

# 新しい Bridge Weigh-in-Motion の開発と 道路構造物の維持管理支援に関する研究

Development of new Bridge Weigh-in-Motion methods  
and its applications to maintenance of highway structures

小 塩 達 也

(OJIO, Tatsuya)

名古屋大学大学院環境学研究科 博士 (工学)

2006 年

名古屋大学図書



11564219



# Development of new Bridge Weigh-in-Motion methods and its applications to maintenance of highway structures

Tatsuya Ojio

## ABSTRACT

Fatigue damages have been actualized in highway structures in Japan. Truck load contributes to fatigue damage of bridges or pavements. Thus, control of traffic load is essential to sustainable maintenance on highway structures. Weigh-in-Motion (WIM) are used for control and monitoring of the weight of trucks on highway. However, the number of WIM in Japan is not sufficient to control overloaded trucks. Bridge Weigh-in-Motion, which uses bridge members as a scale for truck load, is the alternative methods to WIM. Traditional BWIM methods required influence line of the bridge member, sensor for detecting of axle arriving time. Therefore, measurement and analysis procedure were more complicated than WIM.

The objectives of this study are to establish new BWIM methods, to analyze the effect of truck load on fatigue damage of highway structures, and to show the availability of BWIM on maintenance of highway structures by case studies.

Two BWIM methods, Influence area method and Reaction force method, were developed and tested on highway bridges. Influence area method can calculate gross vehicle weight by influence area, which is calculated from the integration of response wave at bridge members. Feasibility studies for the method were carried out on a Warren truss bridge and steel plate girder bridges. The Reaction force method detects axle loads from difference of strain wave at the end vertical stiffeners of simple supported plate girder bridges. These new methods have advantages of simple measurement, calibration and calculation.

Truck load survey was carried out in steel plate girder bridges by BWIM. Fatigue damages were calculated for the each truck using Rain-Flow Counting Method and Miner's rule. The factors of truck type and load condition in fatigue damages were investigated and discussed.

Surveys of overloaded trucks, which could cause maximum stress on bridge girders, were carried out in two bridges. The stresses at the lower flange of main girders and truck loads by Influence area method were measured simultaneously. Truck cranes were observed when the maximum stress was recorded.

Traffic load monitoring and vibration monitoring were carried out simultaneously in a viaduct. The single truck load conditions where only one truck existed on the viaduct were extracted from truck load records obtained by Reaction force method. The acceleration responses of bridge and ground to the single truck load were discussed. The effects of the truck type, load, and vehicle speed in vibration level and peak acceleration value were described.

A truck traffic survey on a national road was carried out by Reaction force method. BWIM was used as an alternative method of traffic survey. The results showed that many trucks used the national road as a by-pass route for expressway at night.

新しい Bridge Weigh-in-Motion の開発と  
道路構造物の維持管理支援に関する研究

目 次

|  |    |
|--|----|
| 第 1 章 序論 .....                               | 1  |
| 1.1 研究の背景 .....                              | 1  |
| 1.2 既往の研究 .....                              | 5  |
| 1.3 本研究の目的 .....                             | 7  |
| 1.4 本論文の構成 .....                             | 8  |
| 参考文献 .....                                   | 9  |
| 第 2 章 新しい Bridge Weigh-in-Motion 手法の開発 ..... | 11 |
| 2.1 まえがき .....                               | 11 |
| 2.2 原理および適用方法 .....                          | 11 |
| 2.2.1 影響面積法 .....                            | 11 |
| 2.2.2 支点反力法 .....                            | 13 |
| 2.3 影響面積法の実証試験 .....                         | 18 |
| 2.4 支点反力法の実証試験 .....                         | 23 |
| 2.5 まとめ .....                                | 26 |
| 参考文献 .....                                   | 27 |
| 第 3 章 影響面積法による荷重実態調査とその分析 .....              | 29 |
| 3.1 まえがき .....                               | 29 |
| 3.2 測定対象橋梁および測定方法 .....                      | 30 |
| 3.2.1 測定対象橋梁 .....                           | 30 |
| 3.2.2 測定システム .....                           | 30 |
| 3.2.3 BWIM プログラム .....                       | 31 |
| 3.2.4 キャリブレーションと推定精度 .....                   | 32 |
| 3.3 荷重測定結果 .....                             | 33 |
| 3.3.1 最遠軸距と車両総重量 .....                       | 33 |
| 3.3.2 交通量の時間変化 .....                         | 34 |
| 3.3.3 車両総重量の頻度分布 .....                       | 35 |
| 3.3.4 昼夜別、車種別の交通パターン .....                   | 36 |
| 3.4 累積被害側を用いた増設縦桁の疲労評価 .....                 | 36 |
| 3.4.1 評価方法 .....                             | 36 |
| 3.4.2 疲労損傷度の計算結果 .....                       | 37 |
| 3.4.3 3 橋梁の比較 .....                          | 41 |
| 3.5 まとめ .....                                | 44 |
| 参考文献 .....                                   | 45 |
| 第 4 章 支点反力法による荷重実態調査とその分析 .....              | 47 |
| 4.1 まえがき .....                               | 47 |
| 4.2 測定方法 .....                               | 47 |



|  |     |
|--|-----|
| 4.3 荷重測定結果.....                          | 48  |
| 4.3.1 交通量および軸数.....                      | 48  |
| 4.3.2 過積載軸重の走行比率.....                    | 51  |
| 4.3.3 車種別の走行台数および構成比率.....               | 51  |
| 4.3.4 車重頻度分布, 軸重頻度分布.....                | 52  |
| 4.4 疲労損傷指標を用いた疲労評価.....                  | 54  |
| 4.4.1 評価方法.....                          | 54  |
| 4.4.2 疲労損傷と車両総重量.....                    | 56  |
| 4.4.3 車種別の総重量の頻度分布.....                  | 59  |
| 4.4.4 車種別の疲労損傷度.....                     | 62  |
| 4.5 まとめ.....                             | 68  |
| 参考文献.....                                | 69  |
| 第5章 自動車荷重モニタリングの道路構造物の維持管理への応用.....      | 71  |
| 5.1 まえがき.....                            | 71  |
| 5.2 最大活荷重応力状態における荷重調査.....               | 71  |
| 5.2.1 杷島高架橋における最大応力時の荷重調査.....           | 71  |
| 5.2.2 大高跨道橋における最大荷重調査と疲労耐久性評価.....       | 75  |
| 5.2.3 まとめ.....                           | 79  |
| 5.3 振動と荷重の同期モニタリング.....                  | 80  |
| 5.3.1 環境振動・騒音問題への WIM の応用.....           | 80  |
| 5.3.2 測定方法.....                          | 80  |
| 5.3.3 測定結果.....                          | 81  |
| 5.3.4 まとめ.....                           | 89  |
| 5.4 国道 19 号木曽地域の自動車荷重実態調査.....           | 90  |
| 5.4.1 国道 19 号木曽地域の交通状況.....              | 90  |
| 5.4.2 測定方法.....                          | 91  |
| 5.4.3 測定結果.....                          | 92  |
| 5.4.4 まとめ.....                           | 96  |
| 5.5 まとめ.....                             | 97  |
| 参考文献.....                                | 98  |
| 第6章 結論.....                              | 99  |
| 付録.....                                  | 107 |
| A1 下路ワーレントラス橋での影響面積法の実証試験.....           | 107 |
| A2 上路ワーレントラス橋での支点反力法の実証試験.....           | 114 |
| A3 国道 19 号地蔵橋での速度推定法の検討およびキャリブレーション..... | 116 |
| A4 国道 19 号地蔵橋の時間交通量の推移.....              | 119 |
| A5 国道 19 号で観測された過積載車両について.....           | 123 |
| 謝 辞.....                                 | 127 |

## 第1章 序論

### 1.1 研究の背景

平成5年の第4次全国総合開発計画に基づくわが国の道路網の整備は、今世紀初頭の完成を目指しており<sup>1)</sup>、高度経済成長期に始まった道路網の建設ラッシュは収束しつつある。また、平成10年の第5次全国総合5ヵ年計画（21世紀の国土のグランドデザイン）では、「既設の社会基盤ストックの適切な維持管理」や、「更新、維持管理の効率化」が謳われている<sup>2)</sup>。すなわち、わが国の土木技術は、20世紀における「建設整備の時代」から、21世紀の「維持管理の時代」へと転換期を迎えていると言える。

近年、高度成長期に建設された橋梁で腐食や疲労損傷に代表される劣化現象が年々顕在化しはじめている<sup>3)</sup>。これらの劣化現象は、構造物の微小な劣化が継続的に累積したのちに顕在化する性質を持つ。構造物の一部に発生する腐食や疲労損傷が、構造物の致命的な崩壊を招くような事態は稀であり、重大な損傷となる前に点検時に発見され、対策が行なわれることが通常である。しかしながら、老朽化した橋梁が増加するとともに、これらの劣化対策に要する費用が増加することが予想され、大量の道路橋を効率的に管理する体制を整備する必要がある。

道路橋の疲労損傷は、大型車両の走行の多い幹線国道や高速道路の鋼部材、鉄筋コンクリート床版などで数多く報告されている。疲労損傷は、疲労強度という構造物内部の要因と繰り返し荷重という構造物外部の要因が相互に作用し、繰り返し荷重により微小なき裂が徐々に進展することで生じる<sup>3)</sup>。また、風による振動などによる場合を除き、道路橋の疲労に寄与する繰り返し荷重は、その多くが大型自動車の走行によるものである。つまり、疲労に関する構造物外部の要因についてのみ考えれば、疲労損傷は社会が自動車貨物輸送を通して道路を使用することで生じる「損耗」の一種であると言える。

わが国の鋼道路橋で疲労に対する設計がされるようになったのは、鋼床版橋を除いて最近のことである。日本鋼構造協会の「鋼構造物の疲労設計指針・同解説」<sup>4)</sup>を経て、2002年の道路橋示方書<sup>5)</sup>から一般的な橋梁でも疲労設計が行なわれるようになった。しかし、これまでに建設された橋梁で、溶接部の疲労き裂が数多く報告されてきた<sup>3)</sup>。報告されている疲労損傷の多くは、構造物の設計時の疲労に対する配慮の不足や、施工時の不良などが主な原因とされている<sup>3)</sup>。これらの問題に対して、構造の改変により作用応力度を低減するなどの処置が取られてきた。しかしながら、道路構造物の疲労問題に対する効率的な維持管理を考えるならば、疲労強度の確保といった構造物の内的要因に対して配慮するだけでなく、外的要因、すなわち自動車荷重に対しても適切な配慮を行う必要があると考えられる。

代表的な疲労損傷のモデルである線形累積被害則によれば、作用する応力範囲のべき乗にその繰り返し数を乗じたものが疲労のダメージを示すとされている。道路橋においては、部材の影響線のほか、応力の大きさが自動車の車両総重量や軸重に、繰り返し数が車両台数や軸数に依存する。同じ輸送量の場合、少ない台数で輸送する場合と、多い台数で輸送する場合では、前者の方が疲労ダメージは大きくなる。したがって、より少ない車両台数で大きな輸送力を得

ようとするれば、疲労ダメージが増加し、道路維持のための社会的負担と相反するという問題が生じる。道路を走行する車両にはその総重量や軸重に一定の法律があり、この事業者が法を遵守する範囲において、道路の維持が行なわれるべきであるが、わが国の道路上には多くの過積載車両が走行しており、道路構造物の劣化に影響を与えていることは明らかである。したがって、道路構造物の維持管理の効率化を図るためには、道路管理者が現状の交通荷重の実態を把握し、疲労の観点から道路構造物が適切な使用状態にあるかどうかを分析し、適切な使い方を管理する責任があると言える。

1994 年、わが国の規制緩和の一環として、道路上を走行する車両の基準を定める車両制限令が改正された。その結果、道路橋を走行できる大型車両の総重量や軸重の規制値が引き上げられ、貨物用大型自動車はそれまでの 20 トンから最大 25 トンの車両総重量を持つことができるようになった。この改正の検討にあたり、橋梁上の荷重が増加することが懸念されたが、過積載車両の取締りを強化するという方針のもと、新規の橋梁については道路橋の設計自動車活荷重を変更、既設の橋梁については新規の設計荷重のもとでの再照査が行なわれた。既設道路橋の再照査の結果、耐荷力が不足すると判定されたものについては、供用下での応力頻度測定が行なわれ、供用中に実測された最大の応力に基づいて補強の要否が検討された<sup>6)</sup>。

大型車両の規制緩和が行なわれる一方で、法令制限をはるかに上回る過積載車両が走行している実態が明らかになってきている。例えば、“さし枠”の使用による過積載のダンプトラックの走行が地域社会の問題となり、過積載を目的としたさし枠の使用禁止<sup>7)</sup>や、建設現場における適正化の運動<sup>8)</sup>などが行なわれている。また、大型自動車の事故原因のひとつが、過積載状態での速度超過であることから、平成 15 年以降の新規登録車と平成 17 年以降のすべての大型車両に対し、速度制限装置の装着義務付けが行なわれた<sup>10)</sup>。また、大型車両の過積載が原因と判断され、運転者だけでなく事業者も被告となるような交通事故の判例も近年見られるようになった。

以上のように、過積載という現象の社会の認識が高まっているものの、上述した過積載に対する取り組みは、過積載が道路上の重大事故につながり、運転者、事業者および第 3 者への被害につながる、という認識のもとに行なわれている。一方で、過積載が道路構造物の損傷、維持管理費の増大につながり、道路の存続にかかわるという社会の認識は未だ形成されているとは言えない。したがって、過積載車両を抑制し、道路の維持管理費を削減するためには、過積載が道路をいかに傷めるか、という点について道路の使用者、国民に対して啓発活動を行い、過積載の抑制に有効な政策を講じる必要がある。

車両の通行を妨げずに走行車線上の自動車の重量を測定するシステム、Weigh-in-Motion (WIM) が道路上の自動車荷重を監視するという目的で道路上に設置され、国内外で使用されている。WIM は通常、荷重検出装置を路面に埋設して車両の軸重を測定するものである。これらは、ひずみゲージ、圧電素子、光ファイバなどで構成する荷重センサー路面上に埋め込み、センサー上を通過するタイヤの荷重を検出することにより、輪荷重、軸数、走行速度などの情

報を測定する装置である。WIM は 1960 年代に米国の道路局が採用したのに端を発する。それまでの過積載車両の取締り方法は、道路脇に設けられた計量所(Weigh Station)に本線上から自動車を誘導し、計量を行なう方式が取られていた。しかしながら、1) 取締りごとに渋滞が発生する、2) 抜き打ち的な取締りでは効果が上がらない、3) 調べることができる車両数が限られており、統計的な実態が把握できない、などの問題点があった。当時の米国では、交通量をセンサーによって測定し、道路設計や管理のために利用する研究開発が活発であったこともあり、大型自動車の重量等を本線上で測定できる WIM が開発された。合衆国連邦道路局(FHWA)は米国各州の道路局で WIM に対する研究が行なわれた結果をまとめ、WIM の利用に対するハンドブックを刊行するまでに至った<sup>10)</sup>。EU では加盟各国の物流の流動化に伴い、大型車両が相互乗り入れを行なうようになったが、それぞれの国の荷重制限や各種基準の違いを調整する必要が生じた。その中で、実際の荷重を測定、監視、統計する必要性から、EU 各国の道路管理者、研究者、計測システムのメーカーが連携し、WAVE(Weighing in motion of Axles and Vehicles for Europe)と名づけられた産学官の連携プロジェクトが発足した<sup>11)</sup>。1995～1999 年にかけて WIM に関する共同研究が行なわれた結果、それまで WIM の測定精度の向上などが図られた。

わが国の WIM は、日本道路公団が 1960 年代に米国から WIM を導入し、国内での試験の後、東名高速道路に設置したのが始まりである。ここで集計した軸重データは舗装の耐久性評価のためのデータとして使われた。現在では、主な高速道路の料金所内に軸重計が設置され、軸重を検出・測定し、基準以上のものについては警告を行なっている。従って、高速道路上の過積載に対しては、これらの軸重計が、ある程度の抑止効果をもたらしていると言える。一方で、高速道路の料金所に相当するような「関所」を持たない一般国道では、過積載車両を排除することは容易ではないと考えられる。国土交通省では幹線国道に WIM を設置し、継続的に軸重を測定しているが<sup>12)</sup>、過積載の抑止を目的とした道路上での車両重量の監視を行なうには至っていない。

1990 年代末に、道路の高度化、効率化を目指す高度交通システム(ITS)がわが国の道路政策に取り入れられるようになった。ITS の研究開発分野の中には、道路管理の効率化が謳われており、そのためのシステムのひとつとして WIM の開発が取り上げられた。国土交通省では、過積載車両への警告、取締りを目的とした高精度、高機能の WIM が試験的に運用されている。これら新世代の WIM はナンバー読み取りシステム、可変情報板を組み合わせた車両重量監視、警告システムであり、複数のセンサーによる高精度化を行なうものである<sup>13)</sup>。これらの施設は単体としては高機能ながら設置数が少ないため、多地点に設置した WIM による過積載車両監視のネットワークを形成するまでには至っていない。また、ITS 政策の多くは、ETC(Electronic Toll Collection) に代表されるような、道路ユーザーに対するシステム開発や施設設備に向けられたものであり、WIM に対する取り組みは活発であるとは言えない。

以上から、わが国の一般国道上では道路上の荷重を制限する各種法律、制度が存在するものの、道路上の実際の荷重状態を把握、管理できるまでには至っていないと言える。したがって、

道路の効率的な管理、適正な道路の使用を達成するためには、まず、簡易な手法を用いて、わが国の道路上の荷重状態を把握し、今後の道路上の荷重管理のあり方について論じる必要があるといえる。

簡易な自動車荷重の測定方法として、橋梁を「はかり」に用い、自動車が走行する際に部材に発生する応答値から自動車荷重を推定する方法が提案されている。こうした WIM システムは Bridge Weigh-in-Motion (BWIM) と呼ばれ、1970 年代初頭に米国の Fred Moses<sup>14)</sup>らによって提唱された。現在の米国では、路面上の荷重センサーが小型化、高性能化したことで、BWIM は必ずしも一般的ではなくなっているが、EU における WAVE プロジェクト<sup>11)</sup>では、路面上での作業が極めて少なくて済むことや、適用できる橋梁が比較的多いことなどから、BWIM の優位性に着目し、より精度を向上させた BWIM の手法の開発が行なわれた。

路面上に軸重計を埋め込む WIM は機構が単純であり、データ処理が容易であると考えられるが、半恒久的な施設であること、路面上での作業が必要であること、センサーに耐久性が求められること、などの理由から導入コストが高くなるという点で、導入コストが比較的安い BWIM に対して不利である。したがって、WIM は半恒久的な施設としては有効であるが、一時的な使用には不向きある。一方で、BWIM は、測定方法、キャリブレーション、分析手法については WIM と比べ複雑であるが、道路上に軸重計を置かないことから、路面上での作業が少ない（または必要がない）、導入コストが安い、ドライバーに気づかれにくいという利点を持つ。したがって、BWIM は継続的な自動車荷重のモニタリングという目的以外に、大型自動車荷重の実態調査や、構造物の健全度評価・環境評価のためなど、道路構造物の維持管理を支援するための一時的な自動車荷重のモニタリングに有効であると考えられる。また、わが国では WIM の設置数が少ないため、一時的、半恒久的のどちらの目的にも BWIM は有効であると考えられる。

現在、わが国の土木工学における構造工学の分野では、既設の構造物を「より永く」維持するための維持管理に関する研究開発が活発化している。とりわけ、既設構造物の健全度を診断する技術は、安心・安全のための新たな研究領域として、各機関が着目する主題である。構造物の健全度とは、その時点で構造物が保有する性能や、損傷度、余寿命などで示される。道路橋の健全度診断方法を開発する試みが行なわれているが、これらは構造物の状態を、画像、加速度やひずみといった情報から分析し、機能の変化や異常を検出しようとするものであった。一方で、疲労問題のように、自動車荷重により構造物の健全度が低下する現象に適切に対処するには、構造物の応答値だけでなく、構造物への入力値としての自動車荷重を把握することが必要である。したがって、道路上の荷重状態を測定する WIM、BWIM は、道路上の荷重が適切な管理状態にあるかを判断する、いわば、管理状態の診断に用いることができると考えられる。恒久的施設である WIM は任意の測定地点での測定には必ずしも適さないが、橋梁をはかりとして用いる BWIM は、前述のようにより機動性に富み、維持管理のための一時的な荷重測定に適している。また、橋梁の応答値と入力値が同時に得られることから、構造物に生じる

現象や、その構造物が持つ性能などをより正確に理解することができる。

## 1.2 既往の研究

前述したように、橋梁をはかりに用いるという Bridge Weigh-in-Motion の考え方は、1970 年代に Fred Moses ら<sup>14)</sup>によって提案された。Moses は橋梁部材の影響線を移動荷重に対する伝達関数であることを利用し、部材の応答波形から通過荷重を逆解析する手法を提示した。この逆問題に必要な情報は、着目する部材の影響線、測定する車軸の通過時刻、通過速度、部材の応答波形である。Moses は、鋼プレートガーダー橋の下フランジの曲げ応力に着目し、影響線の形状を仮定した上で、既知荷重による応答値から影響線の縦距を決定した。車軸通過時刻は路面上に設置したテープスイッチと呼ばれる車軸検出センサー (Axle Detector) から取得し、2 個のテープスイッチを用いることにより、通過速度を測定できるようにした。橋梁部材と Axle Detector との組み合わせで BWIM を構成する Moses の方法は、その後一般的な BWIM の方法となったが、交通量が多い路線では、路面上の作業が制約される場合が多く、また、輪荷重を直接受ける Axle Detector には高い耐久性が要求された。その後、橋梁をはかりとする BWIM の利点を最大限生かすためには、路面上にセンサーを持たない BWIM を構成することが望ましいと考えられ、路面上に Axle Detector を持たない BWIM について研究が行なわれた。この種の BWIM は FAD(Free of Axle Detector)-BWIM<sup>11)</sup>と呼ばれており、以下の 3 種類の方法に大別される。

### ①橋梁部材を Axle Detector として用いる方法

三木ら<sup>15)</sup>は、鋼プレートガーダー橋のウェブ垂直補剛材上端のひずみ波形から軸重通過時刻と走行速度を求め、別途貼付した主桁の応答波形を用いて Moses の方法に従って軸重を求めた。また、建設省土木研究所橋梁研究室(現、国土政策総合研究所)<sup>16)</sup>では、三木らのウェブ垂直補剛材の代りに、輪荷重直下にある鉄筋コンクリート床版のひび割れ部を跨ぐ形で高感度ひずみセンサーを設置し、軸重通過に伴うひび割れの開閉を測定することにより、軸重の通過を検出している。

### ②床版部材を用いる方法

筆者ら<sup>17)</sup>、Dempsey<sup>18)</sup>らは影響線長が短い鋼床版の縦リブを用い、軸重の通過ごとに生じる曲げ応力のピークを検出することで車軸を検出した後、Moses<sup>14)</sup>の手法と同様に軸重を逆解析する手法を提案した。筆者ら<sup>17)</sup>による鋼床版を用いた BWIM では、輪重下にある複数の鋼床版縦リブで曲げ応力を測定し、縦リブ間の荷重分配状態を FEM 解析から得られている影響面と比較することで、タイヤの形状と橋軸直角方向の走行位置を求め、タイヤ形状と走行位置に対応した影響線を選択し、輪重を求めている。また、鋼床版の温度による剛性の変化を考慮し、舗装温度に応じて推定値を補正している。松井ら<sup>19)</sup>は鉄筋コンクリート床版に生じるひび割れに着目し、ひび割れ量の変動範囲から独立に軸重を求める手法を提案した。

### ③軸重通過時刻も未知数として推定する方法

Znidaric ら<sup>20)</sup>は、Moses<sup>14)</sup>の示した方程式を発展させ、軸重通過時刻と軸重を未知数とし、最適化手法を用いて軸重および通過時刻を同時に求める手法を提案し、PC 床版橋を用いて実測を行なっている。米田<sup>21)</sup>は軸重通過時刻と軸重を未知数とする逆問題に対し、遺伝的アルゴリズム(GA)を用いた BWIM の手法について研究を行なっている。

②の松井らの方法を除く BWIM の手法は、Moses の考え方に準じ、橋梁部材の影響線を部材の応答値と移動荷重の伝達関数として、軸重通過位置を与えることで逆解析を行う。これらの手法では影響線の縦距だけでなく、影響線の形状が正確であることが必要である。しかしながら、実際の橋梁部材の影響線の形状は、設計理論で求める影響線と必ずしも一致しないことがある。そこで、設計上の仮定と実構造での構造物の挙動の違いを考慮した上で、適切な影響線を決定することが必要となる。三木ら<sup>15)</sup>は、影響線を多項式で仮定し、試験車両の応答波形に対し最小2乗法を用いて各項の定数を決定することで影響線を求めた。橋梁部材によっては、橋軸直角方向の走行位置の違いにより、影響線が変化する場合もある。Moses<sup>14)</sup>は走行位置に依存しない影響線を求めるため、複数の主桁の曲げひずみを合計し、桁全体の曲げモーメントの影響線を BWIM に用いた。筆者ら<sup>17)</sup>は複数の鋼床版縦リブを用い、各縦リブへの荷重分配状況から橋軸直角方向の走行位置を求め、3次元有限要素解析で得られた影響面から、その走行位置に対応する影響線を決定している。この手法では影響線縦距がアスファルト舗装の温度に依存するため、アスファルト舗装の温度に応じたキャリブレーションを行なっている。以上のように、Moses の示した逆解析の手法を用いる限り、正確な影響線を得るための作業が必要となる。一方、松井らの方法は、ひび割れ開閉量の波形を測定し、測定波形内のピーク値を独立量として軸重を求めているが、実際には独立量として算出することが難しく、軸間距離が短いタンデム軸については個々の軸重を求めることが出来ず、タンデム軸重和として計測を行なっている。

大型自動車荷重の実態調査や、構造物の健全度評価・環境評価のためなど、一時的な自動車荷重のモニタリングには、BWIM の利用が有効であると考えられるが、上述したように、測定、キャリブレーション、分析手法については WIM と比べ複雑である。従って、これらの項目がより容易な BWIM の手法を開発することで、簡易的な WIM としての有効性を高め、道路構造物の維持管理の支援に適した荷重測定手法をもたらすことができると考えられる。

道路構造物の設計時に考慮する地震時荷重や風荷重は、観測された最大値などを基礎として設計荷重が決められてきたが、観測精度の向上や、情報の蓄積、設計・解析方法の変化に応じて変化してきた。一方、自動車荷重は法令で決められた大型車両荷重の制限値を基準として定められているが、トラックの大型化など、社会情勢とともに変化し、設計荷重が改訂されてきた。最近では、一般的な貨物用トラックの車両総重量上限値を 20tonf (198kN) から 25tonf (245kN) に引き上げられたことに従い、道路橋示方書の設計荷重が改訂されている。一方で、

実際に道路構造物に作用する荷重は、過積載による制限値を超えた荷重や、渋滞時に発生する荷重の集中などの現象も考えられる。

そこで、これまで橋梁上に実際に発生し得るもっとも厳しい荷重状態について検証されてきた。例えば、藤野ら<sup>22)</sup>、北田ら<sup>23)</sup>の研究では、シミュレーションにより自動車の荷重列を再現し、主桁など橋梁の主部材にとって最も厳しい荷重状態を計算している。また、疲労設計を行なう際には、最大の荷重だけでなく、荷重と繰り返し数を特定する必要があることから、実際に生じる荷重列と等価な設計荷重を求める試みが行なわれている。三木ら<sup>24)、25)</sup>は、シミュレーションにより発生させた荷重列から、主桁曲げモーメント変動範囲の頻度分布を求め、疲労設計に用いる活荷重について検討を行なっている。これらのシミュレーション的手法では、自動車荷重の情報は、統計分布の形で考慮され、統計分布の各種分布形状への当てはめや、上限値の打ち切り、車両モデルの省略などの単純化が行なわれている。単純化の理由としては、解析の効率化だけでなく、荷重に関する情報が本線軸重計などの出力である統計分布の形でみ得られており、実測された自動車荷重の時刻歴データが十分利用できなかったことによると考えられる。しかしながら、大型車両荷重の統計的特性は、貨物輸送の形態の変化や、法令の改訂、運輸にかかわる産業の経済状況の変化など、社会情勢の変化に応じて随時変動するものと考えられる。これらの変化に応じて適宜実測された自動車荷重の時刻歴データを橋梁の耐荷力、疲労に関する分析に利用すれば、より正確で信頼性のある分析を行なうことができると考えられる。

これまでに、大型自動車を対象として荷重の実態調査が行なわれている。阪神高速道路公団では、過積載車両の走行が顕著になり、床版、舗装の補修費の増加が懸念されることから、高速道路料金所に設置した軸重計を用い、大規模な荷重実態調査を実施した。調査結果を基に、車種別の荷重特性を把握し、過積載車両の実態把握や橋梁の設計荷重の見直しを行なっている<sup>26)</sup>。西川ら<sup>16)</sup>は BWIM を用い、供用中の道路橋をはかりとして、1994 年の荷重制限引き上げ前後で荷重頻度分布がどのように変化するかを比較した。小塩ら<sup>18)</sup>は、鋼床版部材を用いた BWIM により、車種分類ごとの軸重頻度分布を測定した。また、松井らはコンクリート床版のひび割れを利用する BWIM を用い、大阪方面の荷重実態を広範囲にわたって測定した<sup>27)</sup>。

近年では、高速道路や、直轄国道においても活荷重調査の必要性が見直されているが、現時点では、わが国の道路網に WIM 施設をいかに整備し、過積載の取り締まりや抑止にどのように用いるかが議論される段階にある。そこで、BWIM は将来的な WIM 整備のための予備調査や WIM の代替手法として用いることが有効であると考えられる。

### 1.3 本研究の目的

道路橋や舗装といった道路構造物を効率的に維持管理するためには、構造物に作用する荷重を把握する必要がある。特に疲労問題に対しては、大型車両の荷重実態を把握し、過積載車両に対して適切な管理をすることが必要である。現在のところ、わが国における WIM の整備は十分でなく、BWIM を用いた荷重実態の把握が有効であると考えられる。しかしながら、従来



の BWIM の手法は、測定・分析・キャリブレーションが複雑といった問題点があった。

本研究では、従来の手法に対し、有効性をより生かすことができる新しい BWIM の手法を開発することを目的とし、影響面積法、支点反力法の 2 つの手法を提案、実橋梁において実証試験を行なった。また、大型車両の荷重実態が道路構造物の疲労損傷にどのような影響を持っているかを分析することを目的とし、開発した BWIM を用いて大型車両の荷重実態を調査すると共に、得られた荷重のデータを用いて車両 1 台ごとの疲労損傷度を計算、積載状態や車種の違いが橋梁の全体の疲労損傷度に与える影響を分析した。さらに、道路構造物の維持管理における BWIM の有効性を検証することを目的として次のケーススタディーを行なった。

- 1) 鋼道路橋の最大活荷重応力時の荷重調査
- 2) 振動と荷重の同期モニタリング
- 3) 木曽地域の国道 19 号の荷重実態調査

#### 1.4 本論文の構成

本論文は以下に示す 1～6 章から構成される。

第 1 章では、道路上の荷重実態を把握する必要性を述べ、本研究の位置付けおよび目的について述べた。

第 2 章では、本研究で提案する 2 つの新しい BWIM の手法、すなわち影響面積法、支点反力法の原理を述べるとともに、実橋梁での適用例、実証試験の結果について述べ、既存の手法との比較を行なった。

第 3 章では、影響面積法を用いた荷重実態調査の結果から、交通荷重の特性について分析した。また、BWIM 用の部材として用いた縦桁について、車両ごとの疲労損傷度を計算し、車両総重量と疲労損傷度の関係について分析した。

第 4 章では、支点反力法を用いて高速道路、一般国道の 2 地点で行なった交通荷重実態調査の結果から、車種別の軸重頻度分布などの交通荷重の特性について分析した。また、相対的な疲労損傷度を表す疲労損傷指標を定義し、測定した車両ごとに疲労損傷指標を計算し、車種、積載状態が疲労損傷度にどのような影響があるのかを分析した。

第 5 章では、BWIM による自動車荷重モニタリングを構造物評価へ応用するケーススタディーを行なった。まず、影響面積法による荷重モニタリングと主桁応力波形との同期モニタリングを行い、最大応力時の荷重状態を測定し、設計時の過程との違いについて分析した。また、自動車荷重と橋梁周辺地盤の振動の同期モニタリングを行い、自動車荷重と橋梁および周辺地盤の振動の相関関係を分析した。また、夜間に交通量が増加し、周辺の環境問題が生じている国道 19 号木曽地域において、長時間の交通荷重モニタリングを行い、この地域の大型車両の交通実態について調査を行なった。

第 6 章では、本研究で得られた知見をまとめるとともに、今後の道路、環境の維持管理と荷重管理に関する課題をまとめ、本研究の総括を行なった。

## 参考文献

- 1) 国土庁(1988), 第四次全国総合開発計画, 大蔵省印刷局.
- 2) 国土庁(1998), 全国総合開発計画「21世紀の国土のグランドデザイン」, 大蔵省印刷局.
- 3) 日本道路協会(1996), 鋼橋の疲労.
- 4) 日本鋼構造協会(1993), 鋼構造物の疲労設計指針・同解説, 技報堂出版.
- 5) 日本道路協会 (2002), 道路橋示方書 (I 共通編・II 鋼橋編)・同解説, 丸善, 5p.
- 6) 渥美満康, 古市 亨, 羽柴嘉彦(1999), 既設橋梁の 25t 車両対応の耐荷力評価法, 橋梁と基礎, Vol.33 No.7, pp.32-36.
- 7) 運輸省自動車交通局(2000), 「不正改造車を排除する運動」実施要領.
- 8) 東京都建設局(2002), 過積載防止対策方針.
- 9) 国土交通省自動車交通局(2003), 道路運送車両の保安基準の一部改正について, ～大型貨物自動車への速度抑制装置の装備～, 国土交通省自動車交通局報道資料.
- 10) Federal Highway Administration(1997), States' Successful Practices Weigh-in-Motion Handbook, U.S. Department of Transportation.
- 11) Berbard Jacob(1998), Weigh-in-motion of Road Vehicles, Proceeding of the Final Symposium of the project WAVE, LCPC.
- 12) 池田拓哉, 米塚喜昭 (1988), 車両重量調査結果の解析, 土木技術資料, 30-9, pp.29-34.
- 13) 国土交通省(2001), ITS ハンドブック,  
URL : <http://www.its.go.jp/ITS/j-html/index/indexHBook2003.html>.
- 14) Fred Moses(1979), Weigh-in-Motion System Using Instrumented Bridges, Transportation Engineering, Proceedings of ASCE, Vol.105, No.TE3, pp.233-249.
- 15) 三木千壽, 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.
- 16) 西川和廣, 村越 潤, 宮崎早苗(1996), 橋梁を用いた車両重量の計測 (WIM) システムの開発, 土木技術資料 38-1, 1996.
- 17) 小塩達也, 山田健太郎, 貝沼重信, 小幡敏幸, 古市 亨(1998), 鋼床版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.
- 18) Anthony DEMPSEY, Bernard JACOB, Jean CRRACILLI(1998), Development and Experimental Testing of Orthotropic Bridge Weigh-in-Motion for Determining Axle and Gross Vehicle Weights, Proceeding of the Final Symposium of the project WAVE, LCPC, pp.227-238.
- 19) 松井繁之, El-Hakim(1989), RC 床版のひび割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.
- 20) Ales Znidaric, Anthony Dempsey, Igor Lavric, W.Baumgartner(1998), Bridge WIM Systems without Axle Detectors, Proceeding of the Final Symposium of the project WAVE, LCPC, pp.101-110.

