

道路橋における2径間連続主桁の信頼性解析

RELIABILITY ANALYSIS OF A CONTINUOUS TWO-SPAN BRIDGE GIRDER

白木 渡*・松保重之**・山本克之***・高岡宣善****

By Wataru SHIRAKI, Shigeyuki MATSUHO, Katsuyuki YAMAMOTO and Nobuyoshi TAKAOKA

In this study, the reliability of continuous two-span bridge girder subjected to random vehicular loads is analyzed in the space domain as well as in the time domain. First, by the use of the results of the statistical analysis of randomly space-varying vehicular loads which have been already reported by the authors, the probabilistic characteristics of bending moment and the reliability of bridge girder in the space domain are analytically evaluated. Second, the distribution of the maximum bending moments for the lifetime domain are evaluated. The design values of bending moment are calculated for prescribed values of failure probability of girder bridge.

1. まえがき

道路橋主桁の安全性に支配的な影響を及ぼすのは、道路橋に自動車荷重が満載された渋滞状態の活荷重であるという観点から、先に発表した論文¹⁾において活荷重を橋軸方向に沿った空間座標を助変数とする不規則関数でモデル化し、その荷重が種々の構造形式を有する主桁に作用した場合の断面力の確率特性値を空間領域において評価した。

ところで、このような渋滞状態は、耐用期間中に何回も生ずると考えられるので、この時間的な変動性も考慮すれば、活荷重は時間的にも空間的にも不規則に変動する不規則関数となる。したがって、道路橋の主桁の信頼度を厳密に評価しようとするれば、活荷重を時間的にも空間的にも不規則な関数としてとらえ、その作用を受ける主桁の断面力の確率特性値の評価を空間領域のみならず、時間領域においても行わなければならない。しかし

ながら、これは一般に非常に難しい²⁾。したがって、本論文ではまず任意の時点で生じた渋滞に着目し、先に発表した論文¹⁾で得られた結果を用いて主桁の空間領域での信頼度の評価を行う。その後、その結果から得られる空間領域での主桁の最大断面力に注目して、主桁の時間領域での信頼度の評価を行うことにする。

2. 空間領域における主桁の信頼度の評価

(1) 不規則関数の超過の理論に基づく信頼度の評価

先に発表した論文¹⁾では、不規則分布荷重 $\bar{q}(x)$ でモデル化した渋滞時活荷重の作用によって主桁断面に生ずる曲げモーメントを、橋軸方向の空間座標 x を助変数とする非定常な不規則関数 $\bar{M}(x)$ としてとらえ、その確率特性を明らかにした。その結果の一例を Fig. 1 および Fig. 2 に示す。Fig. 1 は、2径間連続桁に不規則分布荷重 $\bar{q}(x)$ が作用した場合の曲げモーメント $\bar{M}(x)$ のサンプル関数を示したもので、Fig. 2 は、曲げモーメント $\bar{M}(x)$ の期待値 $\bar{M}(x)$ 、分散 $D_M(x)$ 、せん断力 $\bar{Q}(x)$ の期待値 $\bar{Q}(x)$ 、分散 $D_Q(x)$ の図を示したものである。図中の \bar{q} 、 D_q 、 $K_q(\tau)$ ($\tau = x_2 - x_1$: 空間座標の2点間の差) はそれぞれ高速道路において朝夕のラッシュ時に発生する通常渋滞の活荷重をモデル化した $\bar{q}(x)$ の期待値、分散、自己相関関数である。これらの図から、中間支点で

* 正会員 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丁目101)

** 正会員 工修 鳥取大学助手 工学部海洋土木工学科
(同上)

*** 正会員 工修 (株)総合技術コンサルタント
(〒101 千代田区内神田1-15-16, 東光ビル)

**** 正会員 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丁目101)

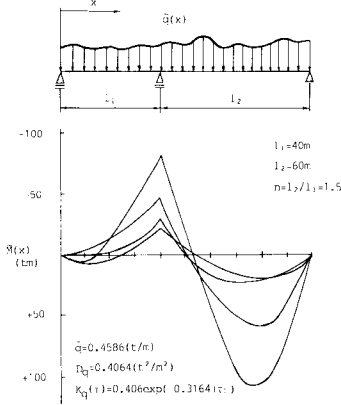


Fig.1 Sample Functions of $\tilde{M}(x)$ [1 t=9.8 kN].

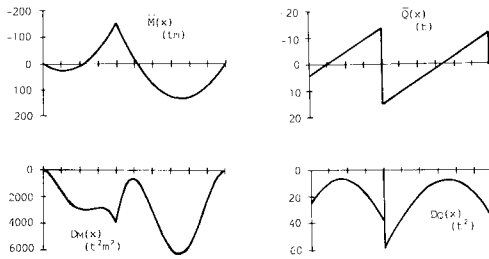


Fig.2 Probabilistic Characteristics of $\tilde{M}(x)$ and $\tilde{Q}(x)$ [1 t=9.8 kN].

は必ず負の極値をとるものの、その値はばらつくこと、また右側支間の中央付近に生ずる正の曲げモーメントの極値は、その値および発生位置がばらつくこと、さらに正の曲げモーメントから負の曲げモーメントへと符号が変わる位置もばらつくことがわかる。本論文では、このような空間的に不規則な曲げモーメント $\tilde{M}(x)$ が桁の全長にわたって断面の許容曲げモーメント M_a を1度も超過しない事象の確率として信頼度を、またその排反事象の確率として破壊確率を、それぞれ評価する。対象とする桁としては、2径間連続桁を中心に考えることにする。2径間以上の連続桁においては、必ずしも全スパンに荷重が満載された状況が最も危険な状態とはならず、影響線の同一符号の径間のみ荷重が載荷したときに最も危険な状態となる。しかし、ここで用いる渋滞荷重モデルは、先の研究¹⁾で示したように信号等による単発的渋滞ではなく、都市高速道路上の朝夕のラッシュ時に発生するかなり長い渋滞車列を想定して作成されたもので、影響線の同一符号の径間のみ荷重が載荷するような状況は現実問題としてほとんど発生しないという観点で、全スパンに荷重が満載された状態について信頼性解析を行うことにする。また、本論文では、曲げモーメントとしては活荷重による曲げモーメントのみを対象とし、死荷

重による曲げモーメントは考えないことにする。

先の論文¹⁾では、全長にわたって一定の曲げこわさを有する桁についてその断面力を不規則関数として評価した。ここでも同様に、全断面にわたって等しい強度あるいは許容曲げモーメント M_a を有する桁の破壊確率を求めることにする。ただし、このような構造形式においては、正と負の曲げモーメントが生ずるが、これに抵抗し得る許容曲げモーメントの絶対値が正の定数 M_a であると仮定する。

一定の許容レベルに対する破壊確率を評価しようとするれば、 $\tilde{M}(x)$ のすべての x 点における確率分布関数が必要である。先の論文¹⁾において、不規則関数の相関理論により $\tilde{M}(x)$ の二次までの確率特性値については詳細に与えられることがわかったが、より高次の特性値については未知である。したがって、ここでは桁の全断面にわたって最も一般的で取扱いも容易な正規分布を仮定する。そして、各 x 点の確率特性値は先の論文¹⁾で得られたものを用いることにする。

