

支点反力による **BWIM** を用いた自動車軸重調査と荷重特性の分析

Bridge weigh-in-motion using reaction force and analysis of traffic load characteristics

小塩達也*, 山田健太郎**, 若尾政克***, 因田智博****

Tatsuya OJIO, Kentaro YAMADA, Masakatsu WAKAO and Tomohiro INDEN

*工修, 名古屋大学助手, 環境学研究科 (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

**Ph. D., 名古屋大学教授, 環境学研究科 (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

***工修, 西松建設(株), 東関東支店, 常新東葛出張所 (〒270-0163 千葉県流山市南流山 6-13-4)

**** 名古屋大学大学院, 工学研究科 (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

A Bridge Weigh-in-Motion method developed. Axle loads are estimated from the edge parts in the measured response wave of a reaction force of a bridge girder. Reaction force of plate girder bridge is measured at vertical stiffener on bearing. Two field tests were carried out on two highway bridges in a national highway and an expressway. Axle weight, gross vehicle weight and axle spacing were measured for one week at test bridges. Axle distributions were obtained for about 230,000 vehicles. Axle load and gross vehicle frequency distribution indicates dominant peaks depend on site and route characteristics. Relative fatigue damages were calculated for those vehicles. Truck types and their gross vehicle weight, which are dominant on fatigue, were specified.

Key Words: Bridge Weigh-in-Motion, Axle load, Overload, Fatigue

キーワード: BWIM, 軸重, 過積載, 疲労

1 はじめに

道路構造物の効率的、永続的な維持管理を目指すためには、診断、補修、補強技術の開発のみならず、構造物が劣化するメカニズムの解明が必要である。道路構造物の疲労問題を取り扱う場合、疲労強度、荷重、繰返し数の3つの要因を知る必要があり、ほとんどの場合、疲労損傷をもたらす荷重は、大型自動車の走行によって生じている¹⁾。

依然としてわが国では過積載車両が数多く走行しており^{2,3)}、疲労損傷の大きさが鋼橋では荷重の3乗に比例することを考慮すると、過積載車両は道路構造物の疲労損傷に対して大きな影響を与えていることが考えられる⁴⁾。そこで、構造物個々の損傷問題だけでなく、社会現象としての自動車荷重が道路構造物に対してどのような影響を与えているかを調査する必要がある。

欧米では、走行中の自動車の重量等を測定する、Weigh-in-Motion (WIM) の技術が高度化し、WIMを利用して取締りを行なうまでに至っている⁴⁾。一方、わが国ではWIMが高度輸送システム (ITS) の一環として取り上げられるようになったものの⁵⁾、WIM施設の設置、活用は主として過積載の監視

に重点が置かれており、大型自動車荷重の広域的な統計、分析には至っていない。

橋梁部材の応答から自動車荷重を推定するBridge Weigh-in-Motion(BWIM)は、設置、撤去が簡便であることから、活荷重の実態を調査する手法として有効であると考えられ、様々な提案が行なわれている。橋梁の応答値は軸重の影響値の重ねあわせであるため、従来のBWIMでは軸重値を求めるのに各軸重の影響を分離する計算が必要となり、各軸の正確な通過時刻と、影響線が必要となる。Mosesら⁶⁾は、路面上にスイッチを設けて軸通過時刻を検出し、三木ら⁷⁾、松井ら⁸⁾、小塩ら⁹⁾は影響線長の短い部材に着目することで、軸重の通過を検出した。Jacobらは軸重通過位置を最適化手法により推定する方法を提案した⁴⁾。また、小塩らは応答の積分値を用いた簡便な手法を提案した²⁾。

本研究では、プレートガーダー橋の支点反力に着目し、単一の測定点から軸重の通過の検出と軸重の推定を行なうBWIMの手法を提案した。一般国道と高速自動車道において実証試験を行い、本手法の実用性について検証した。また、一般車両に対する1週間の軸重測定の結果から、車両荷重の統計と構造物の疲労を考慮した荷重特性の分析を行った。

2 プレートガーダー橋の支点反力を用いた BWIM

2.1 測定原理

単純桁の支点反力の影響線を考える。図 1 に示すように、単純桁では着目する支点直上に荷重が載荷されたときに反力が最大値、荷重が退出する瞬間に 0 となり、不連続的な反力の変化を生じる。複数の軸重が橋面上を移動する場合を考えると、図 2 に示すように、各軸重が橋梁を退出するたびに支点反力が不連続的に変化し、その急変量が軸重に比例する。つまり、支点反力の変動を測定し、急変している箇所から軸重の通過を検知し、同時に軸重値を求めることができる。

本手法は、軸通過時刻から応答値中の各軸重の影響を分離する Moses らの方法⁶⁾と異なり、軸通過時刻の検出と軸重推定をひとつの測定点で同時に行き、分離計算も必要なく、測定が簡便である。

2.2 プレートガーダー橋への適用

本研究では、わが国で一般的な橋梁形式であるプレートガーダー橋に上述の原理を適用する。各主桁の支点反力は、横桁の荷重分配作用により、隣り合う車線の影響を受ける。BWIM では複数の車両が橋梁上に同時に走行する場合（以後、同時載荷と呼ぶ）には応答値が各車両に対して独立でないことが多く、影響値を分離する計算が必要とされる。一方、本手法では、軸重が支点直上を通過する時のみに生じる支点反力の急変を応答波形から検出するため、軸重が支点直上にあるときの各支点への荷重の分配状況を考慮して測定点を決めることで、同時載荷の影響なしに、独立して軸重を求めることができる。4 主桁、5 主桁の測定点の例を図 3 に示す。主桁間に載荷された輪重は、その載荷位置をはさむ 2 つの支点で反力を受け持つ。したがって、A～D のように測定点を選べば、2 車線に同時に輪荷重を載荷した場合にも、支点 A、D の支点反力はそれぞれの車線の輪荷重に対して独立な関係、つまり、同時載荷の影響を無視できると考えられる。

図 3 の支点 A、B の場合には、走行位置のずれによって反力が多少変化するが、筆者らの測定では、この影響は無視して測定を行っているが、影響が大きいと考えられる場合には、全ての支点で測定するなどして対応する。一方、支点 C、D のような測定点では、走行位置のずれが多少あっても、左右の輪重の配分量が相殺され、誤差が少なくなると考えられる。

筆者らの予備実験によれば、斜角を持つ橋梁の場合、軸重の支点直上通過時の波形が緩慢になってしまい、急変量を検出することが困難であった。このため、直橋か斜角の浅い橋梁でのみ本手法は有効であると考えられる。

支点反力を直接計測するのは困難であるので、本

研究では、山田ら¹⁰⁾の方法を参考に図 4 のように端部垂直補剛材に生じるひずみを測定し、支点反力に比例するひずみ量を測定した。ひずみを桁の支点反力に換算するのではなく、既知荷重を持つ荷重車の軸重とひずみ量を比較し、橋梁上の軸重とひずみの関係を求めてキャリブレーションを行なった。

また、走行速度、軸距を求めるため、橋梁の出口側、入口側双方の支承上で計測を行ない、出口、入口での軸通過時刻を検出することにした。以下に荷重推定の流れを示す。

- 1) ひずみ波形から極値を検出し、極値間の距離と差分の大きさから軸重の通過を判定、ひずみの変動量を算出する。
- 2) 軸重通過時刻のパターンを出口、入口の測定点で比較し、速度、軸間距離を求める。
- 3) 軸間距離から車両単位に分離し(車間と軸距)、軸間距離のパターンから車種を推定する。