- 21) 米田昌弘, 枝元勝哉(2003), G Aを適用した橋梁交通荷重の推定法に関する研究, 構造工学論文集, Vol.49A, pp.755-765.
- 22) 藤野陽三, 伊藤学, 遠藤元一(1979), シミュレーションに基づく道路橋設計活荷重の評価, 土木学会論文報告集, 第 286 号, pp.1-13.
- 23) 北田俊行, 堂垣正博, 石崎茂, 池田秀夫, 武田芳久(1992), 鋼箱桁橋の終局限界状態および使用限界状態に対する実安全率について, 構造工学論文集, Vol.38A, pp.265-278.
- 24) 三木千壽, 後藤祐司, 村越潤, 舘石和雄(1986), 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.32A, pp.597-608.
- 25) 三木千壽・杉本一朗・宮崎早苗・森猛 (1990), 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.
- 26) 阪神高速道路公団・(財)阪神高速道路管理技術センター (1984), 阪神高速道路における活荷重実調査と荷重評価のための解析, 阪神高速道路公団 設計荷重(HDL)委員会報告書.
- 27) 松井繁之・谷垣博司・守屋裕兄 (1995), 近畿管内 11 路線における交通荷重実態調査, 土木学会第 50 回年次学術講演会概要集, I-305, pp.610-611.

## 第2章 新しい Bridge Weigh-in-Motion 手法の開発

### 2.1 まえがき

1.4 で述べたように、既存の BWIM の手法は、そのほとんどが単一または複数の橋梁応答値から影響線を用いて軸重を逆解析する Moses の手法<sup>1)</sup>、もしくはそれに準じた手法が用いられている。これらの手法では BWIM に用いる部材の応答値のほかに、部材の影響線、軸重の通過時刻、および走行速度を正確に把握しておく必要があり、測定や荷重値の算出、キャリブレーション作業が複雑なものとなっていた。本研究では、従来の手法に対して簡便な BWIM の手法を開発した。具体的な開発条件を以下に示す。

- ① 測定が容易であること：路面上に軸重センサーを必要しないこと、ひずみゲージ等のセンサーの設置が容易であること、適用できる橋梁形式の範囲が広いこと。
- ② 分析が容易であること：荷重算出のための計算が容易であること、同時載荷の影響を考慮しなくて済むこと。
- ③ キャリブレーションが容易であること：影響線形状を取得する必要がないこと

本研究では、上記の条件を満たす新しい BWIM の手法として、

- 1) 影響面積法
- 2) 支点反力法

の2つの手法を提案した。

1)の影響面積法は、ある車両による応答波形の面積がその車両の軸重の総和に比例することを利用して車両総重量を求めるものであり、軸重の検出が不要で、ほとんどの橋梁部材に適用可能である。

2)の支点反力法は、桁橋の端支点では軸重が退出または進入する際に支点反力がその軸重分だけ急激に変動することを利用して、軸重通過の検出と軸重測定を同時に行う手法であり、簡便な計算のみで軸重や車種を測定することが可能である。なお2)の手法については、筆者を筆頭発明者として特許を取得した<sup>3)</sup>。

これらの2つの方法について、実橋梁で実証試験を行なった。影響面積法については、ワーレントラス橋の垂直材、縦桁、鋼プレートガーダー橋の増設縦桁に適用した。支点反力法については、鋼プレートガーダー橋の支点上垂直補剛材、上路式ワーレントラス橋の端垂直材に適用した。本章では、提案する2つの手法の原理とそれぞれの実橋梁における実証試験について述べた。

なお、下路式ワーレントラス橋で行なった影響面積法の実証試験について付録 A1 に上路式ワーレントラス橋で行なった支点反力法の実証試験については付録 A2 に示した。

### 2.2 原理および適用方法

#### 2.2.1 影響面積法

##### 1) 原理

位置の関数で示した応答波形を影響波形と呼ぶことにする。 $n$  軸の車両が走行する際の影響波形を考える。橋梁部材に発生する影響波形  $g(x)$  は影響線の積和（コンボリューション）であり、以下の式で表される。

$$g(x) = \sum_{k=1}^n W_k \cdot f(x - L_k) \quad (2.1)$$

ここで、 $x$  : 車両の先頭軸の位置、 $W_k$  : 車両の  $k$  軸の軸重、 $f(x)$  : 影響線、 $L_k$  : 車両の 1 軸と  $k$  軸の距離である。式(2.1)を積分し、影響波形の面積  $A$  (以下、影響面積と呼ぶ) を求めることを考える。

$$A = \int_{-\infty}^{\infty} g(x) dx = \int_{-\infty}^{\infty} \sum_{k=1}^n W_k \cdot f(x - L_k) dx = \sum_{k=1}^n W_k \cdot \int_{-\infty}^{\infty} f(x - L_k) dx \quad (2.2)$$

ここで、 $\int_{-\infty}^{\infty} f(x - L_k) dx = \int_{-\infty}^{\infty} f(x) dx$  であるから、

$$A = \int_{-\infty}^{\infty} g(x) dx = \sum_{k=1}^n W_k \cdot \int_{-\infty}^{\infty} f(x) dx \quad (2.3)$$

となる。この車両の総重量を  $T$ 、影響線の面積を  $A_0$  と置く。

$$A_0 = \int_{-\infty}^{\infty} f(x) dx, \quad T = \sum_{k=1}^n W_k \quad (2.4)$$

$A$  と  $A_0$  の比から、総重量が求められる。

$$T = \frac{\int_{-\infty}^{\infty} g(x) dx}{\int_{-\infty}^{\infty} f(x) dx} = \frac{A}{A_0} \quad (2.5)$$

影響線の面積  $A_0$  は、単位軸重が通過した際の影響面積と考えることができるが、実橋梁でこれを実測するのは困難である。そこで、実際には、 $A_0$  を求めるのではなく、既知の総重量  $T_c$  をもつキャリブレーション用の車両を走行させ、応答値  $g_c$  から影響面積値  $A_c$  を得る。

$$A_c = \int_{-\infty}^{\infty} g_c(x) dx \quad (2.6)$$

総重量と影響面積が比例することから、任意車両の総重量  $T$  を求める。

$$T = \frac{\int_{-\infty}^{\infty} g(x) dx}{A_c} \cdot T_c \quad (2.7)$$

これらの式は、応答値を影響波形、すなわち走行位置の関数としているが、実際に測定する場合には時刻歴波形が測定されるため、走行速度  $V$  を別途求めておいて、以下の式で総重量を求める。

$$dx = \frac{dx}{dt} \cdot dt = V \cdot dt \quad \text{より、} \quad T = \frac{V \cdot \int_{-\infty}^{\infty} g(x) dt}{A_c} \cdot T_c \quad (2.8)$$

また、キャリブレーション値は、キャリブレーション時の走行速度を  $V_c$  として、以下のように求める。

$$A_c = V_c \cdot \int_{-\infty}^{\infty} g_c(t) dt \quad (2.9)$$

以上から、任意の車両による橋梁部材の応答値とその車両の走行速度が得られれば、その車両の総重量を求めることができる。ここでは、影響線の情報や、軸重通過時刻などの情報は必要としない。この手法では総重量しか得ることは出来ないが、応答波形の積分値と走行速度のみから車両総重量を直接的に推定できる。キャリブレーションは車両総重量が既知な車両を走行させ、これに対する影響面積を得るだけでよい。従来の手法では、影響線の形状、縦距、波形中の軸重通過時刻の検出が必要であることを考えると、影響面積法は、計算手法、キャリブレーションがともに極めて容易であり、簡易的な自動車荷重の測定手法として有効であると考えられる。

## 2) 適用する部材

影響面積法は、車両走行速度と橋梁の応答波形が得られれば、原理的にはどのような橋梁部材にも適用が可能であるが、実用的な観点からは以下のような特性を持つ部材が適していると考えられる。

- ① 着目部材の影響線の範囲に同時に2台の車両が入らないこと。
- ② 幅員方向の車両の走行位置のずれに対して敏感でないこと。
- ③ 複数車線を同時に測定対象とする場合には、隣の車線の車両に対して応答しないこと。

以上の条件から、具体的には、以下のような測定点の例が考えられる。

- A 支間が比較的短い桁の主桁曲げ応力
- B 横桁、鋼床版横リブの曲げ応力
- C ワーレントラス等の垂直材（床荷重のみを支持するもの）
- D 縦桁、増桁等の床版上の荷重を支える部材の曲げ応力

影響面積法には、車両走行速度が必要であるが、筆者ら<sup>4)</sup>、Dempsey<sup>5)</sup>らによる鋼床版を用いた BWIM や、松井ら<sup>6)</sup>による鉄筋コンクリート床版での BWIM のように、橋軸方向に平行な位置関係にあり、同じ影響線を持つ部材が2点あれば、2つの測定点の応答波形を比較する事で、車両が2点間の走行に要した時間が得られ、走行速度が計算できる。

## 2.2.2 支点反力法

### 1) 原理

単純桁の支点反力の影響線を考える。図 2.1 に示すように、単純桁では桁端部に荷重が載荷されたときに反力が最大値、その後、荷重が桁端部から退出する瞬間に0となり、反力の急激な変化を生じる。複数の軸重が橋面上を移動する場合を考えると、図 2.2 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軸重に比例する量だけ変化する。つまり、桁端部に軸重があるときと、わずかに軸重が移動して桁から退出した場合、その間の支点反力は退出した軸重の成分が支配的であり、他の軸重による支点反力による変化はごくわずかである。したがって、桁橋の端支点における支点反力の変動を測定し、急変している箇所を検出することで、軸重値を求めることができる。厳密には、前述した不連続な支点反力の変化は、伸縮装置上にタイヤが到達し、タイヤの接地長が伸縮装置を完全に乗り越えるまでの時間に起こる。例えば、タイヤ接地長を 20cm、走行速度を毎秒 20m（時速 72km）とすれば、支点反力が軸重分だけ変化するのに要する時間は、0.01 秒程度である。したがって、測定に際してはサンプリング時間を十分短くとる必要がある。

支点反力が図 2.1 のような形状となるには、伸縮装置が短く、直橋である必要がある。斜角がある場合には、伸縮装置が車軸方向に対して斜めに位置するため、左右輪が斜角の分だけ時間ずれを伴って支점에作用する。また、タイヤ接地長が伸縮装置を完全に乗り越えるまでの時間も長くなる。したがって、影響線形状が図 2.2 のよう急変部を伴わないものとなり、直橋に生じるような軸重の通過にともなう支点反力の急変は起こらない。

Moses<sup>1)</sup>の提唱した主桁の曲げモーメントを用いる BWIM の手法では、影響線全体の情報が必要である。Znidaric<sup>7)</sup>らは、影響線の形状が荷重の推定誤差に影響がある一方、実際の橋梁部材の曲げモーメントの影響線は、理論上のものと異なることを示し、より精密な影響線を求めている。一方、支点反力法では、前述したように、支点直上における影響線の急変部のみに着目している。したがって、

実際の橋梁で支点反力法を行なう場合には、桁端部を軸重が通過する際に、支点反力の急変が顕著に見られるのかどうかを確認すればよく、影響線全体の情報は必要としない。したがって、単純桁の支点に限らず、影響線形状の一部に急変部を有する橋梁部材であれば応答波形の急変量から軸重を求めることが可能であると考えられる。単純桁の支点反力以外に適用可能な部材としては、連続桁の端支点、ゲルバー桁の掛け違い部の反力、上路式ワーレントラス橋の端垂直材等が挙げられる。

## 2) 支点反力の測定方法

既設の橋梁の支承に伝達される支点反力を直接的に求めることは困難であるが、徳永ら<sup>8)</sup>によれば、鋼プレートガーダー橋の端垂直補剛材に生じるひずみがその桁の支点反力によるひずみを示すことが明らかになっている。鋼プレートガーダー橋は中小スパンの橋梁に多く用いられていることもあり、支点反力法で BWIM を行なう橋梁として適していると考えられる。そこで、支点反力法では鋼プレートガーダー橋の端支点上垂直補剛材に、図 2.4 に示すようにひずみゲージを貼付し、支点反力に比例するひずみを測定した。

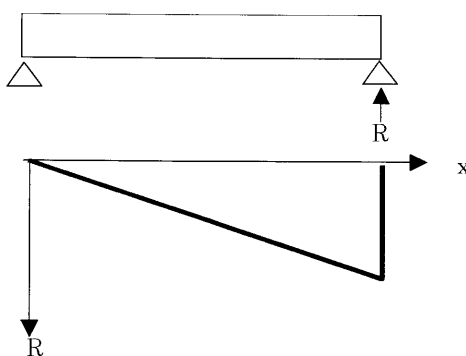


図 2.1 支点反力の影響線

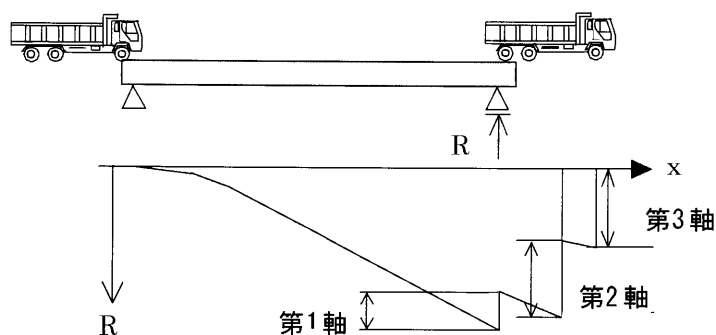


図 2.2 車両が移動する際の影響波形

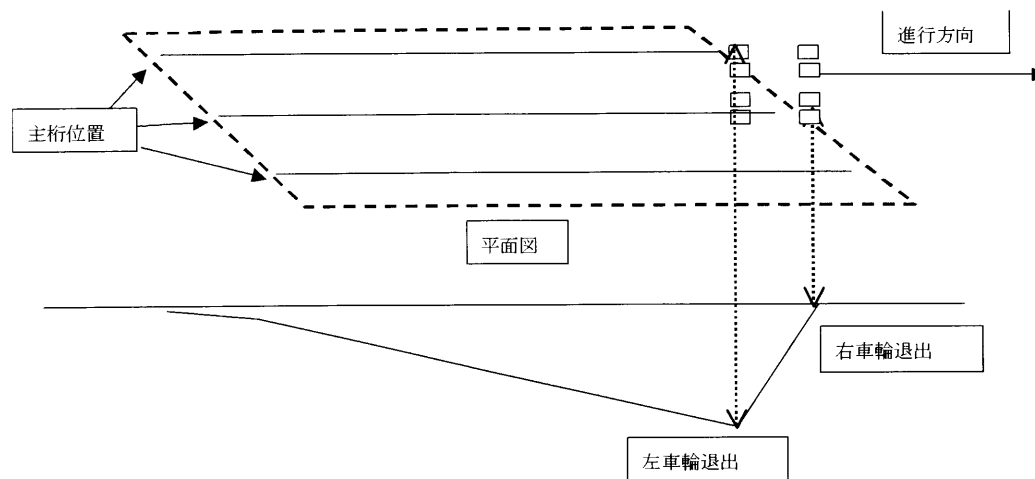


図 2.3 斜角がある桁の支点反力の影響線の概念図

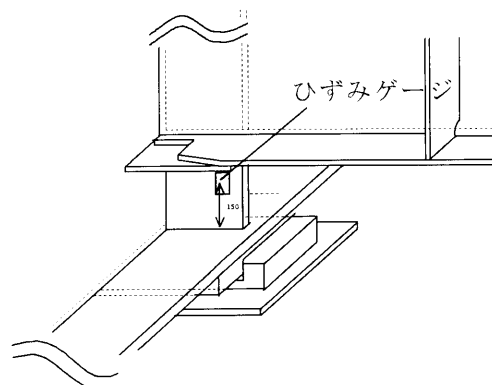


図 2.4 端垂直補剛材へのひずみゲージ貼付位置の例

徳永ら<sup>8)</sup>は、測定したひずみ量から支点反力を求めるには、支点周りの応力分布や支点反力を支える「柱」としての有効断面積を求める必要があるとしているが、本研究では、測定したひずみから支点反力を求めるのではなく、荷重車を用いた走行試験を行い、既知の荷重に対するひずみ値を測定し、キャリブレーションを行なうこととした。

### 3) 走行位置の影響

鋼プレートガーダー橋は標準的な 2 車線の形式では主桁数が 3~5 程度である。それぞれの主桁の支点反力の影響線は、橋軸直角方向の載荷位置により必ずしも一定ではないと考えられる。車両の走行位置のばらつきは、走行レーン中心位置に対して速度に応じ $\pm 30 \sim 90 \text{cm}$ 程度の幅で正規分布形状を示すことが確認されており<sup>10)</sup>、BWIM での荷重測定に誤差が生じる原因の一つであるとされる<sup>4), 8)</sup>。Moses<sup>1)</sup>は主桁の曲げモーメントの影響線を用いて BWIM を構成する際、すべての桁の曲げ応力を合計することで、桁全体の曲げモーメントに比例する応力を算出し、走行位置の違いによる影響を受けない応答値を用いて BWIM を行なっている。

図 2.2 に示したように、支点反力法が対象とする橋軸直角方向の軸重載荷位置は、着目する支点直上である。複数の主桁を持つ鋼プレートガーダー橋では、支点直上の荷重は端横桁を介して各主桁に分配される。図 2.5 に 4 主桁橋の桁端位置における橋軸直角方向の影響線の例を示す。図のような 4 主桁で 2 車線の橋の場合、以下のような測定方法が考えられる。



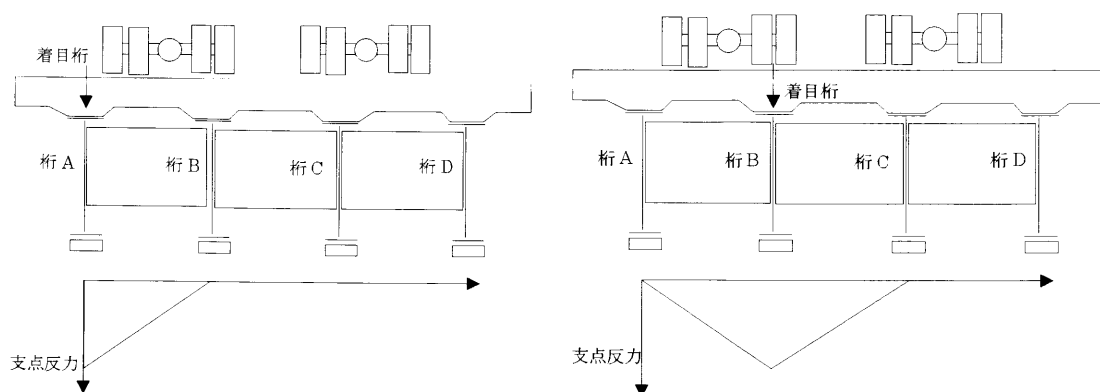


図 2.5 4 主桁橋の桁端部の橋軸直角方向影響線

a) 桁 A, 桁 D で測定

桁 A と桁 D は横桁による荷重分配作用により支点反力そのものは 2 つの車線の影響を受けるが、急変部を持つ影響線はそれぞれの桁上の車線に対する影響線であり、急変部に着目するかぎり、各々独立して軸重を推定できる。一方で、走行位置のずれにより同じ軸重であっても応答値が変化し、誤差が発生する。例えば、主桁間隔 2m の場合には、20cm の走行位置のずれが 10% の誤差となる。

b) 桁 B, 桁 C で測定

左右輪の間に主桁が位置する場合、走行位置が多少ずれたとしても、左右の輪重それぞれによる支点反力の増加・減少分が等しい。従って、主桁をはさむ位置で走行位置が変化したとしても、測定精度がうける影響は少ないと考えられる。

c) すべての桁で測定

Moses<sup>1)</sup>が提案した測定方法のように、すべての桁で支点反力を測定しその合計値から軸重を求めることで、走行位置のずれの影響を無視することができる。この場合には、筆者ら<sup>4)</sup>の鋼床版を用いた BWIM のように、複数の桁の反力の配分率から、どの車線に車両が走行したかを判別できる。一方、この方法では測定点が多くなってしまう欠点がある。

4) 同時载荷の影響

支点反力法では、前述したように通過車両の各々の軸重を独立に算出できる。同じ車線上であれば、複数の車両が橋梁上に同時に走行しても同様である。また、上述 a) のように軸重が支点上に载荷された時、ある車線の軸重に対してのみ応答する支点を選択すれば、車線ごとに独立した測定点を取ることができ、隣接車線の同時载荷について配慮する必要はない。

しかしながら、上述 b), c) のように桁端部に軸重が载荷される時、複数の車線の軸重に対して応答する支点を選択した場合には注意を要する。これらの場合でも、隣り合う車線の複数の軸重が同時に桁端に载荷されなければ、どの車線に軸重が载荷されているか判別できる限りにおいて、各々の軸重を示す支点反力の波形の急変部は独立的に算出できる。一方、隣り合う車線の複数の軸重が同時に桁端に载荷された場合、応答値=応答波形の急変量からそれぞれの車線の軸重の成分を分離する計算が必要であるが、厳密には完全に同時な場合と、ごく僅かにずれる場合があり、厳密に軸重を求めることは困難である。

したがって、隣接車線の同時载荷が多数観測されるような測定地点では、上述の a) のように車線に対して独立な測定点、即ち桁端に軸重が载荷される際に直上の車線の軸重にのみ応答するような測定点を選定することが好ましいと考えられる。上述の b) については、主桁間隔が狭く、どちらの車線にも応答する場合には不適當である。このような場合には c) のように構成し、それぞれの車線の車両検

出を桁 A+桁 B, 桁 C+桁 D で行い, 同時載荷が予想される場合については桁 A と桁 D で独立して軸重を求めることが好ましいと考えられる。

#### 5) 橋梁および測定点の選定

3), 4)で述べたように, 支点反力法では, 測定点の選び方や主桁の間隔, 車線と主桁位置の関係によりその後の処理の容易さ等が決定される。支点反力法を実施する橋梁および測定点を選定する流れを以下に挙げる。

##### ①直橋の鋼プレートガーダー橋を選択

端垂直補剛材またはウェブでひずみ測定が可能であることが必要である。

##### ②主桁間隔と車線位置, 軸重載荷位置を確認

軸重が桁端部に載荷された時, 各主桁にどのように軸重が分配されるかを想定し, 測定点を選択する。測定点の選択にあたり, 以下の点に注意する。

- a. 桁端部に軸重が載荷された時に 1 つの車線にのみ応答する支点を選択すれば, 測定点と車線が 1 対 1 対応とできるため, その後の処理が簡潔になる。
- b. 車線直下に位置し, 左右輪にはさまれる位置の主桁が選択できれば, 左右の走行位置のずれに起因する誤差を小さくできる。

##### ③ 現場での波形確認

実際の現場で軸重が桁端を通過する際に垂直補剛材に生じるひずみが急変することを確認する。また, その測定点が単独の車線に応答するかどうかを確認する。実際の橋梁では, 以下のような場合に支点反力法による BWIM が実施出来ないことが予想される。

- a. 伸縮装置の不具合や, 落橋防止防止用桁連結板の固着により, 軸重が伸縮装置を通過してもその軸重となる支点反力が 0 とならず, 支点反力の波形に急変が生じない場合。
- b. 橋台部分から伝達されたり, 橋面上の不陸によって発生する振動成分が大きく, 急変部を有する響線の成分が明確に判別できない場合
- c. 車線位置と桁の間隔が設計図面での想定と異なり, 複数の車線に対して応答する場合。
- d. 想定した支点反力よりも実際に計測される応答値が非常に小さい場合。

## 2.3 影響面積法の実証試験

鋼プレートガーダー橋はわが国の鋼道路橋で最も一般的な橋梁形式の一つであり、BWIM を行なう橋梁形式として適していると考えられる。鋼プレートガーダー橋のほとんどは鉄筋コンクリート床版を用いるのが一般的であるが、一部の床版には床版の耐荷力向上のために増設縦桁が設けられている。増設縦桁は主桁間を走行する車両の輪荷重を床版とともに支持するため、輪荷重に敏感に反応し、影響線が主桁と比べて比較的短いと考えられる。本研究では、鋼プレートガーダー橋の増設縦桁で影響面積法による BWIM を実施し、その適用性について調査した。本項では、2 つの橋梁で行った BWIM の測定結果から、荷重車走行試験による精度の検証について述べる。

### 1) 測定橋梁

一般国道 25 号亀山大橋は 4 径間連続鋼板桁橋とプレストレストコンクリート橋からなる。国道 25 号は名阪国道と呼ばれ、一般国道でありながら高速道路と同程度の実勢速度で車両が走行しているといわれている。また、大阪と名古屋を結ぶ重要な路線であり、中部地方整備局管内では国道 23 号と並ぶ重交通路線である。亀山大橋は上下線とも床版補強工事が行われており、大阪行きは横桁と縦桁の添設、名古屋行きは縦桁の添設が行われている。亀山大橋の橋梁一般図とひずみ測定点を図 2.6 に示す。走行、追い越し車線下にある縦桁の支間中央下フランジに各 2 点ずつ、計 4 点のひずみゲージを橋軸方向に貼付した。さらに、参考値として主桁に発生する応力も同時に測定するため、主桁支間中央下フランジにもひずみゲージを橋軸方向に貼付した。

一般国道 22 号枇杷島高架橋は、片側 3 車線の上下線分離構造であり、13 連の鉄筋コンクリート床版鋼板桁橋である。鉄筋コンクリート床版は主桁間にある縦桁により補強されている。この橋梁は名古屋市の北に位置しており、名古屋市街地を抜けて一宮方面に向かう車が多い。

測定は一宮方向の車線のうち、21.3m の径間で行なった。橋梁一般図とひずみ測定点を図 2.7 に示す。車線下に位置する縦桁の支間中央下フランジにひずみゲージを橋軸方向に貼付した。さらに、車両重量に対応する主桁応力も同時に測定するため、主桁支間中央下フランジにもひずみゲージを橋軸方向に貼付した。

### 2) 測定方法

あらかじめ重量を測定した大型車両を走行させ、各測定点の応答波形を測定し、単位重量当たりの影響面積を求めた。車両の違いにより総重量あたりの影響面積に変化がないことを検証するため、荷重車には、軸重、軸距などが異なる 2 種類の大型車を用いた。図 2.8 に荷重車の概要を示す。

亀山大橋では規制を行わず、供用下で荷重車（3 軸ダンプ、3 軸貨物）を走行させた。枇杷島高架橋では、交通規制を行い、荷重車（2 軸ダンプ、3 軸ダンプ）を 20~30Km/h で単独走行させた。

