

シミュレーションに基づく道路橋設計活荷重の評価

DESIGN TRAFFIC LIVE LOAD FOR HIGHWAY BRIDGES BASED ON COMPUTER-SIMULATION

藤野 陽 三*・伊藤 学**・遠藤 元一***
By Yozo FUJINO, Manabu ITO and Motokazu ENDO

1. 序 論

土木構造物はきわめて古い歴史をもっているだけに、当初からその設計も経験に頼るところが多かったと思われる。構造解析技術に関しては長足の進歩をとげた現在においても、構造設計のもっとも重要な要素の 1 つである構造物の安全性の評価、規定に関しては、依然としてその傾向がかなり大きいといわざるを得ない。しかし、より合理的あるいは経済的に構造物を設計するためには従来の経験に主体をおいた決定論的な設計法に代って、設計にかかわる変数の不確定性を考慮した確率論的アプローチを適度に取り入れるべきであろう¹⁾²⁾。

構造物の安全性を正しく評価するためには、まず構造物に作用する荷重に関する正確な情報を得る必要がある。しかし、一般に供用期間の長い土木構造物に作用する荷重には、活荷重のようにその荷重強度の変動幅が大きいもの、風、地震など自然現象に起因し、その発生に不規則性の大きい偶発的なものなどがあり、現実には評価しにくい面が多い。逆にいえば、荷重作用の不確定要因をどう評価するかが構造物の安全性の評価、さらには、経済的な構造物の設計という問題に大きくかかわってくるのである。確率論的アプローチが現在全面的な支持を得ているとはいいがたい大きな理由の 1 つに、この荷重の不確定性の把握が十分に行われていないことも挙げられるであろう。

構造物を道路橋の上部構造に限ってみても、その安全性評価に関係する荷重作用は多様である。しかし、それらの中の主要部分を占め、かつ変動が著しい活荷重が道路橋の安全性に及ぼす影響を明らかにすることは、道路橋の設計合理化の見地からも工学的意義を有するものと

考えられる。また、昔の日本の交通事情から決められた道路橋示方書における現行設計活荷重は、だんだんと実情にあいにくくなっており、現実に見直しが必要となってきた。

活荷重はすべての道路において同一と考えることができず、それは時間的にも、その道路の位置する地点の地理的、経済的、社会的諸条件等によっても異なるので、その把握は非常に困難である。また、活荷重のレベルも交通流がスムーズに流れている状態と、交通流が滞って渋滞している状態とは異なり、その荷重レベルの変動幅はかなり大きい。活荷重の変動要素には確率的に取り扱える部分が多いと考えられるので、本論文では活荷重は確率変量として処理しようという立場で解析を進める。

道路橋に加わる活荷重の中でも、荷重レベルが大きく道路橋上部構造の安全性に支配的な影響を及ぼすのは渋滞状態の活荷重であると考えられる。よって、渋滞状態の活荷重を的確に把握することが安全性を正しく評価するための重要な課題となるのである。

道路橋上に載った車両重量(活荷重)による、橋梁各部材への力の加わり方のモードとしては、軸力、せん断力、曲げ、ねじり等が挙げられる。比較的長スパンの橋梁上部構造の設計を一般的に支配するのは活荷重による橋軸方向の曲げモーメントである。したがって、本論文では、活荷重による力としては曲げモーメントのみに限定する。

道路橋の活荷重を統計的に取り扱った研究はこれまでも数多く行われている^{3)~11)}など。渋滞時の活荷重に限ってみてもいくつかあり、それらの研究は大別すると、

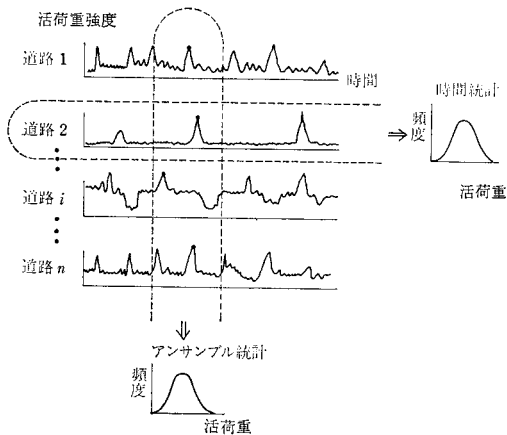
i) 自動車重量の統計的性質と車両配列のランダム性に注目して、渋滞時の自動車荷重列モデルをコンピュータにより発生させて渋滞時の活荷重を調べる研究^{7)~9)}、

ii) 実際の道路で、交通量が多く大型車混入率が高い地点、時間を選んで写真により自動車列の実態を明らか

* 正会員 Ph. D. 筑波大学助手 構造工学系

** 正会員 工博 東京大学教授 工学部土木工学科

*** 正会員 日本道路公団(研究当時、東京大学工学部学生)



図一 活荷重の時間的・空間的ばらつき

にしたうえ、その車両間隔をつめることによって渋滞時の活荷重を調べる研究^{10),11)}、の2通りとなろう。

既往の研究の問題点を述べる前に、道路橋の安全性を評価するためには、活荷重のどのような統計量を知ればよいのかを考えてみる。ある特定の道路橋における交通流による荷重を測定した場合、図一に示すような、決定論的にはとらえきれないかなりランダムな時系列となるであろう。この道路橋にとって重要なのは、あらかじめ予想される供用期間内の交通流による最大荷重である。同じ道路でこの橋より10km離れた所に同一スパンの橋があるとすると、交通流の性質には変わりがなくとも、その10kmの間で追い越し、追い抜きがあり、車両順序はかなり入れ替わるであろうから、おのおの橋の最大活荷重は測定してみれば異なったものになるであろう。このような車両の配列に起因する時間軸上での最大活荷重のばらつきの統計的性質を知ることがまず必要である。すなわち、供用期間内に発生が予想される活荷重の最大値の統計量がわかれば、この道路橋に関してはその安全性を評価するための基礎資料を得たといえる。

同じ道路橋でも、大都市にあるものと、山奥にあるものとは、予想される最大活荷重の値が異なるのは直観的にも推察されるところである。これは各地域の交通流を形成する車両の重量分布、交通流の密度の違いによって生ずると考えられる。道路橋の位置する地点によってこの最大活荷重の値が異なるにもかかわらず、現行設計では全国的に一率の活荷重に関する規定がなされている。このことの当否はともかく、現行設計による道路橋の活荷重に対する安全性の照査、あるいは全国一率に適用される活荷重規定を統計的な解析、データに基づいて行おうとするとき、必要となるのは全国平均的な最大活荷重の統計量であろう。

以上のことをふまえて既往の研究を検討してみよう。

まず、i) の異なった重量を有する車両の配列のランダム性に注目して最大活荷重の統計的性質を調べる研究は、さきに述べた時間軸上の統計量を求めていることに相当する(図一参照)。したがって、地域による重車両混入率等のばらつきはそこでは考慮されていない。このi)の方法による従来の研究でもっとも問題となるのは1回の渋滞による最大活荷重の統計量を求めているにすぎない点である。数十年にわたる供用期間では橋によっては数百回、数千回の渋滞が発生することがある。また、短スパンの道路橋の渋滞発生回数は、同一期間をとった場合、一般的には長スパンの橋に比して多いことが直観的に推察できるにもかかわらず、スパンの違いに関する渋滞の発生率が考慮されていない。結局、どのスパンにおいても同じ渋滞回数(1回)としており、そのため、実際の供用期間内での最大活荷重をとらえているとはいいがたい。

ii)の研究は、何本かの道路において実際に発生した交通流のデータを用いて渋滞時の活荷重を求めている。

i)の研究が時間軸上の統計量を求めるのが目的であったのに対し、このii)の研究は地域的な交通流特性(車両の重量分布)のばらつきによる活荷重のばらつきを求めたもので、アンサンブル的な統計量が得られたといえる(図一参照)。しかし、そこでは大型車混入率の高い地点のみのデータを用いている。もし全国的な視野で道路をみるならば、そのような地点は必ずしも多くない。それゆえ、その結果は、その地点に存在する道路橋の安全性を検討するにとどまり、道路橋の全国平均的な安全性を検討することはできない。また、ii)の研究では、各地点の実データをもとにしてある長さをもつ渋滞が作成され、あるスパンを有する橋の上をその渋滞を通過させた場合の最大活荷重を求めることになる。したがって、そこではスパン長に応じた渋滞回数の違いが若干は自動的に考慮されるものの、供用期間内に生ずる渋滞回数がスパンに応じて変わるという考えが明確に入っているとはいえない。ここに述べたようなi)、ii)の研究の特徴、あるいはおのおの統計的な意味の違いが研究者の間で明確に認識されていなかったように見受けられる。