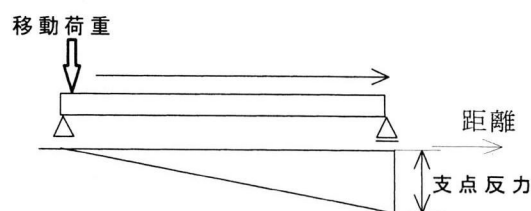


図 1 支点反力の影響線

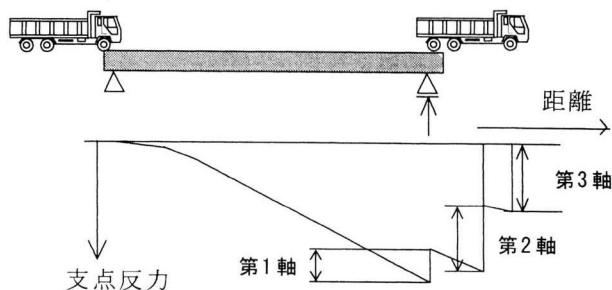
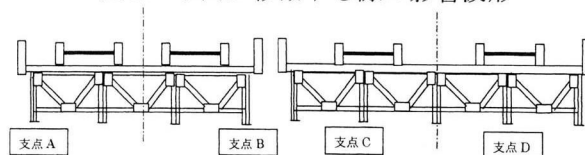


図 2 車両が移動する際の影響波形



4 主桁橋

5 主桁橋

図 3 4 主桁、5 主桁の橋梁の測定例

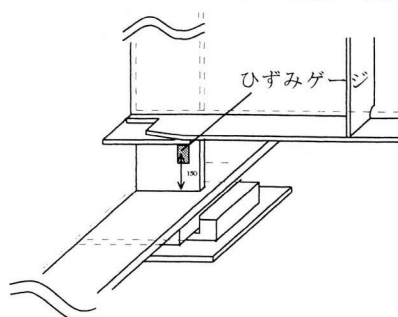


図 4 端部垂直補剛材へのひずみゲージ貼付位置

3 実証試験およびキャリブレーション

3.1 測定対象橋梁

本研究では、日本道路公団東名阪自動車道小島高架橋と、一般国道 23 号四日市高架橋において、荷重車走行試験および 1 週間の長期連続測定を行った。

小島高架橋の測定径間の概略と測定位置を図 5、に示す。小島高架橋は東名阪自動車道、長島インターチェンジの東に位置し、複数の鋼プレートガーダー橋からなる高架橋である。測定対象径間は本曾川右岸に位置し、5 主桁、支間 35m、片側 2 車線の鋼単純プレートガーダー橋である。測定点は、主桁の位置と車線構成に配慮して選定した。橋梁上の目視による車線位置の関係から推定すると、車線下の桁の支点反力を測定すれば、横方向の走行位置の影響が少ないと予想された。しかし、予備測定を行ったところ、伊勢方面の追越車線の桁については予備測定の波形を検討した結果、同時載荷の影響が見られたため、端主桁を測定点とした。

四日市高架橋の測定径間、測定位置を図 6 に示す。この高架橋は三重県四日市市内の市街地および工業地帯を通過する連続高架橋である。四日市高架橋のうち、中間点付近にあるスパン 29.6m、6 主桁の鋼単純プレートガーダー橋を BWIM の対象径間とした。構造形式は 6 主桁 4 車線の鋼単純プレートガーダー橋であり、上下線一体構造である。床版補強のため主桁間には縦桁が設置されている。中央分

離帯の位置を考慮し、予備測定を行い、図に示す測定点で同時載荷の影響がないことを確認した。

キャリブレーションのために小島高架橋では 3 軸の散水車（総重量 192kN）、四日市高架橋では 3 軸貨物車（積載時 191kN、空車時 116kN）を用い、各車線 4~6 回程度の試験走行を行なった。

測定に際し、エッジ状の波形を対象とするため、ローパスフィルタ等は用いず、200Hz のサンプリング周期で時刻歴波形を測定した。

一般車の長時間測定に際しては、トリガによって分割された測定ではなく、29 分間の連続波形を 30 分毎に測定した。測定と同時に橋面上を CCD カメラで撮影し、タイムラプスビデオデッキ（間欠録画ビデオデッキ）を用いて連続記録した。

3.2 測定波形の例

図 7 に小島高架橋の荷重車走行試験で得られたひずみの時刻歴波形の例を示す。走行車線下の ch.4 では、荷重車の支点への接近とともに支点反力が増加し、3 つの軸重が退出する瞬間に不連続的なひずみ変化が生じている。一方で、追越車線側の ch.3 では支点反力が生じているものの、退出時の不連続的な変化は見られない。また、ひずみには影響線成分のほかに、橋梁の振動によると考えられる支点反力の変動が見られるが、支点反力が不連続的に変動するのに要する時間は 0.01~0.015 秒程度であり、振動成分の周期、時間勾配に対して短く、振動の影響は少ないと考えられる。

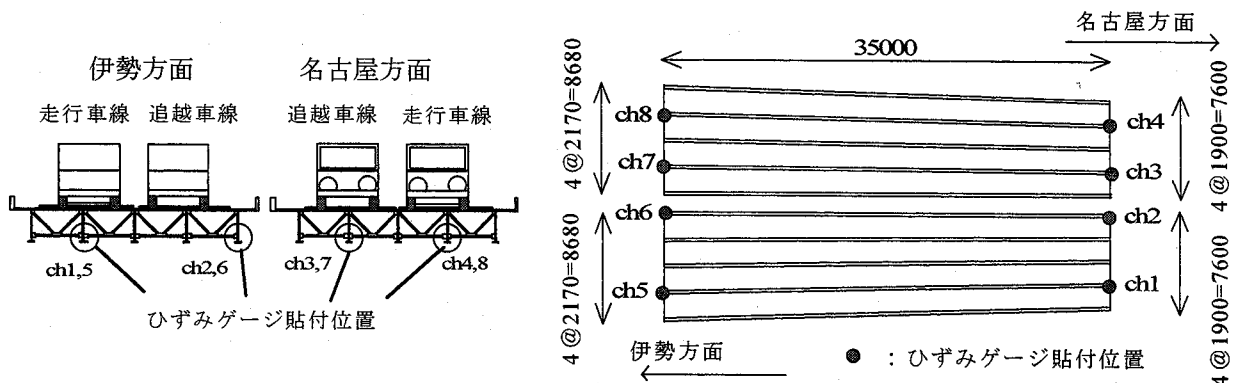


図 5 ひずみゲージ貼付位置(小島高架橋)

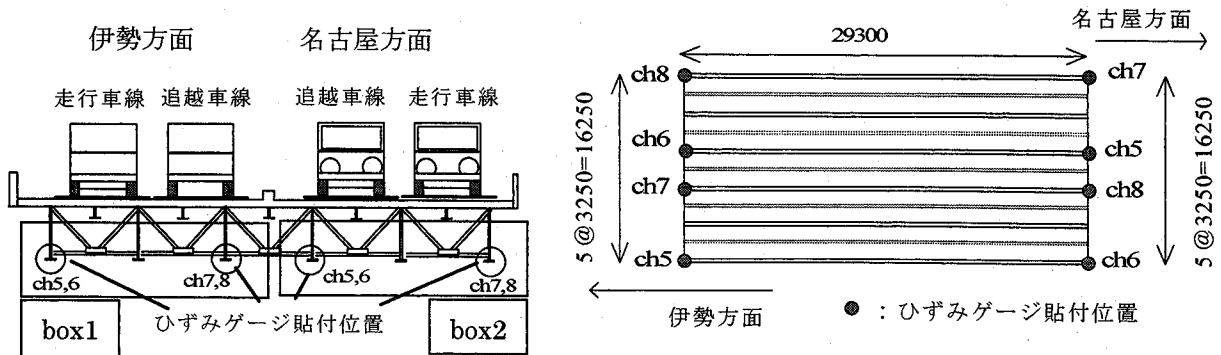


図 6 ひずみゲージ貼付位置(四日市高架橋)

