

## 都市高速道路橋の疲労照査に用いる同時載荷係数の提案

## SIMULTANEOUS LOADING FACTORS FOR FATIGUE ASSESSMENT OF URBAN EXPRESSWAY BRIDGES

坂野昌弘\*, 三上市藏\*\*, 堀研也\*\*\*

Masahiro SAKANO, Ichizou MIKAMI and Kenya HORI

\* 工博 関西大学助教授 工学部土木工学科 (〒564 吹田市山手町3丁目3番35号)  
 \*\* 工博 関西大学教授 工学部土木工学科 ( 同 上 )  
 \*\*\* 関西大学大学院生 博士課程前期課程 ( 同 上 )

A simulation analysis of traffic loading is performed to propose simultaneous loading factors for fatigue assessment of urban expressway bridges. Traffic conditions used in the simulation are decided through investigation of traffic circumstances in Hanshin Expressway. Since the design live load was revised in this February, we also compare the equivalent truck weights obtained for both types of design live load in the current and previous Japanese Highway Bridge Specifications. As a result, the simultaneous loading factor for single lane can be presented simply by the function of only the bridge span and that for double lanes rather simply as the constant. And, there is no difference between the values of simultaneous loading factors for current and previous design load models.

Key Words: highway bridge, fatigue, design load, simultaneous loading

## 1. はじめに

近年、鋼道路橋の主桁下フランジなどで継手部の疲労限を越えるような活荷重応力範囲が実測されている<sup>1)</sup> -

<sup>3)</sup>。このことは、将来、主部材に一次応力による疲労損傷が生じる可能性が大きいことを意味する。これまでのところ、我が国の道路橋に生じている疲労損傷の大半が二次応力によるものであり<sup>4)</sup>、一次応力による疲労損傷はほとんど報告されていないが、それはあくまでも現時点までの高々20～30年の限られた実績であり、今後、一次応力による疲労損傷が生じないという保証にはならない。主桁の下フランジ周りなどに一次応力によって生じる亀裂は落橋につながる極めて危険性の高いものであるから、まず第一にそのような亀裂の発生を避けなければならない。

現在、幾つかの機関で道路橋の疲労照査法に関する検討が行われており、合理的な疲労設計荷重の設定が望まれている。藤野ら<sup>5)</sup>および三木ら<sup>6) - 8)</sup>は、我が国では大型車混入率が比較的高いことに着目し、シミュレーション解析によって複数車両の同時載荷が疲労被害に及ぼす影響について検討した。著者ら<sup>9)</sup>は、疲労設計荷重として等価大型車モデルを想定し、その重量をやはり同様なシミュレーション解析によって求めて、それを同時載荷係数と大型車重量の3乗平均の3乗根で表す方法を提案している。また、主桁間の荷重分配作用を考慮した等

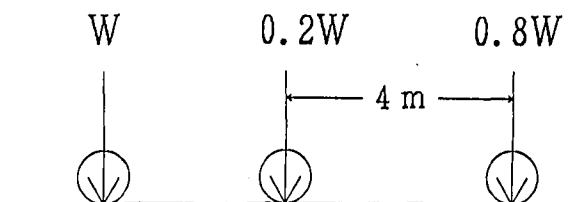
価大型車重量の求め方を示している<sup>10)</sup>。本報では、それらの手法を用い、都市高速道路橋を対象として、疲労照査に用いる同時載荷係数を提案することを目的とする。また、1994年2月の道路橋示方書の改訂をふまえ、等価大型車モデルに対する活荷重改訂の影響についても検討する。

## 2. 疲労設計荷重の考え方

疲労設計荷重として、一般的には最大応力範囲の照査に用いられる最大荷重と等価応力範囲の照査に用いられる代表荷重が考えられている<sup>11)</sup>。最大荷重としては、静的耐荷力照査用の活荷重を用いる方法などが考えられる。本研究では道路橋に対する代表荷重を対象とする。既報<sup>9) 10)</sup>では、代表荷重として等価大型車モデル、すなわち、実際の交通流と等価な疲労被害を及ぼす1台の大型車モデルとして設計荷重を設定する方法を提案している。その等価大型車モデルの重量 $W_{eq}$ は、1車線同時載荷係数 $k_1$ 、2車線同時載荷係数 $k_2$ 、 $k_2$ の低減係数 $k_\phi$ 、および大型車重量の重量分布の3乗平均値 $W_{RMC}$ を用いて式(1)のように表すことができる。

$$W_{eq} = k_1 \cdot k_2 \cdot k_\phi \cdot W_{RMC} \quad (1)$$

等価大型車モデルとしては旧道路橋示方書<sup>12)</sup>における2軸のT荷重(旧T荷重)モデルと、今回改訂された1軸のT荷重(新T荷重)モデル<sup>13)</sup>の2ケースを仮定し、それぞれのモデルについて求められた等価大型車重量と同時載荷係数を比較する。図-1に新旧それぞれの荷重モデルを示す。



(a) 新T荷重 (b) 旧T荷重  
図-1 新旧T荷重

同時載荷係数は等価大型車重量 $W_e$ と同時載荷なしの等価大型車重量 $W_{e'}$ の比として交通荷重シミュレーション解析から求められる<sup>9)</sup>。一方、 $W_{RMC}$ は大型車の重量分布のみから比較的簡単に得られるものである<sup>9)</sup>。表-1に各地の交通荷重実態調査<sup>14)-16)</sup>から得られた車両重量分布を用いて求めた $W_{RM}$ を示す。5~10年以上前の測定データであるが、熊谷バイパスや湾岸有明といった一般国道で大きな値を示しており20t(196kN)を越えるものもある。 $W_{RMC}$ の値は、今後、車両の重量制限の緩和とともに増大する可能性がある。 $W_{RMC}$ については、将来の車両重量の変化および路線の特性などを考慮して適当な値を設定する必要がある。

表-1 大型車重量の3乗平均値( $W_{RMC}$ )

| Surveyed Routes                  | $W_{RMC}$<br>(kN) |
|----------------------------------|-------------------|
| Hanshin Expressway (Ashiya T.G.) | 176               |
| National Highway (Osaka City)    | 175               |
| Capital Expressway (Yoga T.G.)   | 183               |
| Route 17 (Kumagaya)              | 197               |
| Route 357 (Ariake))              | 200               |