さて、一般に土木構造物は作用する外力に対し、十分な信頼度をもたなければならない。したがって、桁の全長にわたって外力モーメント $\tilde{M}(x)$ が許容レベル M_a を1度でも超過するという現象は、まれな事象であると仮定してもさしつかえない。そして、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る。ポアソン分布の理論によれば、桁の全長という区間内で超過の生ずる平均回数 μ が与えられれば、桁の破壊確率 P_f は次のように与えられる。

$$P_f = 1 - \exp(-\mu) \dots \dots \dots (1)$$

桁の全長という区間において超過の生ずる平均回数 μ を求めるにあたっては、桁に生ずる不規則な曲げモーメント $\tilde{M}(x)$ 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、次に示すような新しい不規則関数を定義する。

$$\left. \begin{aligned} \tilde{Z}_1(x) &= \tilde{M}(x) - M_a \\ \tilde{Z}_2(x) &= \tilde{M}(x) - (-M_a) = \tilde{M}(x) + M_a \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (2)$$

いま、 M_a は定数であるから、 $\tilde{Z}_1(x)$ 、 $\tilde{Z}_2(x)$ もまた非定常な正規不規則関数となる。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。

不規則関数の超過の理論によれば、全区間にわたって正の超過の生ずる回数の期待値 μ 、および負の超過の生ずる回数の期待値 μ_- を次のように求めることができる³⁾

$$\mu_+ = \int_0^l p_+(0|x) dx \dots\dots\dots (3)$$

$$\mu_- = \int_0^l p_-(0|x) dx \dots\dots\dots (4)$$

ここに、 l は桁の全長であり、 $p_+(0|x)$ および $p_-(0|x)$ は不規則関数 $\bar{Z}_1(x)$ および $\bar{Z}_2(x)$ がそれぞれレベル0を正および負の方向に超過する確率の長さ密度(単位長さ当たりのレベル超過確率)で、それぞれ次式で与えられる。

$$p_+(0|x) = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{D_{z_1}(x)}{D_{z_1}(x)}} \exp\left(-\frac{\bar{Z}_1^2(x)}{2D_{z_1}(x)}\right) \times \left[\sqrt{1-\rho_1^2(x)} \exp\left\{\frac{-1}{2(1-\rho_1^2(x))} \left(\frac{\bar{Z}_1(x)}{\sqrt{D_{z_1}(x)}} - \frac{\rho_1(x)\bar{Z}_1(x)}{\sqrt{D_{z_1}(x)}}\right)^2\right\} + \sqrt{2\pi} \left(\frac{\bar{Z}_1(x)}{\sqrt{D_{z_1}(x)}} - \frac{\rho_1(x)\bar{Z}_1(x)}{\sqrt{D_{z_1}(x)}}\right) \right] \times \left[1 - \Phi \left[\frac{1}{\sqrt{1-\rho_1^2(x)}} \left(\frac{\bar{Z}_1(x)}{\sqrt{D_{z_1}(x)}} - \frac{\rho_1(x)\bar{Z}_1(x)}{\sqrt{D_{z_1}(x)}}\right) \right] \right] \dots\dots\dots (5)$$

$$p_-(0|x) = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{D_{z_2}(x)}{D_{z_2}(x)}} \exp\left(-\frac{\bar{Z}_2^2(x)}{2D_{z_2}(x)}\right) \times \left[\sqrt{1-\rho_2^2(x)} \exp\left\{\frac{-1}{2(1-\rho_2^2(x))} \left(\frac{\bar{Z}_2(x)}{\sqrt{D_{z_2}(x)}} - \frac{\rho_2(x)\bar{Z}_2(x)}{\sqrt{D_{z_2}(x)}}\right)^2\right\} - \sqrt{2\pi} \left(\frac{\bar{Z}_2(x)}{\sqrt{D_{z_2}(x)}} - \frac{\rho_2(x)\bar{Z}_2(x)}{\sqrt{D_{z_2}(x)}}\right) \right] \times \Phi \left[\frac{-1}{\sqrt{1-\rho_2^2(x)}} \left(\frac{\bar{Z}_2(x)}{\sqrt{D_{z_2}(x)}} - \frac{\rho_2(x)\bar{Z}_2(x)}{\sqrt{D_{z_2}(x)}}\right) \right] \dots\dots\dots (6)$$

上式(5)および(6)において、 $\bar{Z}_1(x)$ 、 $\bar{Z}_2(x)$ および $D_{z_1}(x)$ 、 $D_{z_2}(x)$ はそれぞれ $\bar{Z}_1(x)$ 、 $\bar{Z}_2(x)$ の期待値および分散、また $\bar{Z}_1(x)$ 、 $\bar{Z}_2(x)$ および $D_{z_1}(x)$ 、 $D_{z_2}(x)$ はそれぞれ $\dot{Z}_1(x)=d\bar{Z}_1(x)/dx$ 、 $\dot{Z}_2(x)=d\bar{Z}_2(x)/dx$ の期待値と分散であり、さらに $\rho_1(x)$ 、 $\rho_2(x)$ はそれぞれ $\bar{Z}_1(x)$ と $\dot{Z}_1(x)$ 、 $\bar{Z}_2(x)$ と $\dot{Z}_2(x)$ との同一断面 $x=x$ における相関係数である。また、 $\Phi(\dots)$ は次式で定義される正規確率積分である。

$$\Phi(u) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u \exp\left(-\frac{t^2}{2}\right) dt \dots\dots\dots (7)$$

$\bar{M}(x)$ が正の方向に M_a を超過する事象と $\bar{M}(x)$ が $-M_a$ を負の方向に超過する事象とは同一断面においては背反であることから、全断面における超過回数の期待値 μ は、それらの和として最終的に次式によって評価することができる。

$$\mu = \int_0^l |p_+(0|x) + p_-(0|x)| dx \dots\dots\dots (8)$$

また、上式と式(3)および(4)の関係から $\mu = \mu_+ + \mu_-$ が成立する。

式(5)および(6)を決定するために必要な $\bar{Z}_1(x)$

および $\bar{Z}_2(x)$ の特性値は式(2)の関係を利用して不規則関数の相関理論³⁾より求めることができ、次式のようになる。

$$\left. \begin{aligned} \bar{Z}_1(x) &= \bar{M}(x) - M_a, \quad \bar{Z}_2(x) = \bar{M}(x) + M_a, \\ D_{z_1}(x) &= D_{z_2}(x) = D_M(x), \\ \bar{Z}_1(x) &= \bar{Z}_2(x) = \bar{Q}(x), \\ D_{z_1}(x) &= D_{z_2}(x) = D_Q(x), \\ \rho_1(x) &= \rho_2(x) = \frac{K_{M0}(x, x)}{\sqrt{D_M(x) D_Q(x)}} = \rho(x) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (9)$$

ここに、 $\bar{M}(x)$ 、 $D_M(x)$ は曲げモーメント $\tilde{M}(x)$ の期待値および分散、 $\bar{Q}(x)$ 、 $D_Q(x)$ は曲げモーメント $\tilde{M}(x)$ の導関数であるせん断力 $\tilde{Q}(x)=d\tilde{M}(x)/dx$ の期待値および分散、 $K_{M0}(x, x)$ および $\rho(x)$ は、それぞれ $\tilde{M}(x)$ と $\tilde{Q}(x)$ との同一断面 $x=x$ における相互相関関数および相関係数であり、これらの特性値は先に発表した論文¹⁾ですでに評価しているのものでその値を用いればよい。