3.3 キャリブレーションと精度

キャリブレーションでは、実際の交通条件に等しくなるように、一般的な走行速度(時速 60km～80km)で荷重車を走行させた。各軸重が通過する時の測定点のひずみ値を合計し、車両総重量に対するひずみ値の平均をキャリブレーション値とした。

各ケースの軸重、総重量を再計算した値(荷重の推定値)を図 8、図 9 に示す。四日市高架橋(図 9)では、荷重車の積荷の有無によって、2 種類の荷重状態で試験を行なっている。いずれも各軸重で 20～30kN 程度のばらつきとなった。軸重は、車両総重量(車両の質量)がタイヤ接地面を介して路面に伝わる荷重の車軸ごとの合計値と定義され¹¹⁾、車両が走行する際には、静的な軸重に対して 20～30%程度変動するといわれている^{4) 11) 12)}。したがって、軸重値のばらつきは、路面とタイヤの相互作用による接地圧のばらつきを示すものであると考えられる。一方、四日市高架橋での総重量の値のばらつきは、軸重のばらつきよりも相対的に小さくなっている。これは、各軸重を合算して総重量とする際に、各軸重の接地圧の変動が相殺されることによるものであると考えられる⁴⁾。

軸距の推定精度は荷重車の軸距で 15cm 程度の誤差であった。時速 80km(秒速 22.2m)で 1 サンプル時間内(0.005s)にタイヤが約 11cm 走行することを考えると、この誤差はほぼ時間の分解能の 1～2 単位であり、高い精度で軸距が推定されている。

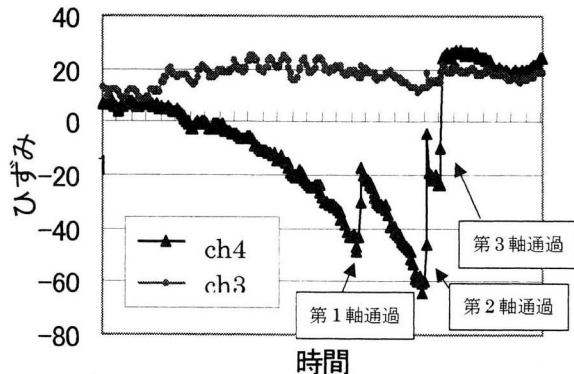


図 7 測定波形の例(出口側支点部)

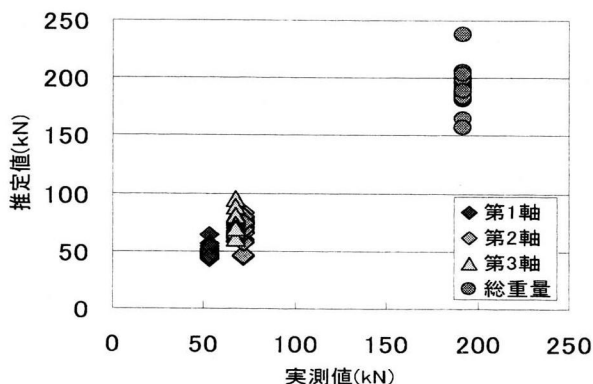


図 8 荷重車の推定結果(小島高架橋)

4 BWIM を用いた交通荷重実態調査

小島高架橋と四日市高架橋はともに名古屋市の西側、名古屋と三重、関西方面をつなぐ重要路線に位置する。本研究では 2 橋でそれぞれ 1 週間の荷重測定を行い、大型車両の軸重、速度、軸距、車種、車両総重量のデータを記録した。検出できる軸重の下限値は 20kN である。計測された総重量の最大値は 856kN、ビデオ画像で確認したところ、車種は 6 軸セミトレーラーであった。最大軸重は 290kN、総重量 774kN のトラッククレーンであり、いずれも四日市高架橋で記録されている。

4.1 交通量、軸数

小島高架橋、四日市高架橋で測定した 1 週間の大型車交通量を図 10、11 に示す。24 時間平均(平日)では、小島高架橋: 16,000 台/24 時間、四日市高架橋: 21,000 台/24 時間を記録した。平成 11 年度交通センサス¹³⁾による平日 24 時間交通量は小島高架橋で 67,678 台(大型車 19,435 台)、四日市高架橋で 63,390 台(大型車 28,762 台)であり、センサスでの大型車交通量の 70～80%の車両が今回測定されている。車線別の交通量は、小島高架橋が走行車線に大型車が集中するのに対し、四日市高架橋では伊勢方面車線で同数、名古屋方面車線では追越車線の方が多い。これは、23 号の四日市市内地上部で大型車の走行車線が通常追越車線に指定されている影響と考えられる。

・走行軸数、平均軸数

1 週間の走行軸数を図 12,13 に示す。小島高架橋では車線ごとの台数の比率と、車線ごとの軸数の比率はほぼ同程度であるのに対し、四日市高架橋では走行車線の軸数が台数の割に多くなる傾向がある。軸数を台数で除した車両当たりの平均軸数を図 14,15 に示す。小島高架橋が概ね全ての車線で平均軸数が 3 程度であるのに対し、四日市高架橋では、走行車線が 4 程度、追越車線で 3 程度となり、四日市高架橋では走行車線に軸数の多い車両が走行する比率が高いことがわかる。

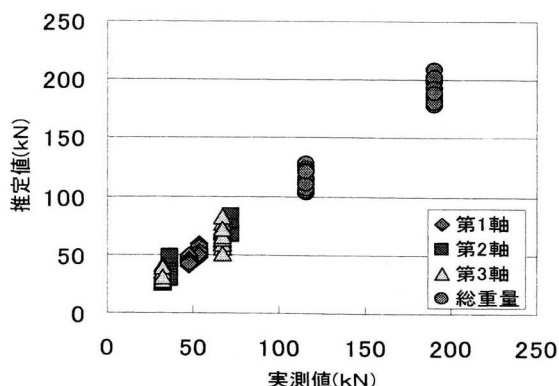


図 9 荷重車の推定結果(四日市高架橋)

・過積載軸重の走行比率

車両制限令における「特別許可」を要しない、一般的な貨物用自動車の軸重制限の上限は 98kN である。許可条件によってはこれを越える場合も認められているが、ここでは 98kN 以上の軸重を過積載と仮定する。過積載軸重の走行比率を図 16, 17 に示す。小島高架橋では、全車線合計で 5.6%, 四日市高架橋では 6.1% の軸が過積載である。車線ごとの比率は一樣でなく、小島高架橋の名古屋方面走行車線 (6.97%), 四日市高架橋の伊勢方面走行車線 (7.19%), 名古屋方面走行車線 (9.19%) と、走行車線の方に比率が高くなる傾向がある。

・車種別の走行台数および構成比率

図 18, 19 に 1 週間に測定されたトラック類、トレーラー類の構成比率を示す。比較的軽量の 2 軸車の比率が小島高架橋でやや高い。四日市高架橋ではトレーラー類が多く、2 つの橋梁で車種の構成比率が異なっている。

・車重頻度分布、軸重頻度分布

小島高架橋、四日市高架橋の車両総重量の頻度分布を図 20, 21 に示す。小島高架橋では名古屋方面、伊勢方面ともにほぼ同じ形状となり、70kN, 150kN, 200kN 程度にピークが見られた。一方、四日市高架橋では、70kN, 200kN にピークがあり、小島高架橋とは分布形状がやや異なるほか、200kN

を越える車両について伊勢方面に多くなる。また、70kN 付近の車両については反対に名古屋方面が多くなっている。全車線を合計した総重量頻度分布から、相対頻度分布を計算したものを図 22 に示す。小島高架橋では 150kN 程度の車両が走行する割合が高く、四日市高架橋では 200kN を越える車両の走行する割合が高い。