道路橋に加わる活荷重の統計量という見地からi)とii)の研究をみても、不完全な形ではあるが、時間的、空間的な交通流のばらつき、スパン長に応じた渋滞回数の違いを含んでいるii)の研究結果の方が供用期間内の最大活荷重の統計量の特性に近いと考えられる。

本論文ではi)の方法を基礎に、上に述べた既往の研究における問題を考慮にいれて、供用期間内での主として渋滞状態の道路橋活荷重の確率統計的性質をシミュレーション手法により調べ、次に現行の設計活荷重と比較・検討を行う。

以下、本論文の構成は次のとおりである。

2. : 渋滞状態の荷重列をコンピュータにより発生させて、1回の渋滞が生じた際の活荷重を調べる。
3. : 渋滞が発生する確率を仮定して、供用期間中に生じると考えられる活荷重を極値統計の理論より求め、さらに地域的な交通流の特性の違いによる重みを付加して全国平均的な最大活荷重の統計量を求める。
4. : 3. のシミュレーションにより得られた活荷重の統計量に基づく換算等分布活荷重と、現行の活荷重規定との比較ならびに考察を行う。
5. : 結語

2. 荷重列モデルによる渋滞時の活荷重

この章では次章に述べる活荷重の検討の準備段階として、その検討の際の基礎となる諸値を求める。この場合、単純桁道路橋において一回の渋滞が発生した際に生じる最大曲げモーメントの統計的諸値を、電子計算機内で発生させた模型車両列より求める。これは i) の研究で従来行われてきた方法と基本的には同じである。

対象とするスパンは 20~300 m としているが、もとより 100 m を超える長大スパンの単純桁はほとんどありえず、一方、最大曲げモーメントのみが設計の対象でないことも自明である。すなわち、ここでのスパンは一般には影響線載荷長を意識したものであり、単純桁の最大曲げモーメントとは、等価換算活荷重強度を求めるための一つの評価基準にすぎない。現実の設計規定はこのほかに最大せん断力、最大たわみなどいくつかの評価基準による結果を勘案して定められることになるが、これは示方書委員会の作業に委ねるべきことで、このような作業のプロセスに対する一つの考え方を提示することが本論文の趣旨である。また、20 m 以下を対象としないのは、このような短スパンでは輪荷重が支配的と考えられるからである。

(1) 車種構成

交通流を構成する車種を次の3種に分類する。

- 1) 乗用車
- 2) 小型貨物車
- 3) 大型貨物車

ただし、乗用車の中には乗用車、貨客車を、小型貨物車の中には軽貨物車、小型貨物車を、大型貨物車の中には普通貨物車、特殊車、バスをそれぞれ含む。以上の分類は建設省が行っている全国交通情勢調査¹³⁾の分類に従った。

表-1 平均的混入率¹³⁾

地域区分	乗用車	小型貨物車	大型貨物車
市街地 (DID)	67.2%	19.2%	13.6%
市街地 (その他)	64.2%	19.8%	16.0%
平地	62.9%	20.1%	17.0%
山地	61.1%	20.6%	18.3%

(2) 混入率および地域別の重み

上で述べた各車種の交通流における混入率は道路の諸条件、たとえば都市部、山地部などにより変化すると考えられる。そこで、ここでは全国交通情勢調査¹³⁾の分類に従い、全国の道路を次の4種類に分けて考える。

- ㉑ 市街地Ⅰ (DID)
- ㉒ 市街地Ⅱ (その他)
- ㉓ 平地
- ㉔ 山地

ここで、DIDとは、人口集中地区 (densely inhabited district) の略である。以上の4地域での車種別混入率を昭和49年度の全国交通情勢調査より算出すると表-1となり、これらの値を各地域での混入率とした。

次章では上記の4地域の道路橋における活荷重として、シミュレーションによりそれぞれの地域の道路橋の曲げモーメントを求め、次にそれに基づいて全国平均的な活荷重としての曲げモーメントを求める。そのためには、それぞれの地域の割合、すなわち、重みを知る必要がある。重みを求める方法としては次の3つが考えられよう。

- 1) 道路延長より求める。
- 2) 交通量より求める。
- 3) 道路延長と交通量を考慮して求める。

以上の3種のうち、1) は重みが道路延長のみに左右され交通状況を考慮できない。2) は逆に交通状況を重視しすぎて、全国的な規模での道路状況を把握できない。これらに対し、3) は道路延長と交通量双方を考慮しているため平均的な重みが得られる。そこでここでは次の式で重み w_i を与えた。

$$w_i = \frac{\left(\frac{i \text{ 地域の}}{\text{道路延長}} \right) \times \left(\frac{i \text{ 地域の平}}{\text{均交通量}} \right)}{\sum \left\{ \left(\frac{i \text{ 地域の}}{\text{道路延長}} \right) \times \left(\frac{i \text{ 地域の平}}{\text{均交通量}} \right) \right\}} \quad \dots\dots\dots (1)$$

式(1)により求められた各地域の重みは表-2のようになる。

表-2 各地域に対する重み w_i

地域区分	道路延長 (km)	断面平均交通量 (台/日)	重み
市街地 (DID)	14 142	15.4×10 ⁴	0.315
市街地 (その他)	27 963	5.6×10 ⁴	0.226
平地	77 294	3.1×10 ⁴	0.356
山地	56 299	1.3×10 ⁴	0.103

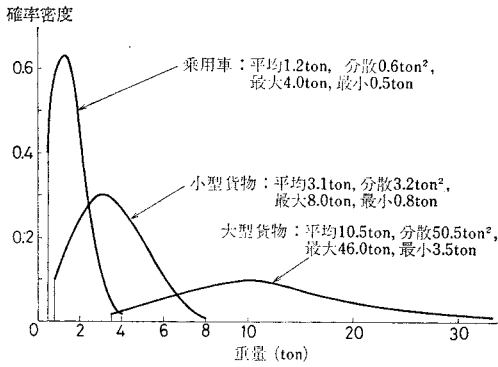


図-2 車両重量分布

(3) 車両のモデル化

車両重量は各車種に対して単一の確定量とせず、正規分布を有する確率変量としてモデル化する。したがって、車両重量は車種別の平均重量、分散、最大重量、最小重量によって与えられる。それぞれの値を車両諸元表および文献 13) から 図-2 のように決定した。

なお、実際の車両重量の分布は先に仮定した正規分布と若干異なるものであって、他の分布でモデル化した研究^{3), 6)}もあるが、ここでは簡単なモデルということで正規分布とした。

車長、軸重、軸配置は 図-3 のような簡単なモデルを用いた。

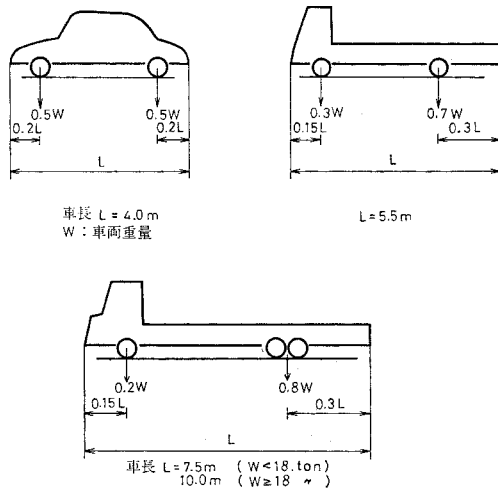


図-3 車両のモデル

(4) スパン最大曲げモーメント

図-4 のように Y_i の位置に W_i の集中荷重が載荷された場合に X の位置に生じる曲げモーメント $m_X(Y_i, W_i)$ は式 (2) により与えられる。さらに 図-5 のような状態、つまり渋滞が発生した際に X の位置に生じ