### 3. 同時載荷係数の設定

#### 3.1 都市高速道路の交通流特性

都市高速道路を対象とした疲労照査用の同時載荷係数を設定するために、まず、都市高速道路の交通流特性を検討した。図-2は阪神高速道路で測定された交通実態

調査データ<sup>14)</sup>を整理して1車線当たりの時間交通量 $Q$ と大型車混入率の関係についてまとめたものである。大型車混入率が80%近い $Q=500$ 台前後の交通流は深夜の神戸線で発生しており、大型車混入率が10~20%で $Q=1500$ 台以上の交通流もやはり神戸線で夕方のラッシュ時に発生している。平均的には、大型車混入率が30~50%、 $Q=1000$ 台前後となる。全体的にみて、大型車混入率が高いほど時間交通量が少ない右下がりの傾向がある。図-2を基にシミュレーション解析で用いる交通条件を設定する。大型車混入率の最大値が80%程度に達していることから少し余裕をみて85%、 $Q=500$ 台としたA500、大型車混入率15%、 $Q=2000$ 台のC2000、および両者の中間の大型車混入率50%、 $Q=1250$ 台のB1250、の3点を現状に対してほぼ上限を表す交通条件とする。また、将来の交通量増加に対する余裕をみて、大型車混入率85%の場合には、 $Q=1000$ 台のA1000、大型車混入率50%の場合には、 $Q=1500$ 台のB1500の2つの条件を追加した。大型混入率が15%の場合については、交通量がほぼ飽和状態にあると考え $Q$ の割増は行わなかった。2車線の場合には、両車線とも同一のケース、AA(両車線A1000)、BB(両車線B1500)、CC(両車線C2000)、および、車線ごとに異なる2ケース、AB(走行A1000、追越B1500)、BC(走行B1500、追越C2000)の計5ケースを設定した。

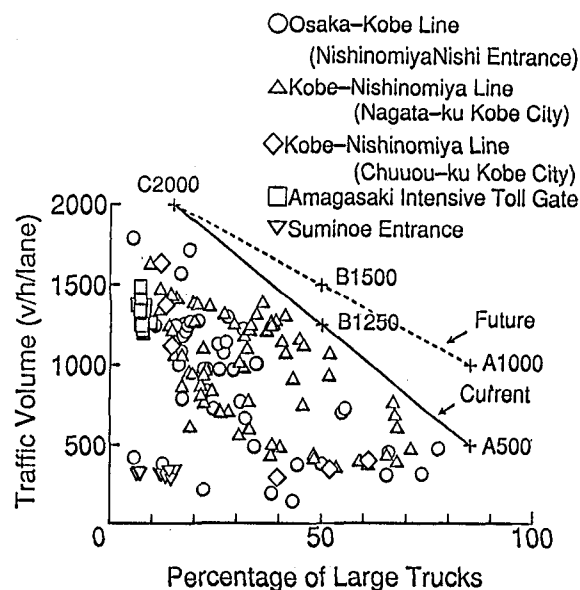


図-2 阪神高速道路における時間交通量と大型車混入率の関係

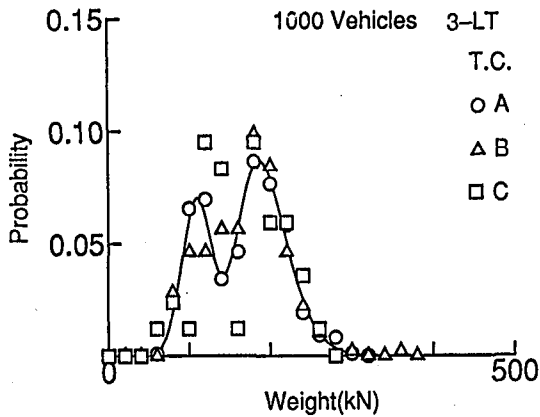
#### 3.2 車種構成

各交通条件A、B、Cの車種構成は表-2に示すように設定した。その以外の、シミュレーションの基本的な方法および5種類の車両モデル、およびそれらの車両重量分布は既報<sup>9)</sup>と同様である。走行速度については、都市高速道路の渋滞時を除く平均的な走行速度が70km/h前

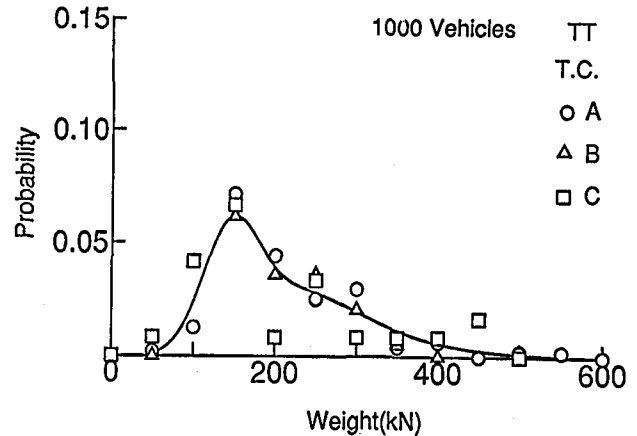
表-2 車種構成 (%)

| Traffic Constitution | C  | ST | 2-LT<br>① | 3-LT<br>② | TT<br>③ | Percentage of Large Trucks<br>①+②+③ |
|----------------------|----|----|-----------|-----------|---------|-------------------------------------|
| A                    | 10 | 5  | 25        | 50        | 10      | 85                                  |
| B                    | 45 | 5  | 20        | 25        | 5       | 50                                  |
| C                    | 70 | 15 | 10        | 3         | 2       | 15                                  |