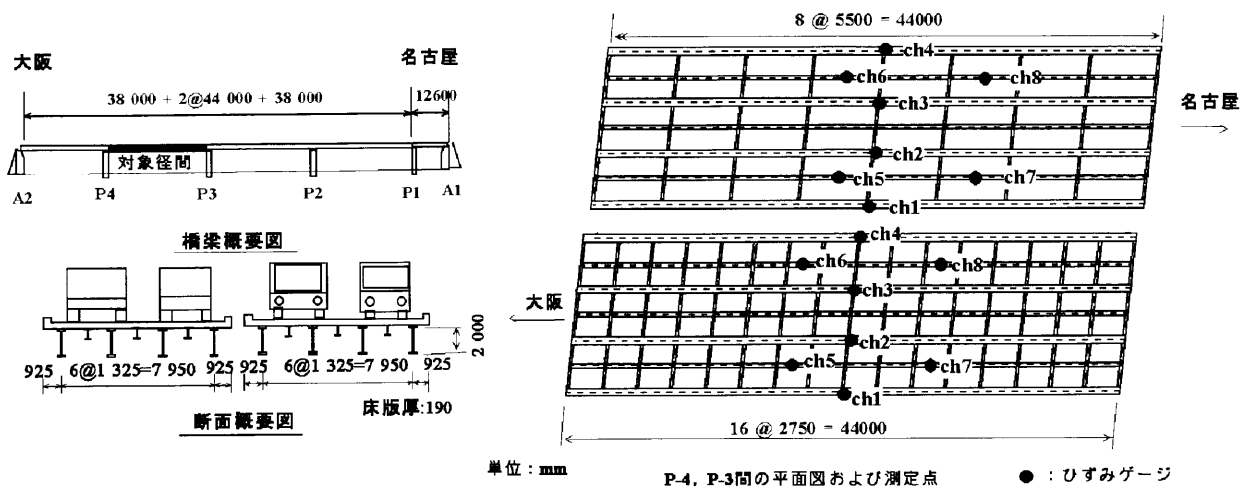


図 2.6 亀山大橋の測定径間の概要

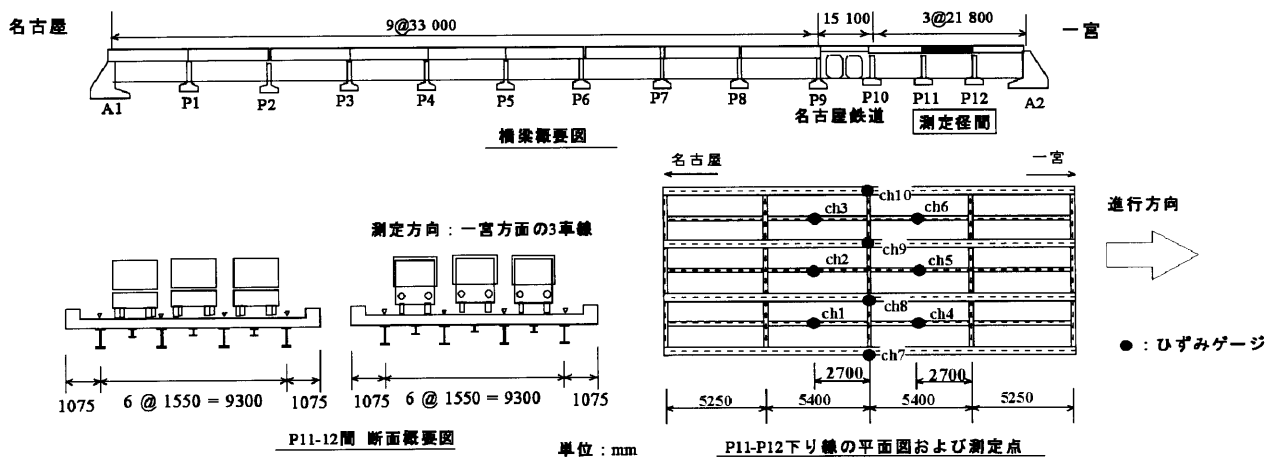


図 2.7 枇杷島高架橋の測定径間の概要

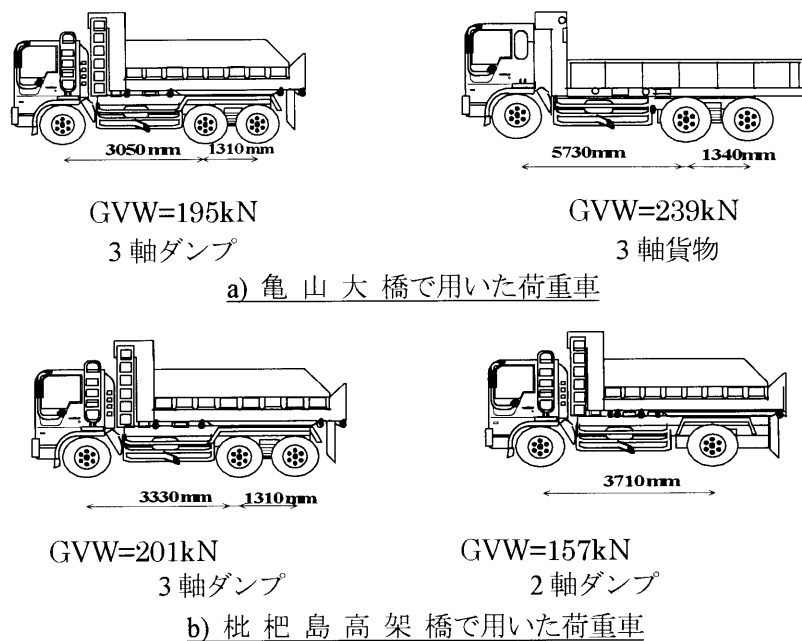


図 2.8 荷重車の車両総重量と形態

図 2.9 にひずみ波形の例（枇杷島高架橋，3 軸ダンプ）を示す。図からわかるように，縦桁下フランジに生じる実際のひずみ波形では細かい振動成分なども存在し，影響面積を求める際の応答の開始，終了が判別しにくい。そこで，各々の車両走行時のピーク値の 5%を越える区間を応答範囲と定め，この区間で波形の積分を行なった。また，2 つの測定断面の波形を比較して 2 断面間の通過所要時間を求め，2 断面間の距離から車両走行速度を求めた。

### 3) 測定結果

ひずみ波形の時間積分値に走行速度を乗じ，影響面積を計算した。各測定点ごとに，単位車両重量あたりの影響面積を計算し，これらの平均値を一般車両の総重量推定に用いるキャリブレーション値とした。次に，キャリブレーション値を用いて，それぞれの走行ケースごとに荷重車の総重量を推定し，各測定ごとの荷重車総重量の推定値のばらつきを検証した。

計量所での車両総重量の実測値に対する推定値の関係を，図 2.10～図 2.12 に示す。実測値に対して，枇杷島高架橋では $\pm 10\%$ ，亀山大橋では $\pm 20\%$ 程度のばらつきが生じた。車両の違いにより推定精度が大きく変化することはなかった。走行速度と推定総重量の関係を図 2.13～図 2.14 に示す。荷重車の走行速度  $30\text{km/h} \sim 75\text{km/h}$  程度の範囲では，特に応答値が変化することはなく，速度に応じた推定精度の変化は見られなかった。荷重車の推定車両総重量のばらつきの要因としては，速度の推定誤差や，車両走行時の輪重の動的変動<sup>9),10)</sup>などが考えられる。

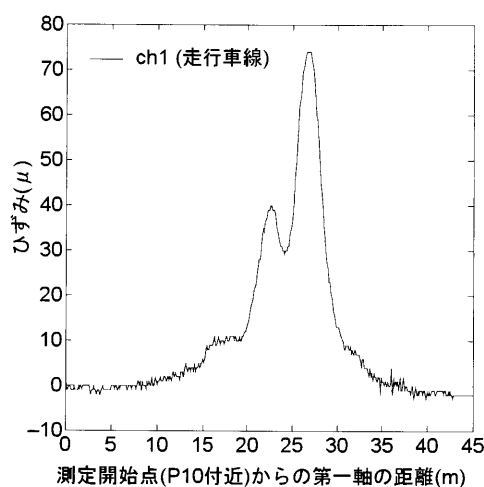


図 2.3.4 ひずみ波形の例（枇杷島高架橋，3 軸ダンプ走行時）

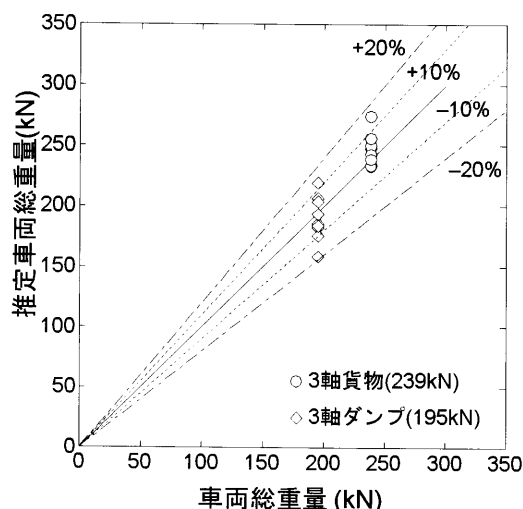


図 2.3.5 車両総重量の推定結果  
（亀山大橋：大阪行）

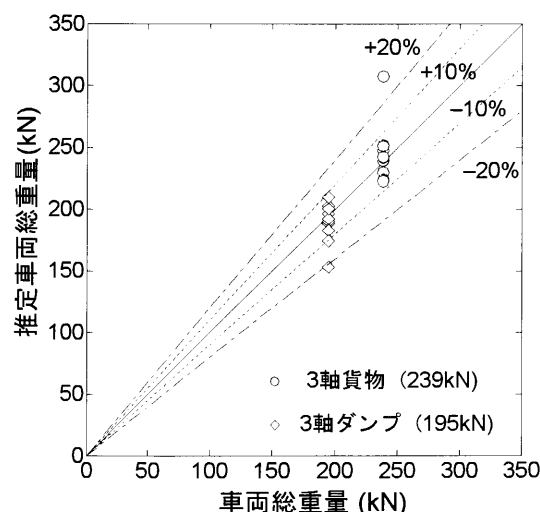


図 2.3.6 車両総重量の推定結果  
（亀山大橋：名古屋行）

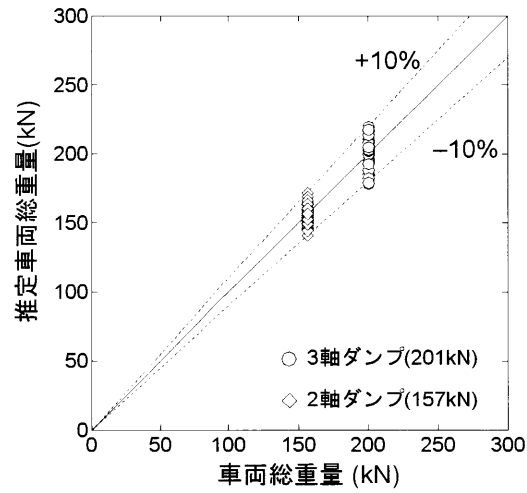


図 2.3.7 車両総重量の推定結果 (枇杷島高架橋)

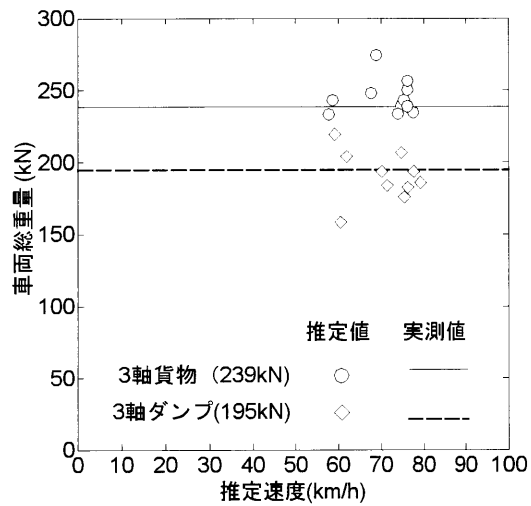


図 2.3.8 走行速度と車両総重量  
(亀山大橋：大阪行き)

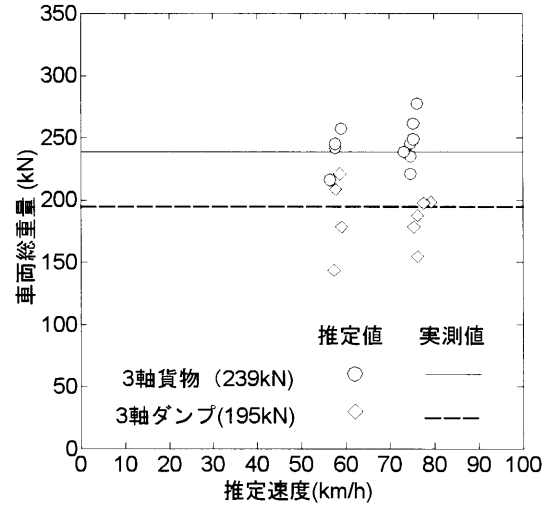


図 2.3.9 走行速度と車両総重量  
(亀山大橋：名古屋行き)

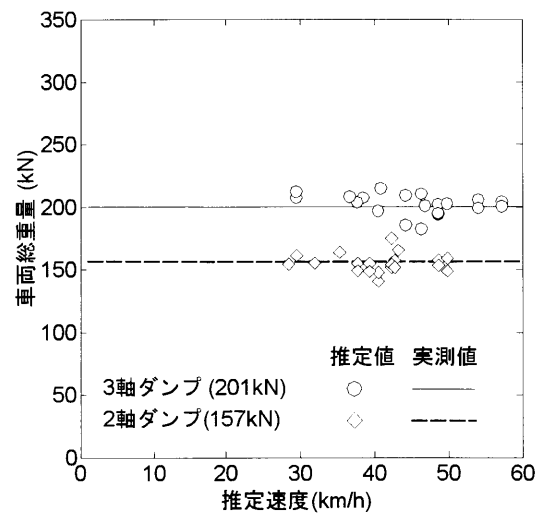


図 2.10 走行速度と車両総重量 (枇杷島高架橋)

#### 4) 同時載荷の影響

橋梁上に複数の車両が走行する際にどのような問題が生じ得るかを確認するため、亀山大橋の荷重車走行試験の計測結果から、走行車線と追越車線に単独ケースの測定結果を重ね合わせ、荷重車が横方向に同時に走行する場合（以下、「同時載荷」とする）の縦桁のひずみ波形を作成した。大阪行き走行車線の縦桁 ch5 における、同時載荷時と単独走行時のひずみ波形を図 2.16 に示す。単独走行時の波形を見ると、縦桁の直上に輪重が走行する時に大きくひずみを生じ、微少な振動を除いた応答値が生じる範囲は 7m 程度である。これは、荷重車の最遠軸距 4.36m+縦桁長さ 2.75m にほぼ相当し、縦桁が床版の一部として変形することによって生じる応力であると考えられる。一方、同時載荷時には、波形の概形はよく似ているものの、より長周期の成分が付加され、波形がプラス側に移動している。

同時載荷時に波形が変化することとして、Ch5 が主桁支間中央にあるため、同時載荷により主桁のたわみが大きくなったことが考えられる。なお、同じ車線を通常の車間距離で荷重車が連行する場合には変化は見られなかった。つまり、Ch5 の応答値には、隣接車線の車両重量が影響しており、同時載荷が生じた場合には、隣接車線の影響も計算してしまい、車両総重量の推定精度に影響があると考えられる。亀山大橋の場合、交通流が安定しており、2 車線の同時載荷の確立は高くないと考えられるが、増設縦桁を用いた BWIM を構成する際には、主桁たわみによる隣接車線からの影響ができるだけ小さい測定点を選択することが好ましいと考えられる。

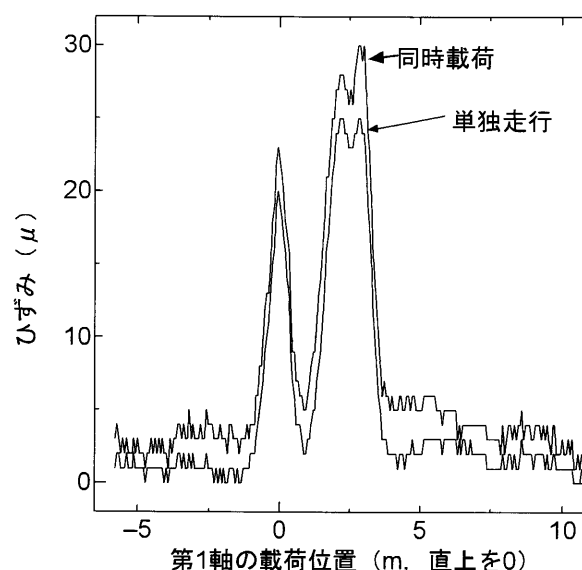


図 2.16 同時載荷時のひずみ波形（亀山大橋大阪行き, ch5）

#### 5) 最遠軸距の推定

車両の移動により部材が応答を開始し、終了するまでの時間は車両の先頭軸が影響線上に進入し、最後尾軸が退出するまでの時間、すなわち車両が影響線長+最遠軸距(先頭-最後尾軸間)だけ移動する時間である。したがって、部材応答時間を車両速度を用いて距離に変換し、この距離から影響線長を引くことで最遠軸距を推定した。具体的には、応答波形の最大値の 5%点を超える範囲を部材の応答範囲とし、応答の開始から終了までの時間に車両速度を乗じて距離に変換、縦桁の支間長を引くことで最遠軸距を求めた。実際の最遠軸距に対する推定最遠軸距を図 2.17～2.19 に示す。亀山大橋では、±1m 程度の誤差であり、3 軸貨物と 3 軸ダンプの区別ができる程度の精度であったが、枇杷島高架橋では、ばらつきが大きく、3 軸ダンプ(最遠軸距 4.36m)と 2 軸ダンプ(最遠軸距 3.71)の区別はできない結果となった。ばらつきの原因としては、主桁の振動成分により、応答の開始、終了点に誤差が生

じるためであると考えられる。

この推定精度では、車両の正確な長さを求めることは困難であるが、トレーラーか否かというような大まかな車種の判定は可能であると考えられる。筆者ら<sup>4)</sup>、松井ら<sup>6)</sup>は応答のピーク値から軸距や車種を判別しており、縦桁でもこれらの方法を採用すれば、軸距の推定精度の向上や車種の判別なども可能になると考えられる。

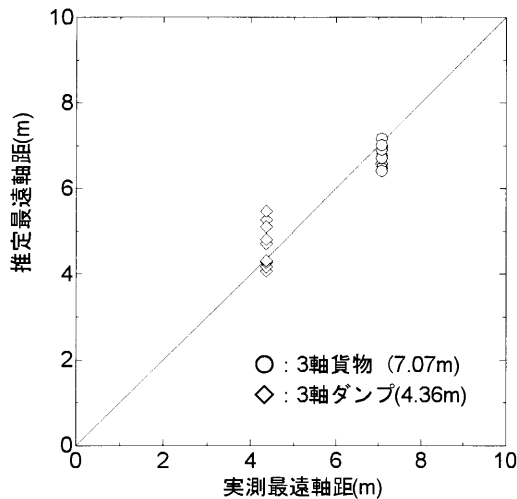


図 2.17 最遠軸距の推定精度(亀山大橋, 大阪行き)

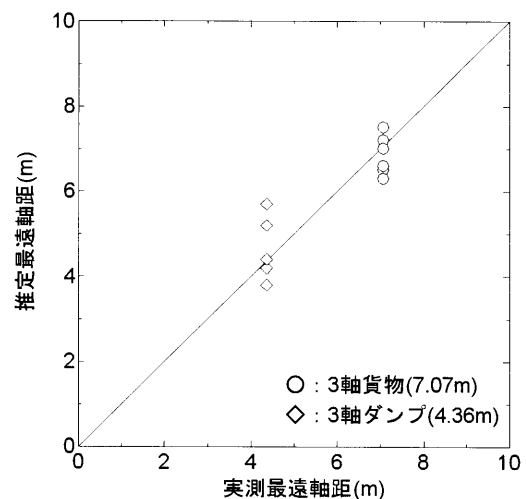


図 2.18 最遠軸距の推定精度(亀山大橋:名古屋行き)

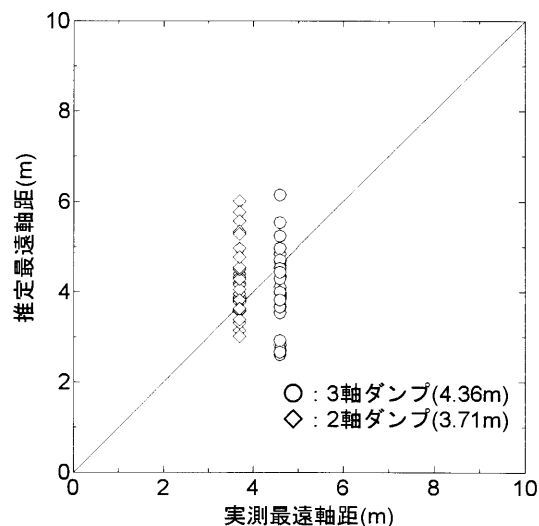


図 2.19 最遠軸距の推定精度(枇杷島高架橋)

## 2.4 支点反力法の実証試験

### 1) 測定対象橋梁

小島高架橋の測定径間の概略と測定位置を図 2.20 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。測定対象径間は木曽川右岸に位置し、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、走行車線を走行する車両についても応答することが判明したため、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 2.21 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．測定点の選定にあたり，直上の車線にのみ応答するような測定点を選定し，予備測定を行なってこれを確認した．

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．サンプリング周期は 200Hz とした．

## 2) 端垂直補剛材のひずみ波形

図 2.22 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．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，この間の振動成分による変化は軸重による変化に対して小さく，振動の影響は少ないと考えられる．

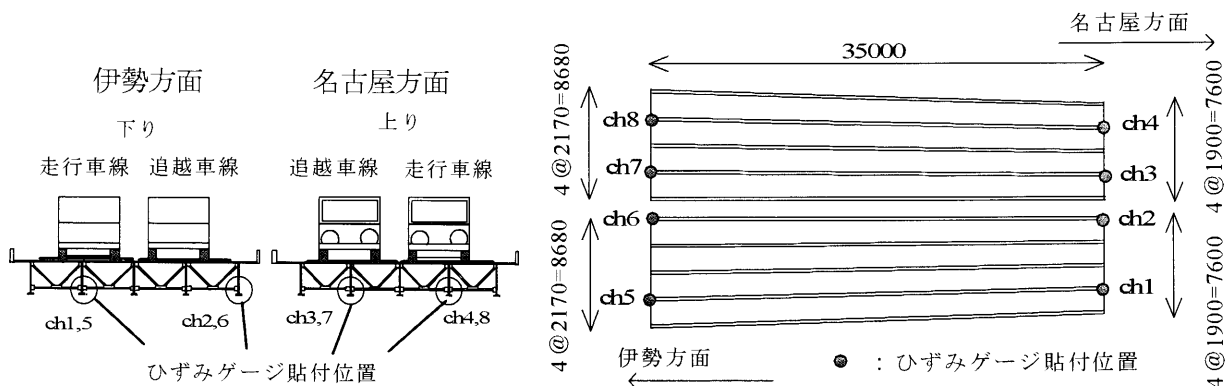


図 2.20 ひずみゲージ貼付位置(小島高架橋)

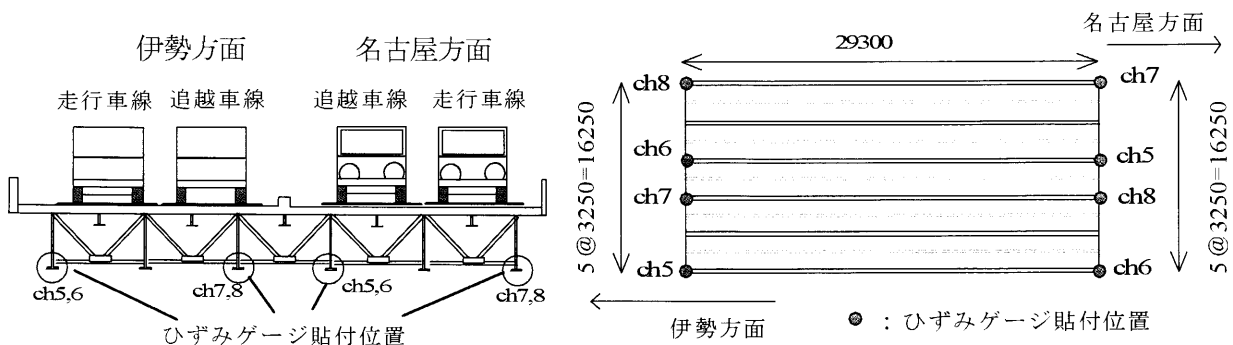


図 2.21 ひずみゲージ貼付位置(四日市高架橋)

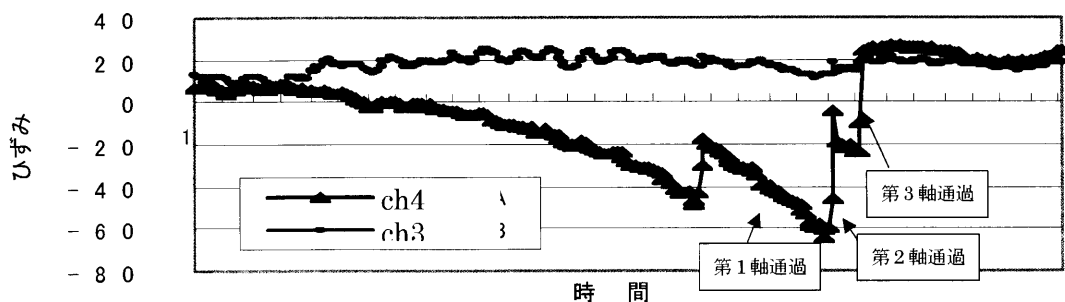


図 2.22 測定波形の例(出口側支点部)

### 3) キャリブレーションと精度

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。

各走行ケースの軸重、総重量を再計算した値(荷重の推定値)を図 2.23、図 2.24 に示す。四日市高架橋では、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 $\pm 20 \sim 30 \text{ kN}$ 程度のばらつきとなった。また、車両総重量についても小島高架橋の3 ケースを除いて、軸重と同程度のばらつきとなり、相対的にばらつきが小さくなっていると考えられる。小島高架橋の推定結果に見られるばらつきが比較的多い3つのケースは、ドライバーが意識的に走行位置を変えたケースであり、伊勢方面追越車線(Ch6)で誤差が大きくなっている。これは、Ch6 の主桁が直上の車線の左右輪にはさまれる位置ではない測定点であるため、走行位置のずれの影響を他の測定点よりも大きく受けるためであると考えられる。

EU における WIM の規格によれば、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<sup>10)</sup>、車両が走行する際には、静的な軸重に対して 20～30%程度変動するとされる。また、瞬間的なタイヤ接地荷重を測定する埋設型の WIM を用いて軸重を測定し、これを合計すると、各軸重の接地圧の変動がある程度相殺され、ばらつきが小さくなることも確認されている<sup>10)</sup>。

支点反力法は軸重が伸縮装置上を通過する瞬間の現象を計測していることから、推定された軸重値のばらつきは主に接地圧の変動によるものであると考えられる。

出口側、入口側の時間差から、荷重車の走行速度を推定し、推定した走行速度と軸重の到着時間差から軸距を推定した。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、この誤差はほぼ波形データ中の 1～2 サンプルの単位であり、高い精度で軸距が推定されていると考えられる。

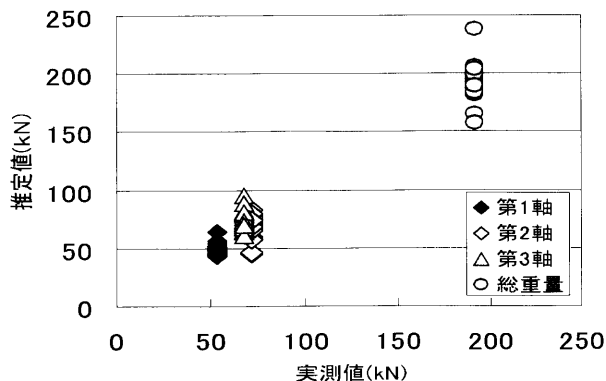


図 2.23 荷重車の推定結果(小島高架橋)

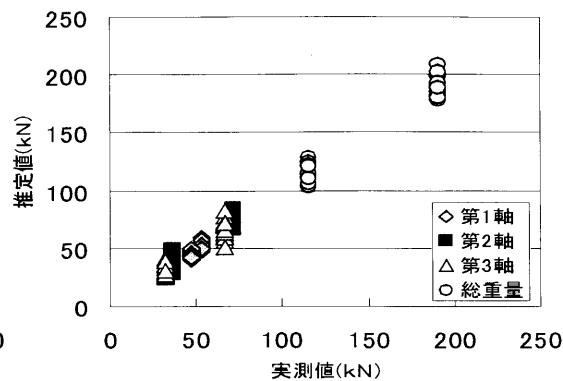


図 2.24 荷重車の推定結果(四日市高架橋)

## 2.5 まとめ

本章では, Moses<sup>1)</sup>の方法に代わる簡易な BWIM の手法として, 影響面積法, 支点反力法を提案し, その原理と実際の橋梁への適用方法を述べた. また, 鋼プレートガーダー橋を用いて荷重車走行による実証試験を行なった.

影響面積法について本章で得られた知見を述べる.

- 1) 自動車荷重が橋梁上を通過する際に生じる橋梁の応答波形の面積は, 通過した移動荷重の合計値に比例することを示した.
- 2) プレートガーダー橋の増設縦桁で影響面積法の実証試験を行い, 時刻歴波形として測定した上述の部材のひずみ波形を積分し, 推定した速度を乗じることで影響面積を算出した. 影響面積は, ばらつきはあるものの, 計量所で計量した車両総重量にほぼ正比例することが明らかになった.
- 3) 荷重車による影響面積の平均値をキャリブレーション値として, 各ケースでの車両総重量を推定したところ, 各ケースでの推定誤差は, 枇杷島高架橋では $\pm 10\%$ , 亀山大橋では $\pm 20\%$ 程度であった.
- 4) 部材の応答時間から最速軸距を推定する手法を示し, 荷重車について最速軸距を推定した場合, 誤差は **2m** 程度であり, 正確な推定は不可能であったが, 車両の長さをある程度推定することが可能であることが明らかになった.

以下に, 支点反力法について本章で得られた知見を述べる.

- 1) 直橋の支点反力は自動車が橋梁に進入または退出する際に, その軸重分だけ急変し, この急変量を応答波形から求めることにより, 各々の軸重を独立に求めることができることを示した.
- 2) 鋼プレートガーダー橋の端垂直補剛材で支点反力に対応するひずみ波形を実際に測定し, 車線下の桁の端垂直補剛材のひずみはその車線上の車両の軸重通過ごとに軸重に対応したひずみ量だけ段差状に変化することを明らかにした.
- 3) 既知の荷重を持つ荷重車を複数回走行させ, ひずみの変化量と軸重の関係を求め, 求めたキャリブレーション値から荷重車の軸重を求めたところ,  $\pm 20\text{kN} \sim 30\text{kN}$  程度の誤差で軸重が推定された.
- 4) 推定した軸重を各ケースごとに合計した車両総重量のばらつきは軸重の同程度の $\pm 20\text{kN} \sim 30\text{kN}$ 程度となり, 軸重の推定値のばらつきに対して相対的に少なくなった.
- 5) 橋梁の出口, 入口での軸重到着の時間差から速度を推定し, 各軸の到着時間差から軸距を求めた結果, 実際の荷重車の軸距に対して **15cm** 程度の誤差で推定できることを示した.

## 参考文献

- 1) Moses, F.(1979), Weigh-in-Motion System Using Instrumented Bridges, Transportation Engineering, Proceedings of ASCE, Vol.105, No.TE3, pp.233-249.
- 2) 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.
- 3) 小塩達也, 山田健太郎(2003), 橋梁上を走行する車両の軸重測定方法, 特許第 3574850.
- 4) 小塩達也, 山田健太郎, 貝沼重信, 小幡敏行, 古市 亨(1998), 鋼床版を用いた走行車輛の輪重推定, 構造工学論文集, Vol.44A, pp.1141-1151.
- 5) Dempsey, A., Jacob, B., Crracillim, J. (1998), Development and Experimental Testing of Orthotropic Bridge Weigh-in-Motion for Determining Axle and Gross Vehicle Weights, Proceeding of the Final Symposium of the project WAVE, LCPC, pp.227-238.
- 6) 松井繁之, El-Hakim(1989), RC 床版のひび割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.
- 7) Znidaric, A., Dempsey, A., Lavric, I., Baumgartner, W. (1998), Bridge WIM Systems without Axle Detectors, Proceeding of the Final Symposium of the project WAVE, LCPC, pp.101-110.
- 8) 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.
- 9) 日本鋼構造協会(1997), 鋼構造物の疲労設計指針・同解説.
- 10) COST 323 (1999) , "European WIM Specification", COST-323 Weigh-in-Motion of Road Vehicles, Final Report.