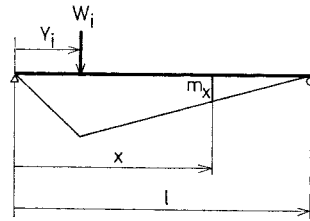


図-4 1点集中荷重による曲げモーメント

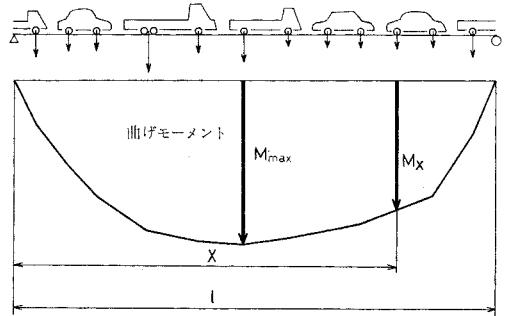


図-5 車両列による曲げモーメント

る曲げモーメントおよびスパン上の最大曲げモーメントは式 (3)、式 (4) によって与えられる。

$$m_X(Y_i, W_i) = \begin{cases} \frac{l - Y_i}{l} \times W_i \times X & : 0 \leq X \leq Y_i \\ \frac{Y_i}{l} \times W_i \times (l - X) & : Y_i < X \leq l \end{cases} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_X = \sum_i m_X(Y_i, W_i) \dots\dots\dots (3)$$

$$M_{max} = \text{Max}(M_X : 0 \leq X \leq l) \dots\dots\dots (4)$$

(5) 計算方法

荷重列作成のプログラムの概念を示すと 図-6 のようになる。すなわち、モンテカルロ法により車種を決定する (ステップ1)。次にその車の発生位置および重量を同様にして決める (ステップ2)。それによって発生する曲げモーメント、その車も含めてそれ以前に発生した車によってスパン上 X のところに発生する曲げモーメントの値を求める (ステップ3)。以上の試行を何度も繰り返してスパン上に車があふれると、スパンに生じる最大曲げモーメントを求める (ステップ4)。これで1回のシミュレーションが終了し、さらにシミュレーションを定められた回数繰り返して、1回の渋滞が生じた際の最大曲げモーメントの統計的データを求める。ここで求められるのは1車線におけるデータである。なお、シミュレーション数は199回、渋滞発生時の車間距離を1.1mとして計算を行った。また、シミュレーションは20、40、60、80、100、150、200、250、300mのスパン長の場合に限定した。

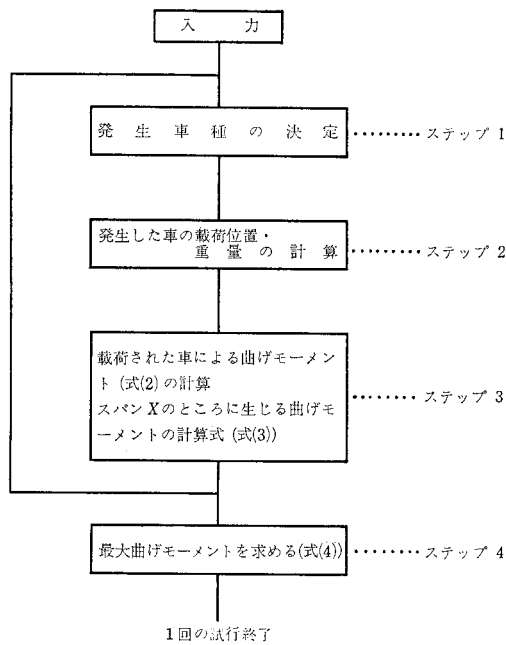


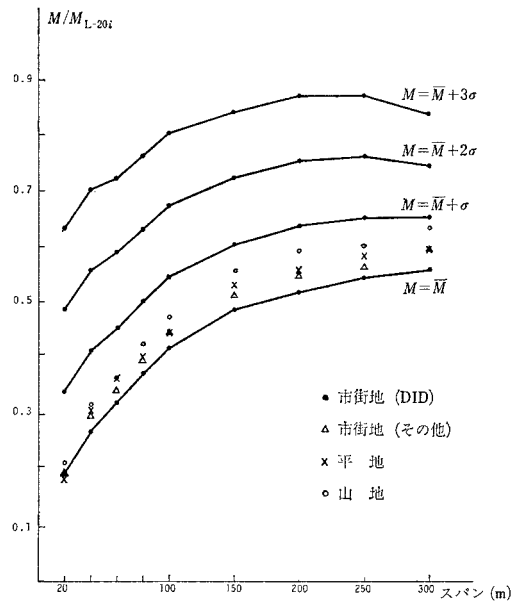
図-6 シミュレーションの流れ

(6) 渋滞時の活荷重シミュレーションの結果と考察

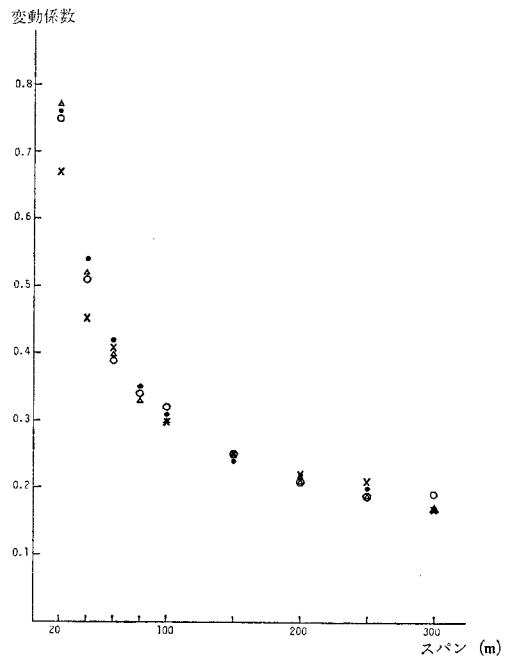
① シミュレーションによって得られた最大活荷重(最大曲げモーメント)の統計的性質を 図-7 に示す。ただし、ここで最大活荷重とは1車線道路橋の1回の渋滞によるものである。また、図-7 の平均値は衝撃荷重を含む現行 L-20 設計活荷重規定(付録参照)を幅員 3.0m の1車線単純桁鋼道路橋に適用したときの最大設計曲げモーメント M_{L-20i} との比で示した。ここで、L-20 設計活荷重に衝撃荷重を加えたのは、設計活荷重はほぼ常に、L-20 設計活荷重と衝撃荷重の和として与えられるからである。そもそも衝撃は活荷重の動的付加効果であって*、走行車両の荷重効果の総体としての比較を行うとすれば、上述のような扱いをせざるをえない。なお、現行の L-20 設計活荷重で規定される最大スパンは 200m であるが、ここでは拡張解釈して、スパン 300m にまで適用されるものとした。

図-7 より、1車線、1回の渋滞による活荷重の統計量のうち、まず、平均値はスパンが長くなるに従い現行設計活荷重との比が大きくなること、一方、ばらつきの程度を示す変動係数は急激に減少していることがわかる。 \bar{M}/M_{L-20i} がスパンが長くなるに従い大きくなるのは、現行活荷重規定が設計曲げモーメントがスパンの2乗に比例して増大する等分布荷重によるモーメントと、スパンに比例して大きくなる線荷重によるモーメントから構成されているためである。もし、現行設計が等分布荷重

* ちなみに DIN の道路橋活荷重規定では、(1+衝撃係数)×活荷重作用という扱いをしている。



(a) 平均値と統計的特性値



(b) 変動係数

図-7 1回渋滞のシミュレーション結果

でのみ規定されているとしたらば、 \bar{M}/M_{L-20i} は、スパンにかかわらずほぼ一定の値となったであろう。一方、変動係数がスパンにほぼ逆比例して小さくなるのは、スパンが長くなればランダムな重量の車が数多く載荷され、そのランダム性が相殺されるためである。図-7 で示した渋滞時の活荷重の統計的性質は、従来行われてきた i) の方法によるシミュレーション結果(たとえば⁹⁾)と傾向

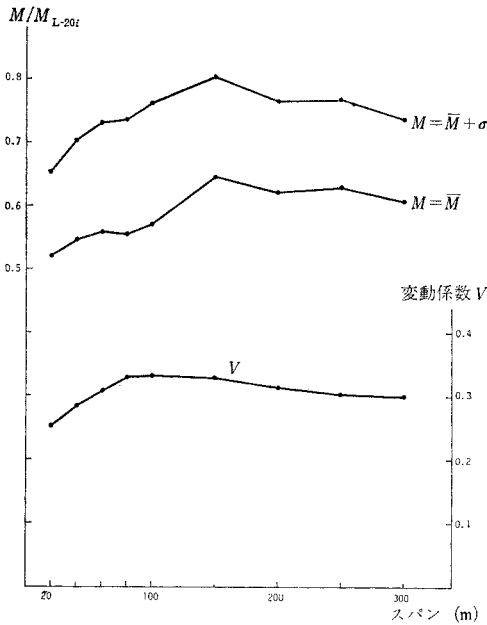


図-8 実態調査¹¹⁾による結果

としては一致している。

ここで ii) の方法で求められた、建設省土木研究所による渋滞時の活荷重の実態調査結果¹¹⁾と1回渋滞のシミュレーションにより求められた図-7の結果を比較する。図-8は実態調査による2車線完全渋滞のときの活荷重を図-7にならって示したものである。1車線と2車線の違いがあるが定性的な比較は可能であろう。まず第一に、図-8の平均値はスパンが長くなっても図-7(a)のように大きくならないことが目につく。第二に、図-8では変動係数が図-7のようにスパンが長くなると減少するというようなことがなく、ほぼ一定であることがわかる。図-7(b)の変動係数は主として車両重量の混入率の地域的なばらつきを示しているのであるからスパンにかかわらずほぼ一定であるのもうなずける。