(2) 不規則変数論に基づく信頼度の評価

前節(1)に示した不規則関数の超過の理論による破壊確率 P_f の評価式は、現実の現象をより正確にとらえて得られた式であるが、実際の計算に用いるには少し煩雑である。そこで、ここでは主桁の注目すべき点を選びその点の曲げモーメントの大きさを不規則変数とみなし、それが断面の強度レベル M_a を超過する確率を破壊確率 P_f であると考えて、この P_f を不規則変数の理論を用いて求める方法を考える。

Fig. 1に示す曲げモーメントのサンプル関数あるいはFig. 2に示す $\bar{M}(x)$ の図などをみると、中間支点において常に大きな負の曲げモーメントが生じていることがわかる。負の曲げモーメントを問題にする場合は、この点を1つの注目点 $x=x_a$ に選ぶことにする。点 $x=x_a$ は中間支点であるから、その座標値はただちに決定され $x_a=l_1$ となる。また、正の曲げモーメントは径間の中央付近で極大値をとり、その生ずる x 座標は不規則であるが、ここでは期待値 $\bar{M}(x)$ が極大値をとる点 $x=x_b$ をもう1つの注目点に選ぶことにする。点 $x=x_b$ は、 $\bar{M}(x)$ の極値を与える点であるから、次式

$$d\bar{M}(x)/dx = \bar{Q}(x) = 0$$

を満たす x として x_b は決定される。ただし、2径間連続桁では、Fig. 1に示す $\bar{Q}(x)$ の図により明らかなように、 $\bar{Q}(x)=0$ を満たす x は各径間に1つずつある(スパン比 n の極端に大きいものは例外¹⁾)が、ここでは正の曲げモーメントの値がより大きくなる傾向にある長い方の径間にある極大値が期待される点を採用する。すなわち、

$$\begin{aligned} \bar{Q}(x) &= -\frac{\bar{q}l_1}{8n} (3n^2+n-1) + \bar{q}l_1(n+1)l_1 - x \\ &= 0 \quad (l_1 < x \leq (n+1)l_1) \end{aligned}$$

より

$$x_B = -\frac{l_1}{8n}(3n^2 + n - 1) + (n + 1)l_1$$

$$= \frac{5n^2 + 7n + 1}{8n} l_1 \dots\dots\dots(10)$$

ここに、 n は右径間長 l_2 の左径間長 l_1 に対する比 $n = l_2/l_1$ であり、 $n > 1$ とする。

これらの注目点が決定されれば、各点の曲げモーメントを不規則変数 \tilde{M}_A, \tilde{M}_B とし、それぞれの確率特性値は不規則関数 $\tilde{M}(x)$ の確率特性値によって次のように決定される。

$$\left. \begin{aligned} \overline{M}_A &= \overline{M}(x_A), \quad \overline{M}_B = \overline{M}(x_B) \\ D_{M_A} &= D_M(x_A), \quad D_{M_B} = D_M(x_B) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(11)$$

ここに、 $\overline{M}_A, \overline{M}_B, D_{M_A}, D_{M_B}$ はそれぞれ \tilde{M}_A, \tilde{M}_B の期待値および分散である。また、 $\tilde{M}(x)$ を正規不規則関数と仮定したのと同様に、不規則変数 \tilde{M}_A, \tilde{M}_B の確率分布形をそれぞれ正規分布と仮定すれば、 \tilde{M}_A が強度レベル M_a を超過する確率 P_{f_A} および \tilde{M}_B が M_a を超過する確率 P_{f_B} はそれぞれ次式で与えられる。

$$P_{f_A} = \Phi\left(\frac{-M_a - \overline{M}_A}{\sqrt{D_{M_A}}}\right) \dots\dots\dots(12)$$

$$P_{f_B} = 1 - \Phi\left(\frac{M_a - \overline{M}_B}{\sqrt{D_{M_B}}}\right) \dots\dots\dots(13)$$

これらを用いて桁の全破壊確率を考える。いま、 \tilde{M}_A が M_a を超過する事象と \tilde{M}_B が M_a を超過する事象とが独立であると考えれば、この場合の破壊確率 P'_f は、

$$P'_f = P_{f_A} + P_{f_B} \dots\dots\dots(14)$$

となり、また2つの事象が完全に従属であると考えれば、この場合の破壊確率 P''_f は、

$$P''_f = \max.[P_{f_A}, P_{f_B}] \dots\dots\dots(15)$$

として与えられる。

また、先の論文¹⁾に示した曲げモーメント $\tilde{M}(x)$ の自己相関関数 $K_M(x_1, x_2)$ を用いれば、点 $x = x_A$ と点 $x = x_B$ における曲げモーメントの相関性に関する情報が得られる。すなわち、不規則変数 \tilde{M}_A および \tilde{M}_B の相関係数 ρ_{AB} は次式より得られる。

$$\rho_{AB} = \frac{K_M(x_A, x_B)}{\sqrt{D_M(x_A) \cdot D_M(x_B)}} \dots\dots\dots(16)$$

この相関係数を用いれば、正規確率変数 \tilde{M}_A と \tilde{M}_B との同時確率密度 $f_{M_A, M_B}(m_A, m_B)$ を次のように書くことができる。

$$f_{M_A, M_B}(m_A, m_B) = \frac{1}{2\pi\sqrt{D_{M_A} \cdot D_{M_B}(1 - \rho_{AB}^2)}} \times \exp\left[\frac{-1}{2(1 - \rho_{AB}^2)} \left\{ \frac{(m_A - \overline{M}_A)^2}{D_{M_A}} + \frac{(m_B - \overline{M}_B)^2}{D_{M_B}} - 2\rho_{AB} \frac{(m_A - \overline{M}_A)(m_B - \overline{M}_B)}{\sqrt{D_{M_A} \cdot D_{M_B}}} \right\}\right] \dots\dots\dots(17)$$

これを用いれば、点 $x = x_A$ と点 $x = x_B$ との曲げモーメントの相関性を考慮した破壊確率 P''_f は、次のように表わされる。

$$P''_f = P_{f_A} + P_{f_B} - \int_{-M_a}^{\infty} \int_{-\infty}^{-M_a} f_{M_A, M_B}(m_A, m_B) dm_A dm_B \dots\dots\dots(18)$$

3. 時間領域における主桁の信頼度の評価

先に指摘したように、道路橋に作用する活荷重は一般に空間領域のみならず時間領域においても変動する。したがって、道路橋の信頼度はその耐用期間中に作用する最大荷重に対して明らかにされなければならない。ここでは、2.(1)で検討した桁の全長にわたる破壊確率 P'_f の評価式を利用して活荷重の時間軸上での変動性を考慮した主桁の最大曲げモーメントのモデル化を行い、耐用期間 T における主桁の信頼度の評価を行う。

(1) 定常パルス過程による曲げモーメントのモデル化

先の論文¹⁾でモデル化した渋滞時活荷重の空間領域でのランダム性は、車両配列のランダム性、車重、車長のランダム性、車間距離のランダム性などによるものであった。ここで考える活荷重の時間領域におけるランダム性とは、上記の渋滞が任意の時点に生じているかいないかというランダム性と、仮に渋滞が生じていれば橋軸上のどこかで生ずるであろう最大曲げモーメントのランダム性との2点によって構成されるという仮定から出発する。厳密には、橋の上を通過する車両の1台1台によって大なり小なりの荷重の履歴が与えられるわけである

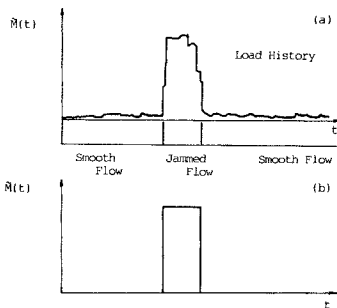


Fig. 3 Modeling of Bending Moment in Time Domain.