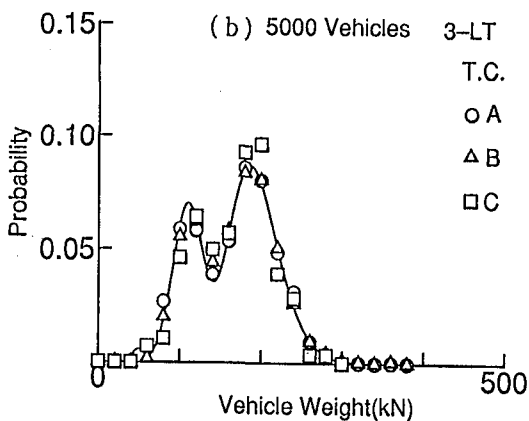
後であるという実測データ<sup>15)</sup>に基づいて平均速度70km/h, 標準偏差10km/hの正規分布を仮定した。シミュレーションによって発生する車両台数が少ない場合には, 発生した車両の重量分布が仮定した重量分布と大きく異なる可能性がある。ここでは, 疲労被害に与える影響の大きい3軸トラック(3-LT)とトレーラートラック(TT)に注目して, シミュレーションの台数と車両分布の再現性について検討した。図-3と図-4にそれぞれ3-LTとTTに



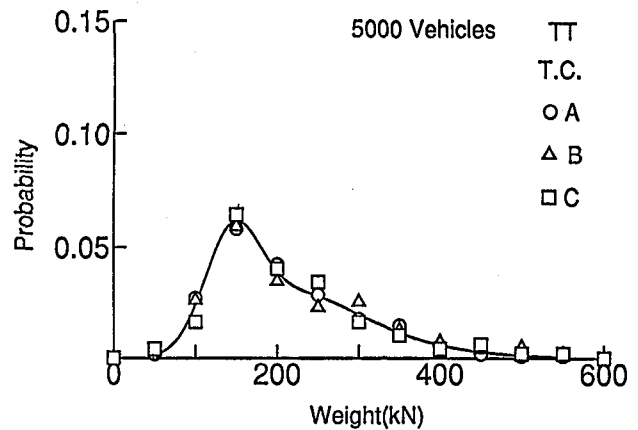
(a) シミュレーション台数1000台



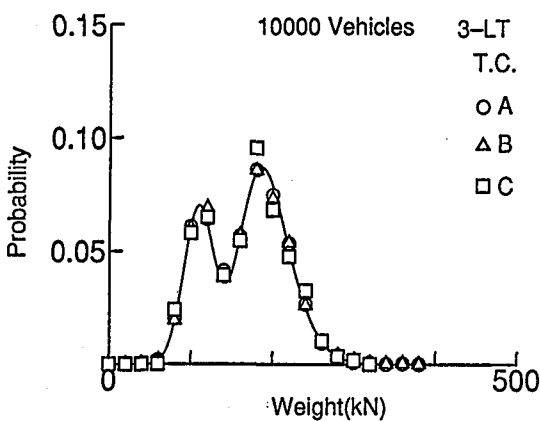
(a) シミュレーション台数1000台



(b) シミュレーション台数5000台

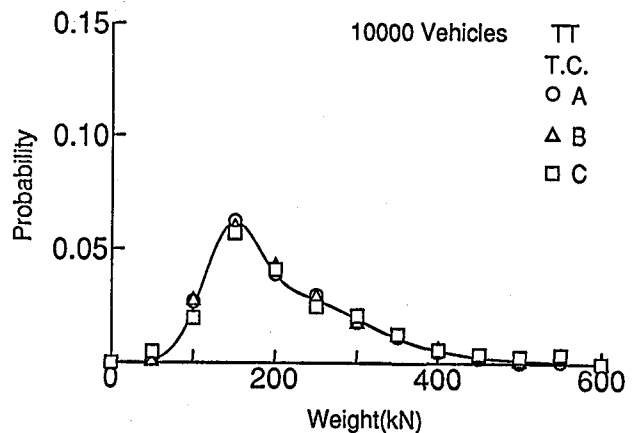


(b) シミュレーション台数5000台



(c) シミュレーション台数10000台

図-3 3軸トラック(3-LT)の車両重量分布



(c) シミュレーション台数10000台

図-4 トレーラートラック(TT)の重量分布

についての発生車両の重量分布と仮定した重量分布との比較を示す。両図より、シミュレーションの発生台数が多い程、仮定した重量分布との差が小さくなり、5000台以上で3-LT, TTともにほぼ仮定したとおりの重量分布となることがわかる。ここでは余裕をみてシミュレーションで発生させる車両の台数を10000台とする。なお、この台数での最終的なシミュレーション結果の再現性についても確認している。

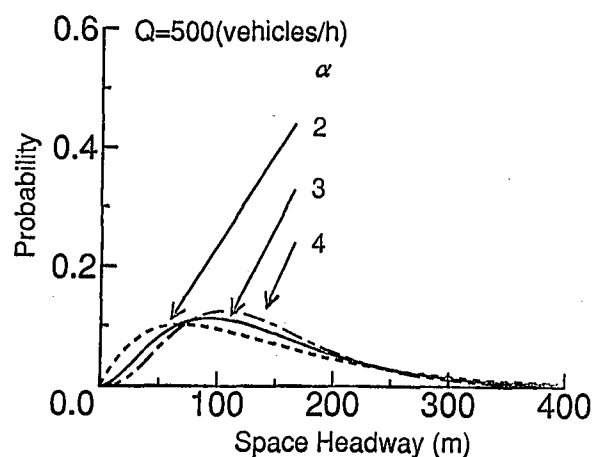
### 3.3 車頭時間間隔

車頭時間間隔は複数車両の同時载荷に影響を及ぼす重要な因子の一つである。シミュレーションで用いる車頭時間間隔はアーラン分布を仮定している<sup>9)</sup>。図-5 (a)~(d) は平均走行速度を70km/hと仮定し、アーラン分布の自由度パラメーター $\alpha$ を2~4に変えて求めた車頭距離間隔の分布である。疲労では、繰返しの回数すなわち