図-7に示したような統計的特性が、スパンに応じた渋滞回数、車両の混入率の地域的なばらつきを考慮したときのように変化するか、そしてそれぞれが実態調査の結果とどのような差異があるかを調べることは興味のあるところであり、本研究の主題である。これについては次章において解析する。なお、図-7(a)に $(\bar{M} + \sigma) / M_{L-20i}$ などの統計的特性値をあわせて示した。これより現行設計活荷重が長大スパンの橋に対して安全性の余裕が少ないなどという結論を引き出すのは早計であることはいうまでもない。

② 次章での解析を数学的に容易にするために、ここでシミュレーションによって得られた1回の渋滞が生じた際の最大曲げモーメントの分布形がどのようなものであるかを調べる。最大曲げモーメントの累積確率は「 n

個の観測値 x_1, x_2, \dots, x_n があるとき、(小さい方から順に並べた) n 個のうち m 番目の値の累積確率が $m / (n+1)$ となる」という Gumbel の方法により求めた。最大曲げモーメントの分布はいくつかあるうちで最大のものの分布であるから極値分布に近いものと考えられる。ここでは式 (5)、つまり、

$$F_1(x) = \exp\{-\exp[-\alpha(x-u)]\} \quad (-\infty < x < +\infty) \dots\dots\dots (5)$$

$$\bar{x} = u + 0.5772/\alpha \quad \dots\dots\dots (6)$$

$$\sigma = \pi / (\sqrt{6} \alpha) \quad \dots\dots\dots (7)$$

ただし、 \bar{x} は平均値、 σ は標準偏差

なる極値 I 型分布 (Gumbel 分布) を仮定し、最大曲げモーメントの分布がこの分布にあてはまるかを調べる。そのために式 (5) を次式のように変形し、シミュレーションによって得られた最大曲げモーメントおよびそれに対応する累積確率を用いて、最小二乗法により、係数 α, u を決定した。

$$\ln(-\ln F_1(x)) = -\alpha(x-u) \dots\dots\dots (8)$$

シミュレーションによって得られた最大曲げモーメントの累積確率ならびに最小二乗法により求められた α, u によって決まる累積確率をスパン長さ別に極値 I 型分布紙に表わしたもののいくつかを図-9~13に示す。これらの図では、シミュレーションの結果は、各スパンにわたって、式 (8) で表わされる直線に比較的よく載っているとええよう。また、スパンが長い場合のほうがスパンが短い場合と比べて、よく直線に乗っていることがわかる。

極値分布としては、ここで用いた極値 I 型のほかに極

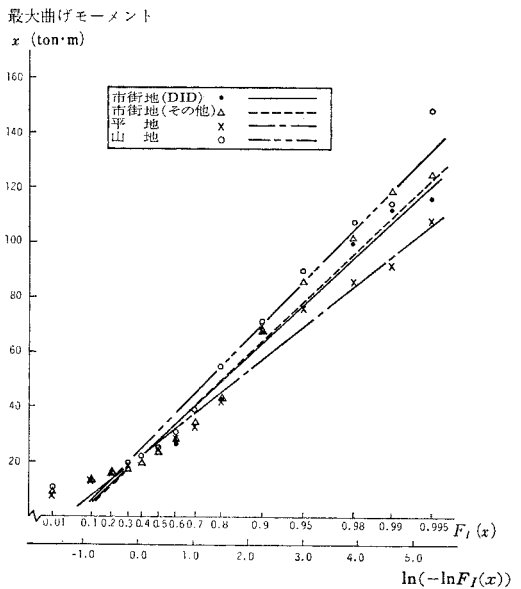


図-9 最大曲げモーメントの極値 I 型分布へのあてはめ (スパン 20 m)

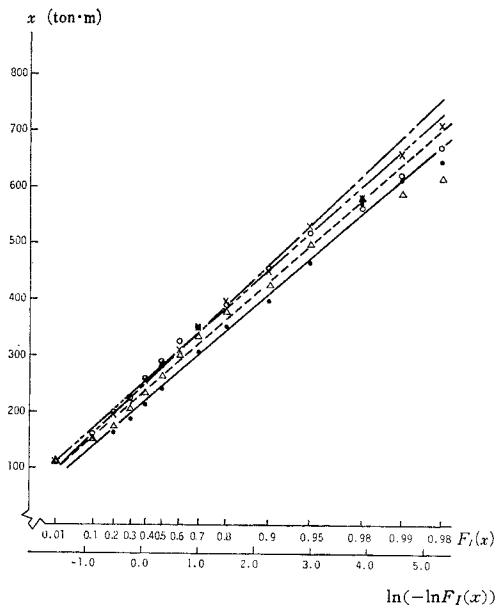


図-10 最大曲げモーメントの極値 I 型分布へのあてはめ (スパン 60 m)

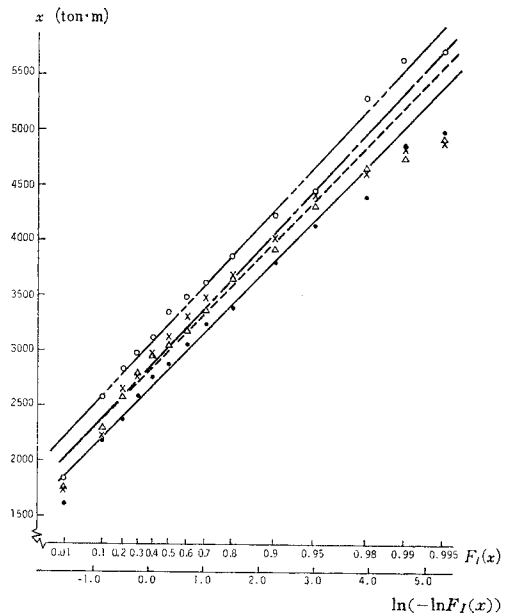


図-12 最大曲げモーメントの極値 I 型分布へのあてはめ (スパン 200 m)

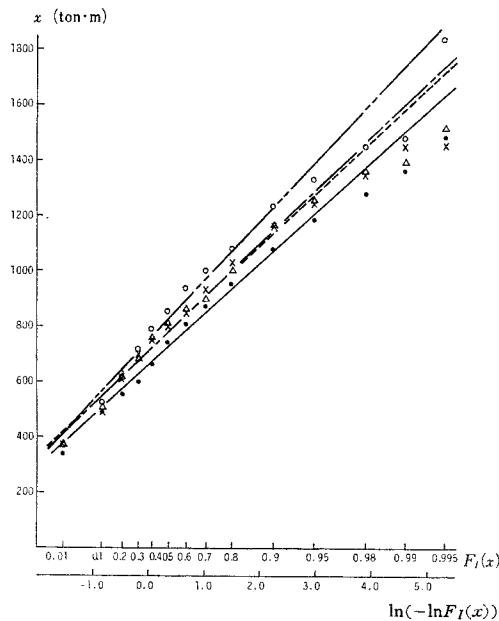


図-11 最大曲げモーメントの極値 I 型分布へのあてはめ (スパン 100 m)

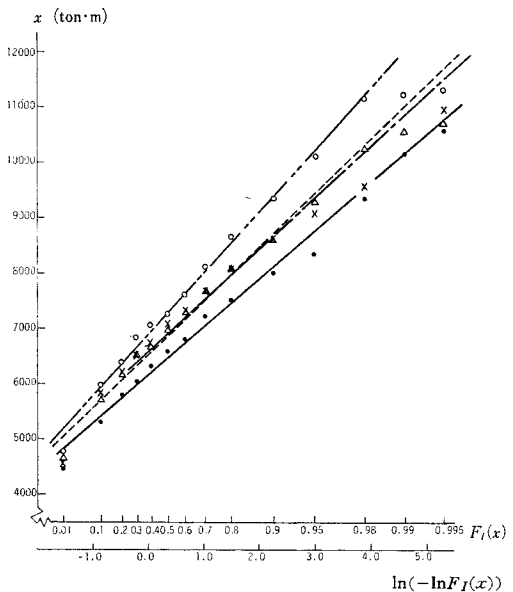


図-13 最大曲げモーメントの極値 I 型分布へのあてはめ (スパン 300 m)