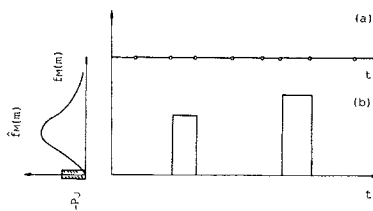


Fig. 4 Renewal Point Process.

が、このようなランダム性は、最大曲げモーメントが一定の許容レベルを超過する事象として破壊を考える限り無視し得ると考えられる (Fig. 3 (a) における Smooth Flow). そして、主桁を危険な状態に至らしめるほど大きな曲げモーメントを与える可能性のある時点は渋滞の発生した時点 (Fig. 3 (a) における Jammed Flow) のみであると仮定する. この仮定は、重車両の輪荷重による曲げモーメントよりも自動車列荷重による曲げモーメントの方が問題となるような比較的長い桁構造物の信頼度を考えるうえでは妥当であると思われる. このような仮定のもとに曲げモーメントの履歴を Fig. 3 (b) のような再生パルス過程 $\tilde{M}(t)$ によってモデル化することができる.

再生パルス過程⁵⁾は、時間軸上にランダムに点を生ずる再生点過程を基本にその確率特性を規定することができる (Fig. 4 の (a) 参照). この点過程は、平均発生率 λ_r に従ってパルスの潜在的な始まりと終りの時刻を与えるもので、 λ_r はパルスの継続時間の期待値 μ_0 の逆数として与えられる. この点過程に従って生じた時間軸上の点にパルスが発生する確率を P_J とすれば、Fig. 4 (b) に示されるパルス過程は、同図 (a) に示す再生点過程によって規定される潜在的な時刻において、前のパルス (直前にはパルスがなくても高さ 0 の架空のパルスがあったとする) とは独立に、確率 P_J で実際のパルスを開始し、確率 $(1-P_J)$ でパルスを終る (あるいはゼロを持続する) ような混合型の不規則関数 $\tilde{M}(t)$ であると考えることができる. この過程において、パルスの発生は渋滞の発生を意味するから、 P_J は任意の時点に渋滞の生ずる確率を意味する.

次に、このパルス過程は定常であるとするれば、任意の時点における確率密度関数 $\hat{f}_M(m)$ および $\tilde{M}(t)$ がレベル r を超過する確率の時間密度 $\nu_M^*(r)$ を以下のようにして求めることができる. ここに、 $\tilde{M}(t)$ は離散値 0 をとり得る混合型不規則関数であるから、確率密度関数には特に $\hat{\cdot}$ の記号を付した. さて、この $\hat{f}_M(m)$ は実現パルスの確率密度関数 $f_M(m)$ を用いて次のように表わすことができる.

$$\hat{f}_M(m) = (1-P_J) \cdot \delta(m) + P_J \cdot f_M(m) \dots \dots \dots (19)$$

ここに、 $\delta(m)$ は Dirac のデルタ関数である.

つづいて、 $\nu_M^*(r)$ は、パルス過程の定常性を考慮すれば、この過程の確率密度関数 $\hat{f}_M(m)$ を用いて次のように表わすことができる.

$$\nu_M^*(r) = \lambda_r \left[\int_{-\infty}^r \hat{f}_M(m) dm \right] \left[\int_r^{\infty} \hat{f}_M(m) dm \right] \dots \dots (20)$$

さらにデルタ関数の性質⁶⁾を考慮し、 $r \geq 0$ に限れば、

$$\nu_M^*(r) = P_J \cdot \lambda_r \cdot F_M^*(r) \cdot [(1-P_J) + P_J \cdot F_M(r)] \dots \dots (21)$$

のような簡単な形で表わすことができる. ここに、

$$F_M(r) = \int_{-\infty}^r f_M(m) dm, \quad F_M^*(r) = 1 - F_M(r)$$

であり、この $F_M(r)$ は実現パルスの確率分布関数を意味するものである.

このように求められた $\nu_M^*(r)$ を用いて、耐用期間 T 中におけるレベルの初通過による破壊確率を考える. 2. (1) において議論したのと同様に、耐用期間中におけるレベル超過という事象をまれな事象とみなして、その生起回数はポアソン分布で近似できるとする. ただし、レベル超過回数の期待値 μ^* は、式 (21) で求められるレベル超過確率密度 $\nu_M^*(r)$ を耐用期間 T という区間にわたって時間 t について積分することによって、

$$\mu^* = \int_0^T \nu_M^*(r) dt = \nu_M^*(r) \cdot T \dots \dots \dots (22)$$

となる. このとき、このようなまれな事象が耐用期間 T 内で1度も生じない確率を信頼度 R^* とし、これを1から引いたものを耐用期間中の破壊確率 Q_T とすれば、これはレベル r の関数 $Q_T(r)$ となり、次式によって表わされる.

$$Q_T(r) = 1 - \exp[-\mu^*] \\ = 1 - \exp[-\nu_M^*(r) \cdot T] \dots \dots \dots (23)$$

さらに、厳密には時間軸上の最初の時点ですでにレベル超過が生ずる確率 $Q_0(r)$ を考慮する必要がある. というのは、 $Q_T(r)$ は「時刻 $t=0$ において超過していない」という条件のもとでの条件付き確率にすぎないからである⁷⁾. $Q_0(r)$ は時刻 0 点でパルスが発生し、なおかつこのパルスがレベル r を超過するという事象の確率であるから、次のように与えられる.

$$Q_0(r) = \int_r^{\infty} \hat{f}_M(m) dm = P_J \cdot F_M^*(r) \dots \dots \dots (24)$$

この確率を考慮した全破壊確率 $Q^*(r)$ は複合事象の確率の公式より次式のように表わすことができる.

$$Q^*(r) = Q_0(r) + [1 - Q_0(r)] \cdot Q_T(r) \dots \dots \dots (25)$$

上式に、式 (21)、(23) および (24) の関係を代入すれば、最終的に次式を得る.

$$Q^*(r) = 1 - P_J \cdot F_M(r) \times \exp[-P_J \cdot \lambda_r \\ \cdot F_M(r) \{1 - P_J \cdot F_M(r)\} \cdot T] \dots \dots \dots (26)$$

いま、実現したパルスは渋滞発生時の橋軸方向の最大曲げモーメントを表わすものであるから、その分布関数 $F_M(m)$ として 2. で求めた式 (1) の破壊確率 P_J を1から引いたものを用いることができる. $1 - P_J$ は、橋軸方向の全断面において曲げモーメントが一定のレベル M_a を上回らない確率を M_a の関数として示しているものであるから、 $M_a = m$ とすれば、これを橋軸方向の最大曲げモーメントの分布関数と考えることができる. すなわち、次のようにおくことができる.

