

投稿論文 (和文)
PAPER

道路橋の疲労照査のための活荷重に関する一考察

三木千壽*・館石和雄**・杉本一朗***

国内鋼道路橋を対象に、疲労照査のための活荷重について検討した。疲労設計活荷重はトラック単独荷重の T-20 荷重を基本とし、同一車線内での車両同時載荷、隣合う車線間での車両同時載荷、車両の過積載の影響は荷重係数として考慮する考え方をとっている。同時載荷の影響を考慮する荷重係数はコンピュータシミュレーションにより、また過積載を考慮する荷重係数は実測車重データにより数値を提案した。

Keywords : live load, fatigue design, multiple presence of trucks, over-loading

1. はじめに

わが国の鋼道路橋においても疲労による損傷が無視できなくなってきた^{1),2)}、今後、疲労も設計時に照査すべき限界状態の1つになるものと思われる。現行の道路橋示方書での設計活荷重は終局限界状態を対象としたものであり、長い期間の交通荷重により繰返し生じる応力の変動とその繰返し回数に依存する疲労限界状態については別の観点からそれを照査するための荷重を検討すべきである。

アメリカの道路橋を対象とした AASHTO の示方書³⁾では疲労限界状態に対して特別な活荷重は用いていないが、想定される大型車の交通量を基準として設計応力繰返し数を決めるようになってきている。それに対して F. Moses⁴⁾は最近疲労設計のためのトラック荷重を提案している。これはアメリカの高速道路での大型車混入率が 10~15% 程度であり大型車の同時載荷の機会が非常に少ないため、疲労は 1 台のトラックのみで評価すべきであるとの理由によっている。イギリスの鋼橋の設計基準である BS 5400⁵⁾では 3 段階の疲労照査法を示しているが、その中で疲労設計用のトラック荷重を設定している。

著者らはコンピュータシミュレーションや交通荷重の実態調査等により道路橋の疲労照査を行う場合の活荷重について検討を行ってきた⁶⁾⁻⁸⁾。それらの研究を通して、疲労照査のための荷重として道路橋示方書の L 荷重をそのまま用いることは実橋での大型車の載荷状態から考えて適切ではないこと、しかしわが国の幹線道路ではかなりの時間帯において大型車の混入率が 50% を超える

ため、大型車の同時載荷の影響は、さほど大きくはないが無視はできないこと、疲労に対する厳しさはおおよそ大型車の通行台数で評価できることなどが明らかにされてきた。また全く新しい荷重を設定することはいたずらに設計を煩雑にするだけで好ましくない。ここではそれらの研究をとりまとめることから、道路橋の疲労照査を行う際に用いる荷重の設定を試みる。

2. 検討の方法

自動車荷重列のコンピュータシミュレーションの方法および疲労被害の評価方法は既報⁶⁾と同じである。シミュレーションは 1 車線当たりの時間交通量 Q を 500, 1000, 1500 台とした 3 ケースについて行い、車種構成は表-1 に示す A, C, E の 3 タイプとした。車頭時間間隔は自由度 3 のアーラン分布、車速は 70 km/h と仮定した。車種は 5 種類とした。表-2 に実測結果に基づいて設定したそれぞれの車種の車両重量の確率密度関数およびそれらの最大値と最小値を示す。シミュレーションにより求めた荷重列が橋上を通過する際のモーメントの変動に影響線を用いて計算し、これに対してレインフロー法を適用してモーメント範囲の頻度分布を求めた。疲労被害は線形被害則を用いて計算しており、その際 $S-N$ 線の傾きは $-1/3$ を仮定している。

3. 車両重量

橋梁部材で実測される応力は非常に低く、主桁下フランジでは 24 時間の実働応力測定で 500 MPa を越えることは少ない⁹⁾。したがって疲労被害に対する小型車(表-1 での C と ST)の寄与は無視できるものと考えられる。これは JSSC 疲労設計指針(案)¹⁰⁾や ECCS 設計指針¹¹⁾で採用している“変動応力に対する打ち切り限界”以下の応力を無視することに対応している。

いま、大型車の同時載荷がないものと仮定し、線形被

* 正会員 工博 東京工業大学教授 工学部土木工学科
(〒152 目黒区大岡山 2-12-1)

** 正会員 工修 東京工業大学助手 工学部土木工学科

*** 正会員 工修 東京工業大学大学院生(現・鉄道総合技術研究所)

表一 シミュレーションで用いた車種構成モデル (%)