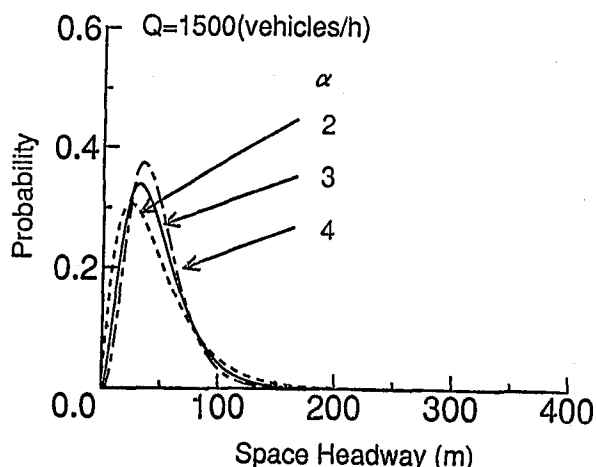
頻度が重要な意味を持つ。したがって、分布のピーク値に注目する。 $Q \geq 1000$ では、 $\alpha$ が変わってもピーク値は10~20m程度の違いしかないが、 $Q = 500$ の場合には、 $\alpha$ とともにピーク値が大きく変化する。すなわち、 $\alpha = 2$ のとき50~60mあたりにピークが存在するものが、 $\alpha = 3$ と4では100m付近に移動する。橋梁のスパン200m以下に対して車間距離が100mを越えれば、車線内の同時载荷による疲労被害の増大は全く生じない。現実の高速道路では、交通量が少なくても大型車が多い場合には車両はある程度まとまって走行しており、 $\alpha = 3, 4$ の場合にはそのような実情を表していない。したがって、 $Q = 500$ のときに限り $\alpha = 2$ とし、それ以外では従来どおり $\alpha = 3$ を用いた。

### 3.4 橋梁形式

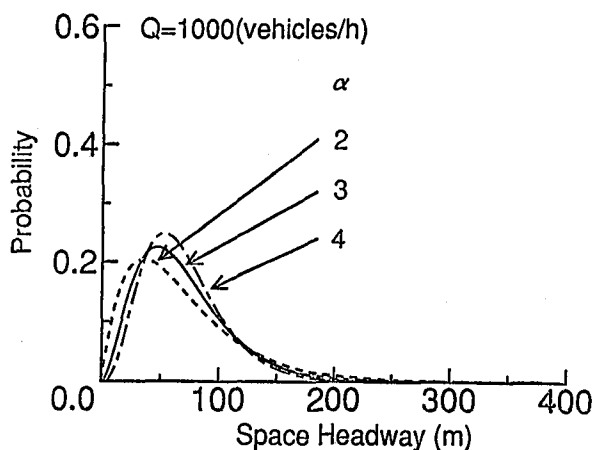
本研究では、2車線の単純桁橋を対象として、支間、



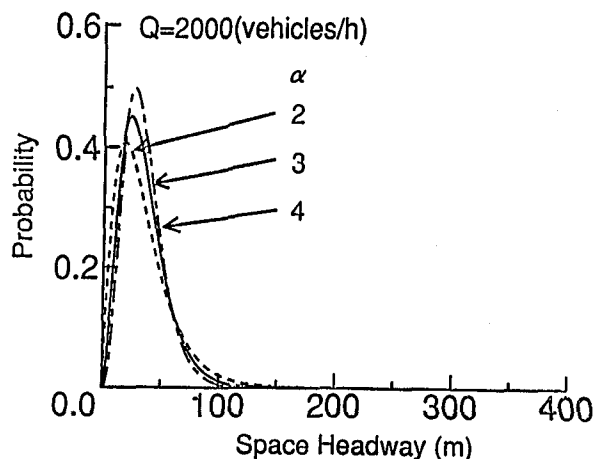
(a)  $Q = 500$ 台



(c)  $Q = 1500$ 台



(b)  $Q = 1000$ 台



(d)  $Q = 2000$ 台

図-5 車頭間隔分布

車線数、および主桁間の荷重分配作用が等価大型車重量に及ぼす影響について主に検討する。複数車両の同時載荷に関しては、スパンが長い方が影響が大きいことが予想される。ここでは、スパンを50m～200mと設定した。荷重分配作用については、高架橋などでよく用いられるような図-6に示す2車線を支持する3主桁橋および4主桁橋<sup>17)</sup>を想定し、5種類の荷重分配ケースを仮定した。なお、解析に用いているのは仮定した荷重分配係数のみであり、それ以外に橋梁形式に関する影響は含まれていない。表-3に各ケースの荷重分配係数と荷重分配係数比（走行および追越車線に対する主桁ごとの荷重分配係数の小さい方と大きい方の比）を示す。分配ケース0、1、4は3主桁、分配ケース2、3は4主桁である。分配ケース1、2、3は、実際の3主桁橋および4主桁橋で測定された各主桁のたわみ量<sup>17)</sup>に基づいて設定されたものである。分配ケース0は各車線がそれぞれ1本の主桁で支持されている橋梁（すなわち1車線1主桁橋×2）を仮定した場合、分配ケース4は両方の車線が1本の桁で支えられている橋梁（すなわち2車線1主桁橋）を仮定した場合である。ケース0では分配係数比が0.0、ケース4では1.0とそれぞれ極端な場合を想定している。