## 第3章 影響面積法による荷重実態調査とその分析

### 3.1 まえがき

道路橋を設計する際の活荷重は、積載状態の大型車両を想定し、定められてきた<sup>1)</sup>。設計の過程で橋梁の耐荷力が決定される際には、これらの設計荷重は実際の荷重に対して安全側となるように配慮され、荷重以外にも様々な安全率を考慮することで結果的に橋梁の崩壊に対する安全性が確保されてきた。一方で、既設の橋梁の安全性、持続性を評価する場合、その橋梁が実際に持っている性能と、橋梁に実際に作用する荷重の双方について把握する必要がある。

実際に道路橋に生じる荷重は、その路線の物流における位置付けや、渋滞状態などの交通状況、過積載車両の存在などが関与し、路線や地点ごとにさまざまに変化すると考えられる。荷重の繰り返しにより累積的に発生する疲労損傷については、過積載車両の比率や、車種別の台数などの様々な要因が関与していると考えられる。自動車荷重が道路構造物の耐久性、安全性に与える影響に着目し、荷重の実態調査が行なわれている<sup>2,3)</sup>が、わが国では未だに WIM の設置数が少なく、設計者、管理者が荷重の実態を十分把握できていないのが現状であると考えられる。

橋梁上の自動車活荷重が橋梁の安全性にどのような影響があるかについて、仮想的に発生させた荷重列を用いた分析<sup>4~9)</sup>が行なわれてきた。これらの研究では、実際の荷重の統計頻度分布に基づき、モンテカルロシミュレーションにより荷重列を再現し、影響線を用いて橋梁部材の応力変動波形を計算し、耐荷力や疲労について分析する手法が用いられている。例えば、三木ら<sup>4)</sup>は、モンテカルロシミュレーションにより発生させた荷重列に対して疲労損傷度を計算し、この荷重列を設計活荷重に置き換えた場合の等価台数を求めた。藤野ら<sup>3)</sup>は同時載荷が疲労損傷に及ぼす影響について検討した。これらの統計に基づいた荷重の確率モデルを用いる手法は、既設構造物上で実際の車両の荷重列データを測定するのが困難である場合や、再現確率の低い事象に着目する際には有効であるとされる。しかしながら、モンテカルロシミュレーションを行なう場合、実際の大型車両の形態や荷重の頻度分布に対し簡略化をせざるを得ず、過積載車両や特殊な車両までの確にモデル化するのは困難であると考えられる。一方で、疲労損傷は日常的な荷重の繰り返しにより発生する現象である。したがって、道路上の荷重を一定期間精密に観測し、実際の自動車荷重の時刻歴データを取得すれば、過積載や同時載荷などの事象がそのまま得られることになり、より現実的な検討が可能になると考えられる。

既設道路構造物の疲労耐久性や耐荷力を評価する場合には、供用中に実際に発生する応力を測定し、設計時の仮定や条件との差を考慮して検討が行なわれる。この場合には、長時間の応答値を波形として記録するのではなく、応力の大きさと繰り返し数を示す応力頻度分布の形式で測定が行なわれることが多い。藤原ら<sup>10)</sup>、高木ら<sup>11)</sup>は鋼道路橋において応力頻度分布を測定し、設計計算時の応力と比較している。鋼道路橋に生じる疲労損傷を予測・評価する際には、24 時間、72 時間といった供用中の一定時間の応力範囲頻度分布を測定し、測定点における設計疲労強度を考慮して疲労損傷度を求め、疲労寿命を求めることが行なわれている<sup>12)</sup>。しかしながら、応力頻度分布からどのような車両が走行したかという情報は得られず、車両荷重の影響を検証することは困難である。

以上から、橋梁に生じる応答値とその原因たる荷重を同時に計測することができれば、既設の橋梁の安全性、持続性を適切に評価できると考えられる。

本章では、鋼プレートガーダー橋の増設縦桁で影響面積法による BWIM を用いて大型車両の荷重実態調査を行なった。第2章で述べた亀山大橋(国道 25 号)、枇杷島高架橋(国道 22 号)に加えて、四日市高架橋(国道 23 号)の 3 橋について大型車両荷重の特性について分析を行なった。さらに、BWIM で得られた大型車両荷重の情報とそれによる増設縦桁の応答値を用いて、測定した車両が与

える増設縦桁の疲労損傷度を車両 1 台ずつについて計算し、車両荷重が疲労損傷度に与える影響を分析した。

## 3.2 測定対象橋梁および測定方法

### 3.2.1 測定対象橋梁

四日市高架橋は総延長 1.5km の高架橋で、三重県四日市市内の国道 23 号上にある。この高架橋のうち、スパン 30m の鋼単純プレートガーダーを測定対象とした。橋梁一般図とひずみゲージ貼付位置を図 3.1 に示す。6 主桁、4 車線で上下線一体構造であり、主桁間隔 3.25m に対して主桁間に縦桁が配置され、縦桁スパンは 4.65m、5.0m である。南行き車線を測定対象とし、車線下にある縦桁の支間中央下フランジにひずみゲージを貼付した。重量検出に用いる縦桁は、橋梁出口側端部の縦桁とした。橋梁端部の縦桁を用いることで、主桁のたわみによる曲げ応力の影響ができる限り小さくするようにした。Ch.1、Ch.2 を走行車線、Ch.3、Ch.4 を追越車線の車両検出・走行速度の計算に用い、主桁端部に近い、Ch.1、Ch.3 をそれぞれの車線を走行する車両の総重量推定に用いた。

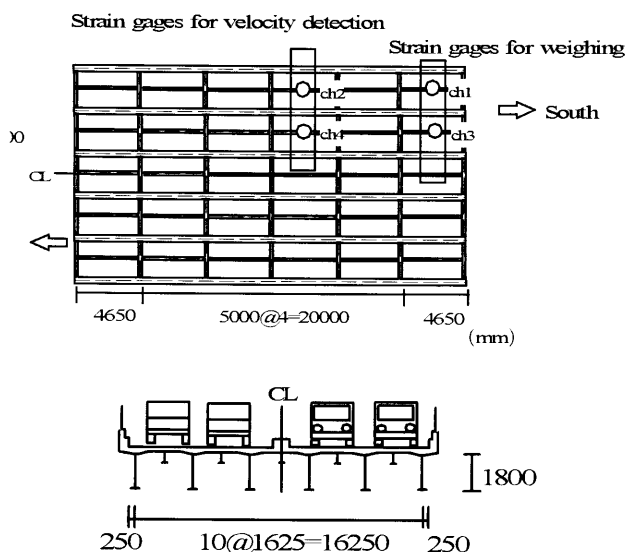


図 3.1 四日市高架橋の測定径間の概要

### 3.2.2 測定システム

荷重実態調査に用いた測定システムの概念図を図 3.2 に示す。ひずみ測定および波形データ収録は、東京測器研究所製のデジタル動ひずみ計 DRA101C を用いた。動ひずみ計の制御およびデータ転送は GP-IB (IEEE488) 回線を通じてノートパソコン上から行なった。計測制御プログラムは Microsoft Visual Basic4.0 を用いて作成した。サンプリングタイムは 5msec (0.005 秒) とした。

本研究では大型車両のみを測定することを目的に、ある一定レベル以上の重量をもつ大型車が走行する瞬間のみを抽出して観測することとした。そこで、測定器の機能のうち、ある一定レベルの入力が与えられると測定を開始する「トリガ測定機能」を使用した。さらに、車両連行などの際に波形が欠損するのを防ぐため、応答値がある一定以下になるまで連続して測定を行なう「連続トリガ機能」を使用した。トリガレベルは車両総重量が約 200kN の荷重車のひずみ波形から、ひずみ最大値の 75%(荷重車と同じ車種で約 150kN に相当)のひずみを生じるような場合に測定されるように設定した。この方式により、車両総重量が 150kN 程度(3 軸ダンブ換算)の大型車両が通過するごとに応答波形が記録され、車両が連行する場合には、連行する車両群がまとめて一つのファイル

に記録される。この手法により、測定器内部のメモリを節約し、連続測定を可能にした。また、シールドケーブルや桁温度の変化に伴い、ひずみ波形のゼロ点が見かけ上移動するような場合について、測定後に補正を行なうようにした。

本研究で用いた測定器は、測定器本体だけの独立した動作で 500 ファイル、波形にして正味 41 分間の測定が可能であり、測定メモリからパソコンへの転送時間は 1 分（10 チャンネル）である。そこで、59 分間のトリガ測定で大型車の波形データを計測器内のメモリに蓄積し、その後 1 分でパソコンのハードディスクに転送するようにシステムを構成した。59 分間の測定中にはデータ転送を行わず、測定器単体での動作を行なうことで、測定、記録、復帰動作の時間を短縮し、重交通路線での車両連行時の測定を可能にした。また、測定車両の車種等を特定するため、橋面にビデオカメラを設置し、橋面の車両の画像と通過時刻が確認できるようにした。

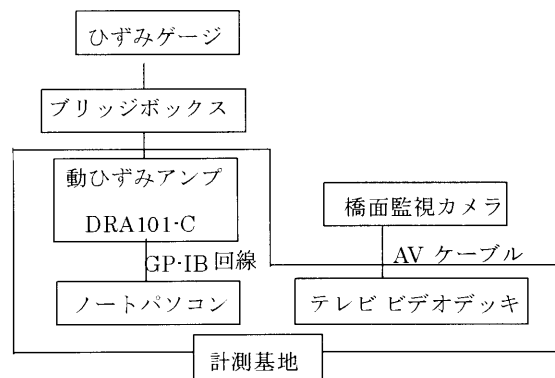


図 3.2 測定システム

### 3.2.3 BWIM プログラム

本研究では、測定されたひずみ波形データを自動的に解析し、車両荷重、走行速度等を算出するシステムを開発した。モニタリングシステムによって車両通過ごとのひずみ波形を測定した後、以下のような流れで車両総重量等を計算する。

- 1) 2 断面の測定波形を比較し、時間差を算出し、走行速度を求める（図 3.3）。
- 2) 複数の車両がひとつの波形ファイルに記録されている場合、走行速度と応答のピーク値の時間間隔から車間距離を推定し、車両ごとの波形に分解する（図 3.4）。
- 3) ひずみのゼロ点のずれや主桁のたわみによる曲げ応力を除去するため、1), 2) で車両を検出、走行速度を計算した後、車両に対応するピーク応答からある距離だけ離れた位置に相当する時刻の値を算出し、これらの点をゼロ点であるとして、線形補正を行なう。主桁の応力成分は、主桁の影響線長が縦桁のそれに比べて短いことから、変動周期が縦桁よりも少なく、この方法でほぼ除去できる（図 3.5）。
- 4) 波形の面積を計算、これに走行速度を乗ずることで影響面積を算出する。

$$A = V \cdot \int_{-\infty}^{\infty} r(t) dt \quad (3.1)$$

- 5) 影響面積の値をキャリブレーション値で除して車両総重量を求める。

$$GVW = \frac{A}{A_c} \cdot GVW_c \quad (3.2)$$

- 6) 応答時間、ピーク応答の間隔、走行速度から、最遠軸距を推定する。（図 3.2.6）大型車の後軸に用いられるタンデム軸（2 軸）、トリデム軸（3 軸）の場合は、これらの軸群の中心の位置を軸間隔と



する。

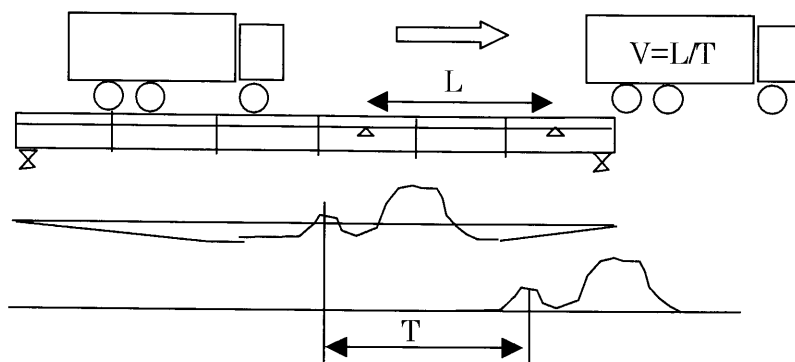


図 3.3 走行速度の計算

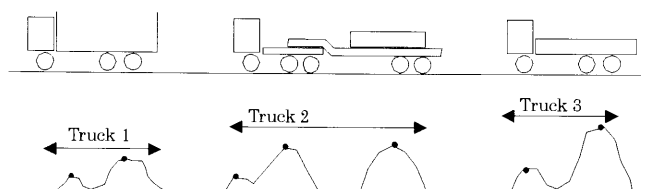


図 3.4 ピークの検出と車両単位への分解

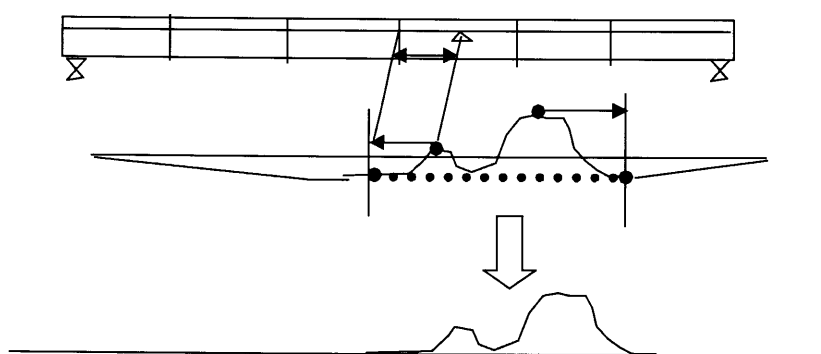


図 3.5 主桁たわみによる応力成分の除去

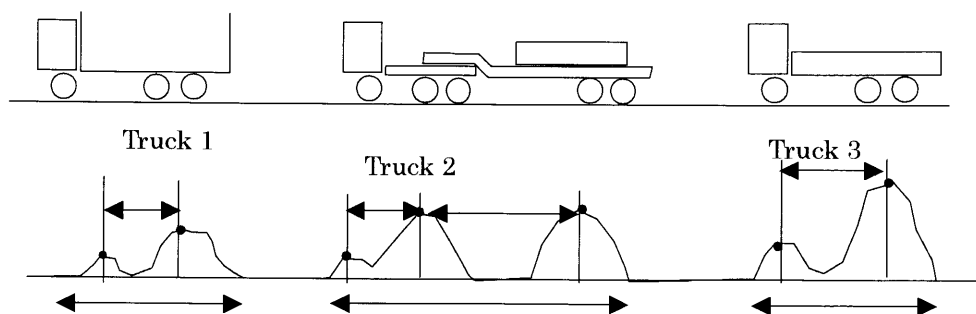


図 3.6 最遠軸距の推定

### 3.2.4 キャリブレーションと推定精度

四日市高架橋では、車両総重量 247kN の 3 軸貨物トラックを各車線で 6 回走行させてキャリブレーションを行っている。計量所での車両総重量（実測値）と、各試験走行の影響面積による推定値の関係を、図 3.7 に示す。実測値に対して、 $\pm 10\%$  の誤差が生じており、第 2 章で述べた枇杷島高

架橋，亀山大橋の測定結果と同程度のばらつきとなった．荷重車の推定車両総重量のばらつきの要因としては，速度の推定誤差や，車両走行時の輪重の動的変動<sup>13),14)</sup>などが考えられる．COST323<sup>15)</sup>により提案されているWIMの精度分類によれば，Class D+(20)程度となり，このBWIMは簡易測定を目的としたWIMとして位置付けられる．

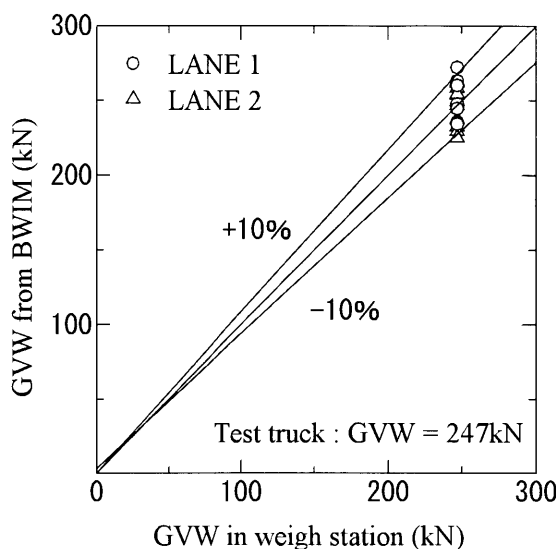


図 3.7 車両総重量の推定精度（四日市高架橋）

### 3.3 荷重測定結果

#### 3.3.1 最遠軸距と車両総重量

亀山大橋，枇杷島高架橋，四日市高架橋で，それぞれの荷重車走行時(総重量 200kN)の応答値を参考にトリガ値を定め，トリガシステムを用いて，縦桁の応答値波形を測定した．測定後，BWIMプログラムにより，車両総重量，最遠軸距を推定した．亀山大橋では 22 時間で大阪行き 6,474 台，名古屋行き 3,373 台，枇杷島高架橋では 24 時間，一宮行きの 835 台，四日市高架橋では 168 時間，55,438 台の大型車両の荷重データを取得した．

各橋梁で得られた最遠軸距と車両総重量の関係を図 3.8～図 3.11 に示す．図中には，大型車両の車両総重量と最遠軸距の制限のうち，「車両制限令による一般制限値」，「セミトレーラ等の特例」，「高速道路における特例」の車両総重量，最遠軸距の関係を図示した．多くの車両がこれらの法令に準拠した形で車両総重量の調整を行なっていると考えられる．一方，制限値を超える車両も多いことがうかがわれる．例えば，最遠軸距 5~10m 程度の車両群の最大値に着目すると，制限値の 1.5~2 倍程度の総重量の車両が観測されている．また，セミトレーラ類と見られる最遠軸距が長い車両については，制限値に対する車両総重量の超過割合が高くなる傾向がみられた．これは，セミトレーラ類は軸数が多く，車両構造上，大幅な過積載が可能であるためと考えられる．

図中の 3 つの制限値の包絡線を越える車両は測定された車両中，亀山大橋大阪行きで 22%，同名古屋行きで 38%，枇杷島高架橋で 51%，四日市高架橋では 26%であった．ただし，今回の 3 つの橋梁の測定では，総重量が小さい車両についてはトリガシステムが起動しない場合があり，トリガ値も異なっているため，同じ基準での超過率ではない．

いずれの橋梁でも車両総重量の最大値は 1000kN 程度を記録しており，計測と同時に行なった橋面のビデオ撮影記録を調査したところ，亀山大橋で確認された 1000kN 程度の車両のほとんどは，セミトレーラ類と判定された．また，枇杷島高架橋で確認された最大値である最遠軸距 10m，車両総重量 1047kN の車両は，トラッククレーンであった．最大値の測定結果については 5 章に述べ

ることとする。

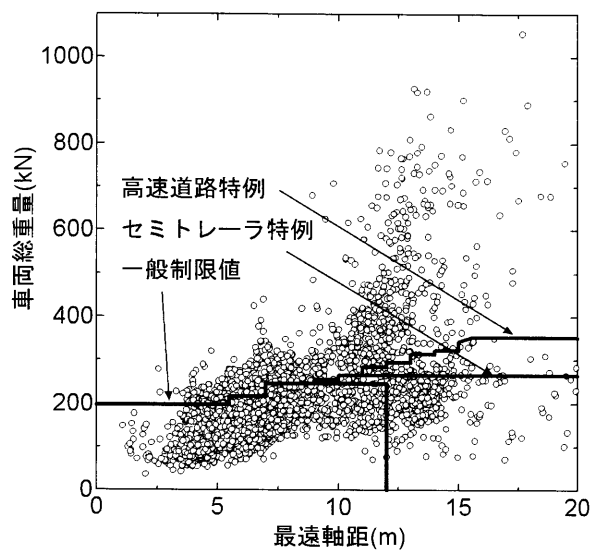


図 3.8 最遠軸距と車両総重量  
(亀山大橋, 大阪行き)

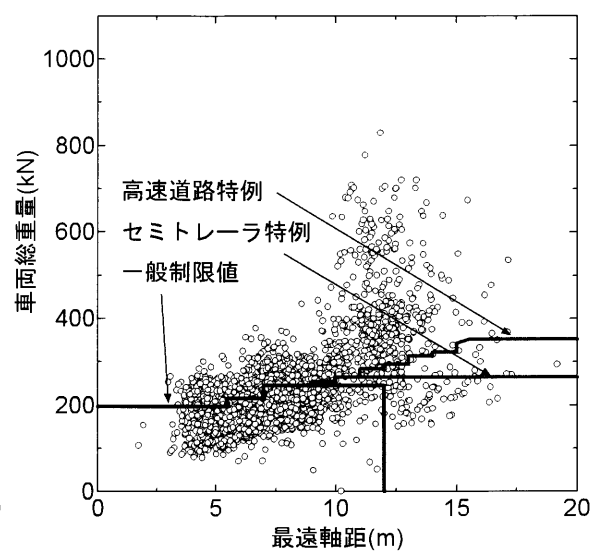


図 3.9 最遠軸距と車両総重量  
(亀山大橋, 名古屋行き)

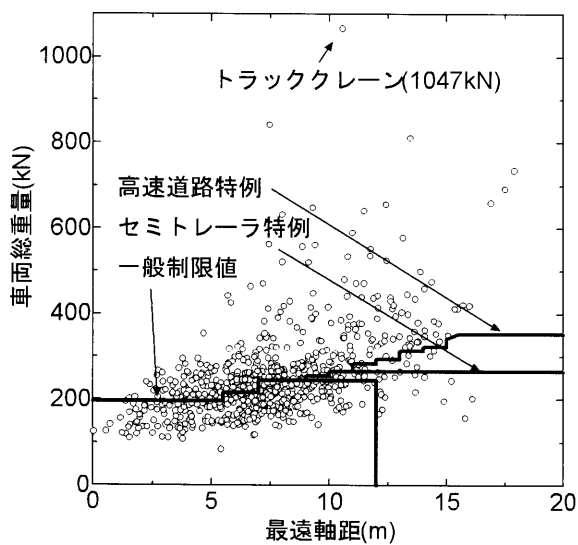


図 3.10 最遠軸距と車両総重量 (枇杷島高架橋)

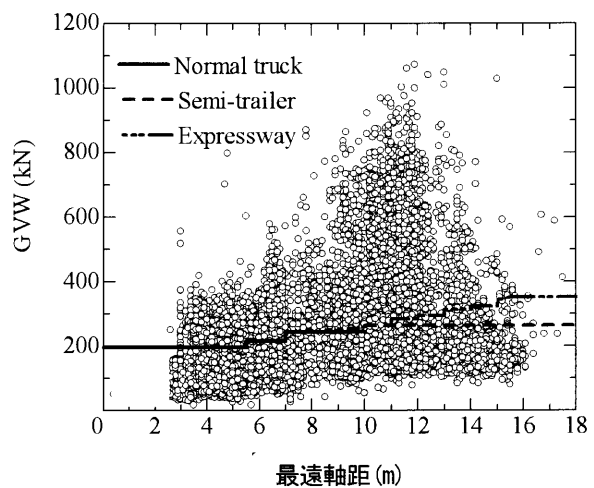


図 3.11 最遠軸距と車両総重量(四日市高架橋)

### 3.3.2 交通量の時間変化

四日市高架橋の時間あたり交通量の変化を図 3.12 に示す。朝夕の渋滞時に台数の落ち込みがみられるものの、月曜日から金曜日までは、ほぼ同じ台数の変化を示している。平日の大型車の日交通量は約 6,500 台であった。土曜、日曜日には台数が減少しており、土日をあわせて平日 1 日分程度の台数となった。

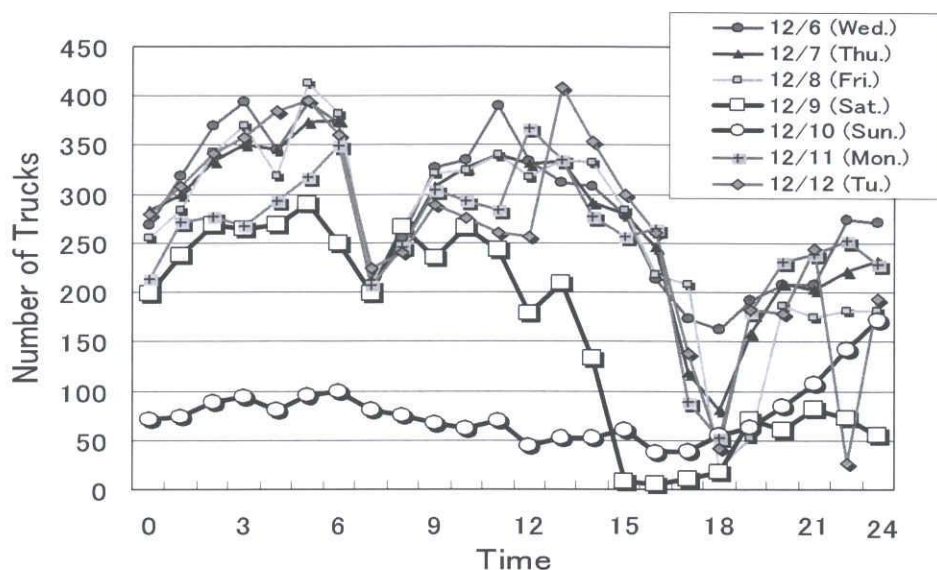


図 3.12 時間交通量の変化（四日市高架橋）

### 3.3.3 車両総重量の頻度分布

四日市高架橋の結果から計算した車両重量の相対頻度分布を図 3.13 に示す。相対頻度分布は 100kN, 200kN にピーク値があり、これらは、大型車両の積載、空車の代表的な値を示していると考えられる。全ての測定日で相対頻度分布の形状が良く一致し、車両台数の少ない土曜、日曜に関しても重量の相対頻度分布には変化が見られなかった。このことから、土曜日、日曜日には台数が少なくなるものの、1 週間を通じて、同じような車両の構成比率で大型車両が走行していると考えられる。

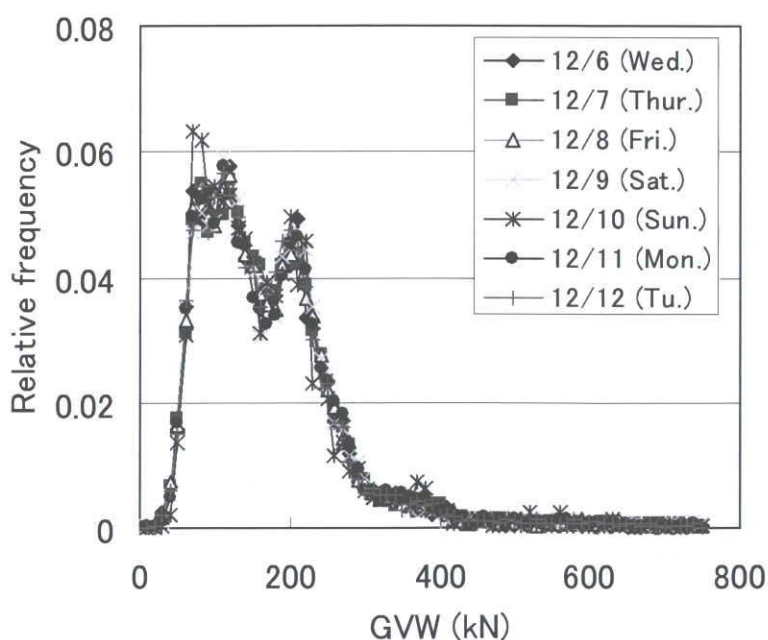


図 3.13 車両総重量の相対頻度分布

### 3.3.4 昼夜別、車種別の交通パターン

四日市高架橋で得られた荷重データについて、最遠軸距が 8m 未満のものを「トラック類」、8m 以上のものを「トレーラー類」として分類を行った。測定された台数は、トラック類 45999 台、トレーラー類 9439 台である。トラック類、トレーラー類ごとに車両総重量の頻度分布を計算したものを図 3.14、図 3.15 に示す。ここでは、6:00～18:00 を「昼間」、18:00～6:00 までは「夜間」とし、1 週間のデータを合計して計算した。昼間のトラック類は、100kN、200kN のピーク値のうち、100kN のピークの方が多いが、夜間には 200kN の台数が多くなり、積載車の割合が高くなることを示している。トレーラー類では、比較的総重量の小さい車両が昼間に多く走行し、空車、積載車のピークが 160kN と 280kN にみられた。夜間は総台数は減少するものの、重量の大きな車両が増加し、160kN と 380kN のピークが生じている。図 3.12 の交通量の変化によれば、四日市高架橋では昼夜ともに大型車両が多数走行しているが、昼と夜では荷重の特性が若干異なり、より重量が大きい車両が走行する傾向がある。

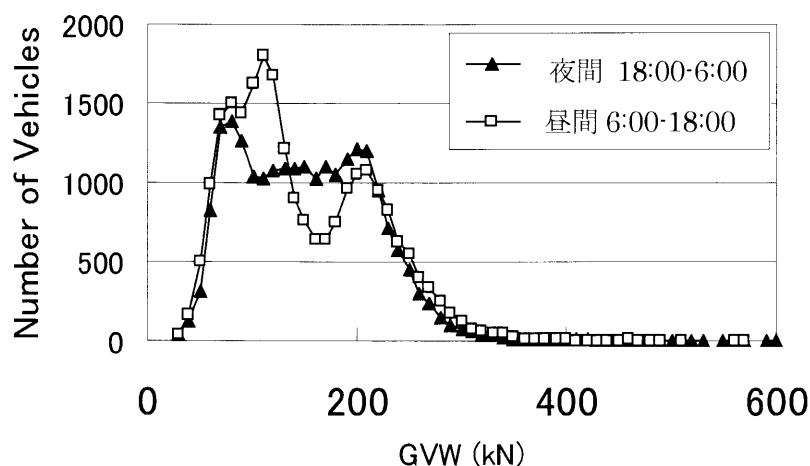


図 3.3.7 昼夜別の車両総重量頻度分布（トラック類）

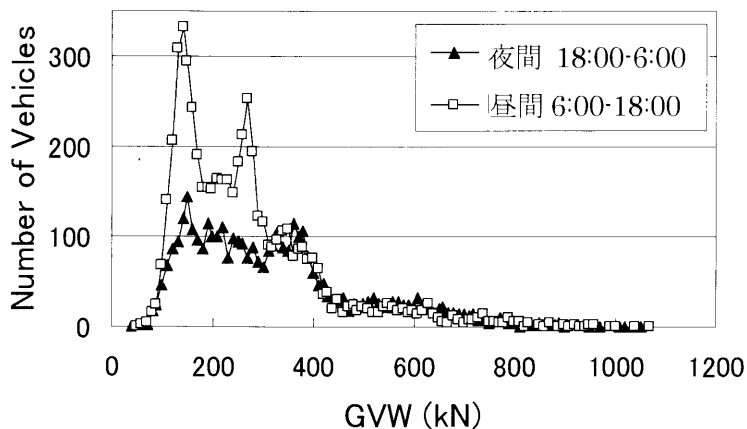


図 3.3.8 昼夜別の車両総重量頻度分布（トレーラー類）

## 3.4. 累積被害側を用いた増設縦桁の疲労評価

### 3.4.1 評価方法

3.3 の計測では、増設縦桁の応力波形から、主桁のたわみによる応力成分を除去することで、大型車 1 台の通過ごとにその車両による増設縦桁下フランジのひずみ応答波形が得られており、BWIM によりその車両の車両総重量などが推定されている。ここでは、この応答波形から車両単位で測定点の疲労損傷度を求め、車両総重量と疲労損傷度の関係について考察する。測定した車両台

数が多い四日市高架橋を中心に調査を行なった。

まず、増設縦桁で測定されたひずみ波形から、車両ごとに波形を抽出し、レインフロー法を用いて、ひずみ変動範囲を求めた。次に、疲労設計曲線として日本鋼構造協会の疲労設計指針<sup>16)</sup>に設定されているD等級(200万回疲労強度：100MPa)を用い、疲労損傷度を計算し、車両総重量、車両長さに対する疲労損傷度の関係を求めた。疲労設計曲線は、増設縦桁のウェブとフランジの溶接部分の損傷を想定して決定した。変動振幅応力に対する応力範囲の打ち切り限界は考慮しないものとした。ただし、測定点の波形には、ノイズの混入による1～2 $\mu$ 程度のひずみ変動が生じているため、4 $\mu$ 以下のひずみ変動範囲については計数しないものとした。走行車線と追越車線では縦桁と車線位置関係の違いから、同じ荷重でも走行車線と追越車線では8%ほどひずみ値が異なるが、走行車線、追越車線の荷重を比較するため、追越車線のひずみ値については荷重車の測定結果を用いて走行車線の縦桁と等価な値となるように換算した。

### 3.4.2 疲労損傷度の計算結果

10kNごとに車両総重量をクラス分けし、クラス別に疲労損傷度を累計した。車両総重量に対する損傷度の分布(以下、頻度分布に対応して損傷度分布と呼ぶ)を図3.16に示す。これらの値は最遠軸距で分類したトラック類、トレーラー類、双方の合計について、追越、走行車線の合計した値である。トラック類は、総重量200～250kNの車両による疲労損傷度が卓越し、ピーク位置は210kNであった。トラック類の台数分布は空車、積載車の双峰分布であったものが、損傷度分布では積載車両(200kN付近)を中心とした形状となっている。トレーラー類の損傷度分布は、総重量の幅が広く、ピーク位置は270、380kNであった。分布の中央値はトラック類で220kN、トレーラー類で480kNとなった。中央値より上側の車両の走行台数が全走行台数に占める割合は、トラック類で18%、トレーラー類で12%である。これは、疲労損傷の半分が、測定された車両全体の1～2割程度の台数の重量車によって生じていることを示している。

最遠軸距に対する走行台数と損傷度の分布を図3.17に示す。走行台数の分布は、車種別の混入率の特性が現れていると考えられ<sup>5)</sup>、トラック類では、3.8m、5m、6.6mが卓越し、トレーラー類では、9.5m、11.5m、14.2mが卓越した。損傷度の分布には、6.6mに大きなピークがあり、これらの車両群が損傷に寄与する率が高いことを示している。一方、トレーラー類は、台数は少ないものの、軸距が10～12mのものが大きな損傷度を生じている。全損傷度に対する割合は、トラック類が62%、トレーラー類が38%であった。

各最遠軸距ごとに計算した車両1台当たりの損傷度を図3.18に示す。図3.17における代表的なトラック類の3.8m、5m、6.6mの車両が1台当たり $2.5 \times 10^{-10}$ ～ $5.0 \times 10^{-10}$ 程度の損傷度であるのに対し、最遠軸距が10～12mのトレーラー類は $5.0 \times 10^{-10}$ ～ $7.5 \times 10^{-10}$ となり、車両1台当たりの損傷度はトレーラー類の方が2倍から3倍程度大きくなる。この原因としては、トレーラーは軸数が多く、軸重も大きいため、繰り返し数、発生応力がともに大きくなることが考えられる。