交通流モデル	乗用車 (C)	小型トラック (ST)	大型2軸トラック (LT)	大型3軸トラック (LLT)	大型トレーラー (TT)
A	10	5	2.5	5.0	1.0
C	50	5	2.0	2.0	5
E	75	1.2	1.0	2	1

表二 車両重量分布 (tonf)

車種	確率分布関数	平均	標準偏差	最大値	最小値
C (乗用車)	正規分布	1.2	0.8	4.0	0.5
ST (小型トラック)	正規分布	3.1	1.8	9.0	0.8
LT (大型2軸トラック)	正規分布	8.1	3.2	30.0	1.0
LLT (大型3軸トラック)	正規分布	17.7	6.1	45.0	2.0
TT (大型トレーラー)	対数正規分布	22.2	9.6	66.0	6.0

表三 シミュレーションおよび実測交通流から求めた大型車重量の3乗平均値の3乗根

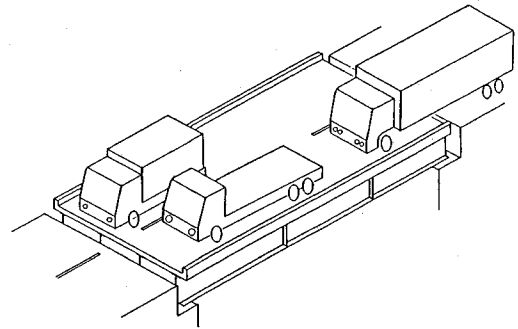
車種構成モデル	シミュレーション		実測交通流	
	大型車重量の3乗平均値の3乗根 (tonf)	測定地点	大型車重量の3乗平均値の3乗根 (tonf)	
A	18.92	首都高用賀	18.97	
C	17.65	熊谷バイパス	18.65	
E	14.63	湾岸線有明	18.17	

害則が成り立つとすれば、大型車重量の3乗平均値の3乗根が疲労被害を評価するうえでその交通荷重を代表する等価荷重と考えることができる。表三にコンピュータシミュレーションに用いた車種構成モデルに対する大型車重量の3乗平均値の3乗根、および交通荷重実態調査結果¹²⁾から求めた大型車重量の3乗平均値の3乗根を示す。シミュレーションから得られた値、実測交通流から得られた値とも20tf以下の値となっている。よって疲労照査のための車両荷重の代表値としては20tfのトラック荷重を用いることが合理的であるといえる。

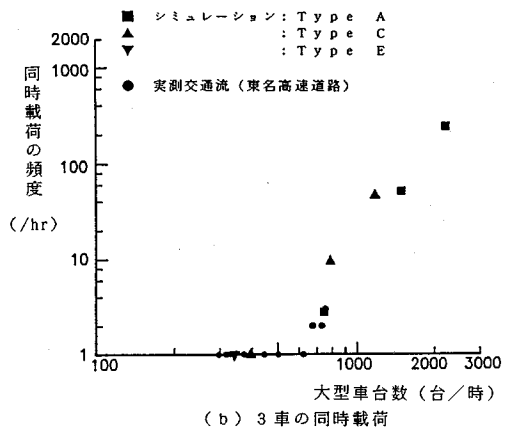
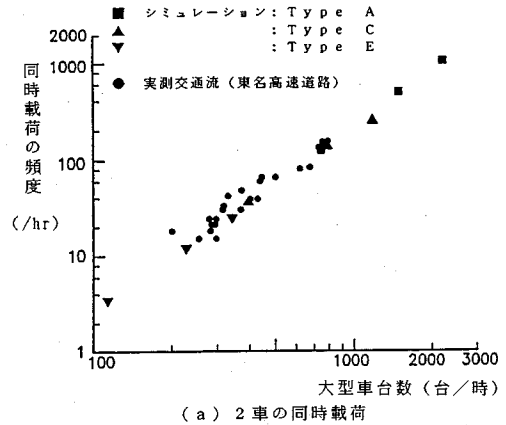
4. 同時載荷の可能性

ここではわが国で数の多い1方向2車線の橋梁を対象とする。車両の同時載荷は同一車線および隣接車線間で生じる可能性がある。道路橋示方書¹³⁾ではこのようなトラックの同時載荷を考慮し、主部材の設計用荷重として、橋上に車間距離7mの純間隔で20tまたは15tのトラックが並んだ状況を想定したL-20荷重を用いることとしている(図一)。