本手法では軸距が正確に測定できるため、前輪にシングルタイヤを 2 軸有する車両も識別でき、結果として、シングルタイヤ、ダブルタイヤを判別できる。図 23 にシングルタイヤを持つ軸(前輪および前タンデム軸)の軸重頻度分布を示す。30kN, 45kN のピークは小島高架橋、四日市高架橋でほぼ一致するものの、45kN 以上の軸数が四日市高架橋に多い。図 26 にダブルタイヤを持つ軸の軸重頻度分布を示す。45kN のピーク値は一致するものの、四日市高架橋で見られる 30kN のピーク値は小島高架橋では見られない。また、四日市高架橋では、100kN を越える軸重が多く通行している。ダブルタイヤにおける 30kN, 45kN のピーク値は、シングルタイヤと共通であるが、ダブルタイヤでは、50kN~100kN の頻度も高くなっている。これは、ダブルタイヤの場合は車両の荷台下にあるため、積載時に荷重が増えることによるものである⁹⁾。

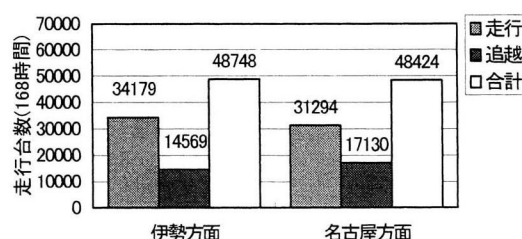


図 10 1 週間の大型車測定台数 (小島高架橋)

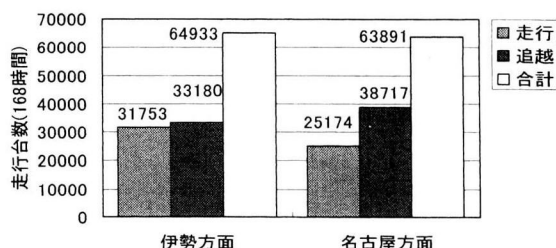


図 11 1 週間の大型車測定台数 (四日市高架橋)

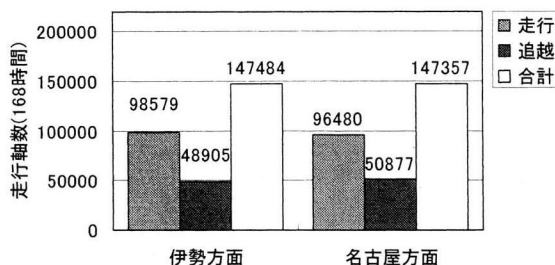


図 12 1 週間の測定軸数 (小島高架橋)

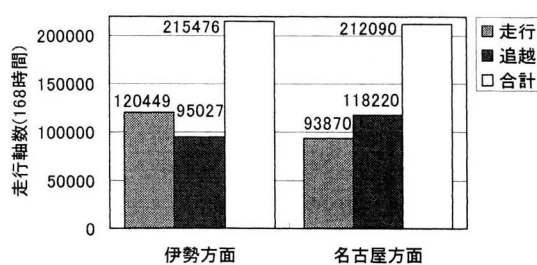


図 13 1 週間の測定軸数 (四日市高架橋)

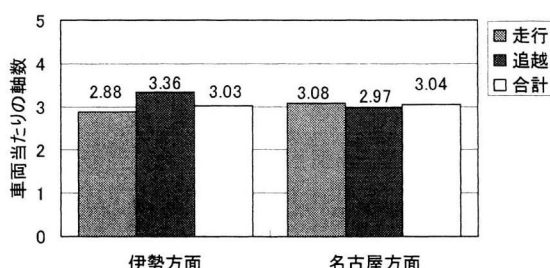


図 14 車両 1 台当たりの平均軸数 (小島高架橋)

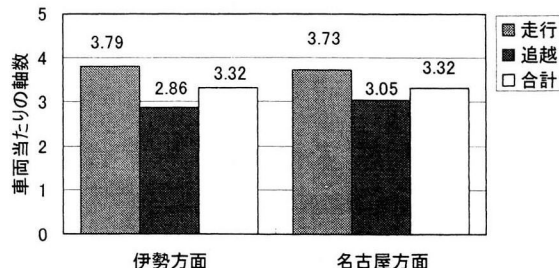


図 15 車両 1 台当たりの平均軸数 (四日市高架橋)

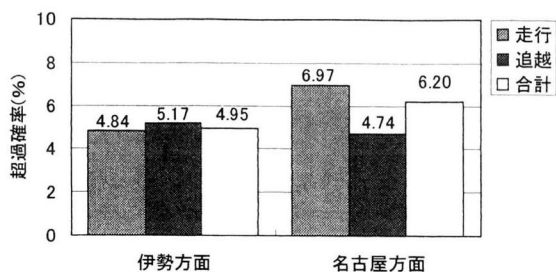


図 16 過積載軸重の比率 (小島高架橋)

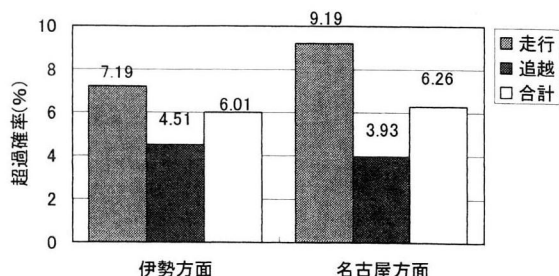


図 17 過積載軸重の比率 (四日市高架橋)

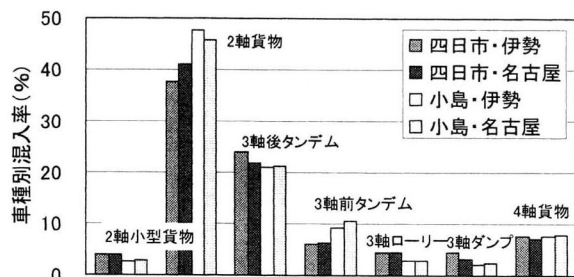


図 18 トラック類の車種別構成比率

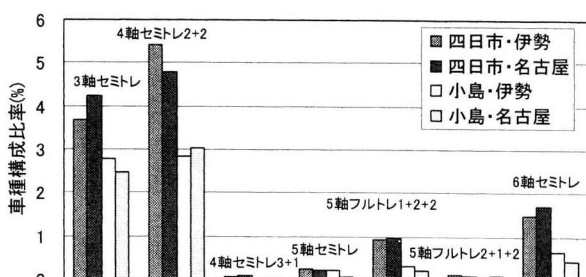


図 19 トレーラー類の車種別構成比率

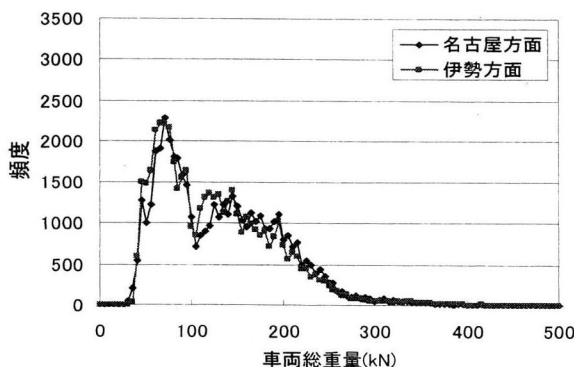


図 20 車両総重量の頻度分布(小島高架橋)

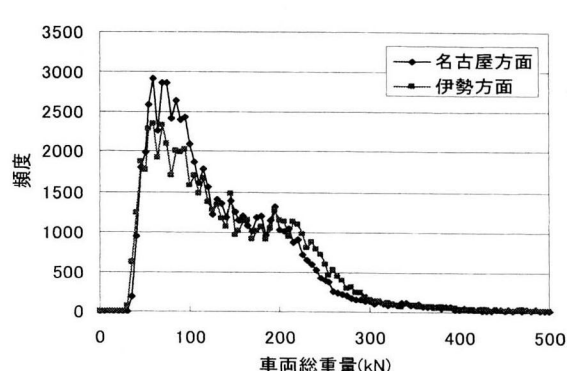


図 21 車両総重量の頻度分布(四日市高架橋)