値 II 型分布 (Frechet 分布) がよく用いられる。極値 II 型分布は 図-9~13 の上に示すと下に凸な曲線となり、明らかに極値 I 型よりも適合性が悪くなる。極値分布以外の正規分布, 対数正規分布あるいは各分布形のすそを切った分布形 (truncated distribution) などの適合性をチェックしてもっともよい分布形を探すべきかもしれないが、それは本論文の直接の目的ではないのでここで

は最大曲げモーメントの分布は極値分布に比較的好くあてはまるとして、以後の解析を行う。

渋滞時に車両重量によって生ずる最大曲げモーメントの分布を実測してみると、ここで用いた極値 I 型分布以外の分布形がよりよい適合を示すことはあり得よう。そのような場合には当然、実測結果に適合する分布形を用いて以後の解析を行うことになる。

3. 道路橋における最大活荷重の統計量

ここでは、道路橋が供用期間中に受けると思われる活荷重の大きさを渋滞回数を仮定して確率統計的に求める。

(1) 渋滞確率・渋滞回数の仮定

渋滞が発生するのは主として、信号待ち、事故、工事、さらには朝夕のラッシュ時に交通量が交通容量をオーバーするためと考えられる。しかしながら、現在のところ渋滞発生頻度に関する研究、観測資料等はほとんどない。そこで、ここでは渋滞発生確率・頻度を以下に述べる考え方により求める。

渋滞発生確率を待ち行列理論から検討する。いま、交通流の中で車はポアソン分布に従って到着するとする。渋滞を発生させる原因となるものが高速道路における料金所の窓口のようなものと考えてみる。このとき窓口のサービス時間が指数分布すると仮定すれば、単一の窓口で行列の長さに制限がない場合、 n 台行列する確率 P_n は、

$$P_0 = 1 - \rho, P_n = \rho^n (1 - \rho) \dots\dots\dots (9)$$

ただし、 $\rho = \lambda/\mu$ $1/\mu$: 平均サービス時間

$1/\lambda$: 平均到着時間間隔

であるから¹⁵⁾、行列が n 台以上になる確率は、

$$P_r[x|x \geq n] = 1 - P_0 - \sum_{i=1}^{n-1} P_i = \rho^n \dots\dots\dots (10)$$

で与えられる。行列台数は渋滞長さを意味すると考えれば、渋滞確率、すなわち、ある時間内での渋滞回数はスパン長に関して指数関数で与えられることがわかる。

渋滞回数の地域別の違いについては、ここでは渋滞回数は交通密度の 2 乗に比例すると考える。これは、平均走行速度は交通密度のおよそ 2 乗に反比例するといわれている¹⁶⁾ ことから、仮定したものである。

以上の考察より渋滞発生回数 N 、任意の時間に渋滞が発生している確率 P_f に関してはおのおの式 (11)、式 (12) を仮定できることになる。

$$N = A \times \exp(B \times l) \times C^2 \dots\dots\dots (11)$$

$$P_f = N \times D / (24 \times 365 \times T_L) \dots\dots\dots (12)$$

ここで、 N : 供用期間中の渋滞回数

l : スパン長 (m)

C : 交通密度に関する係数

D : 渋滞の平均継続時間 (時間)

T_L : 供用期間 (年)

A, B : 定数

ここでは交通密度 C を市街地 (DID) で 1 としたとき、

表-3 渋滞回数の仮定

例	市街地 (DID) における 1 車線の渋滞回数		A (式(11))	B (式(11))	D (渋滞 時間)
	(スパン 20 m) 回/日	(スパン 300 m) 回/月			
①	4	4	9.33×10^4	-1.22×10^{-2}	1.5
②	2	2	4.66×10^4	"	"
③	1	1	2.33×10^4	"	"
④	2	1	4.89×10^4	-1.47×10^{-2}	"

市街地 (その他) を 1/2、平地を 1/4、山地を 1/8 と仮定した。また、係数 A, B を決定するためには、2 つのスパンでの渋滞回数を仮定する必要がある。したがって、スパン 20 m とスパン 300 m のところで適当と思われる渋滞回数を仮定して、それにより定数 A, B を求めた。ところで、渋滞回数の仮定であるが、現在のところ具体的な観測データ等がないのでここでは表-3 の 4 つの例を仮定して、供用期間を 50 年として比較検討することにした。例 ④ は例 ② と ③ の中間をとったものである。これらの例は直観的にそれほどおかしなものではないと考えている。これらの仮定のもとに式 (11)、式 (12) に従って求めた例 ①~④ の渋滞回数を図-14 に示す。ここで求めている渋滞回数は、いわば渋滞回数の期待値である。実際には渋滞回数は同じスパンの橋でも変動するであろうが、この変動は、供用期間の最大活荷重の統計量に及ぼす影響は小さいと考えて無視する。

(2) 活荷重の確率分布関数

N 個の独立な確率変数 x_1, x_2, \dots, x_N が同一の分布関数 $F_2(x)$ で表わされるならば、 x_1, x_2, \dots, x_N の最大値 x_{\max} が x_0 より大きくなる確率は、

$$P_{\text{rob}}[x_{\max} < x_0] = \prod_{i=1}^N P_{\text{rob}}[x_i < x_0] = F_1^N(x_0) \dots\dots\dots (13)$$

で表わされる。

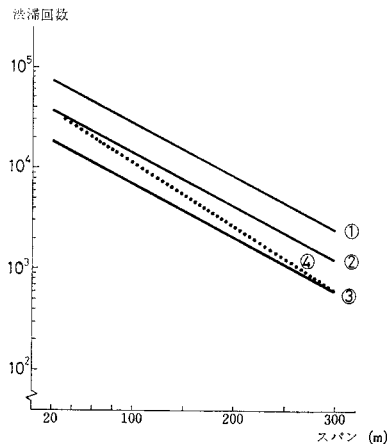


図-14 供用期間 50 年における仮定された渋滞回数

したがって、渋滞が1回発生した時の曲げモーメントの分布関数を $F_1(x)$ 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、渋滞が N 回発生したときの曲げモーメントの分布関数 $F(x)$ は、

$$F(x) = F_1^N(x) \dots\dots\dots (14)$$

で与えられる。

これより、 $F_1(x)$ を 2. で用いた極値 I 型 (式 (5)) の分布関数とすると、渋滞が N 回発生したときの曲げモーメントの分布関数、平均値、標準偏差は次式で与えられる。

$$F(x) = F_1^N(x) = [\exp\{-\exp[-\alpha(x-u)]\}]^N \\ = \exp\{-\exp[-\alpha(x-u-\ln N/\alpha)]\} \dots\dots\dots (15)$$

$$\bar{x} = u + (0.5772 + \ln N)/\alpha \dots\dots\dots (16)$$

$$\sigma = \pi / (\sqrt{6} \alpha) \dots\dots\dots (17)$$

(3) 重み付けをした活荷重の確率分布関数

求められた活荷重を現行設計活荷重と比較するためには、その活荷重が一部の地域にのみあてはまるものではなく、全国平均的な性質をもつものでなければならない。したがって、地域別に求められた活荷重に 2.(2) で求めた重みを乗じ、その値を平均的なものとする必要がある。いま、重み付けをした活荷重の分布関数、平均値、分散をそれぞれ、 $F(x)$ 、 \bar{X} 、 σ^2 、地域 i での活荷重の分布関数、平均値、分散をそれぞれ $F_i(x)$ 、 \bar{X}_i 、 σ_{i2} 、式 (1) で定義された各地域の重みを w_i とすると重み付けをした活荷重の分布関数 $F(x)$ は、

$$F(x) = \sum_i w_i F_i(x), \sum_i w_i = 1 \dots\dots\dots (18)$$

したがって、その平均値 \bar{X} 、分散 σ^2 は、

$$\left. \begin{aligned} \bar{X} &= \sum_i w_i \bar{X}_i \\ \sigma^2 &= \sum_i w_i (\sigma_{i2}^2 + \bar{X}_i^2) - (\sum_i w_i \bar{X}_i)^2 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (19)$$