$$F_M(m) = \exp \left[- \int_0^m \{ p_+(0|x) + p_-(0|x) \} dx \right] \dots \dots (27)$$

ここに、 l は主桁の全長を表わす。

また再生点過程の特性値である λ_r はパルスの平均継続時間 μ_0 の逆数であるから、 μ_0 に渋滞の平均継続時間を与えればよい。さらに、任意の時点で渋滞の生起する確率 P_f および構造物の耐用期間 T を与えれば、「耐用期間中に任意の断面においてはじめて許容レベルを超過すること」と定義される桁の破壊確率 Q^* を、一定レベル M_a の関数として式 (26) を用いて表わすことができる。

(2) ベキ乗則による耐用期間中の最大荷重の推定

前節 3.(1) では、再生パルス過程という不規則関数によって曲げモーメントの時間履歴をモデル化した。しかし、いま活荷重のみを問題としているように、荷重の種類がただ 1 つであり、しかも独立なパルスのように生ずる渋滞時にのみ注目するのであれば、耐用期間中の信頼度をベキ乗則に基づいて以下のように考えることができる。すなわち、渋滞が 1 回発生したときの橋軸方向における最大曲げモーメントの分布関数を $F_M(m)$ とし、渋滞が N 回発生してそれぞれの渋滞における曲げモーメントが独立とすれば、その最大曲げモーメントの分布関数 $F_{max}(m)$ は次のように表わすことができる。

$$F_{max}(m) = \{F_M(m)\}^N \dots\dots\dots (28)$$

この式を用いれば、許容レベル M_a に対する信頼度 R^* は、次式で表わされる。

$$R^* = F_{max}(M_a) = \{F_M(M_a)\}^N \dots\dots\dots (29)$$

また、破壊確率 Q^* は、

$$Q^* = 1 - R^* = 1 - \{F_M(M_a)\}^N \dots\dots\dots (30)$$

によって与えられる。数値計算に際しては、 N に耐用期間中の渋滞回数期待値を用いることにし、 $F_M(m)$ としては、3.(1) の式 (27) と全く同様に 2. で求めた式 (1) の P_f を 1 から引いた $1 - P_f$ を用いることができる。

4. 数値計算例

ここでは、2. および 3. で示した諸式を用いて Fig. 1 に示す 2 径間連続ばり形式の主桁に不規則分布荷重を満載した場合の空間領域および時間領域における信頼性解析を行う。ただし、空間領域の信頼性解析においては 2 径間連続ばり形式の主桁に加えて単純ばり、一端固定他端移動ばり、両端固定ばり形式の主桁に対しても計算例を示す。

不規則分布荷重モデル $\bar{q}(x)$ の確率特性値 (期待値 \bar{q} 、分散 D_q 、自己相関関数 $K_q(\tau)$) は、先に発表した論文¹⁾ において「Basic I」とよんだシミュレーション・パターンより得られるものを用いることにする。このパターンは Fig. 1 および Fig. 2 で示した図においても用いたもので、この渋滞パターンの特徴は平均的な車種別混入率の

交通流が車間距離 2.71 m で渋滞したという場合の活荷重モデルである。その確率特性値を改めて書くと次のようである。

$$\left. \begin{aligned} \bar{q} &= 0.4586 \text{ (t/m)} & [= 4.494 \text{ kN/m}] \\ D_q &= 0.4064 \text{ (t}^2\text{/m}^2) & [= 39.03 \text{ kN}^2\text{/m}^2] \\ K_q(\tau) &= 0.4064 \exp(-0.3164|\tau|) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (31)$$

また、2. および 3. で破壊確率を表示する際に多くの記号を用いたが、以下数値計算例を示す際には簡単のため、空間領域での破壊確率に関するものは Q 、時間領域での破壊確率に関するものは Q^* で表示することにする。

(1) 空間領域における信頼性解析例

Table 1 は、いずれも等断面を有するスパン $l=50$ m の単純桁、一端固定他端移動桁および両端固定桁に「Basic I」タイプの不規則分布荷重をそれぞれ満載した場合の破壊確率 Q と許容レベル M_a との関係を表わしたものである。

単純桁については、注目点をスパン中央に定め、不規則変数の理論による解析を式 (13) に基づいて行って得た結果である。式 (13) は注目点の正の曲げモーメントがレベル M_a を上回る確率を与える式であるが、全断面にわたるレベル超過破壊を問題とする不規則関数論に基づく解析結果とこの結果とはほとんど一致することを確認している^{2),8)}。不規則変数の理論による結果のみを示した。また、Table 1 の左側の欄には、両端固定ばりおよび一端固定他端移動ばり形式の主桁に関する解析結果を示す。これらのほり形式の場合においても単純ばり形式の場合と同様に、注目断面をあらかじめ定めた不規則変数による信頼性解析の結果のみを示している。表中の「+」および「-」とある欄は正の曲げモーメントのみを問題とする評価式 (13) および負の曲げモーメントのみを問題とする評価式 (12) に基づいてそれぞれ所定の破壊確率に対応する許容レベルを算出したものである。ただし、正の曲げモーメントについてはせん断力 $\bar{Q}(x)$ の期待値が 0 となる点、負の曲げモーメントについては固定端において計算を行った。

正および負の曲げモーメントを完全に独立とみなす評価式 (14)、あるいは両者を完全に従属とみなす評価式

Table 1 Allowable Bending Moment Level (t·m/lane) [= 9.8 kN·m/lane].

| Q | Fixed Beam | | Propped Cantilever Beam | | Simple Beam |
|-----------|------------|-----|-------------------------|-----|-------------|
| | (+) | (-) | (+) | (-) | |
| 10^{-1} | 87 | 185 | 143 | 242 | 246 |
| 10^{-2} | 119 | 235 | 193 | 322 | 330 |
| 10^{-3} | 142 | 274 | 230 | 381 | 391 |
| 10^{-4} | 161 | 306 | 261 | 429 | 442 |
| 10^{-5} | 178 | 335 | 287 | 471 | 485 |
| 10^{-6} | 193 | 360 | 311 | 509 | 525 |

(15), さらに全断面にわたるレベル超過を問題とした式(1)に基づいてそれぞれ同様の計算を行ってみても, すべて「-」の欄に示す結果と同様の許容レベルを得た. すなわち, これらの形式を有する等断面桁の信頼度は, 曲げモーメント $\bar{M}(x)$ の期待値の絶対値と分散がともに最大になる固定端モーメントのみで評価できるということがわかる. また, これら3つの形式の桁が同スパン長を有しておれば, この Table 1 からわかるように同じ破壊確率にとどめるためには, 両端固定桁, 一端固定他端移動桁, 単純桁の順にレベルを大きくしなければならない.

Fig. 5 に示すものは, Table 1 の許容レベル M_a を, それぞれのはり形式における絶対最大曲げモーメントが期待される点の期待値で除した中央安全率 ν と, 破壊確率 Q との関係である. この図より, 構造形式の違いにより同一の中央安全率を有する許容レベルを与えても破壊確率は異なるということがわかる. また, この図で, 単純桁の場合の方が一端固定他端移動桁より同一の安全率 ν に対して破壊確率が大きいのは, 単純桁の場合の最大が期待される点の曲げモーメントの変動係数 V_M の方が, 一端固定他端移動桁の V_M より大きいからであると考えられる. 参考のために, 同図中に各桁の注目点における曲げモーメントの変動係数 V_M を示す.