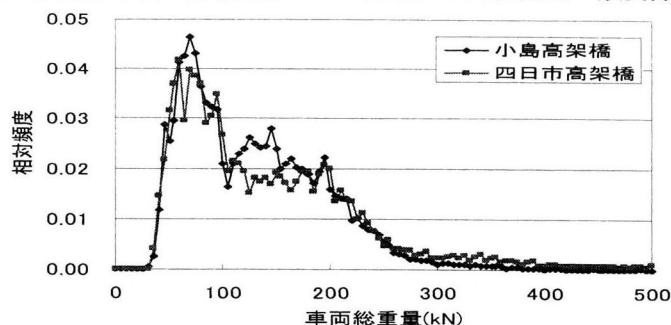


図 22 車両総重量の相対頻度分布

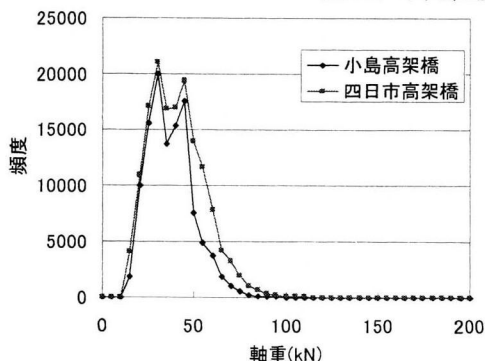


図 23 シングルタイヤの軸重分布

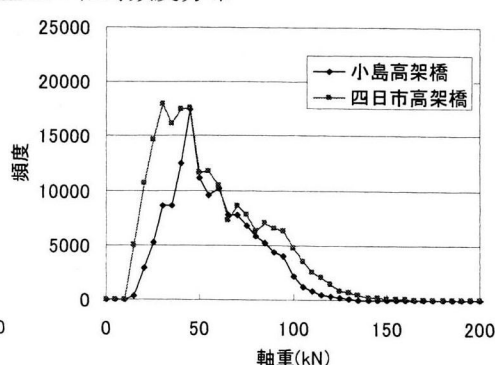


図 24 ダブルタイヤの軸重分布

5 荷重特性が疲労損傷度に与える影響

ここでは、測定された荷重群を仮想の影響線に載荷して、荷重特性が橋梁部材の疲労損傷度に与える影響について検証する。

$$D = \frac{DI \cdot \left(\frac{\sigma}{W'} \right)^m}{\sigma^m N} \quad (4)$$

5.1 疲労損傷指標

マイナーの示した累積被害則によれば、変動応力を受ける継手の疲労損傷度は次式で与えられる¹⁾。

$$D = \sum (n_i / N_i) \quad (1)$$

ここに、

n_i : 構造物が受けた応力範囲 σ_i の頻度

N_i : 疲労設計曲線より与えられる σ_i に対応する一定振幅応力での疲労寿命

また、作用応力範囲と破断回数の関係は、

$$\Delta \sigma^m \cdot N_f = \text{一定} \quad (2)$$

であたえられることが多い¹⁾。応力範囲の m 乗に反比例して破断回数が決まるということは、(1)式の各項の疲労損傷度は、応力の m 乗に比例する。このことから、疲労損傷と荷重の関係は、鋼部材の場合は 3 乗則 ($m=3$)、アスファルト舗装の場合は 4 乗則 ($m=4$) などと呼ばれている¹⁴⁾。

橋梁上の走行荷重と部材への繰り返し荷重の関係は、影響線の長さ、形状が大きく関連し、部材によっては軸重ごとの繰り返しを受けるもの、隣接軸重群 (タンデム軸など) ごとの繰り返しを受けるもの、車両ごとに繰り返しを受けるものなどがある。

本研究では、影響線の長さで損傷の「べき乗則」のみを考慮した車両ごとの相対的な疲労損傷度を計算し、車種、積載状態などで分類した車両群がトータルの疲労損傷度に対してどのような寄与率を持つかを比較する。

まず、縦距の最大値を 1 とした無次元量の影響線を仮定する。測定された荷重群を影響線に載荷して荷重の変動波形を求め、波形に対してレインフロー計数法により荷重範囲を計数する。荷重範囲から次式で定義される疲労損傷指標を計算する。

$$\text{疲労損傷指標 } DI = \sum W^m n \quad (3)$$

W : 荷重範囲

n : 繰り返し数

m : べき指数

m は式(2)における m で、作用繰り返し荷重 (S) と破断回数 (N) の関係を示す S - N 線図の片対数紙上の傾きである。疲労損傷指標 DI に対し、影響線縦距(応力/荷重)および疲労強度(S - N 線図)が得られれば、マイナー則により DI から疲労損傷度 D が次式(4)で計算できる。なお、ここでは影響線上への複数車両の同時載荷は考慮していない。

影響線の形状は図 25 のように単純桁のスパン中央曲げモーメントの影響線を仮定した。

照査対象とした部材と影響線長等を表 1 に示す。べき指数 3 を用いる鋼部材の疲労について、フィンガージョイント、床版部材などに対応する短い影響線から、主桁など長いものまでを対象とした。また、鋼部材のほか、アスファルト舗装、鉄筋コンクリート床版¹⁵⁾も想定し、べき指数を設定した。

表 1 照査の対象部材と影響線長、重み指数

べき指数 m	影響線長 L (m)	対象部材
3	0.4	フィンガージョイント
	2, 5	床版部材(縦桁等)
	10, 20 30, 60	主桁など
4	0.4, 2.0	アスファルト舗装
12	0.4, 2.0	鉄筋コンクリート床版

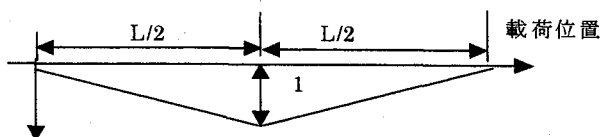


図 25 影響線の形状

5.2 疲労損傷と車両総重量

車両総重量と疲労損傷指標の関係を、べき指数 3, 4 の場合について図 26 に示す。いずれの場合も、200kN 付近にピークがみられた。図 20~22 で頻度分布のピークを示していた 100kN 以下の軽い車両の影響は少なくなり、200kN を越えるような積載車両の影響が大きくなっている。影響線長が長くなると、総重量が 300kN を越えるような車両群による損傷がやや増加するが、分布形状はあまり変化せず、ピーク値は小島高架橋で 195kN、四日市高架橋で 220kN、中央値は小島高架橋で 200kN、四日市高架橋で 250kN 程度であった。また、2 橋を同じ交通量に換算した場合の疲労損傷指標を比較すると、四日市高架橋では小島高架橋の 1.3 倍 ($m=3$, $L=5$) から 1.8 倍 ($m=4$, $L=2$) 程度と四日市高架橋の方が高い。

損傷指標値の分布の中央値より上側の車両台数は、全測定台数に対する比率にして、小島高架橋で約 14%、四日市高架橋で 11% となった。これは、総台数の 1~2 割の車両が損傷の半分を生じさせることを示している。

鉄筋コンクリート床版を想定したべき指数 12 の

疲労損傷指標値の分布を図 27 に示す。べき指数 3,4 の場合とは異なり、軸重が極端に大きな車両が低い頻度でありながら大きく影響しており、分布形状に激しい変化が見られる。また、2 橋を同じ交通量に換算した場合、疲労損傷指標の合計値は、四日市高架橋で小島高架橋の 152 倍となった。べき指数 12 の場合について損傷指標分布の 1 パーセンタイル