で与えられる。以上により平均的な活荷重の統計量を求めることができる。

(4) 1車線渋滞の活荷重

前章で得られた1回の渋滞に対する曲げモーメントの分布をもとに、3.(1) から 3.(3) までに示した仮定、方法に従って、供用期間を 50 年とした場合の平均的な曲げモーメントの平均値、および変動係数を求めて図-15 に示した。

さらに上記の結果と比較するために、渋滞回数をスパン、地域にかかわらず一定 (1000 回、2000 回、4000 回、8000 回の 4 通り) として同様にして求めた曲げモーメントの平均値および変動係数をあわせて 図-15 に示した。

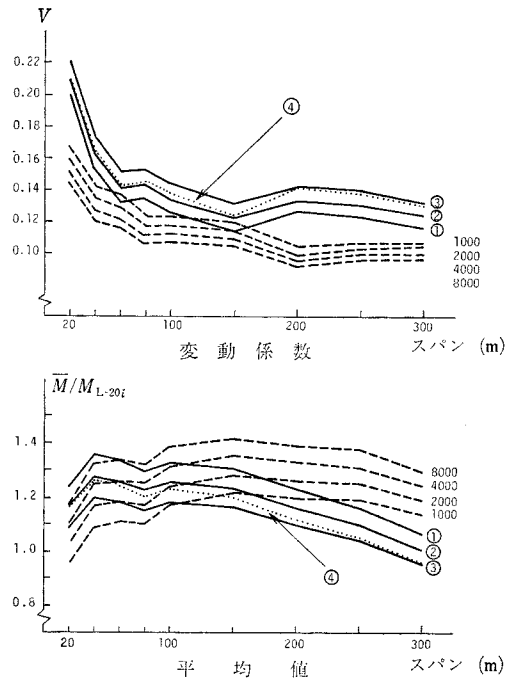


図-15 1車線渋滞による最大活荷重 (期間 50 年)

図-15 によれば、スパンに応じた渋滞回数を考慮した場合としない場合を比較したとき、平均値はスパンが長くなるに従い、前者は減少するのに対して、後者はほぼ一定の値にとどまっている。また、図-15 より、表-3 の渋滞頻度の仮定が平均値にかなり影響を及ぼすことがわかる。

(5) 2車線渋滞の活荷重

これまでは1車線のみの活荷重を扱ってきたが、実際の道路橋は通常、2車線以上である。ここでは上下2車線よりなる道路橋の活荷重を考える。

2車線渋滞には次の2種類の渋滞があると考えてよからう。

- a) 2車線完全渋滞：上り、下り車線とも渋滞した場合 (図-16 (a))
- b) 2車線通常渋滞：上り、下りいずれか一方の車線のみが渋滞し、他の方向の車線は車両が滑らかに流れている場合 (図-16 (b))

以上の2種類の渋滞から、ここでは2車線完全渋滞および、2車線通常渋滞+完全渋滞を選んで、ある期間内に生ずる最大活荷重の統計的解析を行った。ここで2車線通常渋滞+完全渋滞というのは、ある期間内における通常渋滞と完全渋滞との確率的な和という意味である。

- a) 2車線完全渋滞

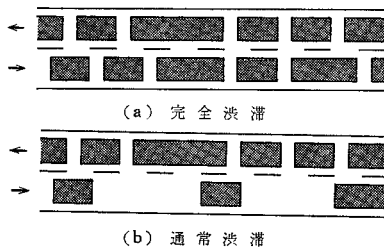


図-16 2車線道路における渋滞のパターン

この状態は実際の交通流において、交通量の多い市街地以外では非常に起こりにくい現象と思われる。ここでは片車線が渋滞する確率を P_J としたときに両車線が同時に渋滞する確率は P_J^2 、すなわち、渋滞の起こる確率は各車線独立であると考えて解析を行った。また、渋滞発生確率 P_J は、1車線道路が渋滞する確率と2車線道路の片車線が渋滞する確率は同じであると考えて、1車線道路の渋滞の解析に用いたのと同じ数値を用いた。

具体的な解析方法は、1回の完全渋滞が発生したときの曲げモーメントの平均値、分散を1車線渋滞のときのそれぞれの値の2倍とし、渋滞発生確率を P_J^2 として、供用50年間の渋滞回数を求め、1車線の場合と同様に、平均的な曲げモーメントの平均値および変動係数を求めた。その結果を図-17に示す。なお、設計最大曲げモーメント M_{L-20i} は2車線道路橋の幅員を6.0mとして求めた(付録)。この図-17を図-15と比較すると、 \bar{M}/M_{L-20i} のレベルが低くなったのに対し、変動係数が大きくなっている。これは2車線完全渋滞が確率的

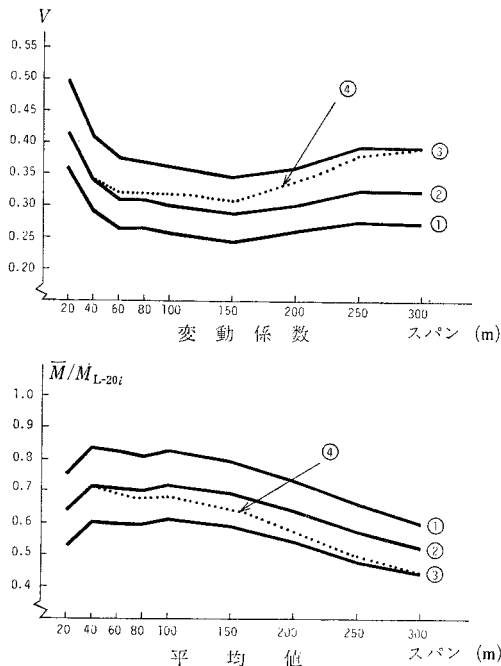


図-17 完全渋滞による最大活荷重(期間50年)

にきわめて起こりにくいために生じたものである。

b) 2車線渋滞(通常渋滞+完全渋滞)

通常渋滞は実際の交通流において信号待ちや事故などでよくみられる状態であるのに対し、完全渋滞はあまりみられない状態である。

ここでは一般にいわれる「渋滞」、つまり、確率的に通常渋滞と完全渋滞をあわせた状態を簡単にモデル化し2車線渋滞の解析を行う。いま、片車線が渋滞した状態を考える。片車線の渋滞確率を P_J 、通常走行確率を $P_S = 1 - P_J$ とし、渋滞が1回生じた際の最大曲げモーメントの分布関数 $F(x)$ は近似的に、

$$F(x) = P_{rob}[M_1 + M_2 \leq x] \\ = P_{rob}[M_{1,J} + M_{2,S} \leq x | M_{2,S}] \times P_S \\ + P_{rob}[M_{1,J} + M_{2,J} \leq x | M_{2,J}] \times P_J \\ \dots \dots \dots (20)$$

で与えられる。ただし、 M は曲げモーメント添字 1, 2 は車線番号を、 S, J は走行流 (Smooth Flow), 渋滞 (Jammed Flow) を意味する。この平均値 \bar{M} 、分散 σ^2 は式(20)より、

$$\bar{M} = (1 - P_J) \cdot (\bar{M}_J + \bar{M}_S) + P_J \cdot (\bar{M}_J + \bar{M}_J) \\ \dots \dots \dots (21)$$

$$\sigma^2 = (1 - P_J) \cdot (\bar{M}_{J+S} + \sigma_J^2 + \sigma_S^2) \\ + P_J \cdot (4 \bar{M}_J^2 + 2 \sigma_J^2) - \bar{M}^2 \dots \dots \dots (22)$$

となる。

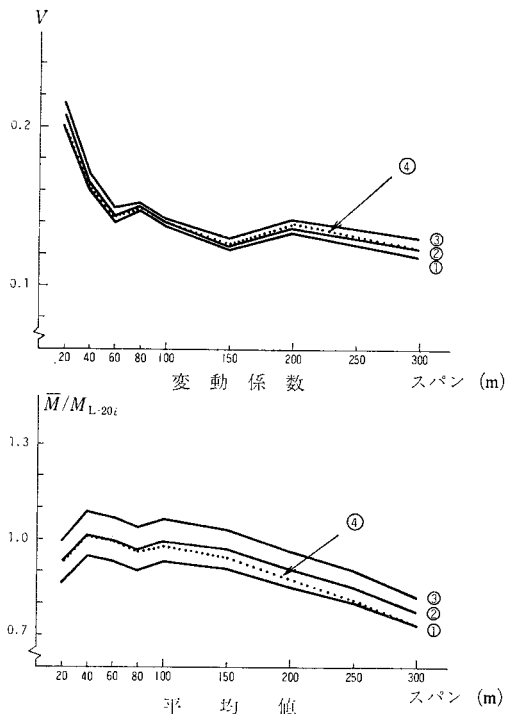


図-18 完全渋滞と通常渋滞をあわせたときの最大活荷重(期間50年)(2車線)