支間が長くなると車両の同時載荷の可能性は高くなるものと思われるが、影響線基線長の長い部材に疲労損傷が生じた事例は少ない。また、同時載荷が疲労に対して厳しい条件となるのは複数の車両がある程度近接して載り、単独車両よりも厳しい荷重条件となる場合である。



図一 車両同時載荷のイメージ



図二 大型車台数と大型車同時載荷頻度

そこでここでは支間50m程度の橋を想定し、複数の大型車の車間距離が支間の半分の25m以下の場合について同時載荷とみなすものとした。

図二は2車線の交通荷重のシミュレーションおよび東名高速道路で実測された¹⁸⁾交通流について、大型車の同時載荷すなわち複数の大型車が車間距離25m以内で載る頻度と、大型車台数との関係を示したものである。シミュレーションによる同時載荷頻度と実測交通流のそれとはよく一致しており、実測データが得られていない

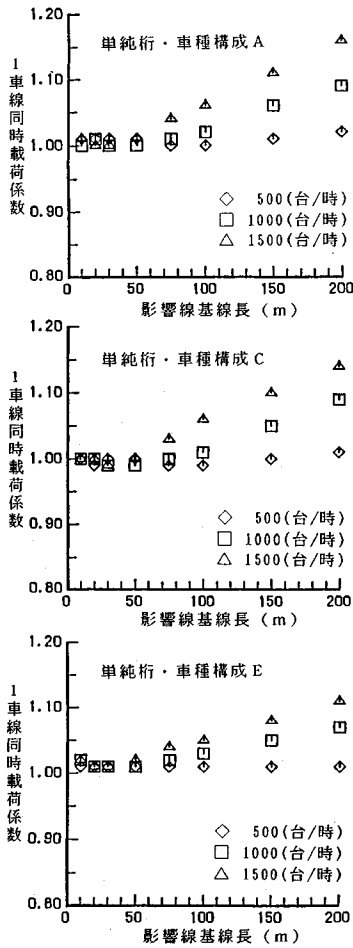


図-3 1車線同時荷重係数

過密な交通流における同時載荷頻度もシミュレーションによって補完されているといえる。図より大型車が2台同時に載荷されることはあるが、3台同時に載荷されることはほとんどないことがわかる。よって、疲労照査のための荷重としては大型車の連行を想定した荷重(L-20荷重)よりも単独トラック荷重(T-20荷重)の方が現実の荷重状態に近く、このトラック荷重を基準とし同時載荷の影響を補正する方法が適しているといえよう。

5. 同時載荷の影響

車両の同時載荷の影響は、同時載荷の全く生じない状態での疲労被害との比で検討した。同時載荷がなく、単独に車が通過するときの疲労被害は、対象とする部材の影響線と車両の重量分布から既報⁹⁾に示した線形重ね合わせ法で計算できる。

同時載荷の影響を、シミュレーションにより得られた疲労被害と、線形重ね合わせにより求められる疲労被害との比の3乗根を用いて検討する。ここで3乗根をとる

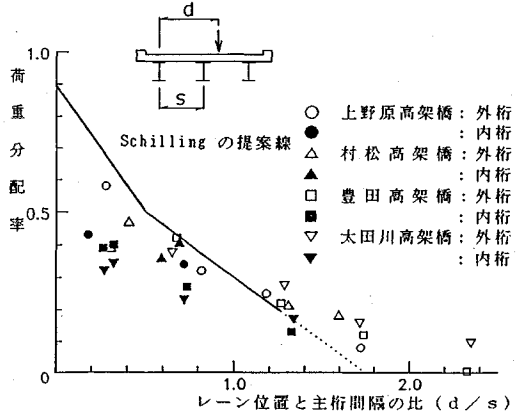


図-4 荷重分配率

のは同時載荷の影響を荷重係数として表現するためである。

(1) 同一車線の同時載荷

ここでは次式で示される γ_1 を同一車線内での同時載荷係数と呼ぶ。

$$\gamma_1 = \sqrt[3]{\frac{\text{シミュレーション荷重による疲労被害(1車線)}}{\text{線形重ね合わせ法による疲労被害}}} \dots\dots\dots (1)$$