2径間連続桁については, 2. で述べた超過の理論に基づく破壊確率の評価式(1)と, 特定の注目点における曲げモーメント $\bar{M}(x)$ を不規則変数とみなす評価式とを用いて, 所要の破壊確率に対応する許容レベル M_a を求めた. Table 2, 3 および 4 はそれぞれ 10^{-1} , 10^{-3} および 10^{-6} の各破壊確率に対応する結果である. 各表は, 破壊

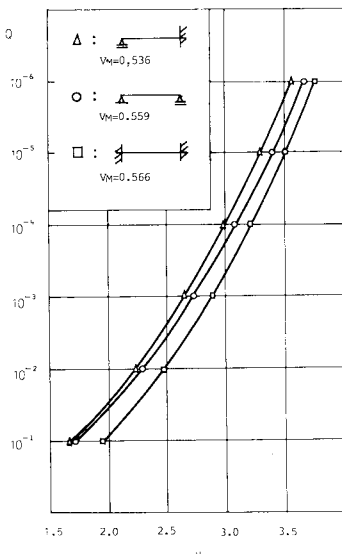


Fig. 5 Failure Probability Q versus Safety Factor ν .

確率の評価法を横に, 全長 100 m 中の中間支点位置を表わすスパン比 $n = l_2/l_1$ を縦にとり, 所要の破壊確率 Q に対応する許容レベル M_a の計算結果を表わしている. また, これらの表における破壊確率の評価法については, 左側の 5 列は不規則変数による解析結果である. まず, 「Dependent」の列は支点モーメントと径間部のモーメントとは完全に従属であるとする評価式(15)により, また「Independent」の列は支点の曲げモーメントと径間部注目点の曲げモーメントとが独立であるとする評価式(14)により, さらに「Correlated」の列はこれらの曲げモーメントの相関性を考慮した評価式(18)によって, それぞれ破壊確率 Q に対する許容レベルを表わしている. 正の曲げモーメントと負の曲げモーメントとの相関性を考慮した解析結果が, 各スパン比, 各破壊確率に対して「Dependent」と「Independent」の解の間に理論どおりに求められていることがわかる. しかし, それらの破壊確率の評価式の違いが解析結果に与える差は, いずれのスパン比あるいは破壊確率の場合においてもあまり大きくないことがわかる.

また, 同表において左側の 2 列に「-」および「+」の記号を付す列は, それぞれ支点の負の曲げモーメントのみを問題にした評価式(12)および径間部注目点における正の曲げモーメントのみを問題にした評価式(13)を用いて破壊確率の計算を行って得られた結果である.

Table 2 Allowable Bending Moment Level for $Q=10^{-1}$ (t·m/lane) [$=9.8 \text{ kN} \cdot \text{m/lane}$].

| n | Random Variable Theory | | | | | Random Function Theory |
|-----|------------------------|--------|-----------|-------------|------------|------------------------|
| | + | - | Dependent | Independent | Correlated | |
| 1.0 | 184.6 | 213.2* | 213.2 | 221.9 | 216.1 | 235.6 |
| 1.2 | 197.6 | 219.6* | 219.6 | 233.0 | 226.6 | 244.9 |
| 1.4 | 223.3 | 234.5* | 234.5 | 254.4 | 244.3 | 265.4 |
| 1.6 | 246.5 | 253.3* | 253.3 | 277.2 | 264.0 | 289.6 |
| 1.8 | 266.2 | 273.8* | 273.8 | 299.3 | 283.6 | 316.1 |
| 2.0 | 283.1 | 294.5* | 294.5 | 320.1 | 303.1 | 334.6 |

Table 3 Allowable Bending Moment Level for $Q=10^{-3}$ (t·m/lane) [$=9.8 \text{ kN} \cdot \text{m/lane}$].

| n | Random Variable Theory | | | | | Random Function Theory |
|-----|------------------------|--------|-----------|-------------|------------|------------------------|
| | + | - | Dependent | Independent | Correlated | |
| 1.0 | 288.5 | 311.7* | 311.7 | 315.3 | 313.5 | 324.8 |
| 1.2 | 323.1* | 322.2 | 323.0 | 335.3 | 334.1 | 341.6 |
| 1.4 | 361.7* | 346.3 | 361.7 | 368.9 | 366.7 | 374.0 |
| 1.6 | 394.1* | 376.3 | 394.1 | 401.6 | 398.4 | 407.6 |
| 1.8 | 421.7* | 408.4 | 421.7 | 431.8 | 427.2 | 442.1 |
| 2.0 | 445.3* | 440.5 | 445.3 | 460.0 | 454.3 | 468.0 |

Table 4 Allowable Bending Moment Level for $Q=10^{-6}$ (t·m/lane) [$=9.8 \text{ kN} \cdot \text{m/lane}$].

| n | Random Variable Theory | | | | | Random Function Theory |
|-----|------------------------|--------|-----------|-------------|------------|------------------------|
| | + | - | Dependent | Independent | Correlated | |
| 1.0 | 389.7 | 402.3* | 402.3 | 405.7 | 404.1 | 412.3 |
| 1.2 | 440.4* | 416.6 | 440.4 | 441.9 | 441.8 | 446.2 |
| 1.4 | 489.1* | 449.0 | 489.1 | 489.6 | 489.4 | 492.8 |
| 1.6 | 529.9* | 489.3 | 529.9 | 530.6 | 530.3 | 533.5 |
| 1.8 | 564.6* | 532.1 | 564.6 | 566.3 | 565.5 | 571.0 |
| 2.0 | 594.5* | 574.7 | 594.5 | 598.9 | 597.3 | 602.7 |

これらは、中間支点部における負の超過と径間中央部における正超過とのいずれが破壊確率を決定するうえで支配的かを調べるために示したものである。同じ破壊確率 Q 、同じスパン比 n の場合について両解析法による結果を比較して、より大きい許容レベルを与えている方を支配的とみなして表中の数値に*印を付けている。この*印に注目すれば、破壊確率が $Q=10^{-1}$ と大のときは (Table 2 参照)、いずれのスパン比の場合であっても支点の負の曲げモーメントが支配的であるが、より小さい破壊確率たとえば $Q=10^{-6}$ のときは (Table 4 参照)、スパン比が大きくなる場合、すなわち正の曲げモーメントの分散が支点の曲げモーメントの分散に比べてより大きくなるような場合には、正の曲げモーメントによる破壊が支配的になっているということを意味している。そして、厳密にはこの正の曲げモーメントのピークを生ずる点も不規則なのであるから、全断面における超過を考慮した評価式 (1) による解析が必要となることを示唆している。

そこで、不規則関数の超過の理論に基づく式 (1) による解析を行った結果を示したのが、同じく Table 2, 3 および 4 の右端の欄である。これを不規則変数による解析結果、たとえば「Independent」の欄と比較しても、同一の破壊確率あるいは信頼度を保証するには、主桁はさらに大きな許容レベルをもつ必要があるということを示している。