通常走行時の交通流のモデルとしては車間分布を指数分布として解析をすすめることが多い。ここではそのモデルによるシミュレーションの研究結果⁹⁾を一部用いるが、もう少し簡略化された形で解析を行う。すなわち、通常走行時の最大曲げモーメントの平均値 \bar{M}_S (衝撃を含む) を渋滞時のその 0.35 倍⁵⁾ とし、変動係数は車間を 20 m と広くしたシミュレーションを行った結果を参考に渋滞時のその 3 倍とした。さらに渋滞回数を 1 車線の供用期間内での渋滞回数の 2 倍から両車線とも渋滞となる回数を差引いたものとする。また、今回の場合も、1 回の渋滞の最大曲げモーメントの分布関数は極値 I 型であるとする。このようにして得られた供用期間 50 年の 2 車線道路橋の最大曲げモーメントの統計量を図-18 に示す。

(6) シミュレーションの結果に対する全般的な考察

① 本論文では活荷重による曲げモーメントの統計的な性質を得るまでに数多くの仮定を行っている。したがって得られた結果は定性的には満足できるものとしても、定量的には満足できないものであるかもしれない。そこで、ここで得られた結果を再度、建設省が行った自動車列荷重実態調査¹¹⁾の結果と比較してみる。両者に共通する 2 車線完全渋滞状態の比較を示したのが、図-19 である。ここでは代表例として表-3 の例④によるシミュレーション結果を用いている。

図-19 において、 \bar{M}/M_{L-20i} 、 $(\bar{M}+\sigma)/M_{L-20i}$ などの特性値は両者において若干の差異がある。渋滞回数を実態調査の方では明確に考慮していないために各特性値が比較的一様なのに対し、シミュレーションでは右下がり、すなわちスパンが長くなるに従い、減少している。実態調査の方は大型車混入率の高い地点のみが選ばれ、

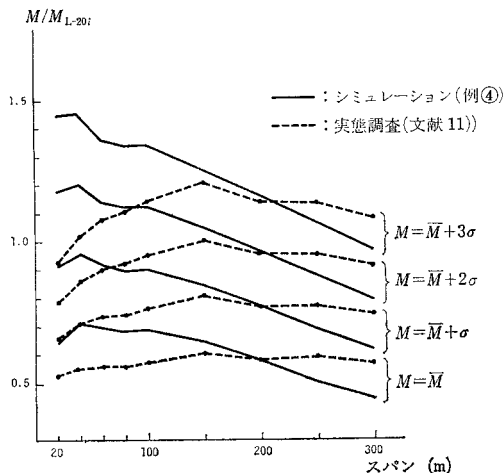


図-19 シミュレーションの結果と実態調査¹¹⁾との比較

また、供用期間、渋滞の頻度が考慮されずに求められたことを考えれば、シミュレーションによる結果は実態調査の結果と実質的にはそれほど差は生じていないと考えられ、シミュレーションの結果は定量的にもかなり妥当な値ではないかと思われる。

② 図-15 の渋滞回数をスパンに応じて変化させた場合の結果 (実線で示されている) を、図-7 の 1 回渋滞のシミュレーション結果と比較すると、地域的な交通流の違い、スパンによる渋滞頻度の違いを考慮した影響が平均値、変動係数の双方に明らかに現われている。特に、図-15 では図-7 のように変動係数がスパンが長くなると急激に小さくなるようなことはない。

③ 通常の道路橋は 2 車線のものが多いので、2 車線渋滞のシミュレーション結果を図-18 に示した。これを図-15 と比較すると、両者の変動係数はほぼ同じであり、平均値についても傾向としてはほぼ同じであるが値そのものは 2 車線の方が少し小さい。現行設計によれば 2 車線であっても、幅員 5.5 m を越えると幅員方向に若干の荷重の低減がある (付録)。幅員方向の低減率は現行設計よりもう少し大きくしてもよいかもしれない。

4. 道路橋における設計活荷重

ここでシミュレーションの結果から現行設計活荷重を逆に評価してみよう。シミュレーションでは、1 車線の場合は供用期間内に起こる渋滞による最大活荷重を、2 車線の場合は完全渋滞と通常渋滞の双方の頻度を考えて

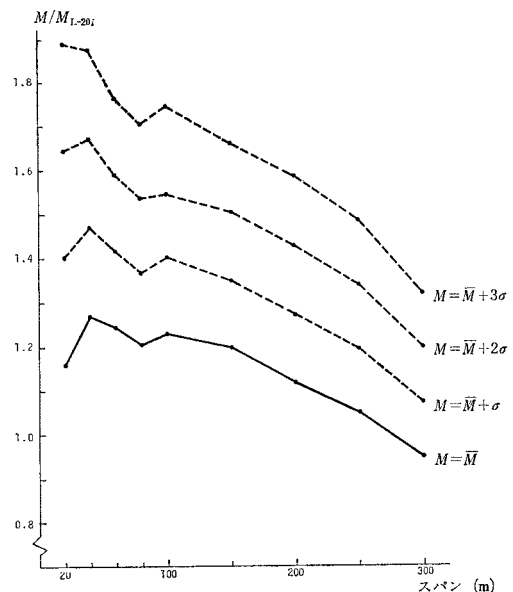


図-20 1 車線道路橋の最大活荷重の特性値 (完全渋滞+通常渋滞, 期間 50 年)

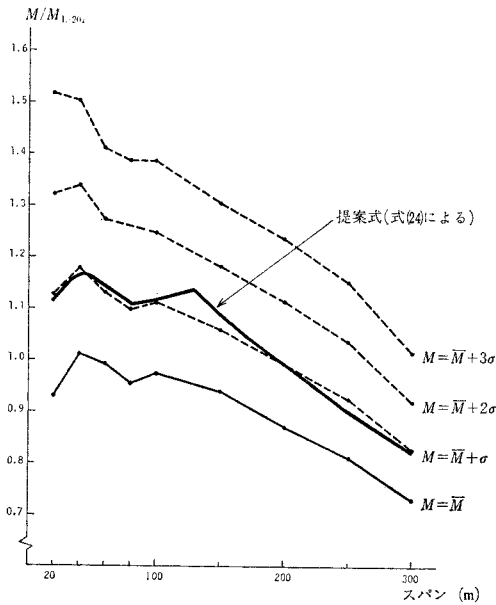


図-21 2車線道路橋の最大活荷重の特性値
(完全渋滞+通常渋滞, 期間50年)

最大活荷重を求めた。通常走行時の車両による活荷重は動的効果を考慮に入れてもこれより小さいと推察できるから、これらの求められた統計量は実質的に1車線、2車線単純桁道路橋の供用期間50年における最大活荷重(曲げモーメント)を表わしていると考えてよからう。1車線、2車線の場合の統計的特性値 $(\bar{M} + k\sigma)/M_{L-20i}$ ($k=0, 1, 2, 3$) をおのおの 図-20, 図-21 に示す。なお、これらはおのおの、図-15, 17 における渋滞頻度例④(表-3)を仮定して算出されたものである。ばらつきのある荷重に対して設計荷重を決めるとき、設計荷重はそれを越える確率がほぼ等しくなるように決められるのが望ましい。道路橋の設計活荷重に関していえば、スパンが20mであろうと200mであろうとも、どちらの場合も活荷重が設計活荷重を上回る確率をほぼ等しくしておきたい。統計的特性値 $(\bar{M} + k\sigma)/M_{L-20i}$ は設計値としてこの条件を備えているわけである。このような見地から現行設計活荷重をみると、図-20, 21 ともにスパンが長くなるに従い、各特性値と現行設計値との比は小さくなっていく。これは現行設計活荷重はスパンが長くなるに従い曲げモーメントに関する限り、安全性の余裕を相対的に大きくとっていることになる。ここでは例④(表-3)の渋滞頻度を仮定したが、他の①, ②, ③の例では図-15よりわかるようにスパンが長くなっても例④の場合ほどは各特性値は下がらない。渋滞頻度の仮定が現行活荷重を評価する際大きく効いてくるわけである。渋滞頻度に関するデータの収集が強く望まれる次第である。