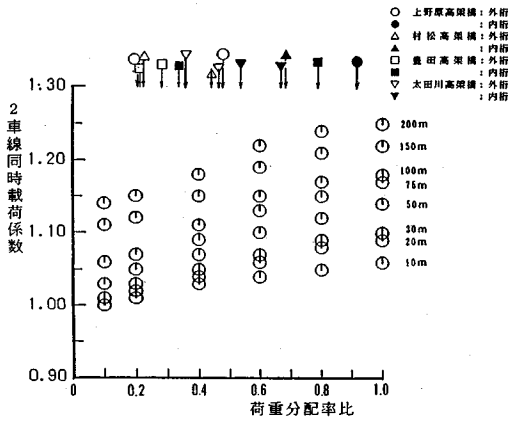
図-3に γ_1 の計算結果を示す。計算結果は Fujino¹⁴⁾による結果と同様に、影響線基線長が短い範囲でやや1.0を下回った後、支間とともに増加していく傾向にあるが、支間50m程度までを想定した場合、 γ_1 はほぼ1.0とすればよい。

(2) 2車線の同時載荷

複数車線の多主桁橋に対しては荷重の横分配作用を考慮しなければならない。実際の荷重分配作用は床版との合成作用や対傾構などの二次部材による荷重分配作用などにより設計計算で想定する荷重モデルとかなり異なる¹⁵⁾。このため疲労照査用単独トラック荷重については、実橋において単独トラックを載荷したときに実際に生じる荷重分配作用に基づいて定めなければならない。

Schilling¹⁶⁾は疲労設計を行う際に用いる主桁の荷重分配率の計算法として、図-4に示すように、主桁間隔と、主桁から載荷位置までの距離から荷重分配率を決定する方法を提案している。図-4中にはわが国の高速道路での単独のトラック載荷時の実測ひずみから算出した分配率も示したが^{8),17)}、アメリカの橋梁の傾向とほぼ同様といえる。よって主桁間隔と車線位置が決まれば着目主桁についての荷重分配率がほぼ推定できる。

2車線での同時載荷の影響を、シミュレーションより求められた各主桁の疲労被害と重ね合わせによる疲労被害との比の3乗根 γ_2 を用いて検討する。ここでは γ_2 を2車線同時載荷係数と呼ぶ。



図一五 2車線同時載荷係数

$$\gamma_2 = \sqrt[3]{\frac{\text{シミュレーション荷重による疲労被害(2車線)}}{\text{線形重ね合わせ法による疲労被害}}}$$

.....(2)

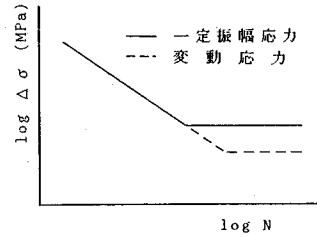
なお、重ね合わせによる疲労被害は、走行車線と追越車線の両方を別々に車両が通過したときのおおのの分配率に相当した疲労被害を足し合わせたものを基準としている。

図一五に走行車線に荷重を載荷したときの荷重分配率と追越車線に載荷したときの荷重分配率の比(荷重分配率比)と2車線同時載荷係数との関係を示す。図中には、図一四で示した荷重分配率から求めた各実在橋梁の荷重分配率比をとともに示す。今回対象とした実在橋梁では荷重分配率比の値は、外桁で0.2~0.5、内桁で0.3~0.9の範囲であるが、たとえば走行車線、追越車線が左右対照な位置にある主桁などでは荷重分配率比が1.0に近づくことが予想される。よって荷重分配率比は1.0まで考えておく必要がある。また、疲労が問題となる影響線基線長を50m以下とすれば、2車線同時載荷係数としては1.15を想定すればよい。

6. 疲労照査のための活荷重

JSSC 疲労設計指針(案)¹⁰⁾の設計疲労曲線には、図一六に示すように一定振幅応力範囲および変動応力範囲に対する応力範囲の打ち切り限界が定められており、変動応力範囲成分のすべてが一定振幅応力範囲に対する打ち切り限界以下であれば疲労照査の必要はなく、変動応力範囲成分の1つでもそれを越える場合には変動応力範囲に対する打ち切り限界を用いて疲労照査を行うものとしている。

道路橋についてこれを適用した場合、終局限界状態検討用の荷重を載荷したときに発生する応力範囲が一定振幅応力に対する打ち切り限界以上となる部材についてのみ疲労照査の必要が生じることになる。



図一六 JSSC 設計指針(案)の設計疲労曲線

疲労照査は次のように行えばよい。

複雑な2車線の交通流によって生じる疲労被害は次式で記述できる。

$$D = \gamma_1^m \cdot \gamma_2^m \cdot (Q_1 \cdot S_1^m + Q_2 \cdot S_2^m) \dots \dots \dots (3)$$