値(上側 99%値)とその値より上側の台数比率を計算したところ、小島高架橋で 1 パーセンタイル値 135kN、台数比率 41%、四日市高架橋では 1 パーセンタイル値 210~260kN、台数比率 6~17%であった。これら 2 地点の違いは、四日市高架橋に走行していた数台のトラッククレーンによる影響が大きい。

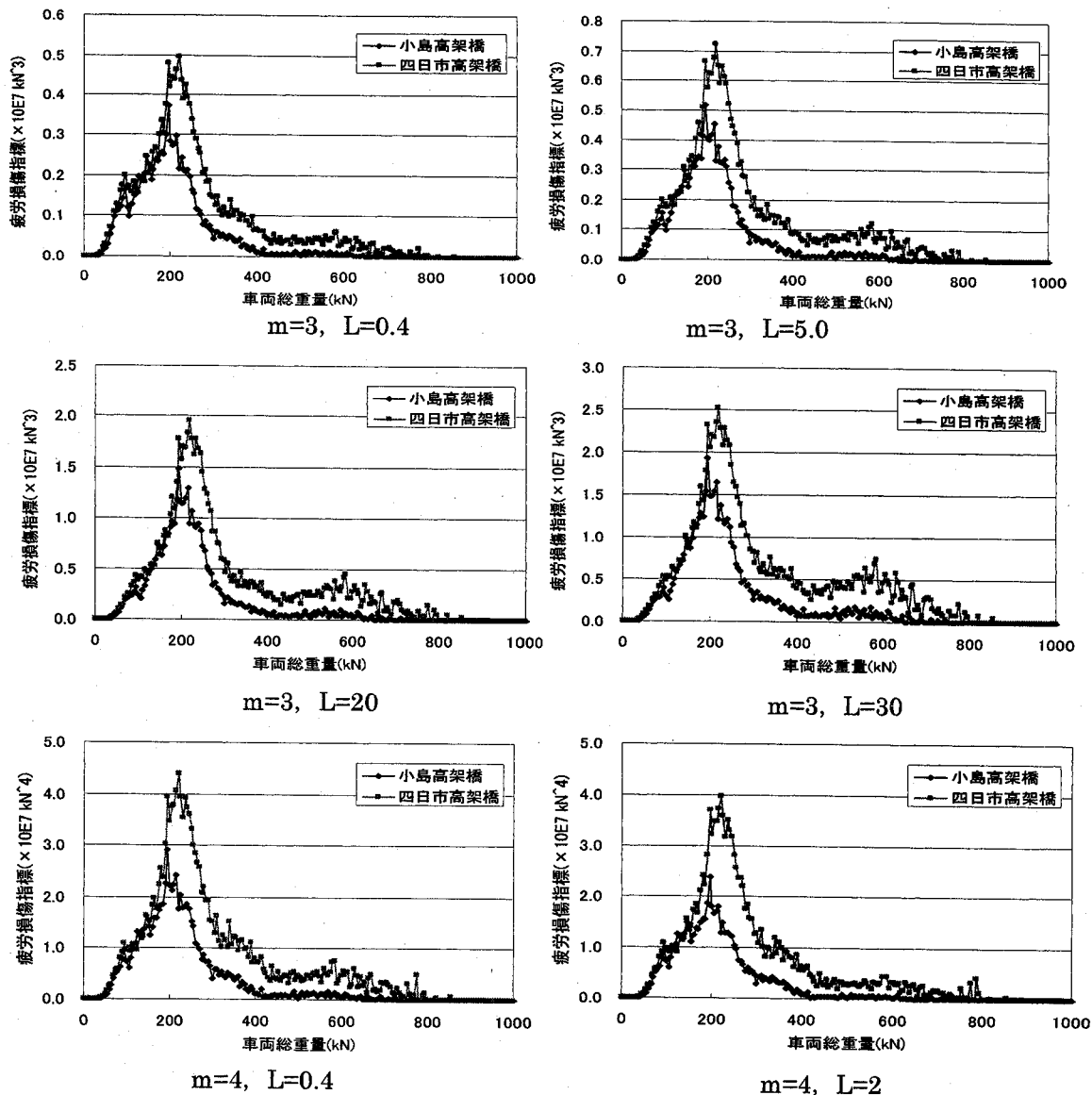


図 26 疲労損傷指標値の分布

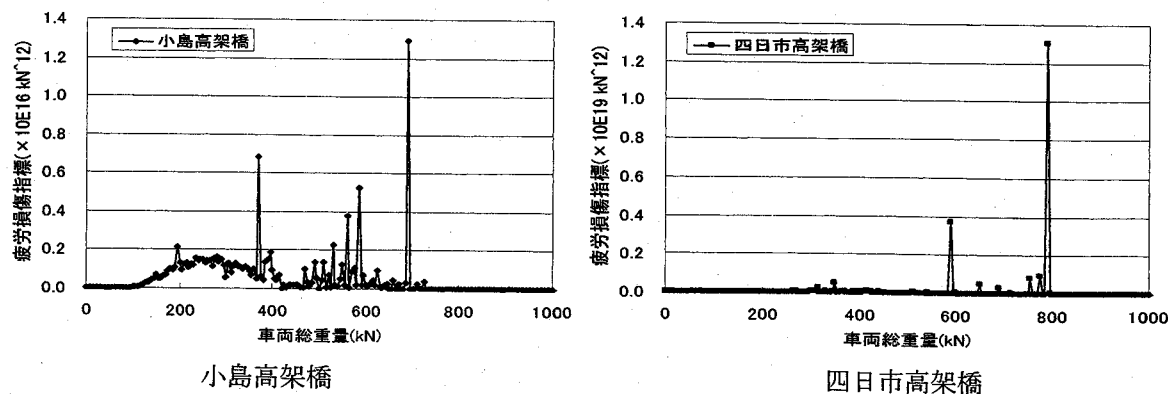


図 27 疲労損傷指標値の分布 (m=12, L=2)

以上から、ベキ指数 12 の場合、四日市高架橋のように極端に軸重の大きな車両の走行が見られる場合、損傷のほとんどが全台数の数パーセントから 2 割程度の車両によって生じることが予想され、ベキ指数 3,4 の場合と比べ、過積載車両が疲労損傷に与える影響は大きいといえる。

5.3 車種による疲労損傷への影響

軸数と軸重の配置形態で分類された車種ごとの総重量の頻度分布から、相対頻度分布を作成した。代表的な車種について、図 28 に相対頻度分布を示す。一部の車種に四日市高架橋でピーク値がやや高くなること以外は、小島高架橋と四日市高架橋で分布形状に大きな差は見られない。分布形状は概ね車両の構造特性に依存すると考えられ⁹⁾、3 軸の前タンデム車両、セミトレーラー類に、空車、積載状態を示すと考えられる 2 つのピークが見られる。

次に、車両総重量に対する疲労損傷指標の相対頻度分布をベキ指数 3、影響線長 5.0m の場合について図 29 に示す。いずれの車種も、最頻値の位置は台数頻度分布に見られる最頻値より上方に移動する。例えば、3 軸後タンデム車両では台数の最頻値が 150kN～200kN であったものが、疲労損傷指標では 220kN に移動する。また、空車、積載を示す

台数のピークが見られた前タンデム車両やセミトレーラー類では、積載車両のピークのやや上方にピーク値が移動していることから、積載車両群が疲労損傷に与える影響が大きいといえる。ベキ指数 3,4 の場合、疲労損傷指標の相対頻度分布の形状は影響線長によらずほとんど変化がなかった。

ベキ指数 12 の場合について疲労損傷指標の相対頻度分布を図 30 に示す。この場合には、特定の過積載車両が損傷に与える影響が大きいと、ベキ指数 3,4 の場合とは異なり、分布形状の変動が激しく、特定の車両が走行するか否かで損傷度が大きく変わることが予想される。