ただし、上述したような不規則関数の超過の理論に基づく破壊確率の評価式 (1) を用いてこのような計算を行う場合、中間支点においては $\tilde{M}(x)$ は微分不可能であるということに注意する必要がある。 $\tilde{M}(x)$ が中間支点において微分不可能であるということは、その自己相関関数 $K_M(x_1, x_2)$ が点 $(x_1, x_2) = (l_1, l_1)$ において微分不可能であることより明らかである³⁾。そして、このことは先に発表した論文¹⁾ですでに考察している。したがって、ここで行った解析では、橋軸上の座標 $x = l_1$ だけを特別扱いにして破壊確率 Q を次の式で近似することにした。

$$Q = P_{r_n} + (1 - P_{r_n}) \cdot P_n \dots \dots \dots (32)$$

ここに、 P_{r_n} は中間支点において $\tilde{M}(x)$ が M_a を超過する確率であり、支点モーメントを不規則変数とみなす評価式 (12) によって与えられる。また、 P_n は中間支点を除くその他の断面で許容レベル M_a を超過する確率を意味する。実際の計算では式 (1) に用いる μ を与える式 (8) の積分は、数値積分によって行う。式 (9) によって表わされる $\tilde{Z}_1(x)$, $\tilde{Z}_2(x)$ の特性値は、せん断力 $\tilde{Q}(x)$ の特性値によって表わすことができるから、中間支点を除けば確定的に求められている。ゆえに、これらの特性値を用いて数値積分を行うことにより許容レベル M_a に対して支点部以外の全断面における正、負のレ

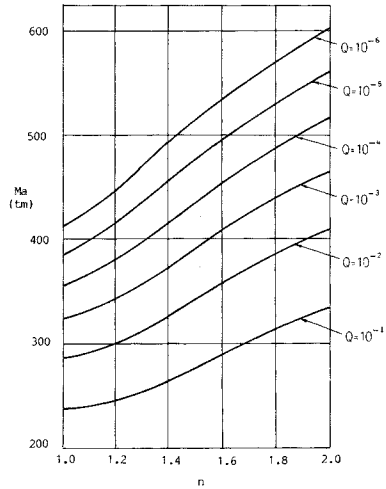


Fig. 6 Allowable Bending Moment M_a versus Span Ratio n for Prescribed Failure Probability Q [$1t=9.8 \text{ kN}$].

ベル超過破壊確率 P_n を計算することができる。しかる後に、式 (32) を用いて全断面における破壊確率を評価するという方法をとった。

このようにして得られた所要の破壊確率に対する許容レベル M_a をスパン比 n に対してプロットしたものが Fig. 6 である。この図は、全長 100 m の 2 径間連続桁の空間領域における信頼性解析の 1 つの結果であるとともに、許容レベル M_a と破壊確率 Q の解釈を改めれば、これを空間領域における最大曲げモーメントの分布状況とみることができる。すなわち、同図の縦軸の M_a を荷重レベルの 1 つの実現値 m とみることとし、 Q を $1-Q$ という非超過確率におき直してみれば、これは橋軸方向の最大曲げモーメントの分布関数といえる。もちろん、その分布関数の確率特性値は現段階では未知である。次節 (2) では、この分布関数の確率特性値を推定し、これを利用して時間領域における信頼性解析を行った例を示す。

(2) 時間領域における信頼性解析例

3. においては、橋軸方向の最大荷重作用の履歴を再生パルス過程でモデル化し、そのレベル初通過確率によって耐用期間中の破壊確率 Q^* を評価する方法と橋軸方向最大曲げモーメントの分布関数をベキ乗することにより耐用期間中の最大曲げモーメントの分布を近似的に求め Q^* を評価する方法の 2 つについて述べた。いずれの方法においても、橋軸方向最大曲げモーメントの分布関数 $F_m(m)$ が必要である。そして、これは式 (32) に基づいて得られた Fig. 6 に示すような空間領域における信頼性解析の結果を用いて表わすことができるということも先に述べたとおりである。

ここではまず、空間領域での信頼性解析結果に基づい

て、橋軸方向の最大曲げモーメント \tilde{M}_{max} の分布関数 $F_M(m)$ を、最大値の分布を表わすものとしてよく知られた極値 I 型の確率分布関数で近似することを考える。そのためまず、前節 4.(1) で得られた許容レベルと破壊確率との関係を、橋軸方向最大曲げモーメント \tilde{M}_{max} の実現値 m と非超過確率 (=1-Q) との関係におきかえてこれを極値 I 型確率紙にプロットし、そのプロット点の座標を用いて回帰近似して分布関数の確率特性値を推定することを考えた。ただし、対象とする桁は、4.(1) で取り上げた 2 径間連続桁のうちスパン比 $n=1.6$ のものとした。推定された特性値について結果のみ示せば、

$$\alpha_m = 0.0476 (t^{-1} \cdot m^{-1}) \quad [=0.00486 \text{ kN}^{-1} \cdot \text{m}^{-1}]$$

$$u_m = 254 (t \cdot m) \quad [=2489 \text{ kN} \cdot \text{m}]$$

となった。これらを用いて極値 I 型分布に近似された分布関数を書けば、次のようになる。

$$F_M(m) = \exp[-\exp\{-\alpha_m(m - u_m)\}] \dots \dots \dots (33)$$

以下、このように近似された分布関数 $F_M(m)$ を用いて時間領域における信頼性解析の数値計算例を示す。とりあえず対象とする構造物は、上で \tilde{M}_{max} の特性値を決定したスパン比 $n=1.6$ の 2 径間連続桁とする。耐用期間を考慮した最大曲げモーメント \tilde{M}_{max} が許容レベル M_a を越えることによって生ずる破壊確率 Q^* を、ベキ乗則に基づく式 (30) によって調べる。渋滞継続時間を確定量としそれを μ_b とすると、式 (26) と式 (30) は一致するので、例としてはこのような簡単な場合を考え、式 (30) のみを使って計算することにした。このとき、 M_a は橋軸方向および時間軸上においても一定値を保つと仮定する。また、この解析には耐用期間中における渋滞発生回数 N が与えられなければならない。しかし、この N は、式 (33) の大前提となっている「Basic I」という渋滞パターンに相当する渋滞が、耐用期間中に何

度生ずるかという重要なパラメーターであるが、これを決定するデータがない。そこで、ここでは、地域差や目標として設定する耐用期間によって異なるであろうこの N を 1 つのパラメーターにして、時間を考慮した破壊確率 Q^* と許容レベル M_a との関係を求めてみることにした。その結果を、Fig. 7 に実線で示す。同図は、横軸に渋滞発生回数 N の対数を、縦軸に許容曲げモーメント・レベルをそれぞれとって、スパン比 $n=1.6$ の場合の $Q^*=10^{-1} \sim 10^{-6}$ のそれぞれに対する M_a と N との関係を示すものである。この解析結果によれば、ある Q^* に対して M_a は N の対数に比例して大きくなければならないということがわかる。これは、もちろん極値 I 型分布の分布関数に固有の特性から生ずるものである。

以上得られた結果と客観的に比較できるものとして、現行設計に用いられる L-20 t 荷重⁹⁾によって与えられる設計モーメント・レベルを参考のために Fig. 7 に一点鎖線で記入した。ただし、L-20 i と L-20 との別は衝撃係数の算入の有無を表わす。このモーメント・レベルの算出法は次のとおりである。すなわち、1 本の 2 径間連続主桁によって幅 3.25 m の 1 車線道路を支持していると仮定し、その全長に等分布荷重 (350 kg/m²) を載荷し、右径間 (長い方の径間) 中央に線荷重 (5 t/m) を載荷して中間支点の曲げモーメント・レベルをとったものである。現行設計示方書⁹⁾では、このように耐用期間や渋滞の生起状況などによって設計荷重を変化させる規定がないので、同図に書き込むとすれば、このように横軸に平行に表示することしかできない。このようにして、現行設計荷重レベルと比較してみると、現行設計レベル L-20 i は渋滞回数 $N=36500$ においてもほぼ $Q^*=10^{-4}$ を確保していることがわかる。