ここに、 D: 疲労被害

γ_1 : 1車線同時載荷係数

γ_2 : 2車線同時載荷係数

Q_1, Q_2 : 走行車線, 追越車線の大型車通行台数

S_1, S_2 : 走行車線, 追越車線を通行する大型車によって生じる応力度の m 乗平均値の m 乗根

$$m=3$$

応力は設計計算上の値を用いればよい。

上式で示される疲労被害を、T-20 荷重によって生じる応力度で標準化する。T-20 荷重を走行車線に載荷したときの応力度を S_{T1} 、追越車線に載荷したときの応力度を S_{T2} とすると、

$$\gamma_3^m \cdot (Q_1 \cdot S_{T1}^m + Q_2 \cdot S_{T2}^m) = (Q_1 \cdot S_1^m + Q_2 \cdot S_2^m) \dots \dots \dots (4)$$

となるように γ_3 を定めることにより、疲労被害を T-20 荷重を基本荷重として計算することが可能である。すなわち、

$$\gamma_3 = \sqrt[m]{\frac{(Q_1 \cdot S_1^m + Q_2 \cdot S_2^m)}{(Q_1 \cdot S_{T1}^m + Q_2 \cdot S_{T2}^m)}} \dots \dots \dots (5)$$

応力と荷重が線形関係にあるものとすれば、 γ_3 は交通流の大型車重量の m 乗平均値と T-20 荷重 (20 t) との比の m 乗根になる。

表一三に示したとおり、シミュレーションで用いた大型車重量および実測の大型車重量の m 乗平均値の m 乗根は、ともに 20 t を若干下回る値となっていることから、 γ_3 は 1.0 でよいと考えられる。ただし重交通荷重の多い特定路線などでは、今後車両重量の実測データを収集し、実状に応じて γ_3 の値を適切に定める必要がある。

以上をまとめると、2車線橋の疲労照査方法は次のとおりである。

1) 疲労照査の要否の判定

終局限界状態検討用荷重による応力範囲が一定振幅応力に対する打ち切り限界以上の部材の抽出

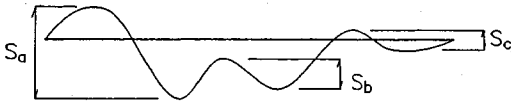


図-7 応力範囲の計数方法

2) 疲労照査用荷重の決定

疲労照査用活荷重 $= \gamma_1 \cdot \gamma_2 \cdot \gamma_3 \cdot \gamma_i \cdot P_{T20} \dots\dots\dots (6)$

P_{T20} : T-20 荷重

- γ_1 : 1車線同時載荷係数 (=1.0)
- γ_2 : 2車線同時載荷係数 (=1.15)
- γ_3 : 大型車重量の補正係数 (=1.0)
- γ_i : 車両走行に伴う動的効果 (=1.0)

ただし動的効果については別途検討の必要がある。

3) 荷重の載荷

荷重は各レーンごとに単独に載荷する。

4) 応力範囲の計算

着目部材の影響線とレインフロー法を用い、応力範囲の計算を行う。たとえば図-7に示すような影響線から3つの応力範囲 S_a, S_b, S_c ($S_a > S_b > S_c$) が得られたとき、応力範囲の代表値 S を次のように計算する。

変動応力に対する打ち切り限界を $\Delta\sigma_{ve}$ として、

$S_a, S_b, S_c \leq \Delta\sigma_{ve}$ の場合

$$S = \sqrt[m]{S_a^m + S_b^m + S_c^m} \dots\dots\dots (7)$$

$S_c \leq \Delta\sigma_{ve}$ の場合

$$S = \sqrt[m]{S_a^m + S_b^m} \dots\dots\dots (8)$$

$S_b, S_c \leq \Delta\sigma_{ve}$ の場合

$$S = \sqrt[m]{S_a^m} \dots\dots\dots (9)$$

$S_a, S_b, S_c \leq \Delta\sigma_{ve}$ の場合

$$S = 0 \dots\dots\dots (10)$$

以上の計算により走行車線に載荷したときの応力変動範囲 S_1 および追越車線に載荷したときの応力変動範囲 S_2 を求める。

T-20 荷重という荷重の代表値により計算した応力度に対して打ち切り限界を適用することは厳密には危険側となるが、さまざまなタイプの交通流について検討した結果、その影響はほとんどないことを確認している。

5) 疲労の照査

次式で示される S と N を JSSC 指針 (案) などの設計 $S-N$ 線にあてはめ、疲労安全性を照査する。

$$S = \sqrt[m]{\frac{Q_1 \cdot S_1^m + Q_2 \cdot S_2^m}{Q_1 + Q_2}} \dots\dots\dots (11)$$

$$N = Q_1 + Q_2 \dots\dots\dots (12)$$

Q_1 : 走行車線の大型車台数

(ただし $S_1=0$ のとき $Q_1=0$)

