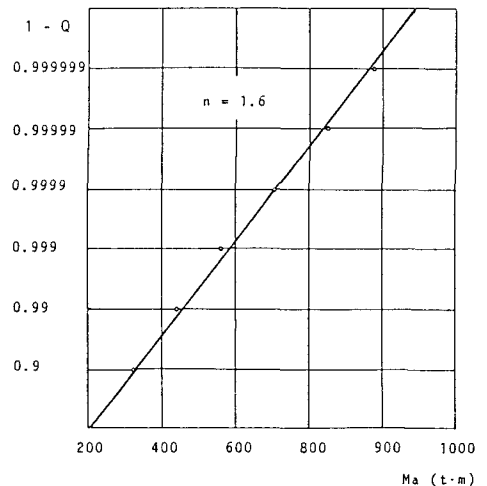


図-5 極値 I 型分布による最大曲げ  
モーメント分布の近似

を対象に、衝撃を考慮して計算したものである。この図から、例えば、1日<sup>Ma</sup> 2回の50年間で通算  $N = 36500$  回の渋滞があったとすれば、現行設計の破壊確率 $Q^*$ は0.5よりもまだ大きいことになる。しかし、現行の設計法で実際に設計する場合は、種々の不確定要因を考慮して許容曲げモーメント・レベル $M_a$ として設計曲げモーメントに安全率1.7を掛けたものを採用することになる。この現行の安全率1.7は決してover loadへの対処を主目的としたものではないが、このように、現行の設計法で得られる設計曲げモーメントに安全率1.7を掛けて得られる許容曲げモーメント・レベルを、上述の $N = 36500$ 回の場合について参考までに考えると、現行の設計基準では、図-6の一点鎖線で示すように破壊確率 $Q^* = 10^{-3}$ 程度が見込まれる。

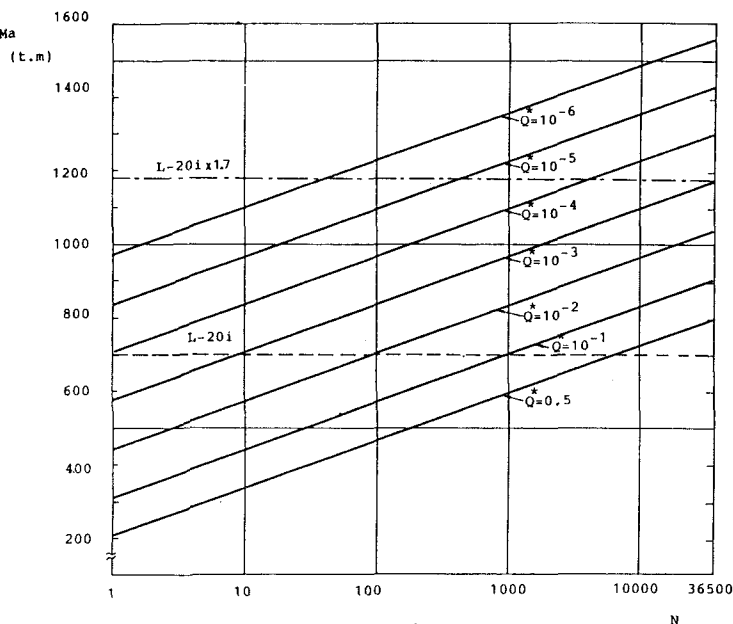


図-6 所要の破壊確率 $Q^*$ に対する許容曲げモーメント $M_a$ と渋滞回数 $N$ との関係

つぎに、渋滞回数を仮に $N = 5000$ 回として、所要の破壊確率 $Q^*$ に対する許容曲げモーメント $M_a$ とスパン比 $n$ との関係を示すと、図-7となる。図-3と比較すると、同一スパン比 $n$ 、同一破壊確率 $Q^*$ に対する許容曲げモーメント・レベル $M_a$ は、空間領域のみを考慮した場合よりも、空間と時間の両領域を考慮した場合の方が、活荷重の時間領域における変動性を考慮した分だけかなり高くなっていることが分る。また、図-7の一点鎖線は、現行の設計荷重に安全率1.7を掛けた許容レベルを示しており、この $N = 5000$ 回の場合、現行の設計基準によって設計されると、破壊確率 $Q^* = 10^{-4}$ 程度に相当することが分る。なお、参考のため、先の研究結果<sup>3), 5), 7)</sup>、すなわち図-4から得られる橋軸方向の最大曲げモーメントの分布関数 $F_M(m)$ を用いて空間領域および時間領域の活荷重の変動性を考慮した解析結果を図-8に示す。図-7と図-8とを比較すると、本解析結果の方が許容レベルがかなり大となることが分る。

## 5. あとがき

本論文では、2径間連続主桁の信頼性解析を変換過程のレベル超過理論を用いて行った。その結果をまとめると次のようである。すなわち、桁に生ずる曲げモーメントが正規不規則関数であるとして信頼性解析を行った結果と、極値I型の不規則関数であるとして変換過程のレベル超過理論を用いて解析した結果との間にはかなり大きな差がみられた。同一の信頼度を得るために必要な許容曲げモーメント・レベルについてみると、後者の方が前者に比べてかなり大きな値となった。実際の現象をよりよくとらえるために、ここで示したような変換過程による解析は有効な方法となりうるであろう。

以上が本研究で得られた結果であるが、実際の道路橋のように複数本の主桁で支えられているのではなく主桁1本のみで支えられているというかなり限定したモデルである点など、まだ問題は多い。しかし、ここで得られた結果は今後の道路橋の主桁の設計基準策定のための資料になり得るものと思われる。