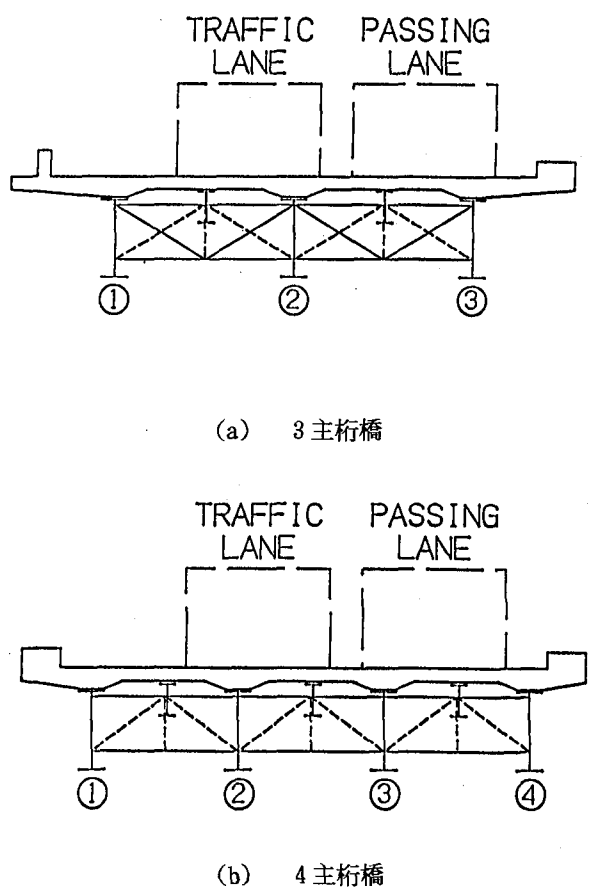


図-6 多主桁橋モデルの断面図

表-3 荷重分配係数と荷重分配係数比

| Case | Beam No. | Lateral Distribution Factors |              | Ratio of Lateral Distribution Factors |
|------|----------|------------------------------|--------------|---------------------------------------|
|      |          | Traffic Lane                 | Passing Lane |                                       |
| 0    | ①        | 0.00                         | 0.00         | —                                     |
|      | ②        | 1.00                         | 0.00         | 0.00                                  |
|      | ③        | 0.00                         | 1.00         | 0.00                                  |
| 1    | ①        | 0.39                         | 0.13         | 0.33                                  |
|      | ②        | 0.39                         | 0.35         | 0.90                                  |
|      | ③        | 0.22                         | 0.52         | 0.42                                  |
| 2    | ①        | 0.27                         | 0.04         | 0.15                                  |
|      | ②        | 0.33                         | 0.18         | 0.55                                  |
|      | ③        | 0.25                         | 0.36         | 0.69                                  |
|      | ④        | 0.15                         | 0.42         | 0.36                                  |
| 3    | ①        | 0.24                         | 0.07         | 0.29                                  |
|      | ②        | 0.36                         | 0.17         | 0.47                                  |
|      | ③        | 0.27                         | 0.36         | 0.75                                  |
|      | ④        | 0.13                         | 0.40         | 0.33                                  |
| 4    | ①        | 0.00                         | 0.00         | —                                     |
|      | ②        | 1.00                         | 1.00         | 1.00                                  |
|      | ③        | 0.00                         | 0.00         | —                                     |

#### 4. 解析結果

##### 4.1 等価大型車重量

###### (1) 等価大型車重量

等価大型車重量 $W_{eq}$ の算定法は文献<sup>9) 10)</sup>と同様である。図-7、8に各交通条件について得られた1車線および2車線の場合の $W_{eq}$ とスパンの関係を示す。両図とも大型車混入率の最も低いケースC、CC、BCP（追越車線側）の $W_{eq}$ が最も小さい。それ以外の、ケースA、B、AA、BB、AB、BCT（走行車線側）ではあまり大きな違いはみられない。全体的にみて、スパンが大きくなるとともに $W_{eq}$ は単調に増加している。また、2車線の場合の $W_{eq}$ の値は1車線に比べて全体的に1～2割程度大きい。

###### (2) 同時載荷なしの等価大型車重量

同時載荷なしの等価大型車重量 $W_{eq}'$ の算定法は既報<sup>9)</sup>と同様である。図-9に各車種構成における $W_{eq}'$ とスパンの関係、および大型車重量の重量分布のRoot-Mean-Cube、 $W_{RMC}$ を示す。 $W_{eq}'$ は大型車混入率が高いほど大きくなり、スパンが増加するにつれて車両の長さの影響が小さくなるために $W_{RMC}$ に漸近している。

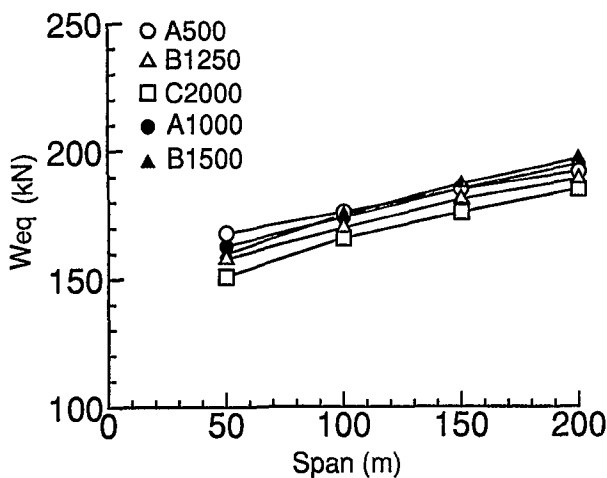


図-7 等価大型車重量 (1車線の場合)

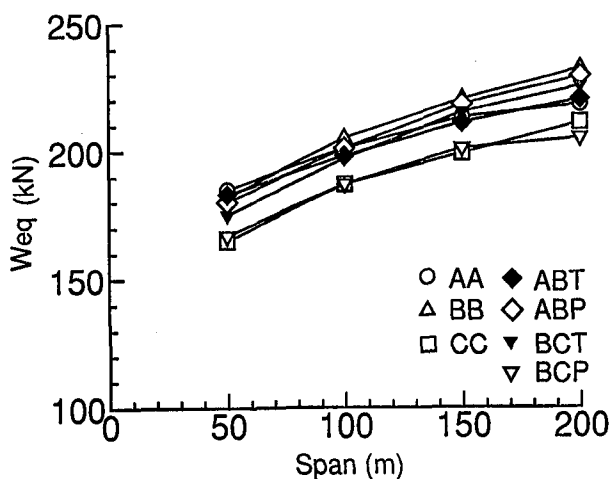


図-8 等価大型車重量 (2車線の場合)

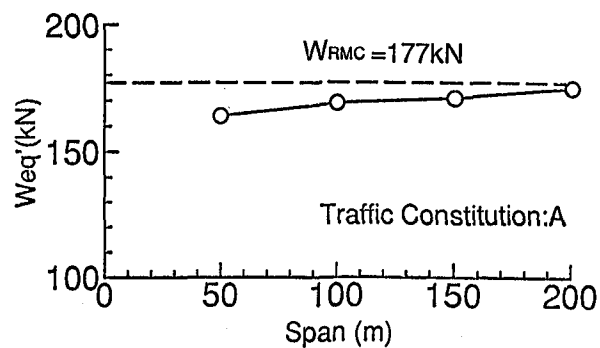
また、車種構成Cにおいて $W_{eq}'$  が $W_{RMC}$  を越えた点が見られるが、 $W_{eq}'$  に含まれる混入率 (85%) が高い小型車の影響が現れたものと考えられる。