5.4 荷重分析結果のまとめ

・ベキ指数 3,4 の場合

図 28 のように車種別の総重量頻度を見た場合には、2 測定点の頻度分布形状は非常に類似しているが、図 22～23 のように全車種を合計した場合の総重量頻度分布はやや異なる傾向がある。これは、2 橋の車種別混入率に違いがあることが原因と考えられる。取り分け影響が大きいと考えられるのは、総重量、軸重がともに大きいセミトレーラー類の混入率であると考えられ、四日市高架橋ではこれらの混入率が高い。

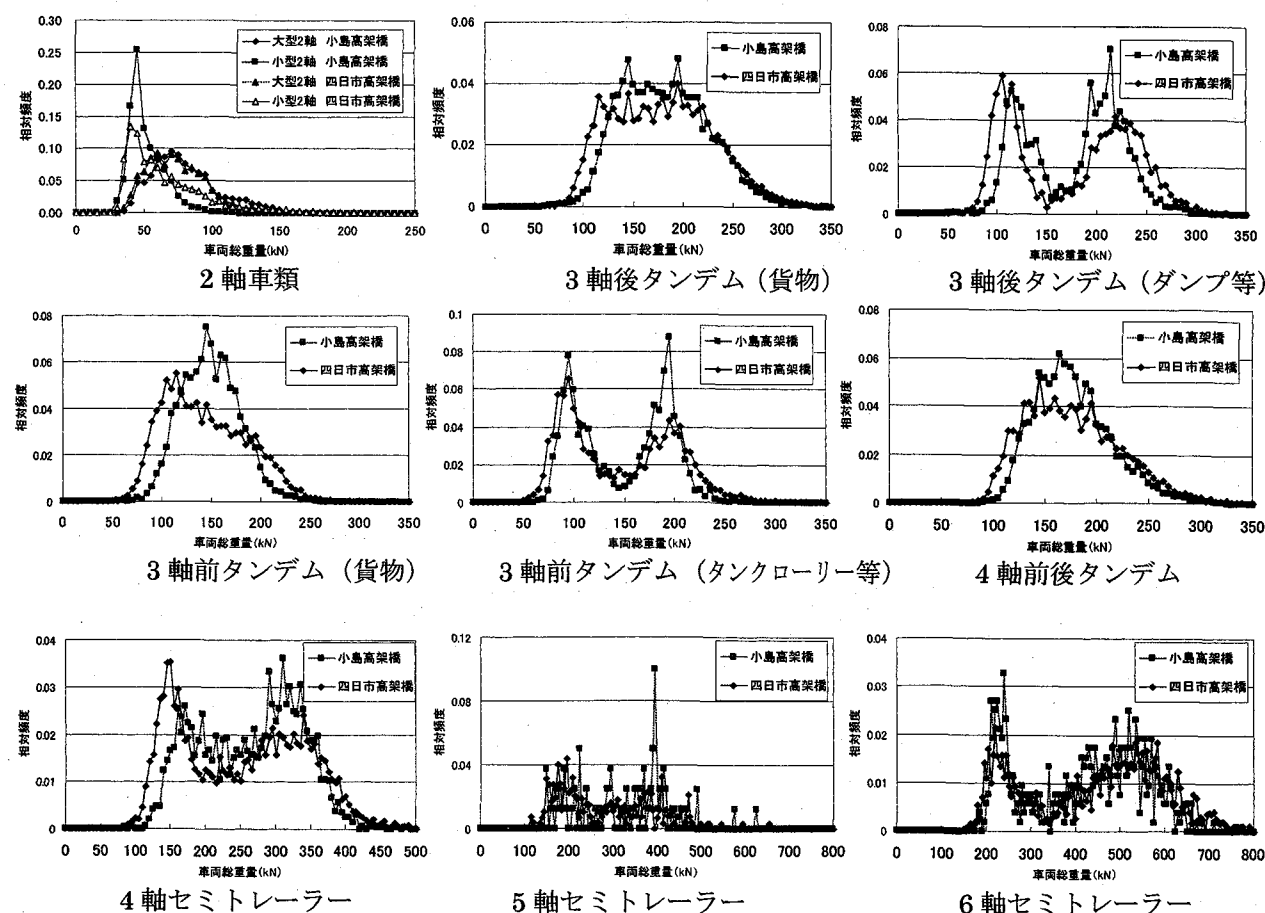


図 28 車種別の総重量の相対頻度分布

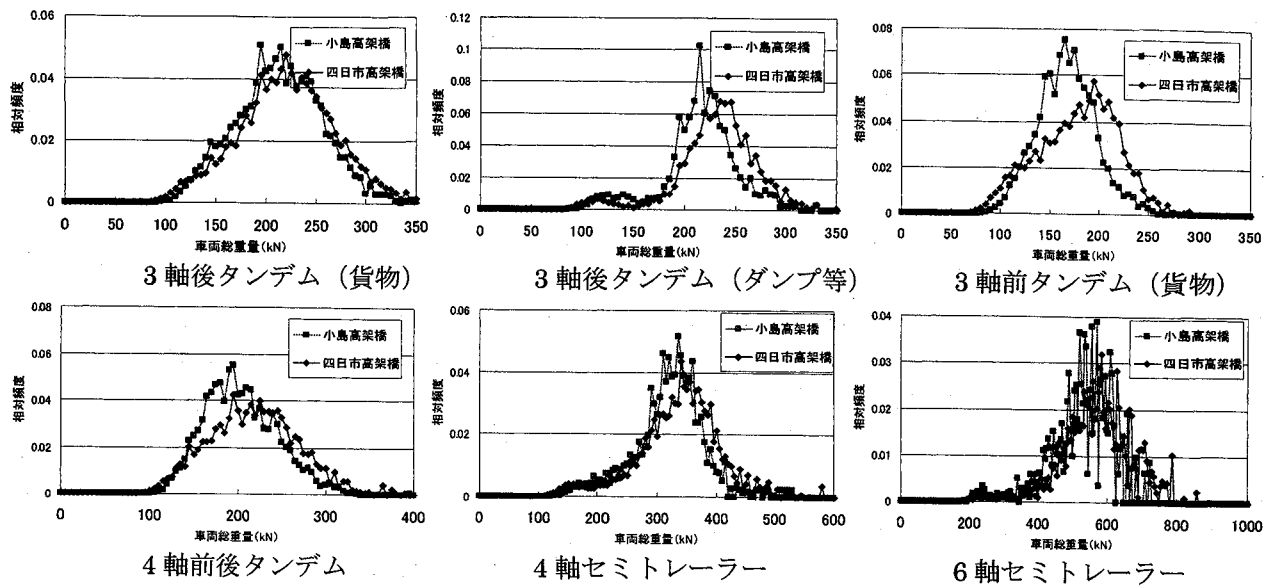


図 29 車種別の損傷指標の相対頻度分布 ($m=3$, $L=5.0m$)