主桁構造を設計しようとする場合、耐用期間 T やその期間中の渋滞回数 N をどのようにとるかの選択は、構造物の目的、重要度、架設地点等によって異なるものと考えられる。したがって、本来設計荷重あるいは設計モーメントというものは、設計条件にあたる Fig. 7 の N のような量に対して傾きをもってしかるべきであると考えられる。このような問題に対しては、本研究で示したような耐用期間中の荷重の変動性を考慮した信頼性解析を行うことにより、理論的な裏付けのある設計用荷重を作成することができるということがわかる。

いま、Fig. 7 においてパラメーターとした N をある数値に固定すれば、空間領域における活荷重の変動性のみを考慮した解析結果として示した Fig. 6 と同様のグラフを、時間領域をも考慮した解析により描くことができる。そのためまず、橋軸方向最大曲げモーメントの分布関数を、式 (27) あるいは近似的に式 (33) に示すように空間領域における信頼性解析の結果に基づいて種々

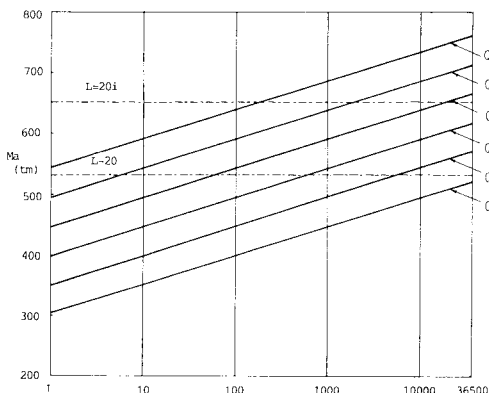


Fig. 7 Allowable Bending Moment M_a versus Occurrence Number of Traffic Jam N for Prescribed Failure Probability Q^* [$t=9.8 \text{ kN}$].

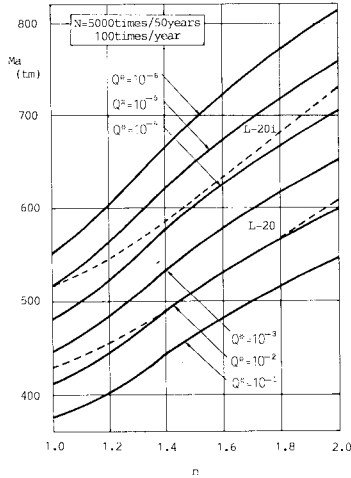


Fig. 8 Allowable Bending Moment M_a versus Span Ratio n for Prescribed Failure Probability Q^* [$1 \text{ t} = 9.8 \text{ kN}$].

のスパン比の2径間連続桁に対して決定する。つづいて、耐用期間中の渋滞生起回数を一例として $N=5000$ 回とすれば、式(30)に基づいて所要の破壊確率 Q^* に対するスパン比 n と許容曲げモーメント（あるいは設計曲げモーメント） M_a との関係を図. 8 のように得る。繰り返すが、この図は、「Basic I」という渋滞パターン（詳細は文献1）参照）を「渋滞」と定義し、この渋滞が耐用期間中に5000回生ずると期待されるという仮定に基づいて得られる解析結果である。また、この場合も橋軸方向最大曲げモーメントの分布関数 $F_M(m)$ は極値I型分布により近似することにした。Fig. 8の座標軸のとり方はFig. 6と全く同様である。Fig. 6とFig. 8とを比べれば、同じスパン比、同じ破壊確率に対する許容曲げモーメント・レベルが、活荷重の時間領域における変動性を考慮することにより大きく異なることがわかる。また、同図においては、Fig. 7に記入した現行設計荷重レベルと同様の計算法により、各スパン比に対する現行設計モーメント・レベルを、L-20i（衝撃算入）とL-20とに分けて破線で示している。前述のように N の決定は問題となるところであるが、一般的な高架橋の設計条件として $N=5000$ 回という仮定がオーダー的に妥当であるとすれば、現行の設計荷重により設計される2径間連続主桁の破壊確率は、耐用期間中において $Q^*=10^{-5} \sim 10^{-4}$ を保証されているということがわかる。また、このような信頼性解析に基づくグラフにより、所要の破壊確率あるいは信頼度のもとでの主桁の設計が可能となる。

5. あとがき

本論文においては、2径間連続ばり形式の主桁に不規則分布荷重でモデル化された渋滞時活荷重が作用した場

合の空間領域および時間領域における信頼性解析を行った。その結果をまとめると次のようである。

(1) 不規則分布荷重でモデル化された渋滞時活荷重を受ける2径間連続主桁の空間領域および時間領域における破壊確率の評価式を誘導した。

(2) (1)で誘導した評価式を用いて2径間連続主桁の信頼性解析を行った。また、空間領域の信頼性解析では、2径間連続主桁のほかに単純桁、両端固定桁および一端固定他端移動桁の解析も行った。その主な結果を示すと以下のようである。

i) 1径間の桁については、静定、不静定の別にかかわらず、その信頼度は最大曲げモーメントが期待される1点において不規則変数による解析を行えばよいことがわかった。

ii) 2径間連続桁については、特に左右の径間長が異なる場合、不規則関数論に基づく全断面にわたる信頼性解析が必要であるということがわかった。

iii) 規定された任意の破壊確率に対して設計曲げモーメントを計算し、現行設計荷重レベルとの比較を行ったが、本解析法によれば、現行の設計値は「Basic I」タイプの渋滞時活荷重に対しては現実的であることがわかった。

最後に、本研究を遂行するにあたり貴重な資料の提供ならびにご助言を頂いた阪神高速道路公団設計荷重(HDL)委員会の関係各位に厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 白木 渡・高岡宣善・松保重之・山本克之：都市高速道路高架橋における渋滞時活荷重のモデル化，土木学会論文集，No. 362/I-4，pp. 239-248，1985. 10.
- 2) 高岡宣善・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，第334号，pp. 79-88，1983. 6.
- 3) 高岡宣善：工学のための応用不規則関数論，共立出版，1975.
- 4) V. V. ボローチン著，小林・佐藤・沢登・原・鈴木共訳：構造設計の確率論的方法と信頼性問題，pp. 170-175，培風館，1981. 2.
- 5) Larrabee, R. D. and Cornell, C. A. : Combination of Various Load Processes, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 107, No. ST 1, pp. 223-239, 1981. 1.
- 6) 小西一郎・高岡宣善：構造動力学，丸善，1973.
- 7) A. P. ルジャーニーツィン著，高岡宣善訳：構造物の信頼性解析，丸善，1980. 12.
- 8) 松保重之：不規則関数論に基づく道路橋の信頼性解析，昭和56年度鳥取大学大学院工学研究科修士論文，1982. 2.
- 9) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説・共通編，pp. 7-26，丸善，1980. 2.

(1985. 3. 29・受付)