

日本道路公団

正 〇 遠藤 一

筑波大学構造工学科

藤野陽三

東京大学工学部

伊藤 学

1. はじめに 道路橋に作用する荷重を正確に把握することは構造設計上重要なことである。本報告は道路橋荷重は統計確率的に扱えるという立場で荷重に関するシミュレーションを行い、その結果から現行荷重規定を検討した。

道路橋に作用する荷重は時間的に変動する。その変動する荷重の統計的性質は道路橋の位置する地点の交通流の特性により大きく異なるであろう。現在の道路橋荷重は道路橋の建設される地点の交通流の特性にかかわらず全国一律の値を与えている。このことの良否はともかく、現行設計による道路橋の荷重に対する安全性の照査、あるいは全国一律に適用される荷重を統計的データ、解析に基づいて行なおうとする場合、要求されるのは全国平均的な最大荷重の統計量であろう。

荷重の値として大きいのは衝撃を含めた走行時よりも渋滞時であると考え、スパン20～300mの単純橋道路橋の渋滞時の最大荷重(曲げモーメント)の統計的性質をシミュレーションによって調べる。次に使用期間内に生ずる渋滞回数を考慮して、使用期間での最大荷重の統計量を求める。このプロセスをいくつかのタイプの交通流特性のもとで行い、最後にそれらを重ね付けしてたしあわせ全国平均的な最大荷重の統計量を求めていくのが本報告の特徴である。

2. 1回渋滞による最大荷重

車種構成として、乗用車、小型貨物車、大型貨物車の3種類を考えた。車両重量は図1に示すような正規確率量として与えた。各車種の混入率は地域によって異なる。ここでは全国を次の4地域にわけた。

①市街地(DID), ②市街地(その他), ③平地, ④山地

昭和49年度の全国交通情勢調査によると各地域の混入率は表1のようになる。

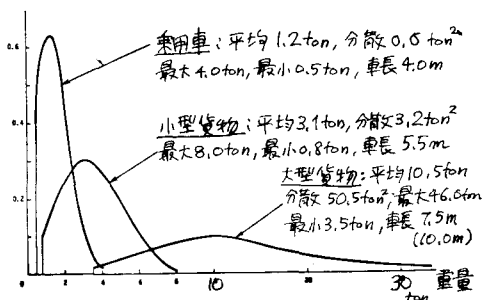


図1: 各車種の重量分布

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

表1: 各地域の混入率

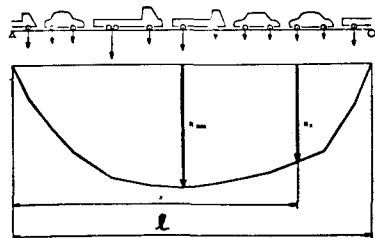


図2: ランダム車面列

与えられた各車種の混入率のもとで、図1の車両重量分布に従う車両を車頭間隔1.1mを以て次々にスパンが埋まるまでランダム発生させ、最大曲げモーメント(図2)を求める。この操作を199回繰り返して一回渋滞による曲げモーメント最大荷重の統計量、分布を各スパン長に応じて調べた。

分布形に関してはいずれのスパン長の時にも極値I型分布が比較的よくあてはまることがわかったので、以後の解析ではこの極値I型分布を採用した。図3はスパン300mのときのシミュレーション結果である。なお、分布形のパラメーターは最小二乗法により求めた。

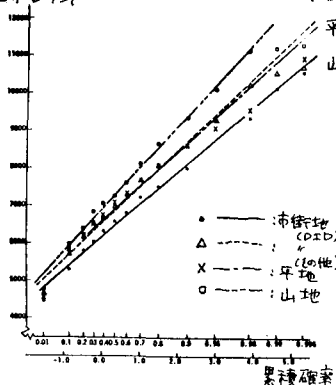


図3: 極値I型分布へのあてはめ

3. 使用期間50年における最大活荷重の統計量(2車線道路橋)

2車線道路橋における渋滞は図4に示すように完全渋滞と通常渋滞に分けられよう。1車線あたりの使用期間(50年)における渋滞回数は市街地(DID)で20mスパンのとき2回、300mで1回とし、その間のスパンでは指数的に減少すると仮定して求めた。市街地(その他)、平地、山地は市街地(DID)の $\frac{1}{2}$, $\frac{1}{4}$, $\frac{1}{8}$ の渋滞回数を仮定した。2車線道路橋における最大活荷重は