車線別、車種別の走行台数、疲労損傷度を図3.19、図3.20に示す。トラック類の走行台数は追越車線が1割程度少ないのに対し、トレーラー類は追越車線で走行車線の半分以下になっている。疲労損傷度の合計は、走行車線が $8.2 \times 10^{-6}$ であるのに対し、追越車線が $4.0 \times 10^{-6}$ となり、走行車線の荷重の方が約2倍の疲労損傷度となった。トラック類の与える損傷度は、追越車線でやや少なく、トラック類1台当たりの損傷度は走行車線が $1.7 \times 10^{-10}$ であるのに対し、追越車線は $1.5 \times 10^{-10}$ となった。

トレーラー1台当たりでは、走行車線 $5.7 \times 10^{-10}$ に対し、追越車線： $2.8 \times 10^{-10}$ となり、追越車線は走行車線の半分以下となった。これは、走行車線を走行するトラック類、トレーラー類は重量の

大きい車両が多いことを示している。

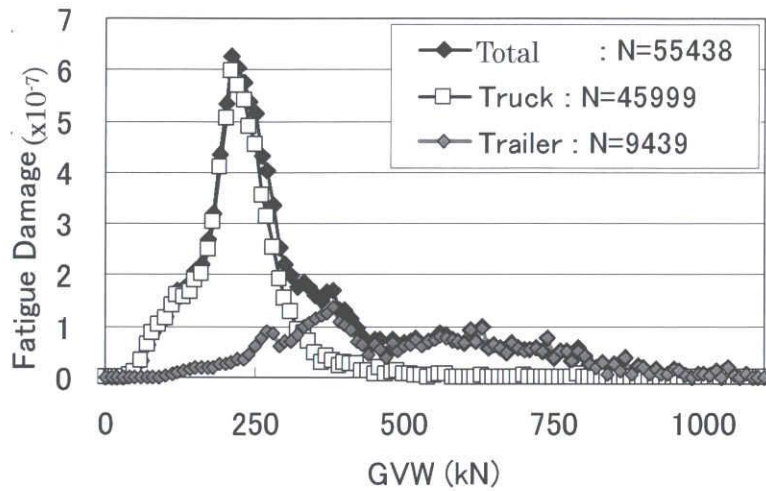


図 3.16 車両総重量に対する疲労損傷度分布

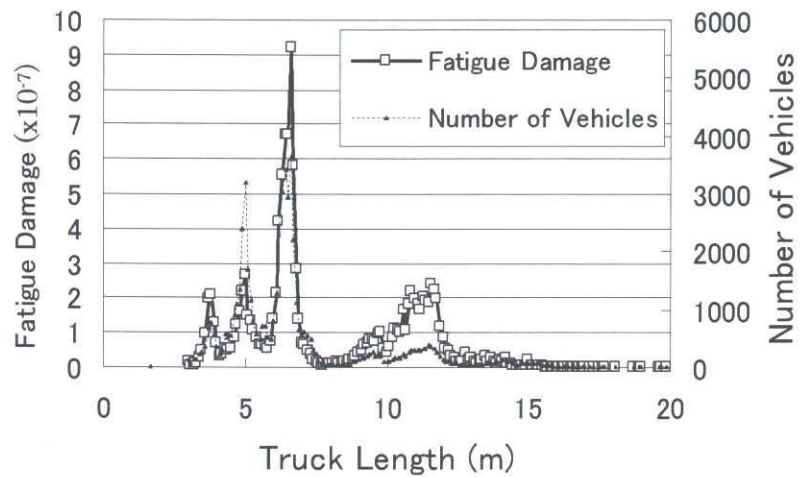


図 3.17 最遠軸距に対する疲労損傷度分布

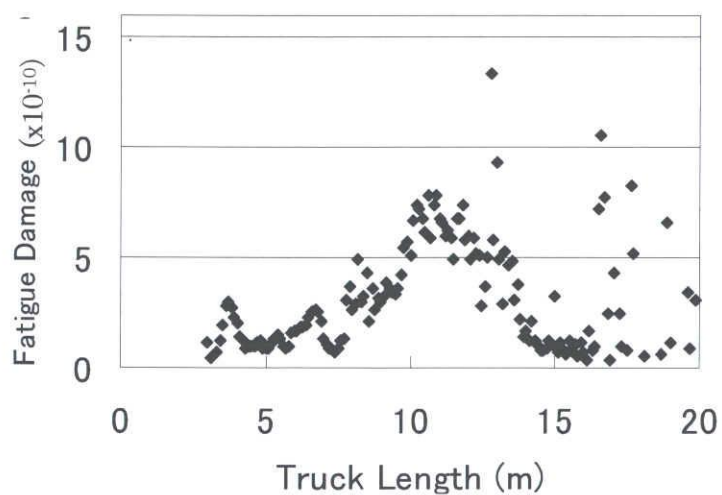


図 3.18 車両 1 台当たりの疲労損傷度  
(同じ最遠軸距を持つ車両群ごとの平均値)



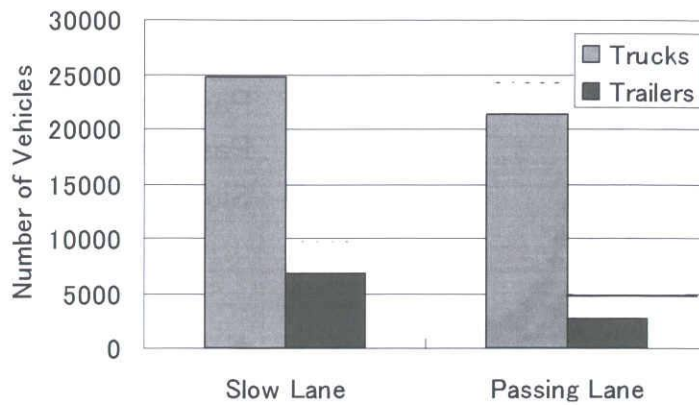


図 3.19 車線別の走行台数

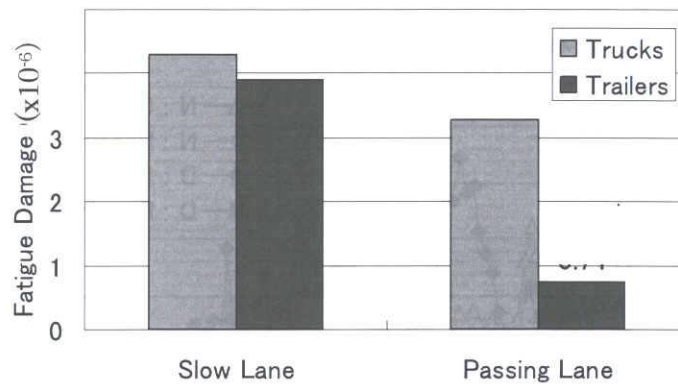


図 3.20 車線別の疲労損傷度

車線別に累計したトラック類の損傷度分布、台数分布を図 3.21 に示す。台数分布の空車を示すピークは追越、走行車線で 100kN 付近とほぼ一致しているが、積載車を示すピークは追越車線で 200kN、走行車線で 210kN となり、走行車線を走る積載車両の台数が多くなっている。損傷度分布は 200kN 程度まで分布形状が一致するが、走行車線のピークが 210 kN であるのに対し、追越車線では 200kN となり、ピーク値以降の車両総重量では走行車線の方が損傷度が大きい。トレーラー類の車線別損傷度分布、台数分布を図 3.22 に示す。トレーラー類の台数分布は、軽量なものを含めて、追越車線の走行台数が少なくなっており、車両総重量が増えるに従い、その傾向は強くなっている。トレーラー類の損傷度分布は、走行車線の中央値で車両総重量 500kN 程度、追越車線で、中央値 300kN 程度となり、分布形状が異なっている。以上から、走行車線の方が大型車両の走行台数が多くなるだけでなく、積載状態のトラック、車両総重量の大きなトレーラーの走行頻度が高くなっており、追越車線に対して厳しい荷重状態であると言える。

車両総重量、最遠軸距に対する走行台数を図 3.23 に、疲労損傷度を図 3.24 に示す。これらは四日市高架橋のすべての測定車両を集計したものである。台数のピークは 100kN～200kN、軸距 5m～7m の範囲に存在するが、疲労損傷度のピーク点はトラック類で 6.5m、車両総重量 240kN にあり、トレーラー類では、11.5m、360kN となった。また、この値は、トラック類では、一般国道を自由走行可能な車両総重量の上限値の 249 k N に近く、トレーラー類では、高速道路を走行可能な車両総重量に一致する。従って、ピーク点より大きな総重量クラス、つまり、過積載の車両群が疲労に対して大きな影響を与えている可能性がある。



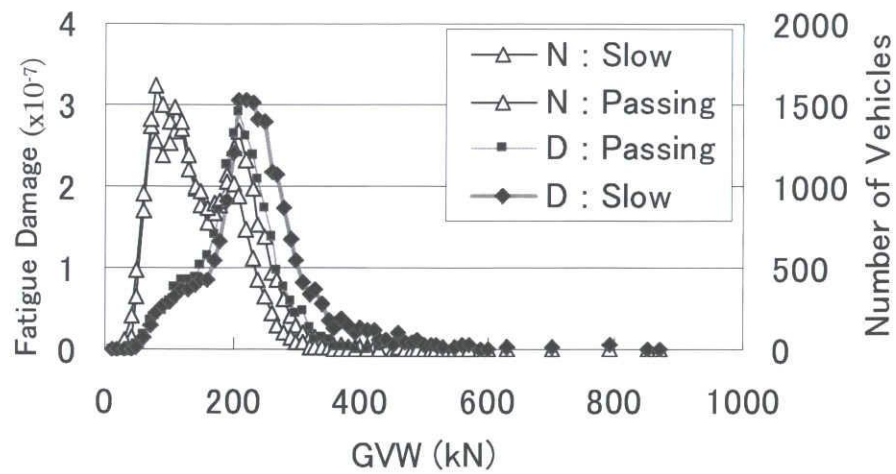


図 3.21 車線別の損傷度分布と台数分布：トラック類

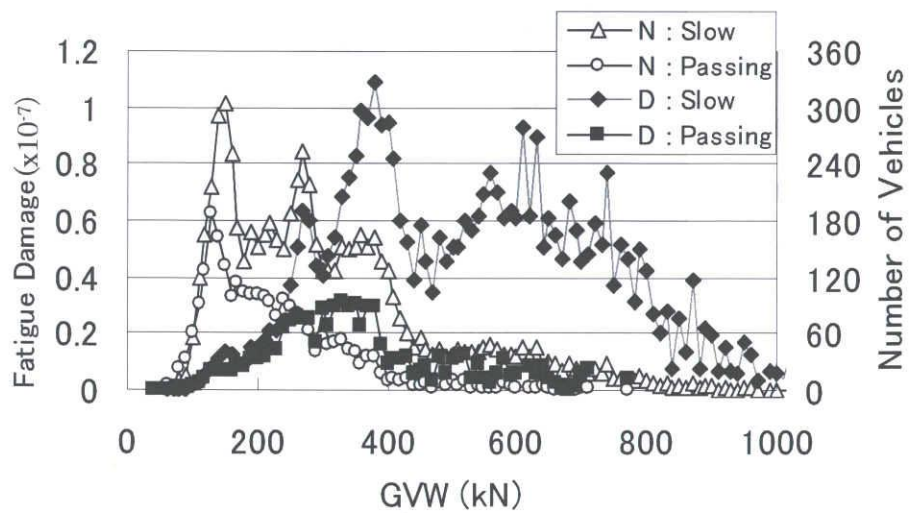


図 3.4.7 車線別の損傷度分布と台数分布：トレーラー類

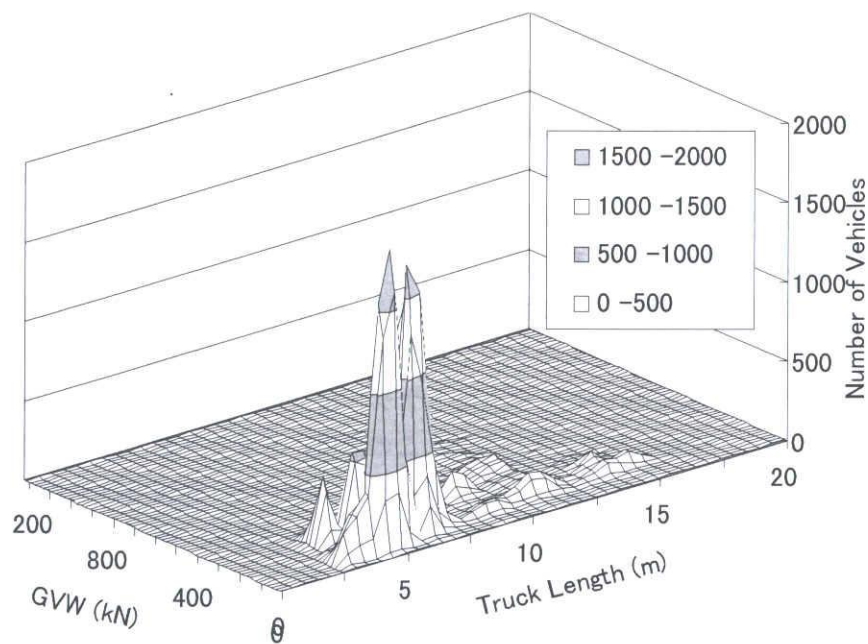


図 3.4.8 最遠軸距，車両総重量と台数分布

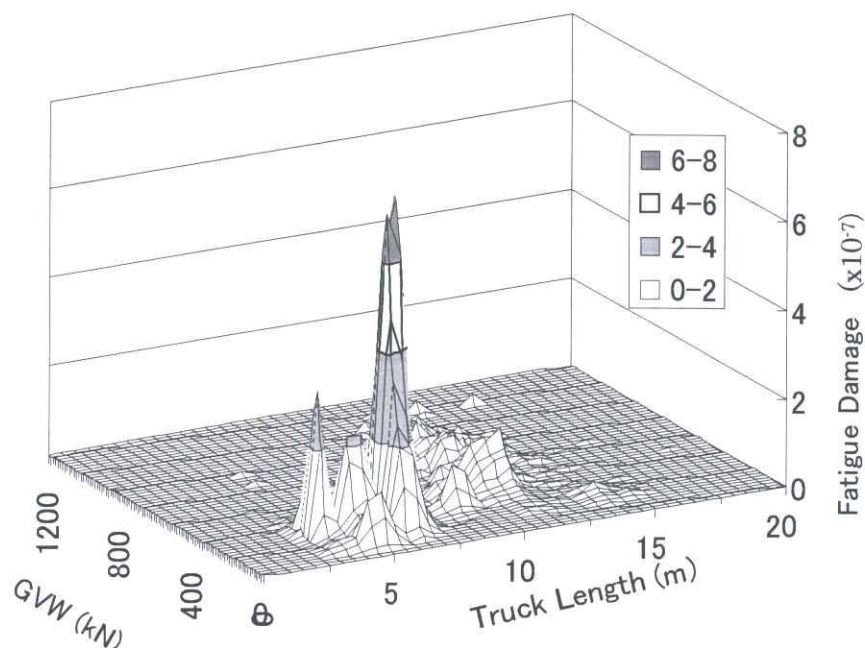


図 3.4.9 最遠軸距，車両総重量と疲労損傷度分布

### 3.4.3 3 橋梁の比較

枇杷島高架橋，亀山大橋についても，四日市高架橋と同様に測定された車両ごとに疲労損傷度を求めた．いずれもひずみ値は走行車線のひずみ値を基準としている．各橋梁の測定条件等を表 3.1 に示す．枇杷島高架橋，亀山大橋下り線は，測定縦桁の長さが 5.4，5.5m と四日市高架橋とほぼ同じであるが，亀山大橋下り線は 2.75m と約半分になっている．この 2 橋は四日市高架橋に対してトリガレベルが高く，100kN 程度の空車については実際の走行台数よりも少なく測定されていると予想される．

各橋梁の台数分布，疲労損傷度分布を図 3.25～図 3.27 に示す．枇杷島高架橋では台数分布のピークが 140kN と四日市高架橋と大きく異なるが，損傷度分布のピークは 210kN とほぼ一致した．亀山大橋では下り線，上り線で台数分布が異なるが，疲労損傷度分布の形状はほぼ同じであり，220kN のピークを示している．また，3 橋とも 300kN 以上の車両による損傷がその走行台数に比べて大きい．これは，四日市高架橋での結果と同様，トレーラー類の走行によるものと考えられる．

枇杷島高架橋，亀山大橋，四日市高架橋の損傷度分布から，分布最大値を 1 として正規化した相対疲労損傷度分布を図 3.28 に示す．3 つの橋梁の損傷度分布は 200～220kN をピークとして概ね一致している．図 3.21 の結果をあわせて考えると，このピーク値の位置は，3 軸～4 軸のトラック類を示していると考えられる．したがって，いずれの橋梁でも 200～220kN のトラック類が疲労損傷度に与える寄与率が高いと考えられる．また，300kN を越えるような範囲では，四日市高架橋の損傷度が大きい，これは四日市高架橋が他の 3 橋に比べてトレーラー類の混入率が高いことが原因であると考えられる．

表 3.1 測定橋梁の概要

|         | 枇杷島高架橋    | 亀山大橋<br>(下り線) | 亀山大橋<br>(上り線) |
|---------|-----------|---------------|---------------|
| 測定時間    | 72        | 21            | 21            |
| 測定台数    | 4067      | 2249          | 3286          |
| 縦桁の長さ   | 5.4m      | 5.5m          | 2.75m         |
| 主桁と車線構成 | 4 主桁 3 車線 | 4 主桁 2 車線     | 4 主桁 2 車線     |

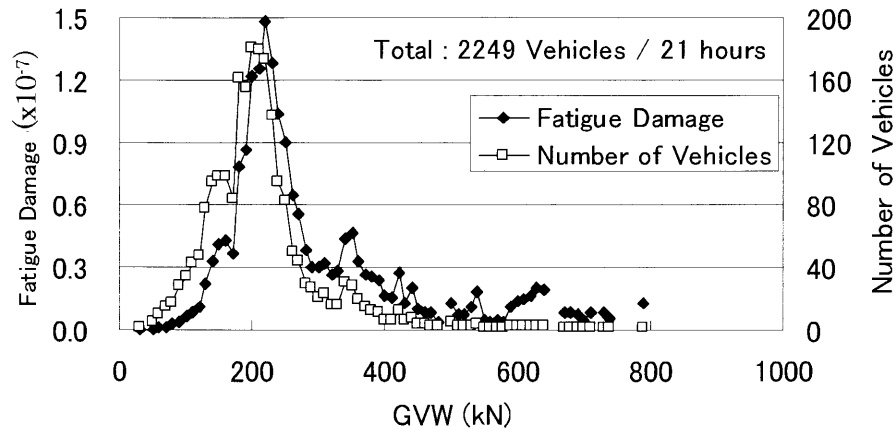


図 3.25 亀山大橋の疲労損傷度分布(上り線)

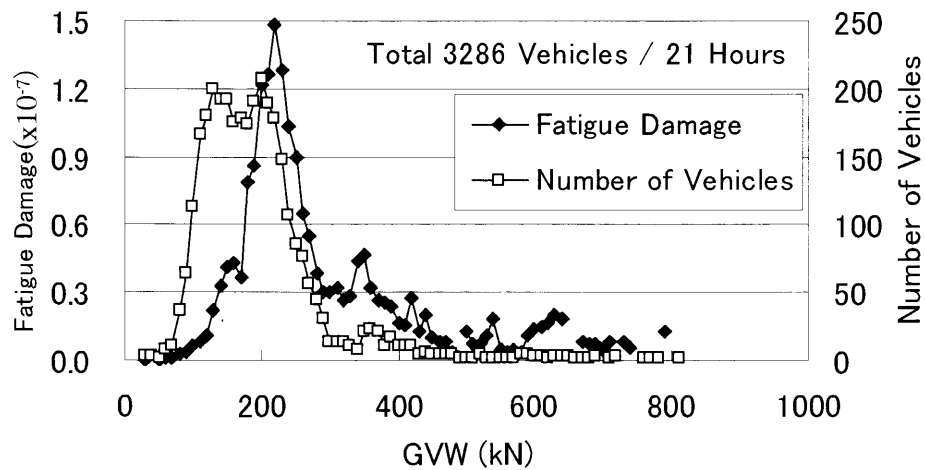


図 3.26 亀山大橋の疲労損傷度分布(下り線)

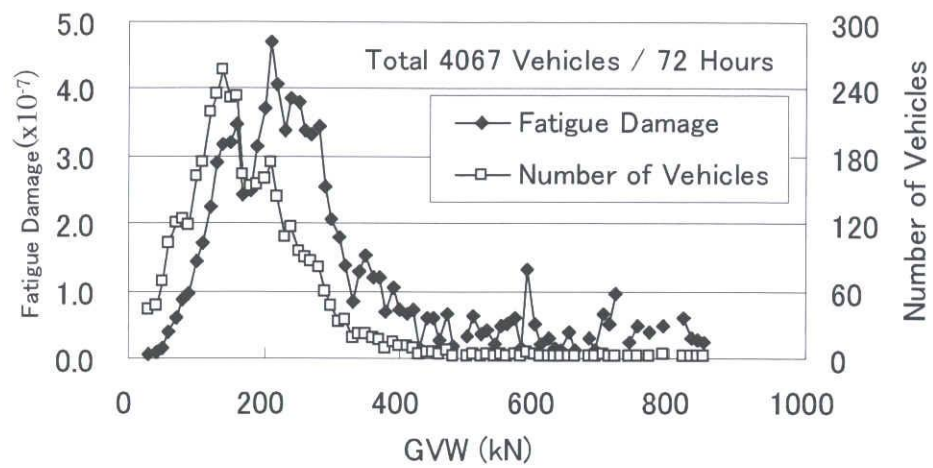


図 3.27 枇杷島高架橋の疲労損傷度分布

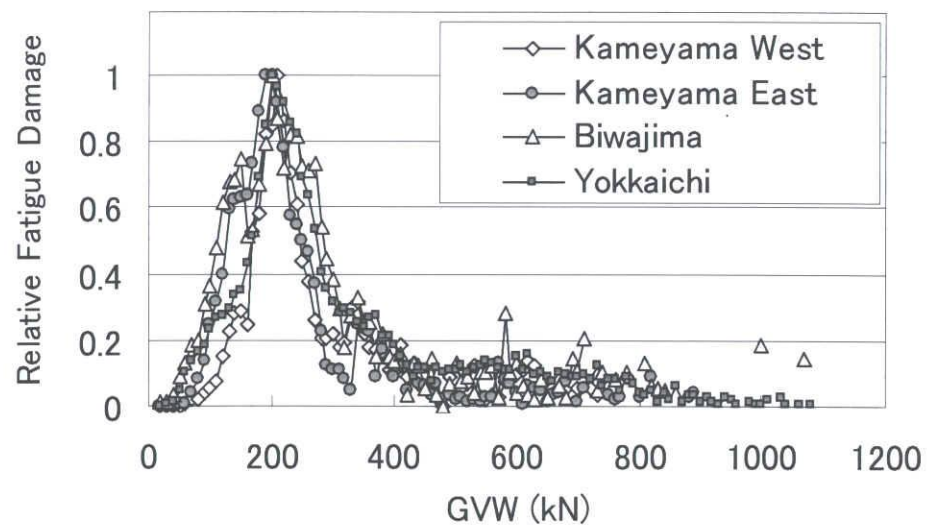


図 3.28 相対疲労損傷度分布(亀山上下線, 枇杷島, 四日市)

### 3.5 まとめ

本章では、鋼 I 桁橋の増設縦桁を用いて大型車両の荷重実態調査を行い、増設縦桁の疲労損傷度を測定した車両ごとに計算した。車両総重量と最速軸距と疲労損傷度の関係を調査し、大型車両が橋梁の疲労損傷に与える影響を明らかにした。以下に本章で得られた所見を述べる。

- 1) 最速軸距と車両総重量の関係から、3つの橋梁では、法令の制限値を大幅に越える重量車両が数多く走行しており、最速軸距 8m 以下のトラック類では 500kN、8m を越えるトレーラー類では最大 1000kN 程度の最大値をもつ車両が走行していることが明らかになった。
- 2) 四日市高架橋の総重量の頻度分布は曜日、走行台数の違いなく形状が一致しており、1週間を通じて同じような車種構成の大型車両群が走行している。
- 3) 四日市高架橋では車両総重量が 100kN、200kN のトラック類の走行頻度が高く、これらはそれぞれ、空車、積載車を示していると考えられる。
- 4) 走行車線に積載状態のトラック類、トレーラー類が多く走行し、追越車線に対して走行車線は2倍程度の疲労損傷度となっている。これは積載状態の車両の構成比率により橋梁の損傷の程度が変化することを示している。
- 5) 疲労損傷に対して支配的である車両はトラック類、トレーラー類ともにそれぞれの制限値まで積載した車両群であった。
- 6) トレーラー類は、車両総重量が大きく、軸数も多い。このため、5m 程度のスパンの部材に対してはトレーラー類 1 台当たりの車両がもたらす疲労損傷度は、トラック類に対して 2~3 倍となった。
- 7) 3つの橋梁の分析結果を比較すると、車両重量の台数分布が橋梁により異なる一方で、車両総重量に対する疲労損傷度の分布形状は 210kN~220kN をピークとしてほぼ一致した。このピーク的位置は3軸~4軸のトラック類を示しているものと考えられ、これらの車両群が疲労損傷に与える影響が大きいことが予想される。

本章では、BWIM で計測した大型車両に対して、その車両に対応する実測の応力波形から疲労損傷度を求めた。本章で用いた BWIM の手法は車両の軸重、軸距といった車両形態の情報までは求められない、しかしながら、車両の形態によって法令の制限値が異なることや、車両構造により車両総重量、軸重の頻度分布が異なっていることを考慮すると、軸重、軸距、車種の情報を求めることができる WIM の手法を用いて、疲労損傷への寄与率を車種別に分析する必要があると考えられる。

## 参考文献

- 1) 日本道路協会(1996), 道路橋示方書・同解説 I 共通編.
- 2) 阪神高速道路公団・(財)阪神高速道路管理技術センター (1984), 阪神高速道路における活荷重実調査と荷重評価のための解析, 阪神高速道路公団 設計荷重(HDL)委員会報告書.
- 2) 池田拓哉, 米塚喜昭 (1988), 車両重量調査結果の解析, 土木技術資料, 30-9, pp.29-34.
- 4) 三木千壽, 後藤祐司, 村越潤, 舘石和雄(1986), 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.32A, pp.597-608
- 5) 藤野陽三, バルティア,B.K., 三木千壽, 伊藤学(1987), 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.775-596.
- 6) 白木渡, 松保重之(1996), 交通荷重特性の変化が鋼道路橋の疲労信頼度に及ぼす影響, 構造工学論文集 Vol.42A, pp.457-462.
- 7) 松井繁之, 神原康樹(1989), 道路橋の限界状態設計法に向けての活荷重に関する基礎的研究, 構造工学論文集 Vol.35A, pp.419-430.
- 8) 北田俊行, 堂垣正博, 石崎茂, 池田秀夫, 武田芳久(1992), 鋼道路橋の終局限界状態および使用限界状態に対する実安全率について, 構造工学論文集 Vol.38A, pp.265-278.
- 9) 明田修, 北沢正彦(1993), 都市高速道路橋の設計活荷重についての検討, 橋梁と基礎, 93-6, pp21-32
- 10) 藤原稔, 村越潤, 鹿嶋久義(1991), 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.
- 11) 高木千太郎, 藤本吉一, 森康晴(1992), 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, 92-7, pp.19-23.
- 12) 日本道路協会(1996), 鋼橋の疲労.
- 13) Federal Highway Administration(1997), States' Successful Practices / Weigh-in-Motion Handbook, Department of Transportation U.S.A.
- 14) 小塩達也, 山田健太郎, 貝沼重信, 小幡敏幸, 古市 亨(1998), 鋼床版を用いた走行車輛の輪重推定, 構造工学論文集, Vol.44A, pp.1141-1151.
- 15) COST 323 (1999) , European WIM Specification , COST-323 Weigh-in-Motion of Road Vehicles, Final Report.
- 16) 日本鋼構造協会(1997), 鋼構造物の疲労設計指針・同解説, 技報堂出版.