#### 4.2 同時乗荷係数

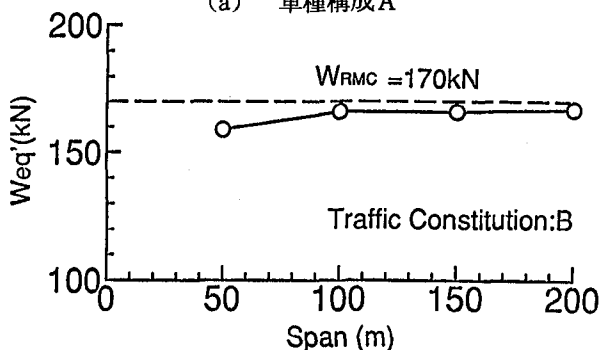
##### (1) 1車線同時乗荷係数

図-10に各交通条件に対する $k_1$ とスパンの関係を示す。スパンが長くなると $k_1$ も増加しており、同時乗荷の影響が大きくなることがわかる。 $k_1$ は大型車混入率が高い方が必ずしも大きいとはかぎらず、大型車混入率が50%で時間交通量が1500台の場合が最も大きくなっている。 $k_1$ については、大型車混入率や交通量による明確な依存性が認められないことから、全ての点の上限を包絡する直線としてスパン $L$ のみの関数として式(2)で設定することができる。

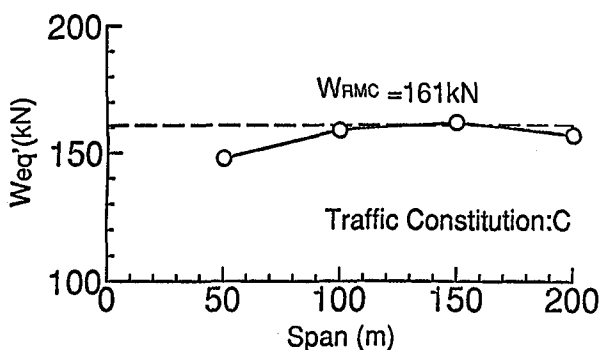
$$\left. \begin{aligned} k_1 &= 1.0 & (0 < L \leq 30) \\ k_1 &= 0.0012 \cdot L + 0.964 & (30 < L \leq 200) \end{aligned} \right\} \quad (2)$$



(a) 車種構成A



(b) 車種構成B



(c) 車種構成C

図-9 同時乗荷なしの等価大型車重量

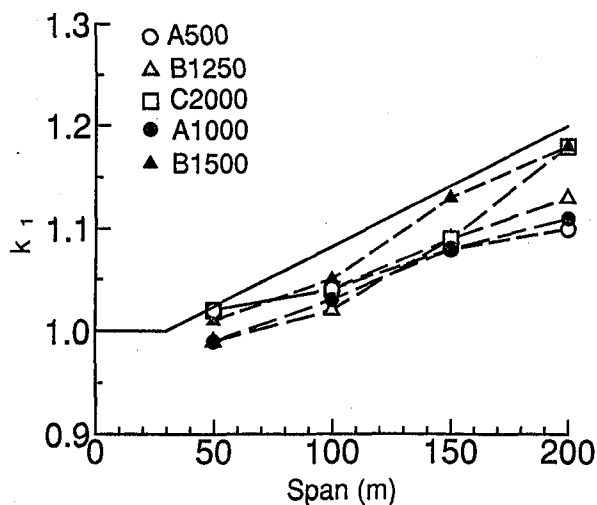


図-10 1車線同時乗荷係数

## (2) 2車線同時載荷係数

図-11に各交通条件について $k_2$ とスパンの関係を示す。最も大型車の割合が高いケースAAが必ずしも $k_2$ が最大とはなっていない。これは、大型車混入率が高いため、2車線で複数の大型車が同時に橋上に載る確率が高くなり、渋滞時と同様に常に曲げモーメントが高いレベルにあって下がるのが少ないために変動幅としては逆に小さくなるのが原因と考えられる。ケースCCおよびBCP、すなわち、大型車混入率が最も低い(15%)場合に $k_2 \leq 1.1$ となる点がいくつかみられるが、それ以外の大型車混入率が平均以上のケースではスパンにほぼ無関係に $k_2 = 1.1 \sim 1.2$ の範囲に分布している。従って、安全側ということもあり簡便性を優先させて $k_2$ に関しては交通条件およびスパンにかかわらず、式(3)のように一定値として設定した。

$$k_2 = 1.2 \quad (0 < L \leq 200) \quad (3)$$

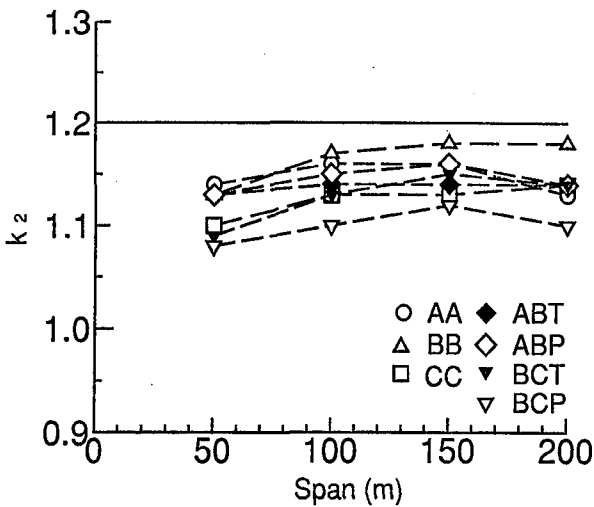


図-11 2車線同時載荷係数

## (3) 2車線同時載荷係数の低減係数

$k_2$ の低減係数 $k_\phi$ の求め方は既報<sup>10)</sup>に示してある。図-12に荷重分配を考慮して求めた $k_2 \cdot k_\phi$ と荷重分配係数比 $\phi$ の関係を示す。各ケースごとに放物線状に分布している。これらの $k_2 \cdot k_\phi$ の1以上の部分について $k_2 - 1$ で無次元化してやり、プロットしなおすと図-13のようになる。交通条件による違いも殆どみられなくなり、式(4)で表されるような、点(0,0)を通り点(1,1)で水平となる一本の放物線が全体的にほぼ上限を表す。