Q_2 : 追越車線の大型車台数

(ただし $S_2=0$ のとき $Q_2=0$)

7. おわりに

ここでは疲労照査の活荷重の1つの考え方を示した。実際に各荷重係数の値を決めるにはさらに多くの検討が必要であろう。

疲労検討用荷重としては、T-20 荷重を基準と考えればよいことがわかった。これは本文中に示したように、疲労の原因となる通常の交通荷重に近い載荷状態を考えたことおよび影響線の基線長が長い部材では過去にあまり疲労損傷が生じていないことによる。しかし、渋滞の発生状態によっては別途考える必要がある。

また、設計計算の手間を考えると主部材ではL-20 荷重を基準にする方が好ましい。T-20 荷重載荷時とL-20 荷重載荷時の断面力の関係をつける等、L-20 荷重を基準にするための検討も今後必要と考えている。

参考文献

- 1) 三木千壽・坂野昌弘・館石和雄・福岡良典：鋼橋の疲労損傷事例の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.
- 2) 西川和広：道路橋における疲労問題と補修・補強，橋梁と基礎，Vol. 17, No. 8, pp.19~23, 1983.
- 3) American Association of State Highway and Transportation Officials : Standard Specification for Highway Bridges, 1977.
- 4) Moses, F., Schilling, C.G. and Raju, K.S. : Fatigue Evaluation Procedures for Steel Bridges, National Cooperative Highway Research Program Report 299, 1987.
- 5) British Standards Institution : BS 5400, Steel Concrete and Composite Bridges, Part 10. Code of Practice for Fatigue, 1979.
- 6) Miki, C., Goto, Y., Yoshida, H. and Mori, T. : Computer Simulation on the Fatigue Load and Fatigue Design of Highway Bridges, Proc. of JSCE, No.356/I-3, pp.37~46, 1985.
- 7) 三木千壽・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活荷重の研究，構造工学論文集，Vol. 32 A, pp.597~608, 1986.
- 8) 三木千壽・杉本一郎・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. 36 A, pp.975~984, 1990.
- 9) 建設省土木研究所：既存橋梁の耐久評価・向上技術に関する調査研究，1986.
- 10) 日本鋼構造協会：疲労設計指針 (案)，1990.
- 11) European Convention for Constructional Steel-work Technical Committee 6 : Recommendations for the Fatigue Design of Steel Structures, Publication No.43, 1985.
- 12) 建設省土木研究所：限界状態設計法における設計活荷重に関する検討，1988.
- 13) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，1990.
- 14) Fujino, Y., Bhartia, B.K. And Ito, M. : A Stochastic Study

- on Effect of Multiple Truck Presence on Fatigue Damage of Highway Bridges, Proc. of JSCE, No.374/I-6, pp.289~299, 1986.
- 15) Miki, C., Toyofuku, T., Yoshimura, Y. and Murakoshi, J. : Stress Reduction for Fatigue Assessment of Highway Bridges, Proc. of JSCE, No.386/I-8, pp.125~134, 1987.
- 16) Schilling, C.G. : Lateral-Distribution Factors for Fatigue Design, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.108, No.ST 9, pp.2015~2033, 1982.
- 17) 日本道路公団東京第一管理局：昭和 61 年度東名高速道路東京 IC～三ヶ日 IC 間構造物変状対策工検討報告書, 1987.
- 18) 日本道路公団試験所：高速道路橋の荷重・応力実態調査報告書, 1985.
- (1990.5.24 受付)

A LIVE LOAD MODEL FOR FATIGUE DESIGN ON STEEL HIGHWAY BRIDGES

Chitoshi MIKI, Kazuo TATEISHI
and Ichiro SUGIMOTO

Fatigue design load of highway bridges is studied by means of the simulation of variable amplitude sectional forces in bridge components. As the standard load for fatigue design, we propose the T-20 load (a single truck load) which is prescribed in Japanese Specification for highway bridges. The effects of multiple presence of truck vehicles in same lane, or in different double lanes are estimated in the form of a load factor γ_1 and γ_2 respectively. And to estimate the effect of over-loading of truck vehicles, we propose a load factor γ_3 . Using the T-20 load modified by load factor γ_1 , γ_2 and γ_3 , fatigue design of steel highway bridges can be simply preformed.