## 第4章 支点反力法による荷重実態調査とその分析

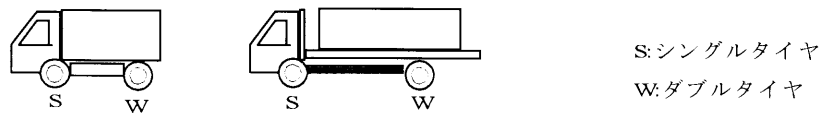
### 4.1 まえがき

3章では、鋼プレートガーダー橋の増設縦桁に影響面積法を適用し、大型車両の車両総重量と最遠軸距を求めると同時に、車両1台1台について増設縦桁の疲労損傷度を計算し、疲労損傷度と車両総重量、最遠軸距の関係について調査した。その結果、増設縦桁の疲労損傷度に支配的な最遠軸距、車両総重量があること、トラック類、トレーラー類で1台あたりの疲労損傷度が異なるなど、車種が疲労損傷度に影響を与えることが明らかになった。本章では、影響面積法に対し車種の分類が可能な支点反力法を用いて、高速道路、一般国道の2つの橋梁で1週間の荷重実態調査を行ない、軸数・軸距形態で分類される車種別の荷重特性を分析した。また、部材、疲労強度に依存しない疲労損傷の大きさを表す量として、疲労損傷指標値を定義し、観測した車両ごとに疲労損傷指標値を計算、車種や積載状態が疲労損傷指標に与える影響について分析した。

### 4.2 測定方法

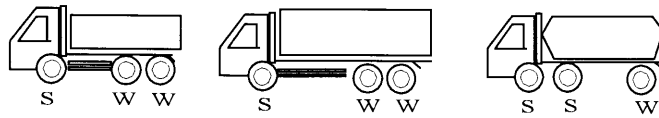
前述した東名阪自動車道小島高架橋と、一般国道23号四日市高架橋において、1週間の長期連続測定を行った。一般車の長時間測定に際し、連続測定を一定間隔で行う計測システムを開発した。計測器内部メモリとデータ転送時間の都合により、29分間の連続測定、1分間のデータ転送時間という30分間のインターバル測定を行うようにした。測定と同時に橋面上をCCDカメラで撮影し、タイムラプスビデオデッキ(間欠録画ビデオデッキ)を用いて連続記録した。2橋でそれぞれ1週間(168時間)の連続測定を行った。連続ひずみ波形から、軸重、走行速度、軸間距離を求めた。軸間距離から車両ごとに分離し、軸間距離のパターンから車種を分類した。分類する車種の形態を図4.1に示す。2軸貨物類は最遠軸距に応じて2種類に分類し、3軸車類は、タンデム軸の位置と車両長さにより分類した。セミトレーラー類、フルトレーラー類は、軸数およびトレーラー、トラクターの配置状況に応じて分類した。





21 2軸小型貨物

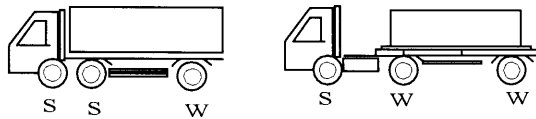
22 2軸貨物



31 3軸ダンプ

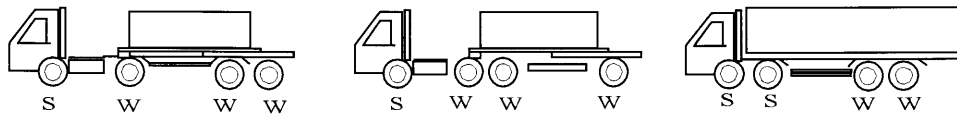
32 3軸貨物後タンデム

33 3軸ローリー



34 3軸貨物前タンデム

35 3軸トレーラー



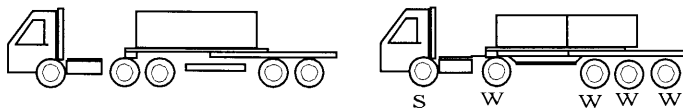
41 4軸セミトレーラー

2-2

42 4軸セミトレーラー

3-1

43 4軸貨物前後タンデム

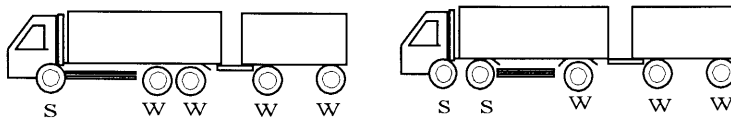


51 5軸セミトレーラー

3-2

52 5軸セミトレーラー

2-3

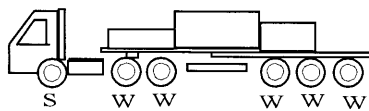


53 5軸フルトレーラー

1-2-2

54 5軸フルトレーラー

2-1-2



61 6軸トレーラー

図 4.1 車種分類および分類番号

### 4.3 荷重測定結果

#### 4.3.1 交通量および軸数

1 週間のひずみ測定データから、大型車両の軸重、速度、軸距、車種、車両総重量のデータを算出した。ひずみ感度の関係で、検出できる軸重の下限値は 20kN である。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 4.2、図 4.3 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<sup>5)</sup>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の追越車線に指定されている影響と考えられる。

1 週間の走行軸数を図 4.4，図 4.5 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 4.6，図 4.7 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。

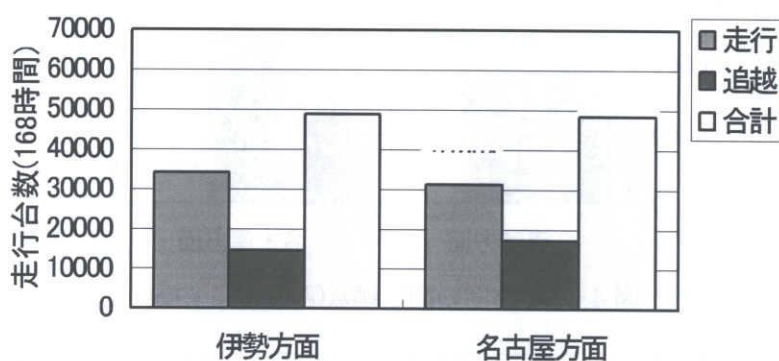


図 4.2 1 週間の大型車測定台数（小島高架橋）

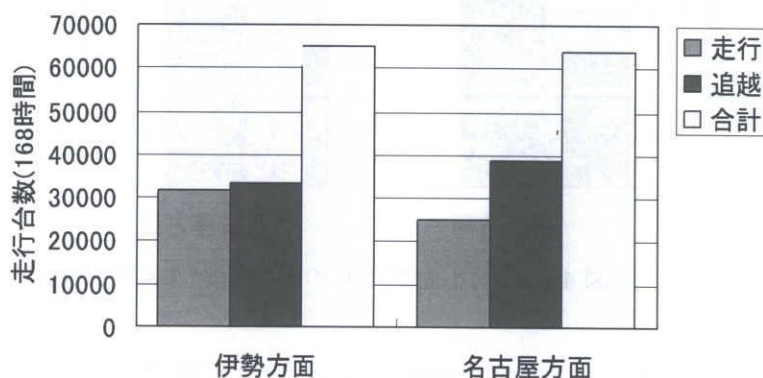


図 4.3 1 週間の大型車測定台数（四日市高架橋）

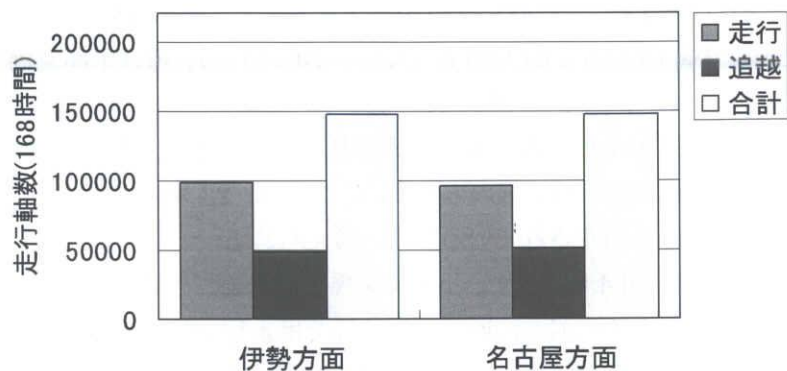


図 4.4 1 週間の測定軸数 (小島高架橋)

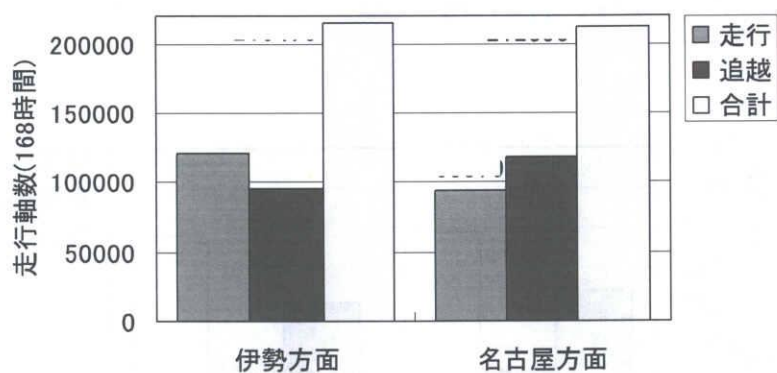


図 4.5 1 週間の測定軸数(四日市高架橋)

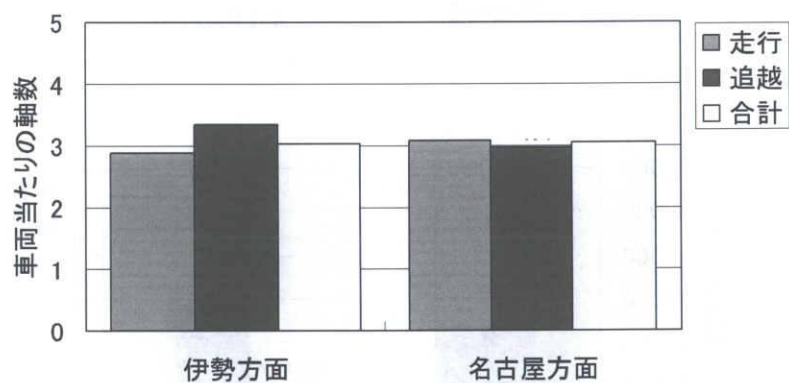


図 4.6 車両 1 台当たりの平均軸数(小島高架橋)

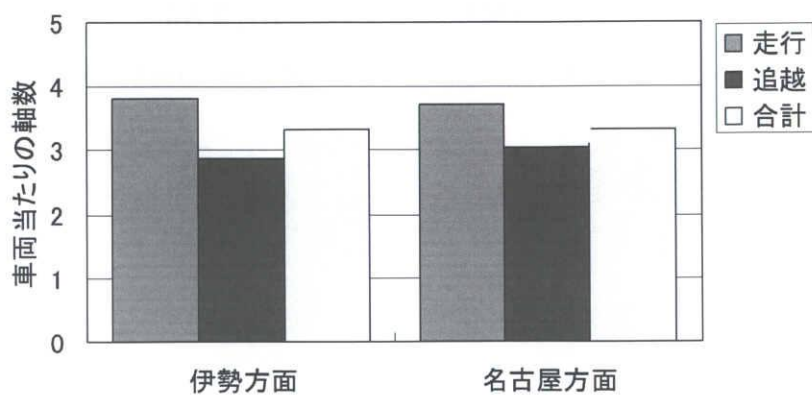


図 4.7 車両 1 台当たりの平均軸数(四日市高架橋)

### 4.3.2 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。車線ごとの過積載軸重の走行比率を図 4.8 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%の軸が過積載車両となった。比率は車線および路線により変化し、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、走行車線により多くの過積載車両が走行する傾向がある。

なお、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。

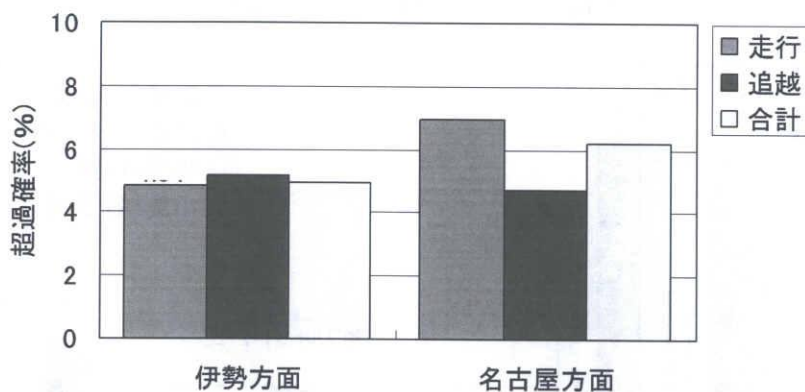


図 4.8 過積載軸重の比率（小島高架橋）

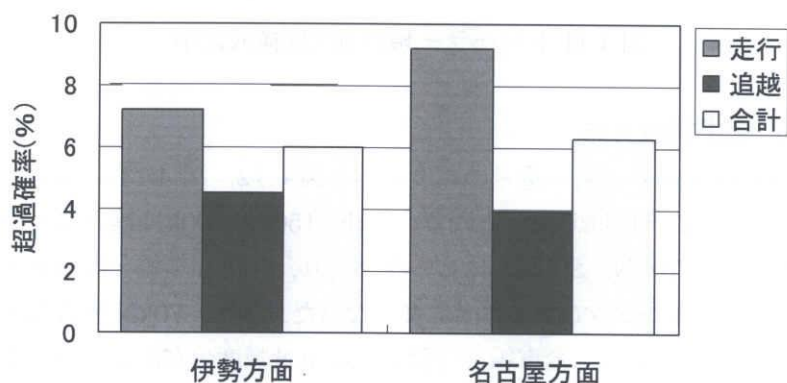


図 4.9 過積載軸重の比率（四日市高架橋）

### 4.3.3 車種別の走行台数および構成比率

図 4.10、図 4.11 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。トラック類については、車種間の構成は 2 つの橋梁でよく似通っているが、比較的軽量の 2 軸車の比率が小島高架橋でやや高い傾向がある。トレーラー類は四日市高架橋の混入率が高い傾向がある。四日市高架橋はその近辺に四日市工業地帯があり、また国道 23 号は中部地方の主要な貨物港である名古屋港と四日市工業地帯を結んでいる。従って小島高架橋に対して四日市高架橋では重量の大きな貨物を輸送できるトレーラー類の走行頻度が比較的高いと考えられる。



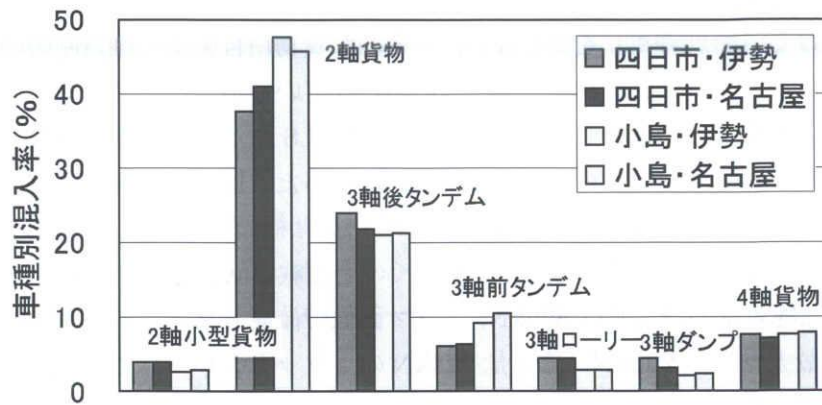


図 4.10 トラック類の車種別構成比率

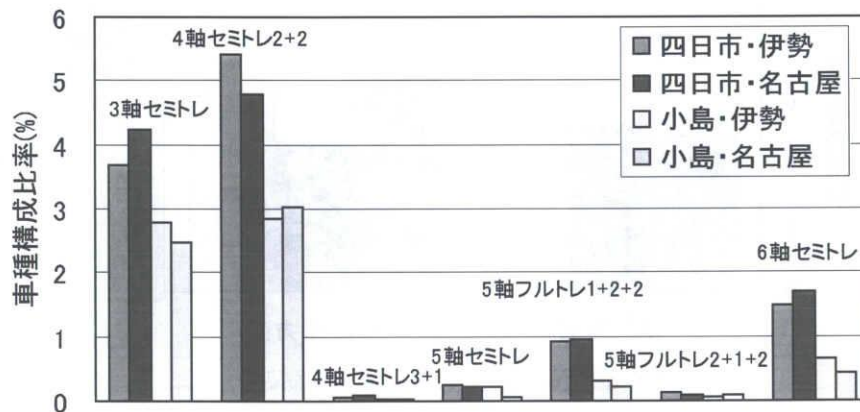


図 4.11 トレーラー類の車種別構成比率

#### 4.3.4 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 4.12、図 4.13 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った。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 4.14 に示す。20kN にピークがあり、100kN 程度のところに谷があるなど、概ねの形状はよく一致している。ただし、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。

図 4.15 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している。これは、2 つのピークがタイヤの構造に依存する平均的な軸重値を示していると考えられる。また、45kN 以上の軸数が四日市高架橋に多くなっているが、これは四日市高架橋に積載車両が多く、平均的な軸重より高くなる車両が多いことを示すものであると考えられる。

図 4.16 にダブルタイヤを持つ軸の軸重頻度分布を示す。大型車両の後軸に用いられるダブルタイヤは積載物の重心位置に近いので、積載重量に応じて多様に変化することが確認されている<sup>6)</sup>。図 4.16 によれば、45kN のピーク値は 2 つの橋梁で一致するものの、四日市高架橋で見られる 30kN のピーク値が小島高架橋では小さい。また、四日市高架橋では、軸重の制限値 100kN を越える軸

重が多くなり、過積載車両が多いことを示している。

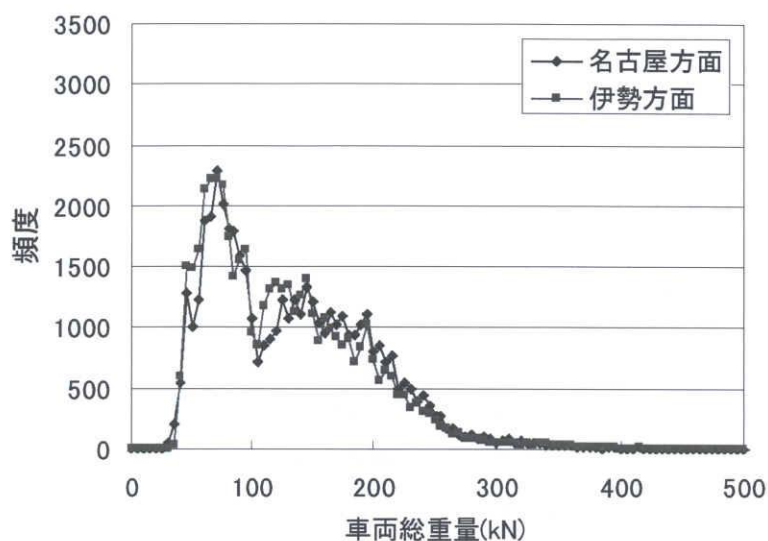


図 4.12 車両総重量の頻度分布(小島高架橋)

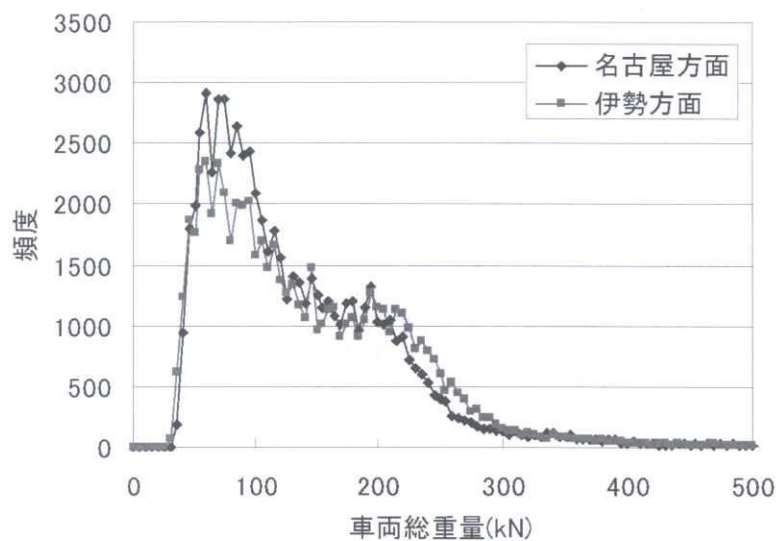


図 4.13 車両総重量の頻度分布(四日市高架橋)

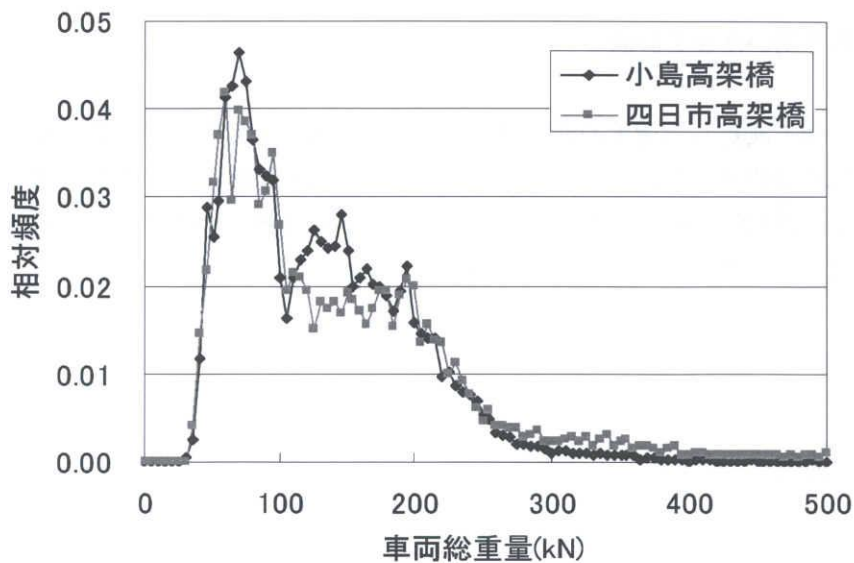


図 4.14 車両総重量の相対頻度分布

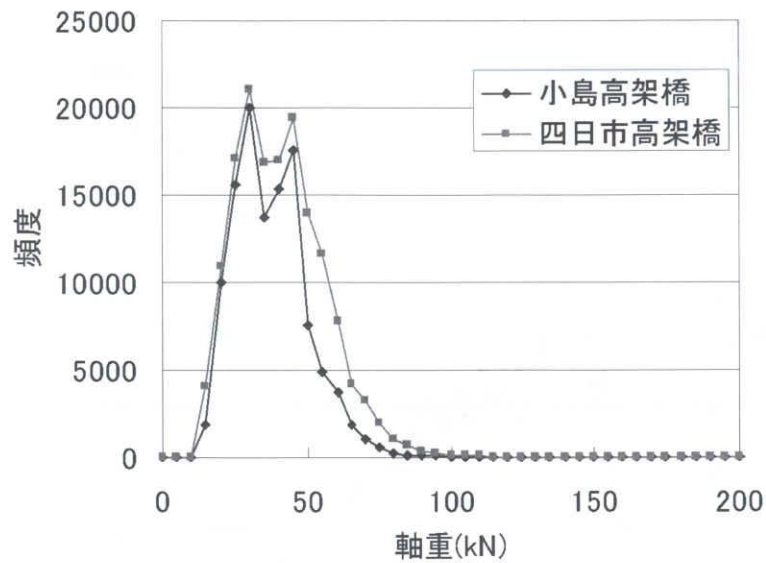


図 4.15 シングルタイヤの軸重分布

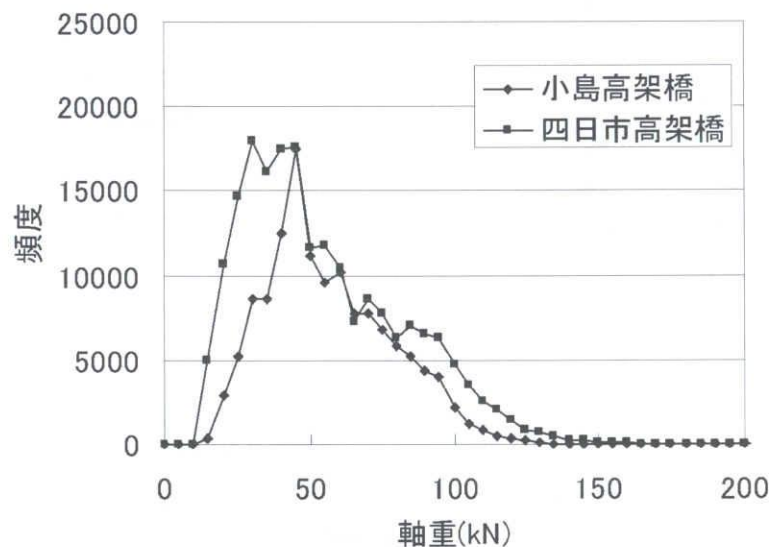


図 4.16 ダブルタイヤの軸重分布

#### 4.4 疲労損傷指標を用いた疲労評価

##### 4.4.1 評価方法

本研究では、前節で測定した荷重の時刻歴データから、車両 1 台 1 台が与える疲労損傷度を計算し、車種や車両総重量の違い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。

マイナーの示した累積被害則によれば、応力範囲頻度分布が $(\sigma_i, n_i)$ で与えられる変動応力を受ける場合の継手の疲労損傷度は次式で与えられる<sup>2)</sup>。

$$D = \sum_i d_i = \sum_i (n_i / N_i) \quad (4.1)$$

ここに、

$d_i$  : ある応力範囲 $\sigma_i, n_i$ に対する疲労損傷度

$N_i$  : 疲労設計曲線より与えられる、 $\sigma_i$ に対応する一定振幅応力での破断繰返し数

である。この関係は、様々な応力範囲の繰返しによる疲労損傷度が累積し、破断に至ることを示

している。作用応力範囲と破断回数の関係は、

$$\Delta\sigma^m \cdot N_f = C = \text{一定} \quad (4.2)$$

の関係で与えられる<sup>7)</sup>。応力の繰り返し数が累積し、Dが1となる場合に破断が生じる。(4.2)式によれば、応力範囲のm乗に反比例して破断回数が決まり、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、疲労損傷と応力の関係について、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<sup>8)</sup>。(4.2)の関係を用いて(4.1)式を書き換えれば、

$$D = \sum_i d_i = \frac{1}{C} \sum_i (\Delta\sigma^m n_i) \quad (4.3)$$

となり、疲労損傷度は、作用応力範囲のm乗にその応力範囲の繰り返し数を乗じたものの総和に比例する。既設橋梁の疲労耐久性を検討する際には、着目点の変動応力がヒストグラムレコーダーによって測定され、測定点の応力範囲頻度分布が得られる<sup>9)</sup>。シミュレーションによる検討<sup>3)4)</sup>や、疲労設計を行なう際<sup>7)</sup>には、与えられた自動車荷重を着目する部材の影響線に載荷し、応力変動波形を算出、レインフロー法を用いて応力範囲を求められる。これらの手法では、(4.1)式、(4.2)式にしたがって疲労損傷度が計算されるが、疲労損傷度を計算するには、疲労強度をあらかじめ与える必要がある。第3章では、BWIMに用いた増設縦桁の疲労強度を設定し、測定した車両ごとに疲労損傷度を求めていた。しかしながら、(4.3)式によれば、疲労強度を示すC以外の項、すなわち、応力のべき乗に繰り返し数を乗じた量、を疲労強度によらない疲労損傷度を現す量であると考えることができる。そこで、次に示す疲労損傷指標という考え方を導入する。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法により荷重変動範囲を計数する。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。

$$\text{疲労損傷指標 } DI = \sum W^m n \quad (4.4)$$

$W$  : 荷重範囲

$n$  : 繰り返し数

$m$  : べき指数

$m$ は式(2)におけるべき乗則の指数で、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(4.5)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。

$$D = \frac{DI \cdot \left( \frac{\sigma}{W'} \right)^m}{\sigma^m N} \quad (4.5)$$

影響線の形状は図4.17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4.1に示す。鋼部材の疲労を対象にべき指数を3と設定し、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想定して影響線長を設定した。また、鋼部材のほかに、アスファルト舗装についてべき指数4を、鉄筋コンクリート床版についてべき指数12を設定した。なお、これらのべき乗則は、必ずしも鋼部材で



用いられる式 4.1 および式 4.2 がそのまま適用できるとは限らないが、本研究では、疲労損傷への個々の荷重の寄与率を計算することを目的としてアスファルト舗装要綱<sup>8)</sup>、松井らの試験結果<sup>10)</sup>を参考にそれぞれべき指数を設定した。

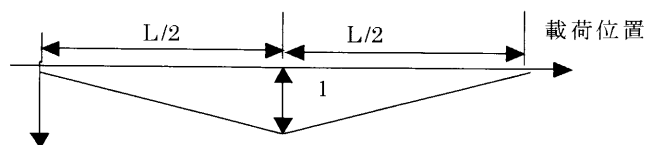


図 4.17 影響線の形状

表 4.1 照査の対象部材と影響線長，べき指数

| べき指数<br>m | 影響線長<br>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<br>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 |

#### 4.4.2 疲労損傷と車両総重量

4.4.1 節の(4.4)式で定義した疲労損傷指標を、小島高架橋、四日市高架橋で測定した車両ごとに計算し、図 4.1 に示した車種分類別に累計した。車両総重量に対する疲労損傷指標の分布を、べき指数 3,4 の場合について図 4.18～図 4.23 に示す。これらの図は、車両総重量に対する台数の頻度分布に対して、それぞれの車両が与える疲労損傷指標を重みとして乗じた重み付き頻度分布であると考えることができる。いずれの場合も、200kN 付近にピーク値がみられた。図 4.12～図 4.14 で頻度分布のピークを示していた 100kN 以下の比較的軽量な車両の影響は少なくなり、200kN 付近の車両、すなわち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、ピーク値の位置は小島高架橋で 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。台数あたり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くなり、同じ交通量であっても、通行する荷重の違いにより疲労損傷度が異なることが明らかになった。

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 4.24, 図 4.25 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、分布形状に大きな変化が見られる。また、台数あたりの疲労損傷指標は、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 パーセント値 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と考えられる。従って，べき指数 12 の場合，極端に軸重の大きな過積載車両の影響が大きく，損傷のほとんどがごく一部の過積載車両によって生じている可能性がある。

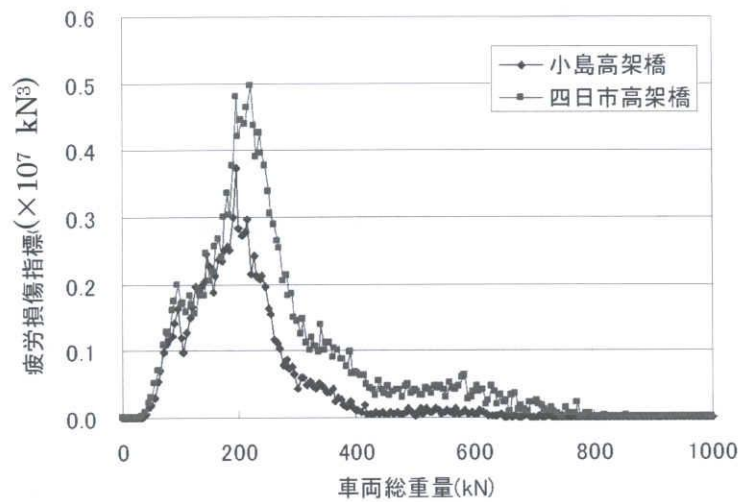


図 4.18 車両総重量と疲労損傷指標 ( $m=3$ ,  $L=0.4$ )

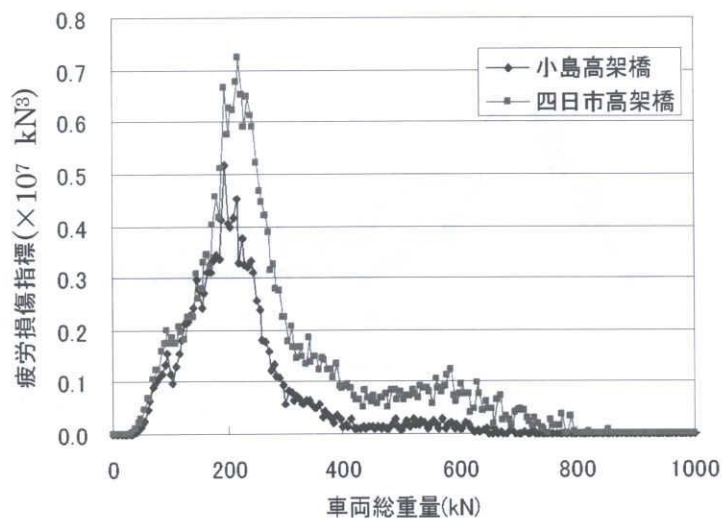


図 4.19 車両総重量と疲労損傷指標 ( $m=3$ ,  $L=5.0$ )

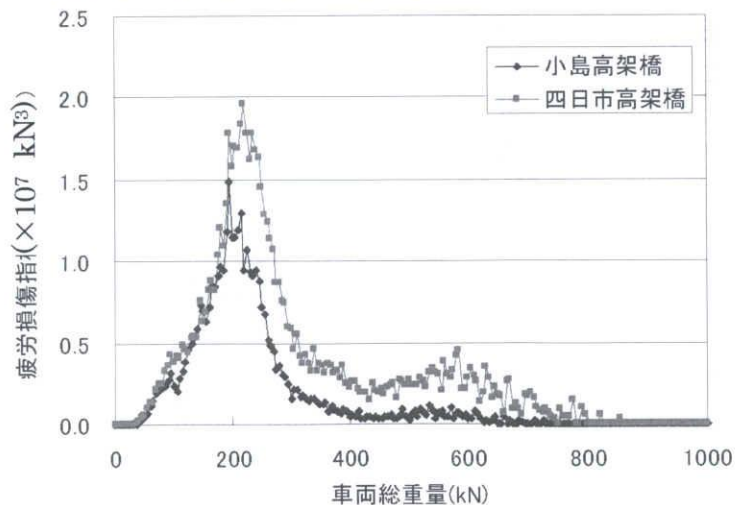


図 4.20 車両総重量と疲労損傷指標 ( $m=3$ ,  $L=20$ )

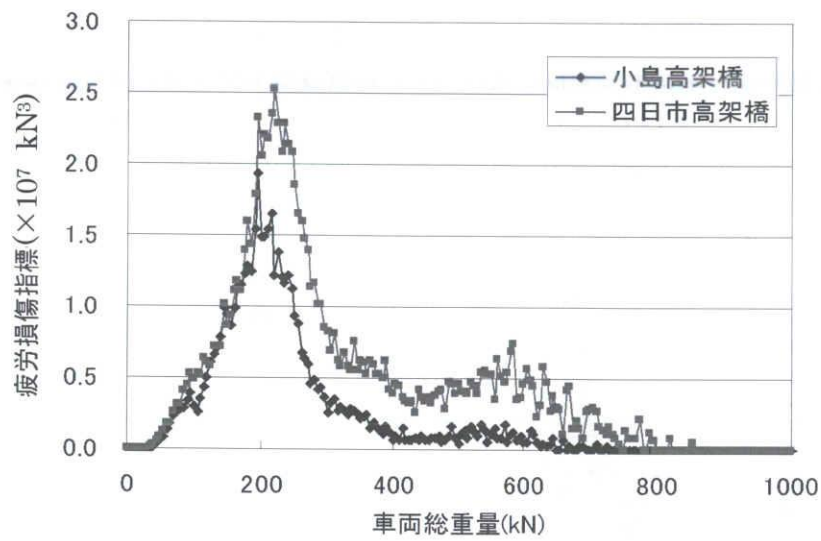


図 4.21 車両総重量と疲労損傷指標( $m=3$ ,  $L=30$ )

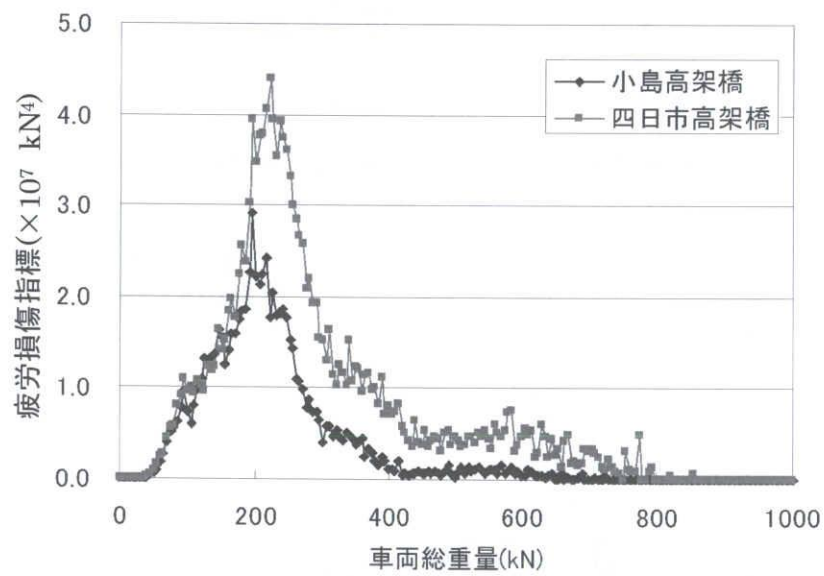


図 4.22 車両総重量と疲労損傷指標( $m=4$ ,  $L=0.4$ )