$$(k_2 \cdot k_\phi - 1) / (k_2 - 1) = 2\phi - \phi^2 \quad (4)$$

したがって、 $k_2$ の低減係数 $k_\phi$ は荷重分配係数比 $\phi$ のみ

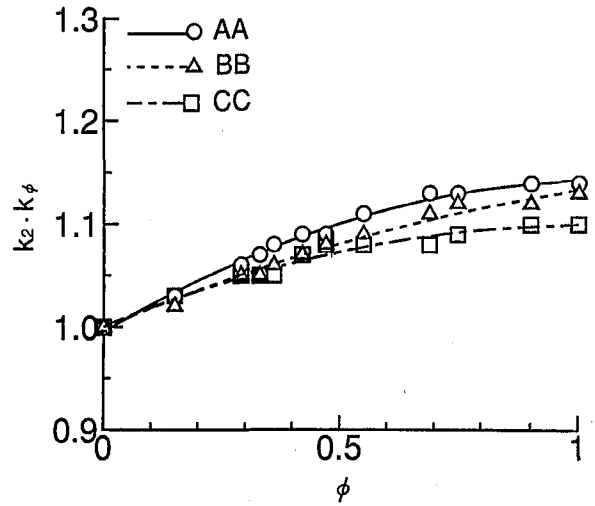


図-12 2車線同時載荷係数の低減係数

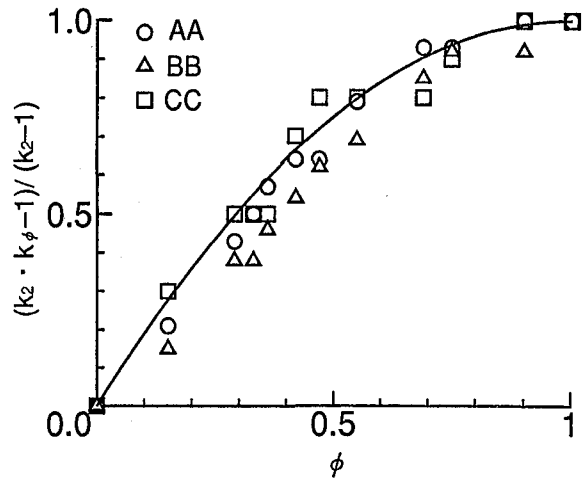


図-13 2車線同時載荷係数の低減係数の無次元化

の放物線関数として式(5)のように表すことができる。

$$k_\phi = (2\phi - \phi^2)(1 - 1/k_2) + 1/k_2 \quad (5)$$

このような $k_\phi$ を用いれば、外桁のように複数車線の同時載荷の影響が小さい桁に対しては $k_2$ を低減することができる。

## 5. 新旧活荷重モデルによる違い

図-14に新旧T荷重モデルを仮定して求めた $W_{eq}$ を比較する。全体的に新T荷重を仮定した場合の方が1~3%程度小さくなっている。これは、同じ等価モーメントを発生させるのに必要な車両重量が2軸の場合に比べて1軸の方が小さくてすむためである。また、その違いは $W_{eq}$ が大きいほど、すなわち、スパンが大きくなるにつれて(2軸と1軸の違いが小さくなるため)小さくなる。

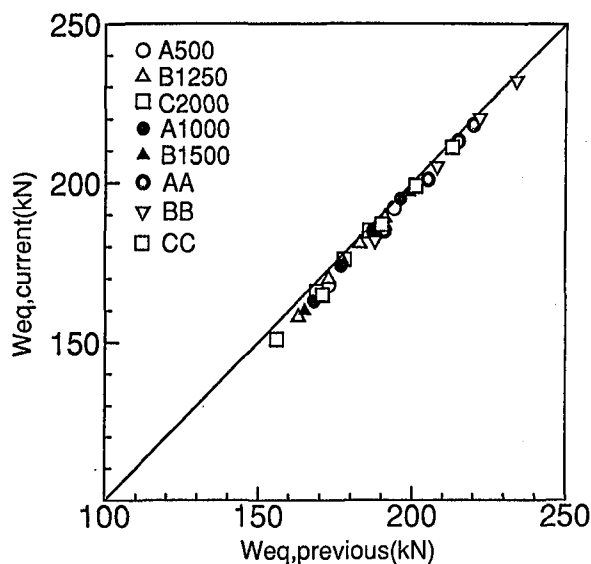


図-14 T荷重改定の影響 ( $W_{eq}$ )

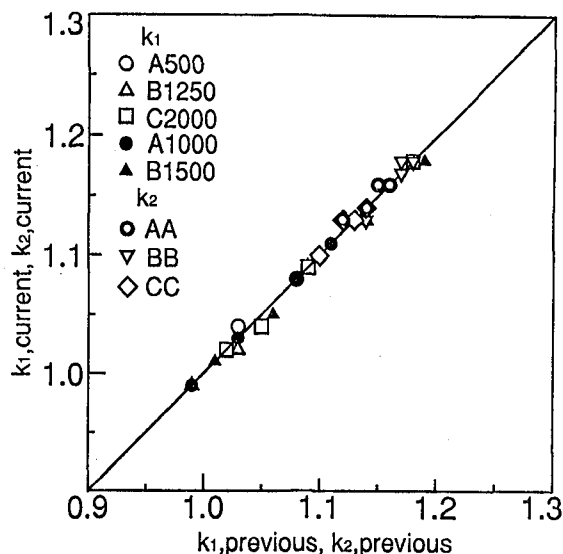


図-16 T荷重改定の影響 ( $k_1, k_2$ )

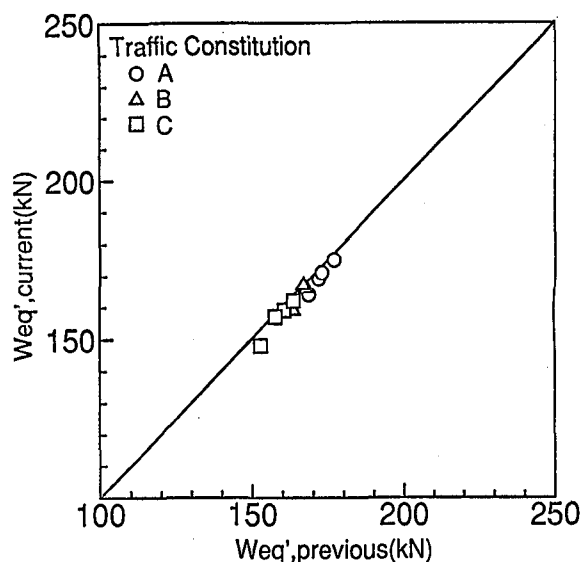


図-15 T荷重改定の影響影響 ( $W_{eq}'$ )