最後に、本研究を遂行するにあたり、貴重な資料ならびに有益な御助言を賜った阪神高速道路公団設計荷



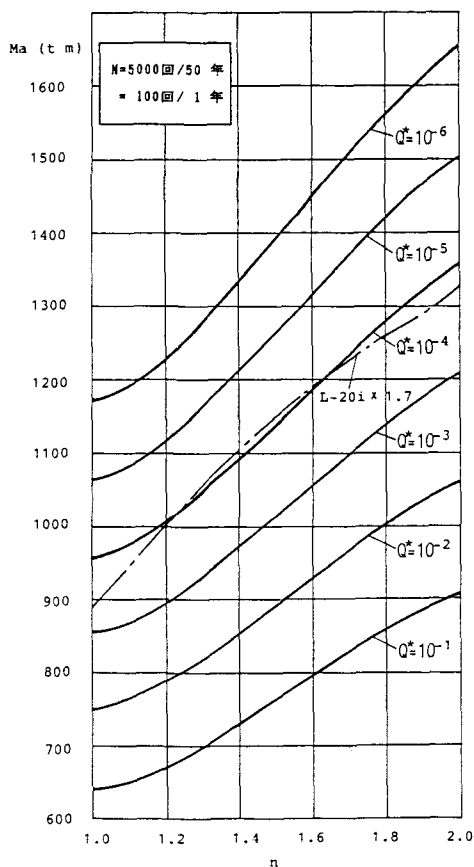


図-7 所要の破壊確率 $Q^*$ に対する許容  
曲げモーメント $M_a$ とスパン比 $n$   
との関係(曲げモーメントが極  
値I型分布する場合)

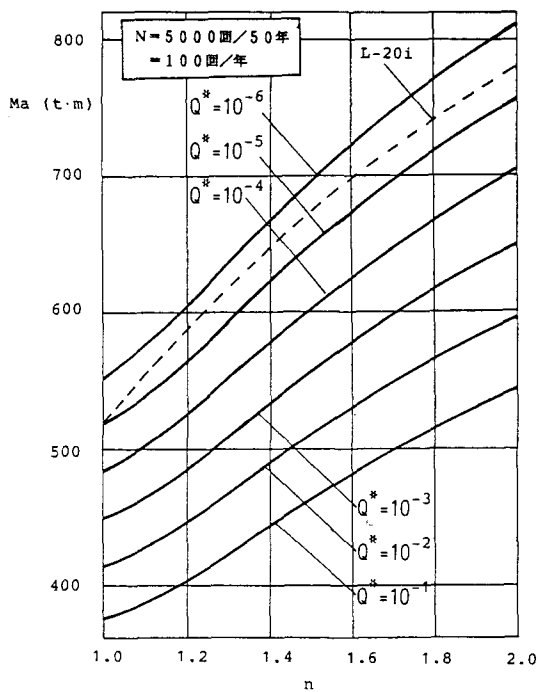


図-8 所要の破壊確率 $Q^*$ に対する許容  
曲げモーメント $M_a$ とスパン比 $n$   
との関係(曲げモーメントが正規  
分布する場合)

重(HDL)委員会関係各位に深く感謝の意を表す次第である。また、本研究における数値解析その他に御協力いただいた鳥取大学大学院生安福教晃氏に謝意を表す次第である。

#### 参考文献

- 1) 阪神高速道路公団設計荷重(HDL)委員会: HDL委員会報告書, 第2編 活荷重分科会報告(別冊-1) 阪神高速道路における活荷重実態調査と荷重評価のための解析, 第4編 実態調査資料集, 阪神高速道路公団。(財)阪神高速道路管理技術センター, 1984.
- 2) 高岡宜善・白木渡・松保重之: 不規則関数論に基づく道路橋の空間領域での信頼性解析, 土木学会論文報告集, No.334, pp.79~88, 1983.
- 3) 亀田弘行・藤野陽三・白木渡・古田均: 都市高速道路の荷重評価と設計規準の最適化に関する研究報告書, 第3章 不規則関数論に基づく都市高速道路橋の信頼性解析, 阪神高速道路公団・(社)システム総合研究所, pp.34~107, 1984.
- 4) Shigeyuki MATSUHO, Wataru SHIRAKI, Nobuyoshi TAKAOKA and Katsuyuki YAMAMOTO: A Probabilistic

Evaluation of Vehicular Loads, Proc. of ICOSSAR'85, pp.I-490~494, 1985.

- 5) Wataru SHIRAKI, Nobuyoshi TAKAOKA, Shigeyuki MATSUHO and Katsuyuki YAMAMOTO: Reliability Analysis of Various Types of Girder Bridges on the Urban Expressway Network using Theory of Random Processes and Simulation Method, Proc. of ICOSSAR'85, pp.III-185~193, 1985.
- 6) 白木渡・高岡宜善・松保重之・山本克之: 都市高速道路橋における渋滞時活荷重のモデル化, 土木学会論文集, 第362号/I-4, pp.239-248, 1985-10.
- 7) 白木渡・松保重之・山本克之・高岡宜善: 道路橋における2径間連続主桁の信頼性解析, 土木学会論文集, 第368号/I-5, 1986-4.
- 8) Grigoriu M.: Crossing of Non-Gaussian Translation Process, Jour. of Eng. Mech. Div., ASCE, Vol.110, No.4, pp.610~620, 1984.
- 9) 山本貞明・藤野陽三・伊藤学: 非正規相関システムの信頼性解析, 土木学会第40回年次学術講演会講演概要集, I-122, 1985.
- 10) 日本道路協会: 道路示方書・同解説 (I・共通編), 丸善, 1980.

(1985年10月18日受付)