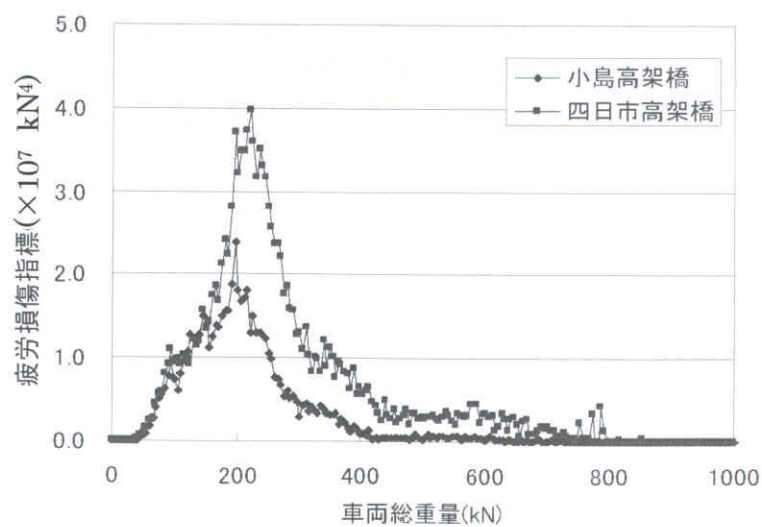


図 4.23 車両総重量と疲労損傷指標 ( $m=4$ ,  $L=2$ )

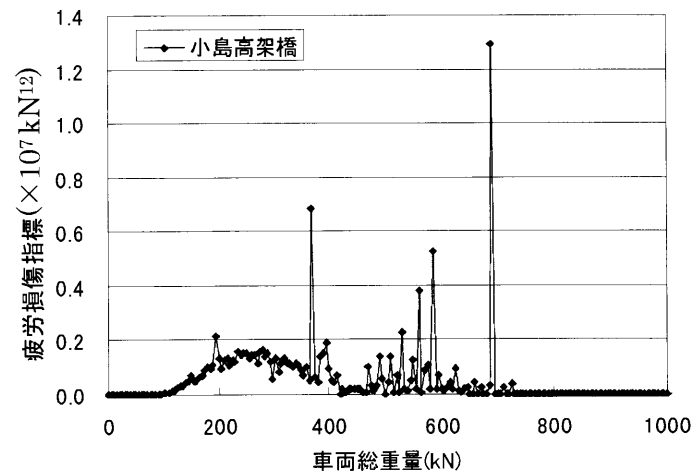


図 4.24 疲労損傷指標値の分布（小島高架橋， $m=12$ ， $L=2$ ）

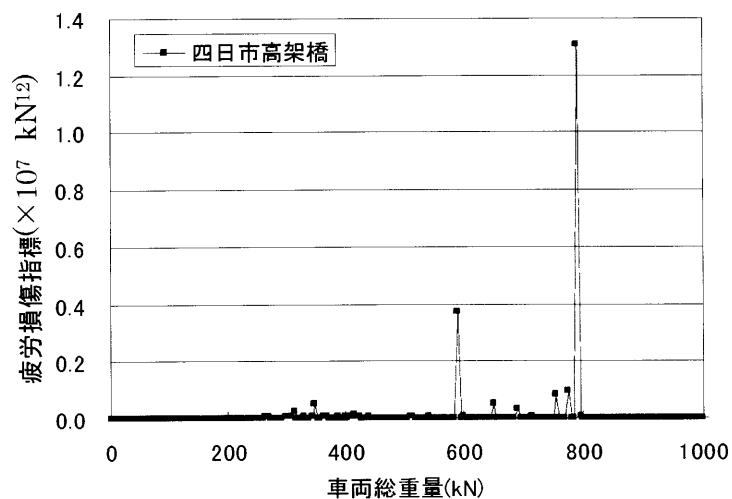


図 4.25 疲労損傷指標値の分布（四日市高架橋， $m=12$ ， $L=2$ ）

#### 4.4.3 車種別の総重量の頻度分布

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 4.26～図 4.34 に車両総重量の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。

##### 1) 2 軸車類

図 4.26 に示す小型 2 軸車類では、45kN にピークがあるが、今回の測定では軸重 20kN を測定限度としているため、45kN 以下の総重量を持つ積載物を積まない空車については捉えきれていない可能性がある。一方で、大型 2 軸車類は、40kN から上方に台数が増えており、空車と積載車をともに測定していると考えられる。

##### 2) 3 軸車類

最も台数が多い 3 軸後タンデム車(貨物)は一般的に空車時に 100kN～110kN、法定の最大積載時に 200kN 程度となる。図 4.27 によれば、110～150kN の単峰分布と 200kN の単峰分布を重ね合わせたような台形状の分布となっている。図 4.28 のダンプ類、図 4.30 のタンクローリー類は空車時と積載時の違いが明確に現れた双方分布となっており、100kN～110kN のピークが空車時、210kN～220kN のピークが積載時を示していると考えられる。一方で、ダンプ類の分布形状には 2

つの観測点でピーク位置に若干のずれが生じている。

### 3) トレーラー類

4～6軸のセミトレーラー類は空車状態を表すピークが明瞭にあらわれる反面、積載状態の分布幅が比較的大きい。空車状態を示すピーク位置は4軸、5軸のセミトレーラーで150kN～200kN付近、6軸セミトレーラーで220kN付近であった。

以上から、車両総重量の頻度分布形状は概ね車両の構造特性に依存していると考えられる。頻度分布における代表的な荷重の値、例えば、空車の重量・積載時の代表値は、地点によって大きく変化するのではなく、どの地域においてもある程度一致すると考えられる。

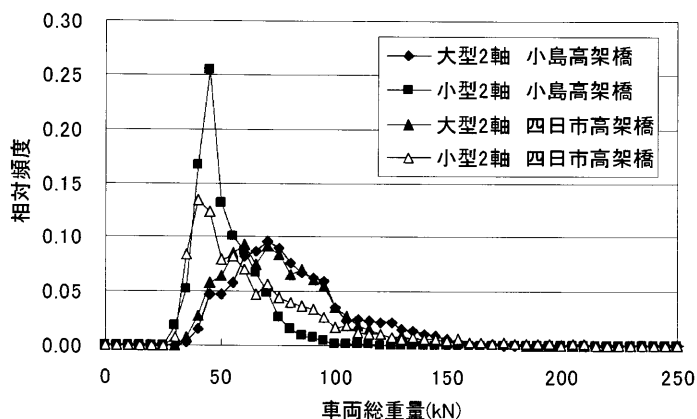


図 4.26 車両総重量の相対頻度分布 : 2軸車類

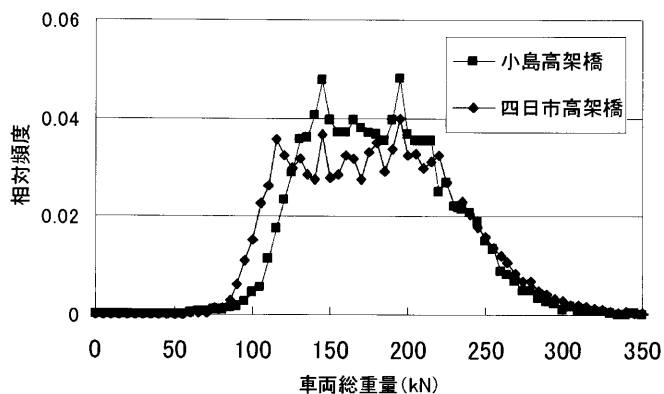


図 4.27 車両総重量の相対頻度分布 : 3軸後タンデム (貨物)

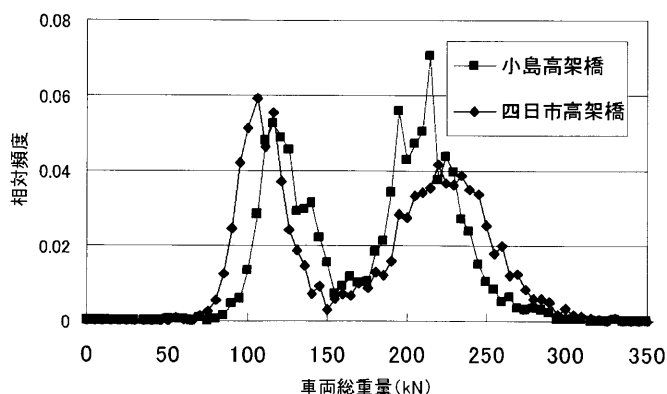


図 4.28 車両総重量の相対頻度分布 : 3軸後タンデム (ダンプ等)

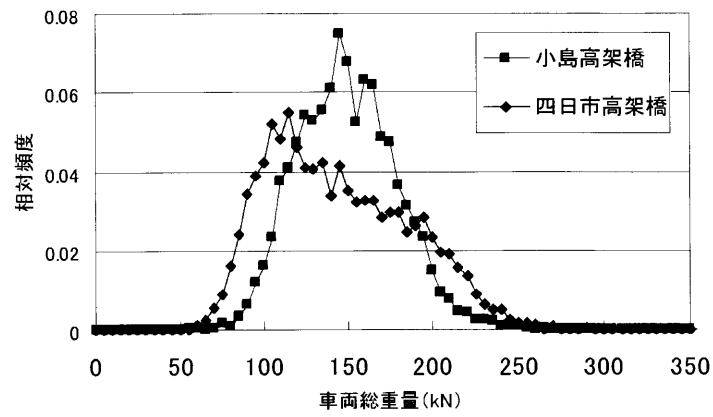


図 4.29 車両総重量の相対頻度分布 : 3 軸前タンデム (貨物)

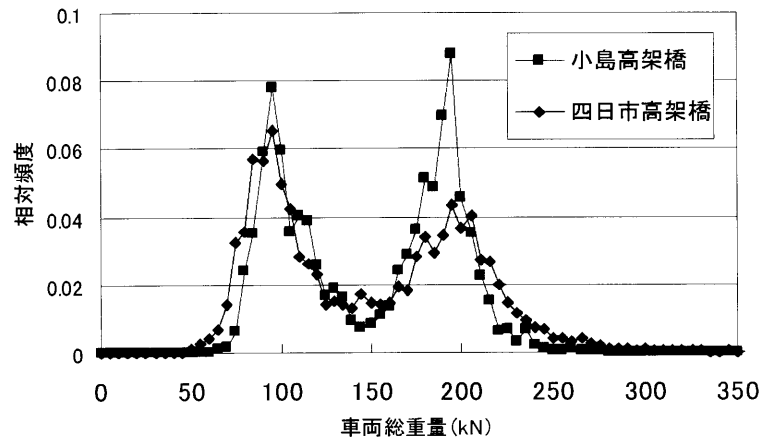


図 4.30 車両総重量の相対頻度分布 : 3 軸前タンデム (タンクローリー等)

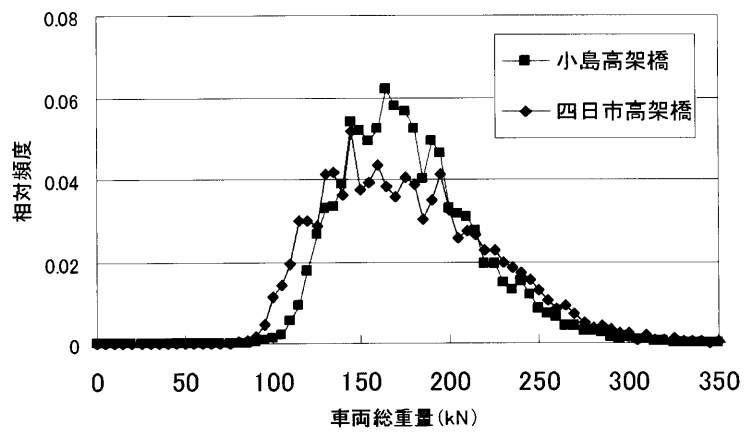


図 4.31 車両総重量の相対頻度分布 : 4 軸前後タンデム

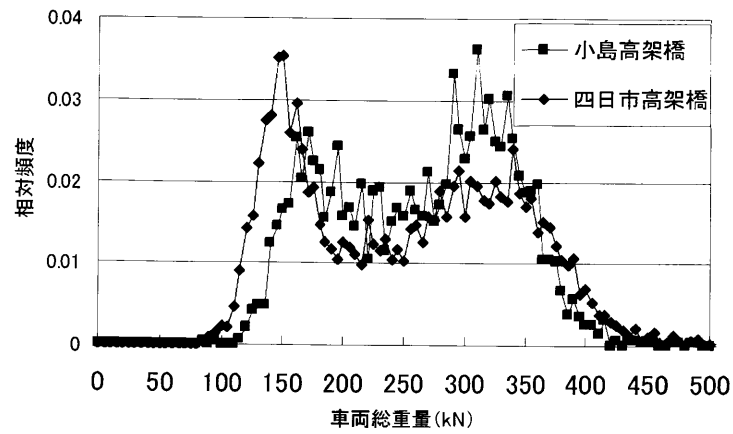


図 4.32 車両総重量の相対頻度分布 : 4 軸セミトレーラー

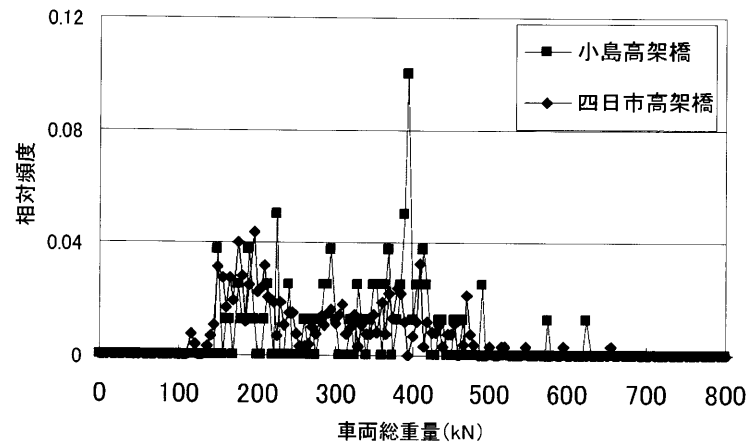


図 4.33 車両総重量の相対頻度分布 : 5 軸セミトレーラー

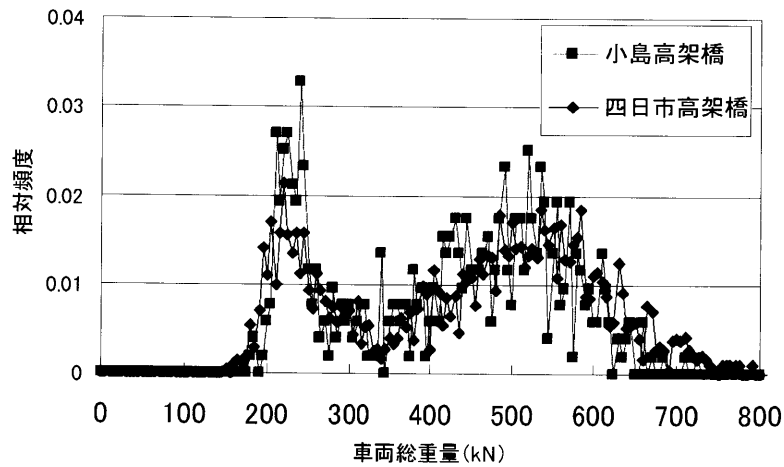


図 4.34 車両総重量の相対頻度分布 : 6 軸セミトレーラー

#### 4.4.4 車種別の疲労損傷度

車両ごとに計算した疲労損傷指標値を車種別、総重量別に累計し、相対頻度分布を作成した。べき指数3, 影響線長5.0mの場合について車種別の疲労損傷指標値の分布を図4.35～図4.40に示す。疲労損傷指標値の分布のピーク値の位置、すなわち疲労損傷度に影響が大きな車両総重量の値は、台数頻度分布に見られた最頻値より上方に見られる。例えば、3 軸後タンデム車両では台数頻度分

布のピーク位置が 150kN～200kN であったものが、疲労損傷指標では 220kN となった。また、台数頻度分布において空車、積載を示す 2 つのピーク値が見られた車種（前タンDEM車両やセミトレーラー類等）では、車両総重量頻度分布で積載状態を示したピーク位置よりやや上方に移動する。従って、単独走行のみを考える場合には、貨物を積載した車両群がその車線の疲労損傷に大きな影響を与えていると言える。この傾向に、影響線長による変化は見られなかった。

べき指数 12 の場合について疲労損傷指標の相対頻度分布を図 4.41～4.47 に示す。図 4.41, 図 4.42 によれば、疲労損傷指標は 200kN より上方に分布している。3 軸後タンDEM車両の総重量の制限値が 200～250kN であることを考慮すれば、3 軸後タンDEM車両群のうち、制限値を越える車両が疲労損傷に寄与する割合が非常に高いと言える。3 軸後タンDEM(ダンプ)、4 軸前後タンDEM、4 軸、6 軸セミトレーラーでは、それぞれの総重量の最大値を示す車両が単独で大きな疲労損傷を生じた結果、疲労損傷指標の分布形状が小島高架橋、四日市高架橋で異なる結果となった。べき指数が 12 の場合には、3 軸後タンDEM車両の例からわかるように、過積載車両が疲労損傷度に与える影響が大きく、また、極端に大きな重量を持つ車両が存在する場合、その特定の車両による影響が非常に大きくなることが考えられる。従って、過積載車両、そのなかでも極端な事例についてだけでも取り締まりを行なうことにより、構造物の延命化を図ることが可能であると考えられる。

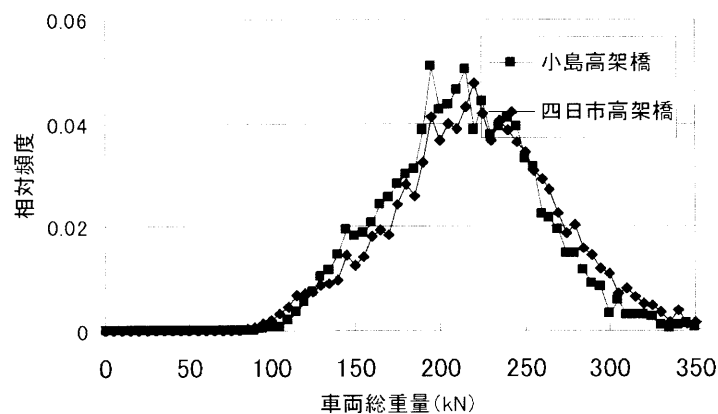


図 4.35 車種別の損傷指標の相対頻度分布 ( $m=3$ ,  $L=5.0m$ , 3 軸後タンDEM (貨物))

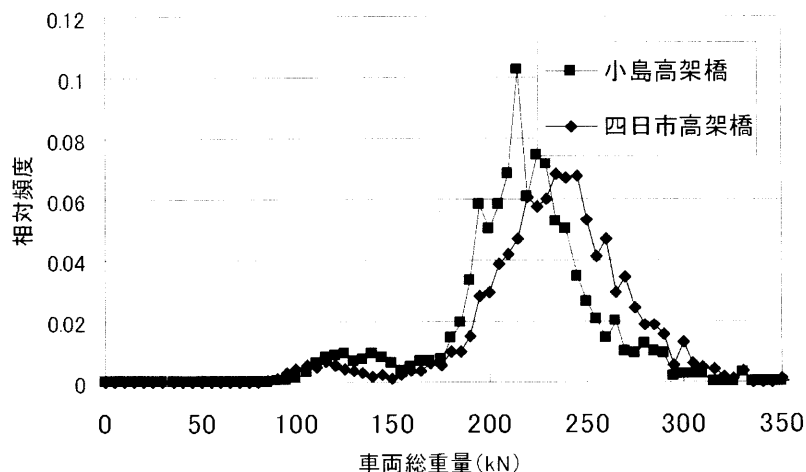


図 4.36 車種別の損傷指標の相対頻度分布 ( $m=3$ ,  $L=5.0m$ , 3 軸後タンDEM (ダンプ等))



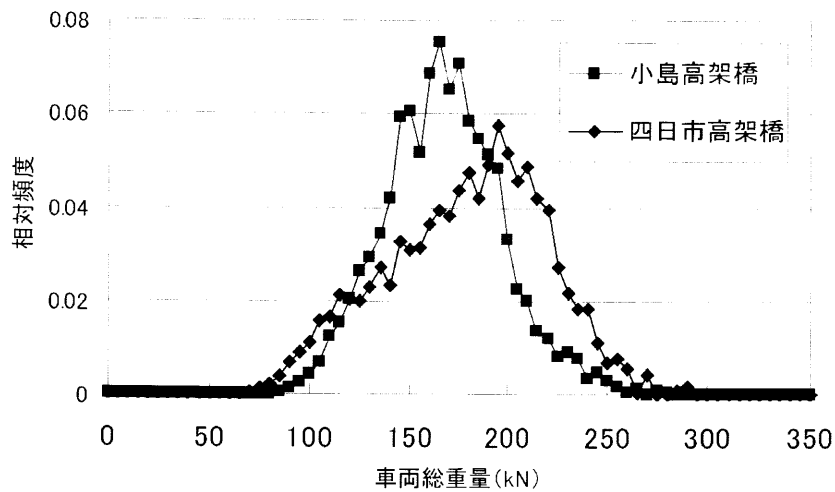


図 4.37 車種別の損傷指標の相対頻度分布 ( $m=3$ ,  $L=5.0\text{m}$ , 3 軸前タンデム (貨物))

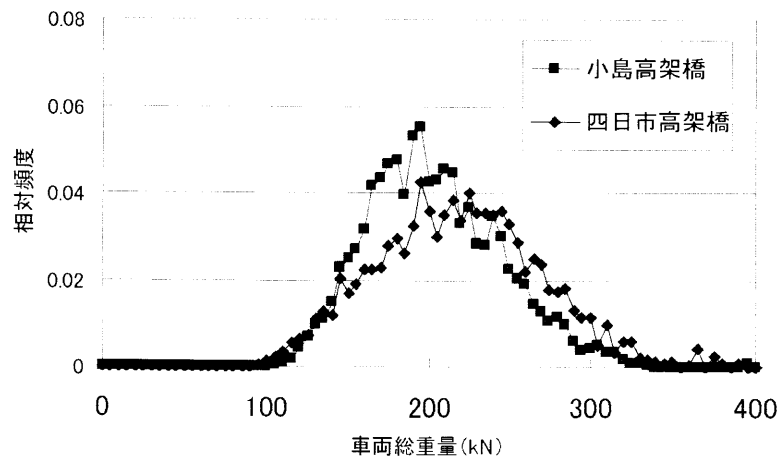


図 4.38 車種別の損傷指標の相対頻度分布 ( $m=3$ ,  $L=5.0\text{m}$ , 4 軸前後タンデム)

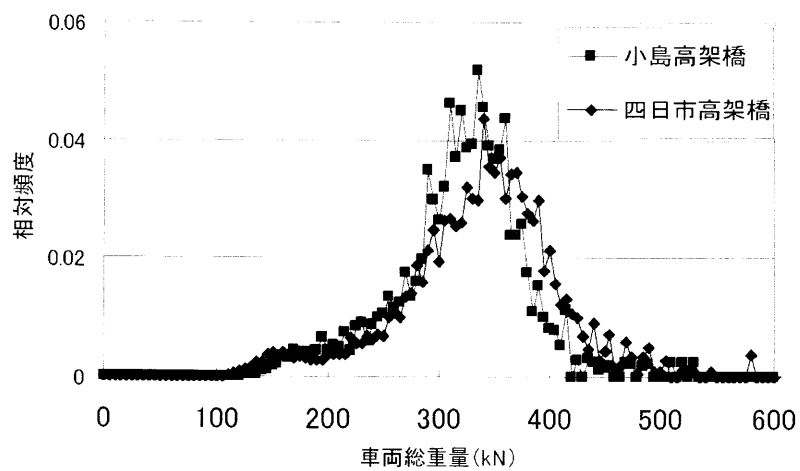


図 4.39 車種別の損傷指標の相対頻度分布 ( $m=3$ ,  $L=5.0\text{m}$ , 4 軸セミトレーラー)

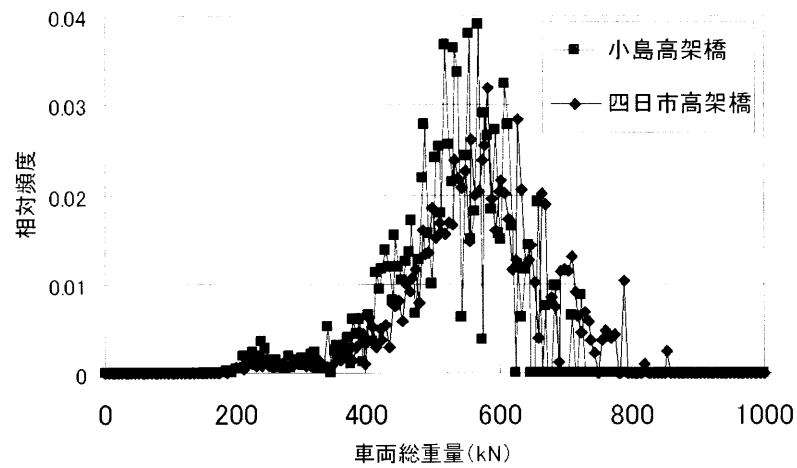


図 4.40 車種別の損傷指標の相対頻度分布 ( $m=3$ ,  $L=5.0\text{m}$ , 6 軸セミトレーラー)

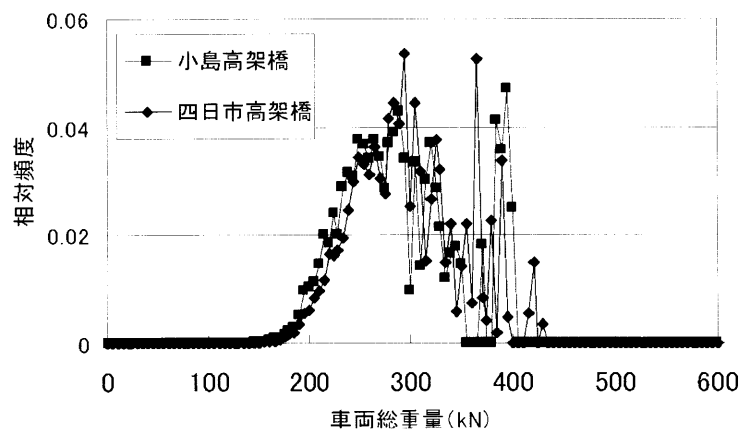


図 4.41 車種別の損傷指標の相対頻度分布 ( $m=12$ ,  $L=2.0\text{m}$ , 3 軸後タンデム (貨物))

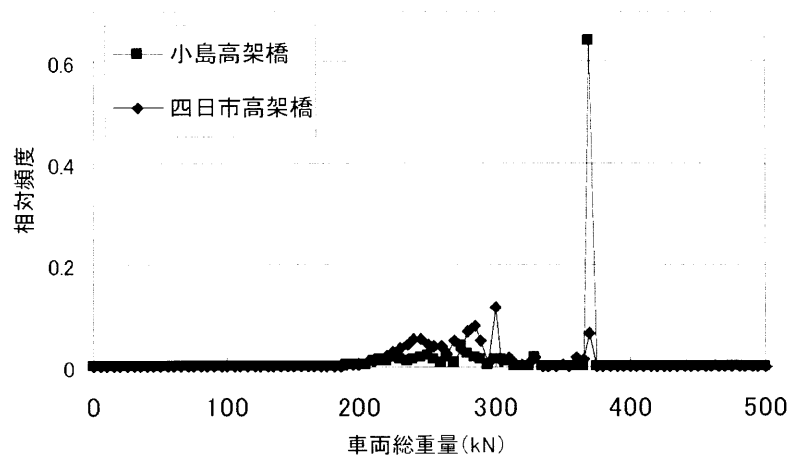


図 4.42 車種別の損傷指標の相対頻度分布 ( $m=12$ ,  $L=2.0\text{m}$ , 3 軸後タンデム (ダンプ等))

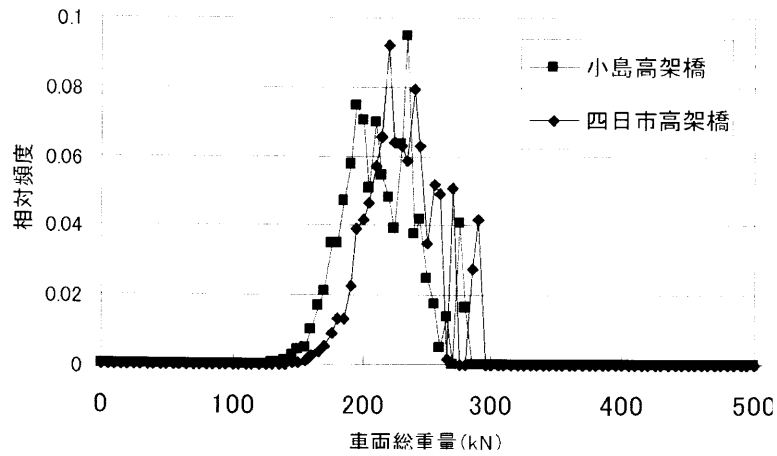


図 4.43 車種別の損傷指標の相対頻度分布 ( $m=12$ ,  $L=2.0m$ , 3 軸前タンデム (貨物))

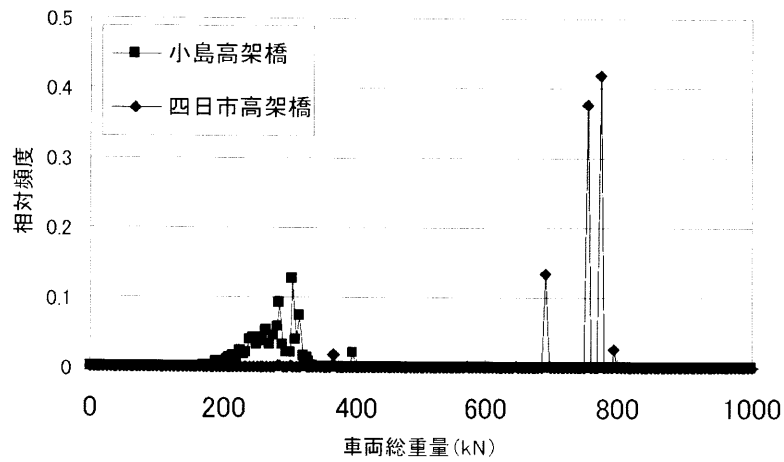


図 4.44 車種別の損傷指標の相対頻度分布 ( $m=12$ ,  $L=2.0m$ , 4 軸前後タンデム)

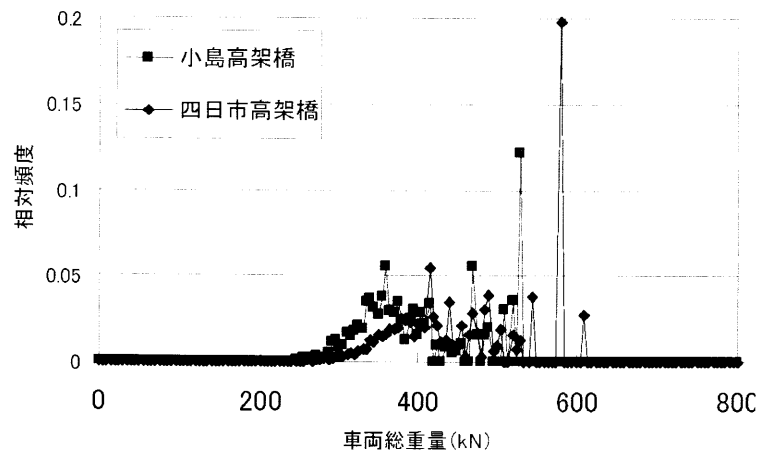


図 4.45 車種別の損傷指標の相対頻度分布 ( $m=12$ ,  $L=2.0m$ , 4 軸セミトレーラー)

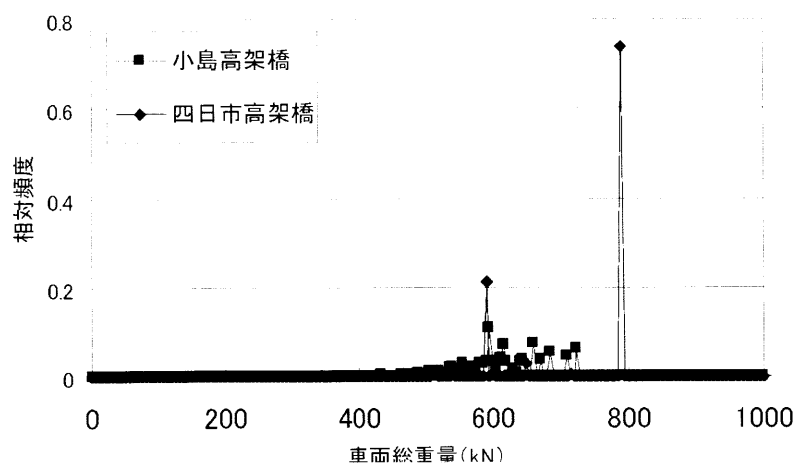


図 4.46 車種別の損傷指標の相対頻度分布 ( $m=12$ ,  $L=2.0m$ , 6 軸セミトレーラー)

#### 4.5 まとめ

本章では、支点反力法による BWIM を用いて、高速道路、一般国道の 2 つの橋梁で 1 週間の荷重実態調査を行ない、車種別の荷重特性を分析した。また、観測した車両ごとに疲労損傷指標値を計算し、車種や積載状態が疲労損傷全体に与える影響について分析した。以下に本研究で得られた知見を述べる。

- 1) 車種を累計した車両総重量頻度分布は 2 地点で異なる形状を示した。その理由としては、2 地点では車種混入率が異なり、特に四日市高架橋はトレーラー類の混入率が小島高架橋に対して高いことが考えられる。
- 2) 車種別の車両総重量の頻度分布形状は 2 地点で一致する部分が多く見られ、特に一部の車種では、空車と積載を表すものと考えられる 2 つのピークが見られた。したがって、車種に共通する共通データとして車種別の荷重特性があらかじめ把握されていれば、車種別の台数統計を調査することでその路線の荷重の特性を概ね把握できると考えられる。
- 3) 疲労損傷指標を測定した車両群について計算、累計した結果、小島高架橋に対して四日市高架橋では台数あたりの疲労損傷度が高くなった。この理由として、トレーラーの混入率の違い、過積載車両の台数などが考えられる。つまり、同じ車両台数であっても、測定点の荷重特性の違いにより、疲労損傷の発生状況も異なることが予想される。
- 4) べき指数が 3,4 の場合、車両別にみた疲労損傷に寄与率の高い車両群は 2 地点でほぼ共通している。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 付近の 3 軸または 4 軸のトラック類であった。また、総重量の大きなものから疲労損傷指標を累計した場合、総台数の 1~2 割の車両によって損傷の半分を生じており、積載状態にある車両群が疲労損傷に大きな影響を締めていると考えられる。したがって、過積載車両だけでなく、通常の積載状態も含んだ、大型車全体に対する道路上の荷重管理状態が橋梁の疲労に大きな影響を与えていると考えられる。
- 5) べき指数が 12 の場合、軸重が極端に大きな車両や、過積載車両が疲労損傷度に与える影響が大きく、同じ大型車交通量であっても、これらの車両の混入状況により路線、車線により疲労損傷度が異なることが予想される。従って、過積載車両、そのなかでも極端な事例についてだけでも取り締まりを行なうことにより、構造物の延命化を図ることが可能であると考えられる。

## 参考文献

- 1) 日本道路協会(1996), 鋼橋の疲労.
- 2) 三木千壽, 後藤祐司, 村越潤, 舘石和雄(1986), 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.32A, pp.597-608.
- 3) 藤野陽三, パルティア,B.K., 三木千壽, 伊藤学(1987), 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.775-596.
- 4) 坂野昌弘, 三上市蔵, 堀研也(1995), 都市内高架橋の疲労照査に用いる同時載荷係数の提案, 構造工学論文集 Vol.41A, pp.855-863.
- 5) 国土交通省, 平成 11 年度交通センサス.
- 6) 阪神高速道路公団・(財)阪神高速道路管理技術センター (1984), 阪神高速道路における活荷重実調査と荷重評価のための解析, 阪神高速道路公団 設計荷重(HDL)委員会報告書.
- 7) 日本鋼構造協会(1997), 鋼構造物の疲労設計指針・同解説, 技報堂出版.
- 8) 日本道路協会(2001), 舗装の構造に関する技術基準・同解説, pp.57-58.
- 9) 山田健太郎, 石黒幸文, 加藤雅史(1991), 橋梁の実働応力測定と疲労寿命評価, 土木学会論文集, No.428, I-15, pp.203-211.
- 10) 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.