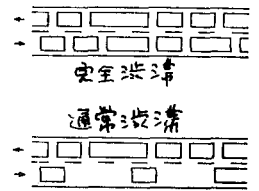


図4: 渋滞の種類

①上り、下り車線の交通流は互いに独立である。

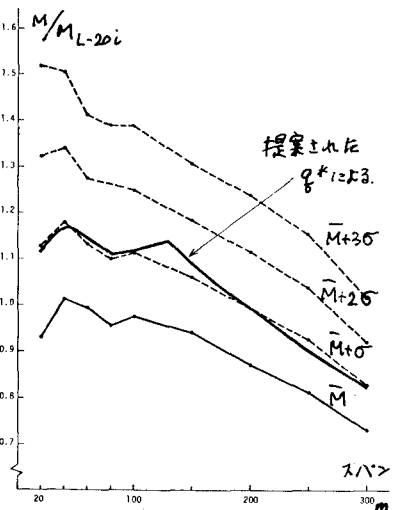
②1回の渋滞時間は15時間とし、渋滞の起きていないときはスムーズな交通流が存在している。

③スムーズな交通流による活荷重(曲げモーメント)の平均、変動係数は各々渋滞時の0.35倍、3倍である。

地域区分	道路延長(km)	平均交通量(台/日)	重み
市街地(DID)	14141.8	2.181×10^8	0.315
市街地(その他)	27963.0	1.566×10^8	0.226
平地	77293.6	2.463×10^8	0.356
山地	56299.4	7.161×10^7	0.103

という仮定のもとに、使用期間内での通常渋滞と完全渋滞との確率的な組合せ解析から2車線道路橋における使用期間における最大活荷重の統計量を4つの地域について求めた。次に、各地域の道路延長と平均交通量の積の比から求めた重み係数(表2)を各地域での統計量に乗じて全国平均的な最大活荷重の統計的特性値を示したのが図5である。図5の縦軸は現行L-20活荷重による幅員6.0mの鋼道路橋の衝撃を含んだ設計最大曲げモーメントと統計的特性値との比である。図5よりわかるように最大活荷重の統計的特性値と現行L-20による設計荷重との比はスパンが長くなると小さくなる。すなわち、現行設計はスパンの長い橋に対してより大きな安全性余裕をもたせていることになる。

図5: 各地域での交通流状況



設計荷重を統計的特性値とすれば、一般には一様な安全性余裕を保証し、設計規準体系の統一化が期待できる。そこで図5の統計的特性値を用いてL-20に代わる設計活荷重を求めてみる。平均的には現行活荷重に近い $(M+\sigma)/M_{L-20}$ を設計用特性値とする。現行規定のうち、線荷重、幅員方向への荷重の修減、鋼道路橋の衝撃係数はそのままとし、等分布荷重値 q のみを新たにするとすれば、新しい等分布荷重 q^* は $(M+\sigma)/M_{L-20}$ になるべく近く、かつ単純な形という要請から次のようになった。

$$\begin{aligned} \text{等分布荷重 } q^* &= 450 (\text{kg/cm}^2) & 20 < l (\text{スパン, m}) < 40 \\ &= \frac{204750}{350+l} - 75 & 40 \leq l \leq 300 \end{aligned}$$

この q^* による最大曲げモーメントと現行の q によるそれとの比を図5に示す。 q と q^* を比較して示したのが図6である。ここで求められた等分布荷重値 q^* はスパンが長くなると一様に減少し、長いスパンに対しては現行の q よりも小さな値となる。

図5: 最大活荷重の統計的特性値

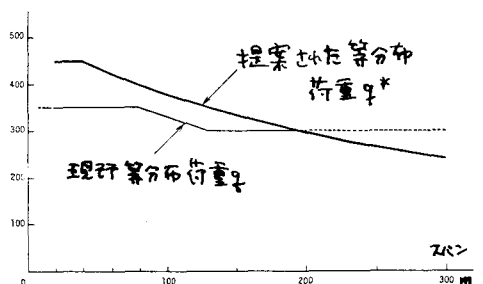


図6: 等分布荷重 q と q^*