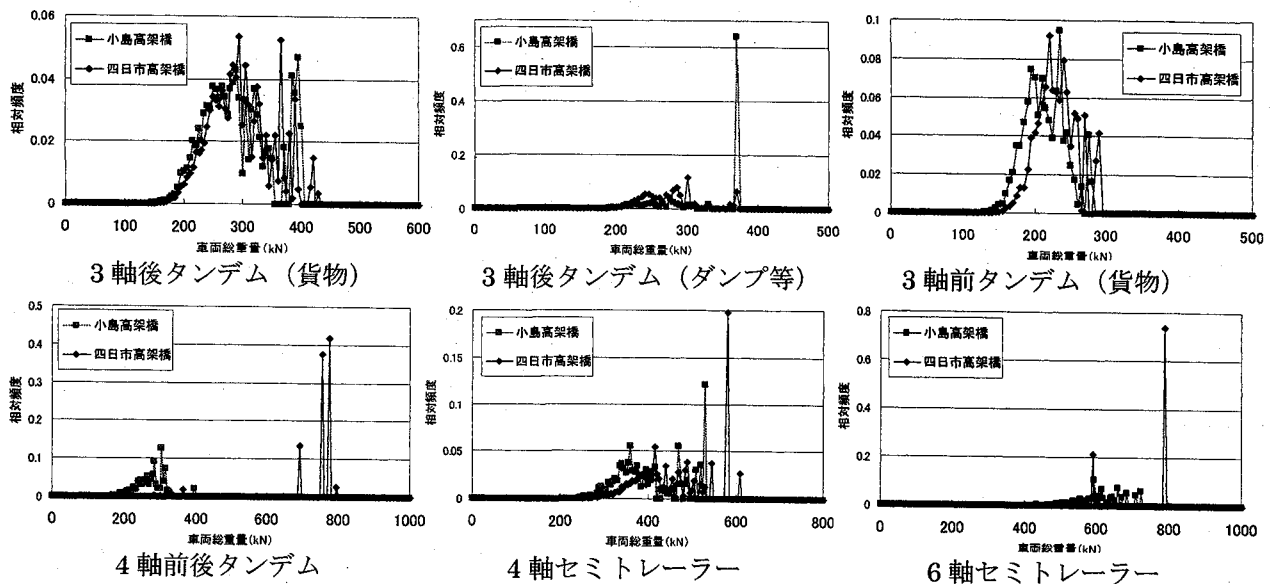


図 30 車種別の損傷指標の相対頻度分布 ($m=12$, $L=2.0m$)

したがって、同じ台数あたりの損傷度は車種別の混入率の違いにより異なってくることが予想される。このため、橋梁の疲労劣化を予測するには、車種別の混入率をまず把握することが必要であると考えられる。

逆に、同じ車両構造を持つ車種別に分けて見た場合、小島高架橋、四日市高架橋で重量の頻度分布、損傷指標の頻度分布が2橋で概ね一致した。このことは、車種の荷重特性を共通のデータとして把握しておけば、特定路線ごとの荷重特性（総重量頻度分布など）を把握しなくとも、対象路線における車種別の台数の統計を把握することで、その路線の荷重特性を概ね予測でき、さらに、疲労損傷も予測可能

であることを示している。

・べき指数 12 の場合

この場合には、極端に軸重の大きい特定の車両の有無によって疲労損傷の大きさが大きく影響を受けている。したがって、構造物の疲労劣化予測を行なうのに際し、発生確率の少ない特殊な事象についても考慮しておく必要がある。荷重の実態調査に当たっては、軸重、総重量が大きな車両、走行台数が少ない特殊な車両について特に把握する必要がある。逆に、極端に大きな過積載車両について重点的に対策を行なうことで、効果的に構造物の延命化を計ることが可能であると考えられる。

6 まとめ

本研究では、支点反力を用いた BWIM を提案し、2 つの鋼プレートガーダー橋で実証試験を行なった。構造モニタリングシステムを用いて長時間の大型車両荷重測定を行い、2 地点の荷重特性を橋梁の疲労の観点から分析、比較した。以下に本研究で得られた知見を述べる。

- ・橋梁の支点反力を測定し、その時刻歴波形から急変部のみを取り出すことによって、軸重の通過を検出し、その急変量から軸重を推定することが可能である。
- ・鋼プレートガーダー橋の支点反力を用いて BWIM を行なう場合、主桁の配置によっては、隣り合う車線の影響を無視でき、各々の車線の軸重に対して独立した軸重の測定が可能である。
- ・既知荷重を用いたキャリブレーションでは、軸重にして 20kN~30kN 程度のばらつきが生じており、車両、橋梁の振動による動的な影響や、走行位置の変化が含まれていると考えられる。
- ・小島高架橋に対して四日市高架橋ではトレーラー類の混入率が高く、総重量頻度分布の形状が異なるほか、台数あたりの疲労損傷度が異なっている。
- ・べき指数が 3,4 の場合、影響線の長さによらず、疲労損傷に支配的な車両は総重量 200kN~250kN の積載状態にある車両である。また、総台数の 1~2 割の車両によって損傷の半分を生じている。
- ・べき指数が 12 の場合、極端に重量の大きい特定の車両が疲労損傷に与える影響が大きく、極端に軸重の大きな車両の走行が見られるような場合、全台数に対して数パーセントから 2 割程度の車両が疲労損傷の原因の 99%を占めることも予想される。
- ・車種別の荷重特性は、主として車両構造に依存するため、共通データとして車種別の荷重特性が把握されていれば、車種別の台数統計を調査することでその路線の荷重特性が概ね把握できる。べき指数が 3,4 の場合には、疲労損傷に関しても車種別の台数調査によりその路線の疲労損傷が予測可能となる。
- ・べき指数が 12 の場合には、極端に荷重の大きい特定の車両の有無によって疲労損傷の大きさが大きく影響を受けるため、疲労劣化予測を行なうには、発生確率の少ない特殊な荷重についても考慮する必要がある。一方、過積載車両に対する重点的な対策により、効果的に構造物の延命化を図ることが可能であると考えられる。

謝辞

本研究は名古屋大学への文部科学省科学研究費補助金（若手研究（B）課題番号 1370456、研究代

表者 小塩達也）の補助を受けて行なった。本研究を行なうにあたり、日本道路公団名古屋技術事務所、日本道路公団桑名管理事務所、国土交通省中部技術事務所、国土交通省三重工事事務所、国土交通省四日市国道維持出張所には測定橋梁の手配等に際し、多大なるご協力をいただいた。さらに、現地測定に関しては、大日本コンサルタント、東京測器研究所、愛測エンジニアリングに多大なるご協力をいただいた。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 日本道路協会(1996)：鋼橋の疲労
 - 2) 小塩達也，山田健太郎，小林直人(2001)：鋼 I 桁橋の縦桁を用いた Bridge Weigh-in-Motion の開発，構造工学論文集，Vol.47A，pp.1083-1091
 - 3) 小塩達也，山田健太郎，深津伸(2002)：BWIM による大型車両の実態調査と橋梁の疲労損傷度評価，構造工学論文集，Vol.48A，pp.1055-1062
 - 4) COST 323(1999)：European WIM Specification, Final Report
 - 5) 国土交通省(2001)：ITS ハンドブック
 - 6) Moses,F.(1979)：Weigh-in-Motion System Using Instrumented Bridges,Transportation Engineering Journal, Proceedings of ASCE, vol.105, No.TE3, pp. 233-249
 - 7) 三木千寿・村越潤・米田利博・吉村洋司(1987)：走行車両の重量測定，橋梁と基礎，1987-4，pp.41-44
 - 8) 松井繁之，Ahmed EL-HAKIM (1989)：RC 床版のひびわれの開閉量による輪荷重の測定に関する研究，構造工学論文集，Vol.35A，pp.407-418
 - 9) 小塩達也・山田健太郎・貝沼重信・小幡敏幸，古市亨(1998)：鋼床版部材を用いた走行車両の輪重推定，構造工学論文集，vol.44A，pp. 1141-1151
 - 10) 徳永法夫，山田靖則，川谷充郎(1997)：支点反力の代替となる計測量について，橋梁振動コロキウム'97 論文集，pp.219-224
 - 11) Federal Highway Administration (1997)：States' Successful Practices / Weigh-in-Motion Handbook
 - 12) Bill McAll.(2002)：Proceedings of International Conference on Weigh-in-Motion (ICWIM3)
 - 13) 国土交通省中部地方整備局 道路部(2001)：平成 11 年度道路交通センサ報告書
 - 14) 日本道路協会：アスファルト舗装要綱
 - 15) 松井繁之(1987)：移動荷重を受ける道路橋 RC 床版の疲労強度と水の影響について，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.9, No.2, pp.627-632
- (2002年9月13日受付)