図-15では、新旧T荷重モデルを仮定して求められた  $W_{eq}'$  を比較する。 $W_{eq}$  の場合と同様、新荷重の方が1～3%程度小さく、その違いは  $W_{eq}'$  が大きくなるにつれて小さくなる。図-16では新旧T荷重モデルについて求めた  $k_1$  と  $k_2$  を比較する。同時載荷係数は  $W_{eq}$  と  $W_{eq}'$  の比で定義される<sup>9)</sup>ため新旧T荷重モデルによる違いはほとんど現れなくなる。

以上のように、活荷重モデルの改訂により、等価大型車の重量についてはわずかながら影響がみられるものの、同時載荷係数についてはほとんど影響がないことが確認された。活荷重改訂の影響は  $W_{RMC}$  の方に現れることが予想され、むしろその方が車重の変動を  $W_{RMC}$  でみるという式(1)で表した疲労設計荷重のねらいとするところである。

## 6. おわりに

都市高速道路橋の疲労照査に用いる同時載荷係数の提案を目的として、道路交通荷重のシミュレーション解析を行った。得られた主な結論は以下のとおりである。

- (1) 都市高速道路の交通流特性は、大型車混入率が高いほど時間交通量が少ない右下がりの傾向があることがわかった。このような特性を考慮して、シミュレーション解析で用いる交通条件を設定した。
- (2) 等価大型車重量は、大型車混入率と時間交通量がともにある程度多い場合に大きく、スパンが大きくなるにつれて単調に増加する。
- (3) 同時載荷なしの等価大型車重量は、大型車混入率が高いほど大きくなり、スパンが大きくなるにつれて大型車重量の3乗平均値の3乗根に漸近する。
- (4) 1車線同時載荷係数については大型車混入率や時間交通量による明確な依存性が認められないことから、交通条件に関わりなく、スパンのみの関数として設定することができる。
- (5) 2車線同時載荷係数については、全体的に交通条件、スパンともに明確な依存性が認められないことから交通条件およびスパンに関わらず一定値に設定した。
- (6) 2車線同時載荷係数の低減係数については、交通条件に依存せず、荷重分配係数比のみの放物線関数で表すことができる。
- (7) 等価大型車モデルとして、新旧T荷重モデルそれぞれを仮定した場合を比較したところ、等価大型車重量については新荷重モデルを仮定した方が若干小さくなるが、最終的に得られる同時載荷係数に関しては、車両モデルによる違いはほとんど現れないことが確認された。

以上の結果は、阪神高速道路の交通流特性に関する実測データを参考に仮定した交通条件から得られたものであるが、同様な交通条件の道路橋に対しても適用するこ

とが可能と考えられる。

本研究のテーマに関して貴重な助言をいただいている阪神高速道路公団・日本鋼構造協会「高速道路橋の疲労設計研究会」の古田均委員長（関西大学総合情報学部教授）をはじめとする関係各位に感謝の意を表する次第である。最後に、本研究の一部が文部省科学研究費補助金により行われたものであることを付記する。

#### 参考文献

- 1) 高木千太郎, 藤本吉一, 森康晴: 東京都における既設橋梁の実応力測定と応力実態, 橋梁と基礎, pp. 19 ~23, 1992.
- 2) 藤原稔, 村越潤, 鹿嶋久義: 鋼プレートガーダー橋における応力測定結果に関する報告, 構造工学論文集, Vol. 37A, pp. 1181-1188, 1991.
- 3) 阪神高速道路公団: 疲労設計荷重に着目した荷重実態調査業務概要報告書, 1994.
- 4) 三木千寿, 坂野昌弘, 館石和雄, 福岡良典: 鋼橋の疲労損傷データベースの構築とその分析, 土木学会論文集, No. 392/I-9, pp. 403-410, 1988.
- 5) 藤野陽三, バルティア, B. K., 三木千寿, 伊藤学: 車両の同時載荷が道路橋の疲労損傷に及ぼす影響, 構造工学論文集, Vol. 33A, pp. 775-785, 1987.
- 6) 三木千寿, 後藤祐司, 村越潤, 館石和雄: シミュレーションによる道路橋の疲労設計荷重の研究, 構造工学論文集, Vol. 32A, pp. 597-608, 1986.
- 7) 三木千寿, 杉本一朗, 宮崎早苗, 森猛: 鋼道路橋の疲労照査のための荷重に関する研究, 構造工学論文集, Vol. 36A, pp. 975-984, 1990.
- 8) 三木千寿, 館石和雄, 杉本一朗: 道路橋の疲労照査のための活荷重に関する一考察, 土木学会論文集, No. 432/I-16, pp. 63-68, 1991.
- 9) 坂野昌弘, 三上市藏, 宮川欣也: 大型車3乗平均重量と同時載荷係数を用いた道路橋疲労設計荷重の設定, 構造工学論文集, Vol. 38A, pp. 1063-1070, 1992.
- 10) 坂野昌弘・三上市藏・宮川欣也: 荷重分配作用を考慮した道路橋疲労荷重シミュレーション解析, 第17回土木情報システムシンポジウム, I-9, pp. 65-72, 1992.
- 11) 日本鋼構造協会: 鋼構造物の疲労設計指針・同解説, 1993.
- 12) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 (I 共通編・II 鋼橋編), 1990.
- 13) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 (I 共通編・II 鋼橋編), 1994.
- 14) 藤原稔, 岩崎泰彦, 田中良機: 限界状態設計法における設計活荷重に関する検討, 土木研究所資料, 第2539号, 1988.
- 15) 阪神高速道路公団: 設計荷重(HDL) 委員会報告書, 第2編 活荷重分科会報告(別冊-1), 1984.
- 16) 関西道路研究会道路橋調査研究委員会: 疲労小委員会報告書, 1989.
- 17) 日本道路公団東京第一管理局: 供用下における鋼橋の補修方法の検討報告書, 1986.

(1994年 9月14日受付)