次に、2車線道路橋を対象とし、図-21の統計的特性値を用いて、換算等分布設計活荷重を求めてみる。設計荷重を統計的特性値とする決め方は、一般には、一様な安全性の余裕を保証し、設計規準体系の統一化が期待できる。

図-21においてどの程度の特値を選ぶかは議論の分れるところであるが、ここでは平均的には現行活荷重に近い $(\bar{M} + \sigma)/M_{L-20i}$ を特性値として採用する。現行規定のうち、線荷重の値、幅員方向への荷重の低減、鋼道路橋の衝撃係数はそのままとし、等分布荷重の値のみを変更の対象とする。ここで、線荷重 P 他を現行規定による値とまったく同じに選んだのは、現行規定による等分布荷重 p の値とシミュレーションによって求められる値との比較が同一レベルで行えるようにするためである。もちろん、線荷重の値をはじめとする現行設計活荷重規定には改正の余地があり得るであろうが、それはいろいろな角度からの総合的な活荷重解析によってのみ行いうるものである。本解析では車両重量による最大曲げモーメントのみを対象としているので、設計等分布荷重にのみ焦点をあてるのが適切と考えられる。なお、ここで求められる等分布荷重値は、スパンが長い場合はいわゆる換算等分布荷重値にほぼ等しいものとなる。新しい等分布荷重の値は 図-21 の $(M + \sigma)/M_{L-20i}$ にできるだけ近く、そして規定としての単純さという要請から、比較的簡単な形で与えられることが望ましい。ここではスパンのみの関数ということで等分布荷重をスパンの双曲線関数として与えることとし、試行錯誤の結果、次の値が適当なものとして得られた。

等分布荷重 p :

$$p = 450 \text{ (kg/m}^2\text{)} \quad 20 \leq l \text{ (m)} < 40$$

$$p = \frac{204750}{350+l} - 75 \text{ (kg/m}^2\text{)} \quad 40 \leq l \leq 300$$

.....(23)

この提案された活荷重規定による曲げモーメント値を 図-21 にあわせて示した。この結果は $(\bar{M} + \sigma)/M_{L-20i}$ とよい一致をみせていることが確認される。スパン80~130mにおいて式(23)が滑らかでないのは現行規定

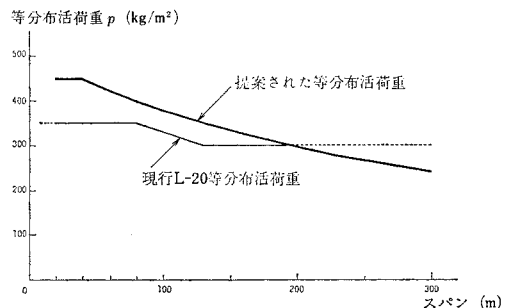


図-22 現行 L-20 活荷重ならびに式(23)で提案された等分布活荷重強度 p

にスパンに応じた等分布荷重の低減があるためである。現行の等分布荷重 p と式 (23) による p を比較のために 図-22 に示した。短スパンでは現行の p 値よりも大きく、長いスパンでは小さくなっている。

5. 結 語

道路橋の安全性を評価するためには交通流による活荷重を正確に把握することが不可欠である。本研究は、交通流による活荷重は統計・確率的に取り扱おうという立場に立ち、渋滞時を中心においた活荷重のシミュレーションを行った。

従来のシミュレーション、あるいは交通流の実態調査による活荷重解析では考慮されていなかったスパンに応じた渋滞回数、そして地域的な交通流の違いを考慮して供用期間内に活荷重によって起こる最大曲げモーメントの統計的性質をシミュレーションにより調べた。シミュレーションに必要なパラメーターの値は、データの無いものに対しては適宜仮定した。

活荷重の統計量は、スパンに応じた渋滞回数の違いの仮定にかなり強く影響されるので、今後この方面に関するデータの収集が現行活荷重を正しく評価するうえで是非とも必要である。

2車線道路橋の活荷重シミュレーションによって得られた統計的特性値を用いて L-20 活荷重における新しい等分布設計荷重値を提案した。この等分布荷重の値は現行のそれに比べて、短いスパンでは大きく、長いスパンでは小さいものとなっている。

すでに述べたように、シミュレーションを行うにあたって、いくつかの大胆ともいえる仮定を設けている。スパンに応じた渋滞回数の頻度の違いなどはその一つである。直観的には正しい仮定であっても実情とは若干異なることは大いに予想されるところである。したがってここで得られた結果がこのままで現実的適用性があると著者らが考えているわけではない。むしろ、シミュレーションによる道路橋活荷重解析の一つの合理的な方法論を展開し、そしてそのシミュレーションを行うには、いったいどのようなデータが必要かを明らかにすることができたのではないかと考えている。著者らの本旨はあくまでも将来の道路橋活荷重策定のための手法に関する手がかりを得ることにあった点をことわっておきたい。

本研究で行われた数値計算はすべて東大大型計算機センター HITAC 8700/8800 によった。

付録 道路橋 L-20 活荷重規定について

道路橋示方書に規定されている L-20 活荷重は 表一

A, 図-A に示すとおりである。

衝撃係数 i は鋼橋の場合、次のように規定されている。

$$i = 20 / (50 + l)$$

本論文では上式の衝撃係数 i を用いた。

表一A 現行 L-20 活荷重規定

線 重 重 P (kg/m)	主 載 荷 荷 重 (幅 5.5 m)		縦 載 荷 荷 重 主 車 線 荷 重 の 50%
	等 分 布 荷 重 p (kg/m ²)		
5 000	スパン $l \leq 80$ m	$200 \geq l \geq 80$	$430 - l$ ただし、300 を下 回らないこと
	350		

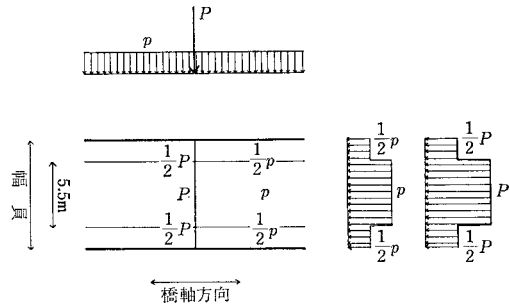


図-A 現行 L-20 活荷重規定

参 考 文 献

- 1) 伊藤 学：構造設計における安全性の規範，土木学会誌，第 60 巻 10 号，1975 年 9 月。
- 2) 藤野陽三：確率論に基づく安全性照査法と構造設計，土木学会誌，第 63 巻 2 号，1978 年 2 月。
- 3) 西村 昭：道路橋の安全性に及ぼす自動車荷重の影響，土木学会論文集，第 43 号，1957 年 2 月。
- 4) 西村 昭：荷重列としての自動車交通流の二、三の解析，土木学会誌，第 46 巻 2 号，1961 年 2 月。
- 5) 小堀為雄・吉田 博：電子計算機による自動車交通流模型の作成について，金沢大学工学部紀要，第 3 巻 3 号，1964 年 6 月。
- 6) Cornell, A. and Baron, F.: Live Loads on Long-Span Bridges Based on Probabilistic Approach, Tech. Report, Univ. of California, Berkeley, 1970.
- 7) 西村 昭：道路橋の設計活荷重について，第 6 回日本道路学会論文集。
- 8) 谷口博昭：橋梁の安全性の統計確率論的考察，東京大学土木工学科卒業論文，昭和 47 年 4 月。
- 9) 星谷 勝・日野虎彦：道路橋活荷重の検討，土木学会第 30 回年次学術講演会講演概要集 I-296, 1975 年 10 月。
- 10) 伊吹山四郎・大橋昭光：長大橋の設計荷重について，土木技術資料，第 6 巻 9 号，1964 年 9 月。
- 11) 国広哲男・朝倉 肇：自動車列荷重の実態からみた道路橋主構の設計荷重，土木技術資料，第 15 巻 4 号，1973 年 4 月。
- 12) 日本道路協会：道路橋示方書，1973 年 2 月。
- 13) 建設省：全国交通情勢調査，1974 年度版。
- 14) 日本道路公団：登坂性能調査報告書，1968 年 3 月。
- 15) 松本嘉司・伯野彦彦：土木解析法 (2)，技報堂，1975 年。
- 16) 八十島義之助・花岡利幸：交通計画，技報堂。

(1978.5.19・受付)