## 第5章 自動車荷重モニタリングの道路構造物の維持管理への応用

### 5.1 まえがき

現在までに、既設構造物に生じる応答値を分析し、耐久性の評価や異常事象の発見など、構造物の維持管理に応用する手法が開発されている<sup>1)</sup>。自動車荷重による応答に着目して構造物の性能を評価する手法として、応力頻度測定による疲労耐久性評価<sup>2)</sup>や、主桁の耐荷力評価<sup>3)</sup>が提案されているが、構造物の健全度と自動車荷重の関係について着目された事例は極めて少ない。しかしながら、自動車荷重は、道路上の荷重管理という一種の「管理状態の健全度」を示すと言え、より本質的な道路の維持管理のためには、構造物に生じる応答値だけでなく、自動車荷重の状態が構造物にとって適切であるかどうかとも評価する必要がある。

また、実際の構造物に生じる現象は、境界条件、荷重条件など設計では考慮できない様々な力学的な条件が関与しており、維持管理上発生する諸問題の解決に困難が生じることがある。そこで、構造物の応答と自動車荷重、すなわち構造物への入力、を同時に取得することは、実際に生じている現象をより正確に理解することが可能になると考えられる。

本章では、BWIMにより自動車荷重を計測し、同時に構造物の応答値を計測する「同期モニタリング」を提唱し、道路構造物の維持管理の支援に応用する試みを行なった。5.2では橋梁の主桁応力と自動車荷重を同時観測し、最大応力時の荷重について調査した。5.3では、自動車荷重と、橋梁および周辺地盤の振動を同時観測し、自動車荷重と振動レベルの相関関係について調査した。また、5.4では、大型車両の夜間走行が沿線の環境問題を生じている路線で、BWIMによる自動車荷重の観測を行い、その路線の大型車両による利用状況を分析した。

### 5.2 最大活荷重応力状態における荷重調査

#### 5.2.1 杷島高架橋における最大応力時の荷重調査

道路橋示方書<sup>4)</sup>では、橋梁上に法令で定められた自動車荷重を反映した設計活荷重が定められている。設計荷重は構造物に不利な荷重状態を想定している<sup>4)</sup>が、橋梁の主桁に実際に生じる最大応力とその荷重状態は必ずしも設計時の最大活荷重応力、設計荷重とは一致しないと考えられる。例えば、影響線長が短い部材に法令の制限値を大幅に越えた過積載車両が載荷された場合、設計荷重よりも大きな荷重が集中して載荷されることも予想される。本節では、主桁応力と自動車荷重の同期モニタリングを行い、主桁応力が最大となる際の荷重状態について調査を行った結果を述べる。

平成5年に車両制限令が改訂され<sup>5)</sup>、道路上を走行する大型車両の総重量等が緩和された。これを受けて、道路橋の設計荷重が改訂され<sup>4)</sup>、新設の橋梁については新たな設計荷重で設計されるようになった。一方、既設の道路橋については新しい設計荷重<sup>4)</sup>で再照査が行われた。設計計算の上、耐荷力が不足と判断された橋梁については、応力頻度測定が実施され、実際に橋梁に生じた活荷重応力と計算上の死荷重応力に基づき、耐荷力の再判定が行なわれた。

第2章に述べた国道22号杷島高架橋は、設計上の再照査では要補強と判定され、続いて行なわれた応力頻度測定に基づく照査でも主桁応力が許容応力度を超過し、耐荷力の不足と判定された。その後、平成11年度に設けられた「一般国道22号線杷島高架橋耐荷力検討委員会」では、①床版補強工事と主桁補強の両方の工事を同時に進めることが困難であるため、主桁補強は当面見合わせ、鉄筋コンクリート床版の補強をまず行うこと。②床版補強の前後で発生応力の変化を調査すること、③その結果をもとに主桁補強の要否を判定すること、などが決められた。また、補強前の調査では、これまでの応力頻度計測に加えて、既知荷重による載荷試験を行い、発生応力を把握した上で、最大応力発生時の荷重状態を検証することとなった。



本研究では、この委員会の検討事項の一部として、枇杷島高架橋において自動車荷重と主桁応力の同期モニタリングを行い、主桁最大応力発生時の荷重状態を分析した。主桁応力の動ひずみ測定と併せて応力頻度測定も行なった。なお、本章では、最大応力発生時の荷重状態について述べ、BWIMの手法、一般車両の測定結果などは第2章、第3章に前述した。

計測は平成11年11月15日午前6:00～16日午前6:00の24時間、上り線に対して行なった。測定された車両の総重量頻度分布を図5.1に示す。24時間に測定された車両総数は835台である。トリガレベルの設定により、総重量147kN以下の車両は計測されていない。196kN(20tf)～245kN(25tf)の重量を持つ走行車の頻度が高く、3車線のうち、走行車線、中央車線の台数に対して、追越車線を走行する台数は少ない傾向がある。走行車線では588kN(60tf)以上の荷重が8台認められ、追越車線では588kN(60tf)以上の重量を持つ走行車両は観測されなかった。総重量の最大値は1047kNであり、走行車線を走行していた。

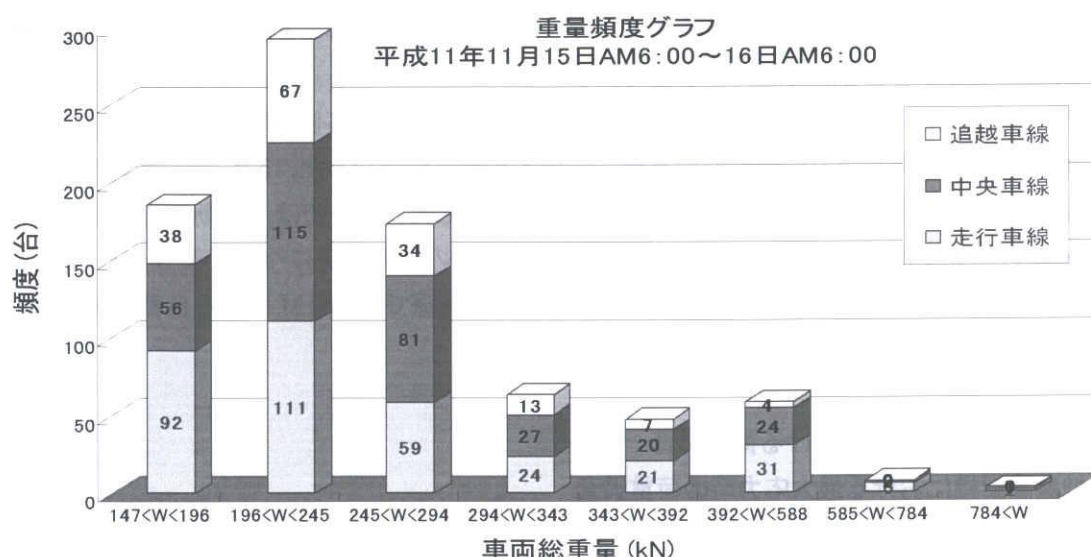


図5.1 車両総重量の頻度分布

表5.1に観測された車両総重量の上位3位までの諸元等を示す。橋面を撮影したビデオの記録から、最遠軸距が長い13.46mの車両についてはトレーラーであると考えられ、最遠軸距の比較的短い7.45m、10.56mのものについてはトラッククレーンであることを確認した。表5.1のOV-1(トラッククレーン)が走行した時のビデオ画像を写真5.1に示す。

トラッククレーンのカタログ等を調査した結果、これらの車両は、クレーン部分(旋回体+クレーンブーム)とキャリア(クレーンを支える自走可能な車体)を分解して運搬する形式の車両であると考えられる。この種の車両は、道路管理者の特別な認可を受けて走行するものであるが、認可の条件として、キャリア部分のみで自走し、旋回体、クレーンはトレーラーを用いて別途搬送することが義務付けられている。キャリア部分のみで車両総重量が350kN程度、旋回体+ブームを含めると800kN～1000kN程度になる。したがって、OV-1、OV-2は大幅な過積載状態での走行を行なっているものと考えられる。また、トレーラー類の最大値は車両総重量で350kN(36tf)であり、OV-3についても明らかな過積載状態であると考えられる。

BWIMによる3台の車両の観測時刻と同時刻に観測された主桁のひずみ波形を図5.2～図5.4に示す。最大値のひずみはOV-2走行時に主桁G1(端主桁)に観測され、430 $\mu$ 程度であった。主桁G1(走行車線側の端主桁)の測定結果から、OV-2が観測された時間帯の応力頻度分布を図5.5に示す。ピー

クバレー法によって測定した最大の主桁ひずみは  $460\mu$  であり、連続ひずみ測定で得られた OV-2 の最大ひずみ( $430\mu$ )とほぼ一致した。200kN の荷重車が走行する際の最大ひずみは G1 で  $100\mu$  程度であることから、主桁に発生する応力だけから見ても、200kN の荷重車の 4 倍~5 倍の応力が発生していることになる。

OV-1 のひずみ最大値は  $390\mu$  であるが、車両総重量が同程度である OV-3 のひずみ最大値は  $200\mu$  程度であり、荷重車の 2 倍程度となっている。この原因としては、1) 最速軸距がより短いトラッククレーンでは同じ総重量であってもセミトレーラーよりもより荷重が集中すること、2) 3 車線のうち中央車線を走行する OV-3 に対して、走行車線を走行する OV-1、OV-2 では荷重が他の主桁よりも端主桁に荷重が集中すること、が考えられる。

トラッククレーンは構内移動を目的として、ブームおよび旋回体を積載した状態での移動が可能であると考えられ、従来の貨物用トラック、トレーラーのものよりもはるかに強度が高く設計されている。したがって、通常の貨物用トラックの車両総重量を大幅に越えるの 800kN~1000kN であっても車両構造上は支障なく走行できているものと考えられる。

以上から、枇杷島高架橋の主桁で測定した応力範囲頻度分布の最大値は、大幅に制限値を超過した過積載車両の単独走行であることが判明した。従って、過去の耐荷力照査で耐荷力不足の根拠となった主桁応力頻度分布の最大値は、設計上想定している多数の車両の同時載荷とは限らず、本研究で測定されたように法令制限をはるかに超える過積載車両の単独走行によって生じた可能性がある。従って、応力範囲頻度分布で測定した最大値から構造物の耐荷力に問題があると判断することは必ずしも合理的ではなく、このような過積載車両の影響、つまり荷重側の問題も含めて構造物全体の安全性を考える必要があるといえる。

表 5.1 800kN 以上の過積載車両

| ケース名 | 車両総重量(kN) | 最速軸距(m) | 走行車線 | 走行速度(km/h) | 通過時刻           | 備考    |
|------|-----------|---------|------|------------|----------------|-------|
| OV-1 | 841       | 7.45    | 走行   | 36         | 11/15 6:20:35  | クレーン  |
| OV-2 | 1067      | 10.56   | 走行   | 41         | 11/15 19:48:25 | クレーン  |
| OV-3 | 811       | 13.46   | 中央   | 56         | 11/16 4:26:15  | トレーラー |



写真 5.1 OV-1 の走行状況

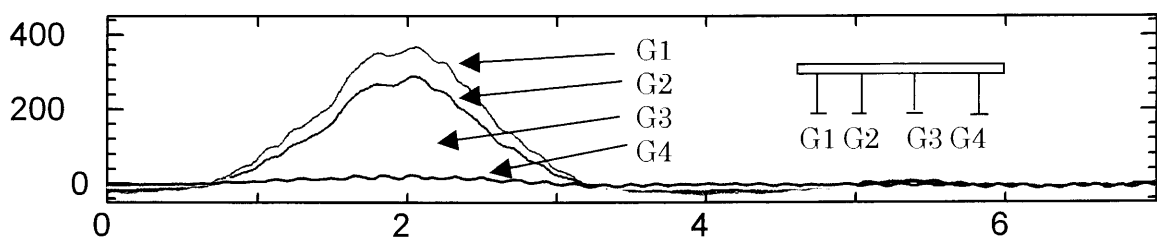


図 5.2 OV-1 走行時の主桁のひずみ波形（クレーン，走行車線）

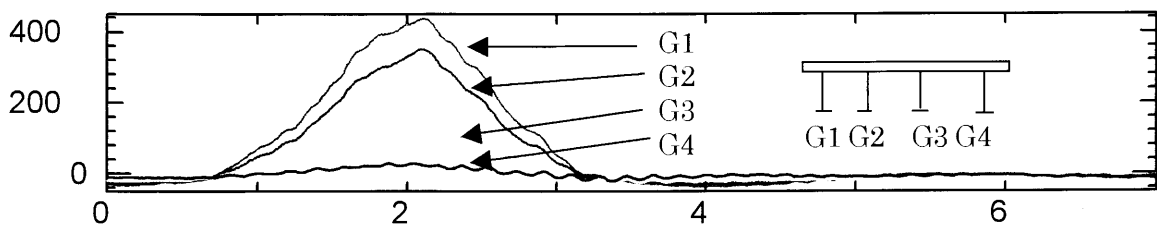


図 5.3 OV-2 走行時の主桁のひずみ波形（クレーン，走行車線）

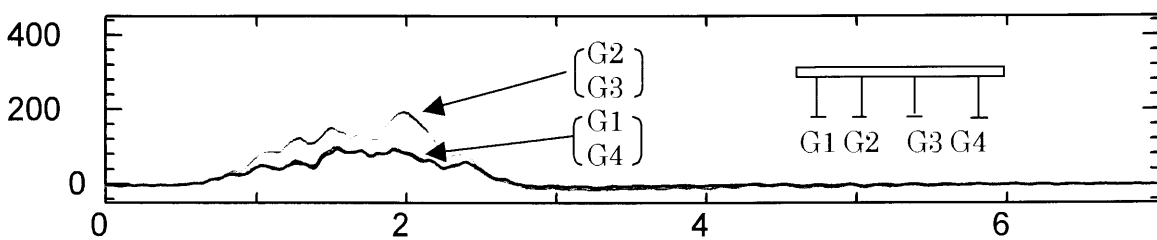


図 5.4 OV-3 走行時の主桁のひずみ波形（トレーラー，中央車線）

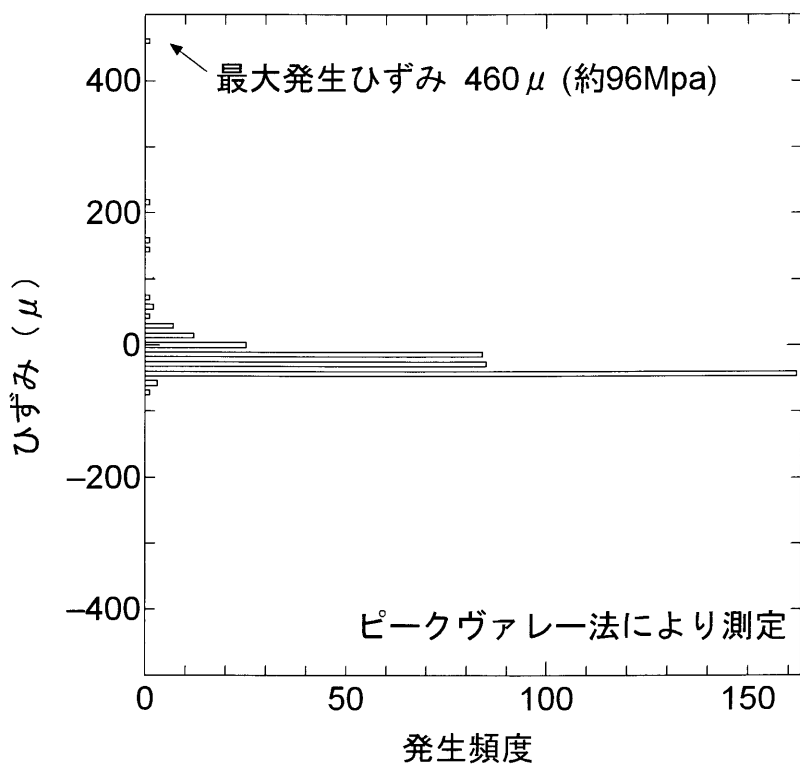


図 5.5 主桁の応力頻度分布(21.3m 支間中央下フランジ,11/15 19:30～11/16 20:30)



## 5.2.2 大高跨道橋における最大荷重調査と疲労耐久性評価

### 1) 測定対象

写真 5.2 に示す国道 23 号大高跨道橋は、支間 55.8m,  $63^\circ$  の斜角を有する単純支持の鋼箱桁橋である。この橋梁付近に建設中の伊勢湾岸自動車道名古屋南インターの工事において、ランプ橋の一括架設のために大型トランスポーター（重量 10,000kN）が数回通行することになった。この荷重は橋梁の耐荷力を超えるため、通行の際には、写真 5.3 に示すように、支間中央部に仮支承を設け、変位制御したジャッキで支持した。箱桁のスパン中央部には、ジャッキからの反力を分散するため、写真 5.4 のように箱桁下フランジにソールプレートがすみ肉溶接され、腹板には、垂直補剛材が現場溶接された。主桁によっては、写真 5.5 のように拡幅のために下フランジに面外ガセットが現場溶接されている。仮支承撤去後には、これらのソールプレート、ガセットプレートが主桁スパン中央に位置することになる。ソールプレートやガセットプレートの溶接によって主桁の耐荷力が低下することはないと考えられるが、①ソールプレートや面内ガセット溶接継手は、疲労強度の低い溶接ディテールであること<sup>6)</sup>、②23 号のこの地域は断面交通量が約 10 万台、大型車混入率が約 50 パーセントとわが国でも有数の重交通を支える路線にあり、過積載車両も多数走行していること、などを考慮すると、仮支承撤去後の疲労耐久性を検討する必要がある。従来手法では、応力範囲頻度測定に基づいて疲労耐久性評価が行なわれているが、前項の事例のように、過積載車両の影響についても考慮すべきと考えられる。そこで、筆者らはスパン中央下フランジの主桁応力について応力頻度測定を行うとともに、主桁応力の波形も同時に測定した。得られた応力範囲頻度分布から疲労耐久性を評価する一方で、時間最大値を記録するような重量の大きな車両を対象に影響面積法を用いた Bridge Weigh-in-Motion を行い、車両総重量と主桁応力の関係を調査し、主桁応力の最大値を発生するような荷重状態について分析を行なった。



写真 5.2 大高跨道橋

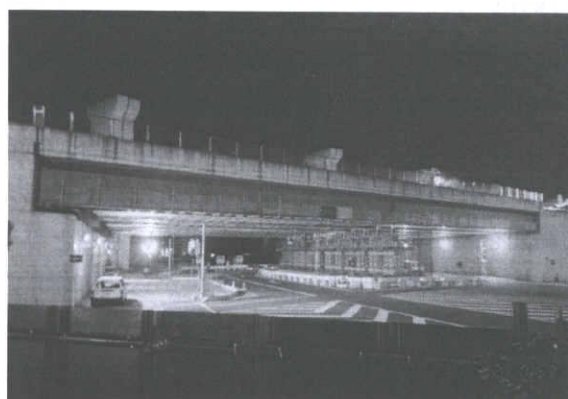


写真 5.3 仮支承



写真 5.4 仮支承用ソールプレート



写真 5.5 仮支承用ソールプレートおよびガセットプレート

## 2) 測定方法

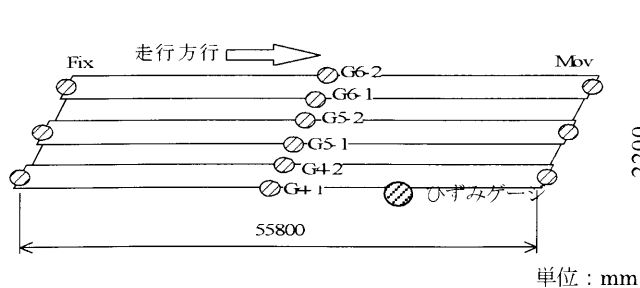
図 5.6 にひずみ測定位置、車線および主桁の配置図を示す。仮支承は 3 本の主桁に各々 2 点設けられており、G4 および G6 がソールプレート、G5 はソールプレート及びガセットプレートが下フランジに現場溶接されている。図 5.7 に主桁下フランジへのひずみゲージ貼付位置を示す。主桁下フランジとしての公称応力を疲労照査に用いることを考慮し、構造的な応力集中を避け、それぞれのソールプレートから離れた位置にひずみゲージを貼付した。動ひずみ測定と応力頻度測定を 2 種類の測定器で行なうため、各点に 2 枚のひずみゲージを貼付した。さらに、影響面積法を用いた BWIM に必要となる車両走行速度を推定するため、支承上のダイヤフラムの鉛直方向ひずみも測定した。

既知荷重に対する応力を測定するため、名古屋南インター周辺の集中工事による通行止めを利用し、荷重車 (250kN トラック、400kN のトラッククレーン) を走行させて動ひずみ波形を計測した。次に一般車両を対象として、168 時間の応力範囲頻度計測および動ひずみ計測を行なった。ヒストグラムレコーダーを用い、疲労耐久性を評価する点の応力範囲頻度分布を 1 時間単位で測定した。計数法はレインフロー法とした。また、動ひずみ測定については、応力頻度測定と同時に行い、主桁ひずみを連続してモニターし、基準値を超えた場合に測定を行なうトリガー測定を行なった。基準値(トリガー値)は、荷重車試験の結果に基づいて、100kN 程度の車両総重量に相当するひずみとした。測定した車種を特定するため、橋面上を CCD カメラで撮影、タイムラプスビデオレコーダーで記録した。

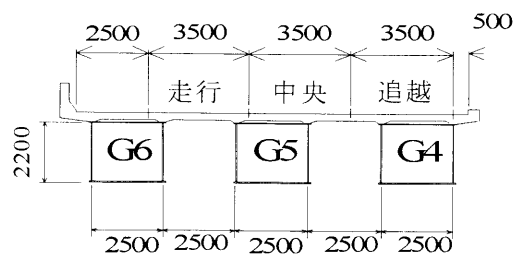
## 3) 測定結果

図 5.8 に G6 桁下フランジの 7 日間の応力範囲頻度分布を示す。250kN の荷重車を越える応力範囲が数多く計測されている。JSSC 疲労設計指針<sup>⑤</sup>の最安全疲労設計曲線である H 等級の変動応力の打ち切り限界(11MPa)を超過する応力範囲が約 1700 回計測された。打ち切り限界の値は、250kN の荷重車の約 2 倍、応力範囲の最大値は 250kN 荷重車による値の約 6 倍となっている。ソールプレートおよびガセットプレートは仕上げ無しで現場溶接されていることを考慮し、疲労強度を JSSC 疲労設計指針<sup>⑤</sup>の H 等級と仮定、修正マイナー則を用いて疲労寿命を計算した。疲労寿命の計算結果を図 5.9 に示す。いずれの点でも 300 年程度の寿命が算出されており、疲労き裂の発生可能性は低いと考えられる。一方で、単独走行だけを考える場合、荷重車の 2 倍の車両総重量、つまり 500kN の総重量であっても打ち切り限界を超えることは無くと考えられ、過積載車両の走行が、打ち切り限界以上の応力範囲を発生させる一要因となっていることが予想される。

主桁ひずみのトリガー測定結果から、1 時間ごとの最大発生ひずみを抽出した。図 5.10 に時間最大値の推移を示す。24 時間に 1 回以上は 250kN の荷重車の 4 倍に相当する応力が発生している。時間最大値を発生するケースについて、ビデオ画像から単独走行であるケースを抽出し、走行車線と車種を判別した。これらのケースについて、影響面積法を用いて車両総重量の推定を行なった。走行速度は、橋梁入口および出口の支承上ダイヤフラムで計測したひずみ波形から推定し、キャリブレーション値は 250kN 荷重車走行時の応答波形から求めた。表 5.2 に判別された車両と車両総重量を示す。参考値として、荷重車との応力の比に荷重車総重量(250kN)を乗じた車両総重量を示した。図 5.11 に 1 週間で最大の荷重を示した車両のひずみ波形を、写真 5.6 に最大荷重時のビデオ画像を示す。ビデオ画像から、この車両は 6 軸のトラッククレーンであり、クレーンブームおよび旋回体を積載した状態、すなわち大幅な過積載状態で移動しているものと考えられる。G6 主桁の測定点 G6-1、G6-2 の応力の最大値と、それぞれの応力範囲頻度分布における最大値はほぼ一致し、発生時間帯も一致した。表 5.2 によれば、同様な形態を持つクレーン車のほか、6 軸のトレーラーが観測されている。



平面図と測定点



車線・主桁配置

図 5.6 ひずみゲージ貼付位置と車線・主桁配置図

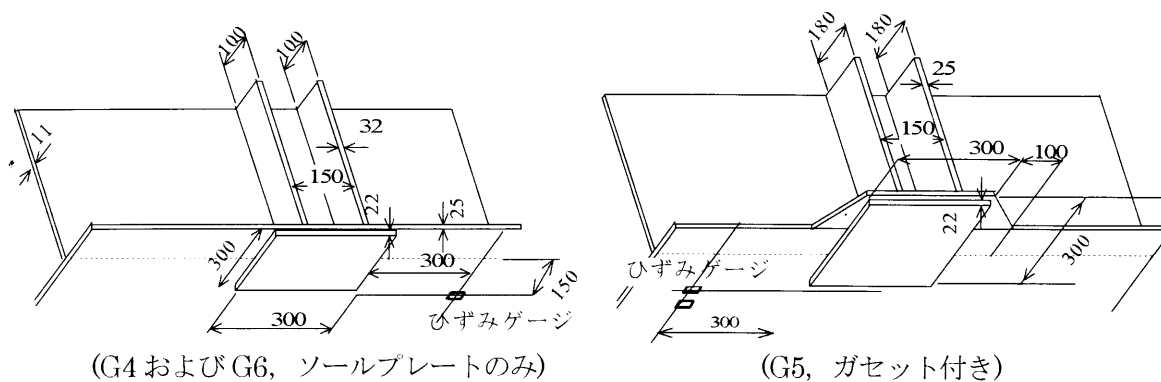


図 5.7 主桁へのひずみゲージ貼付位置

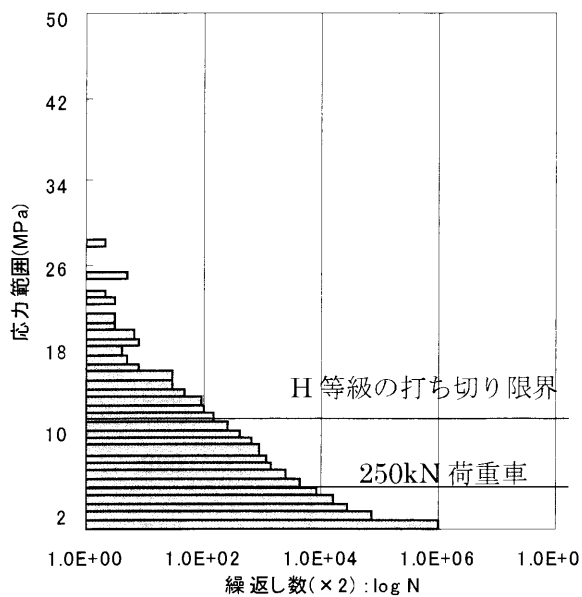


図 5.8 G6 主桁下フランジの応力頻度分布

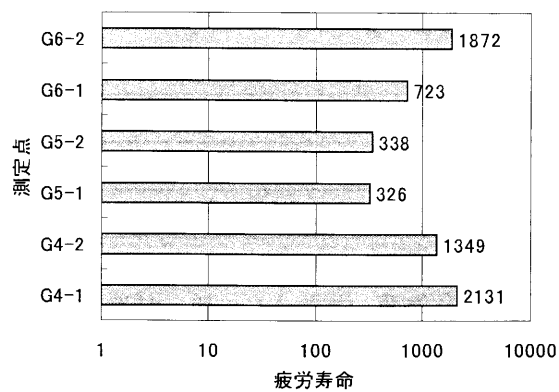


図 5.9 各点の疲労寿命(JSSC-H 等級)

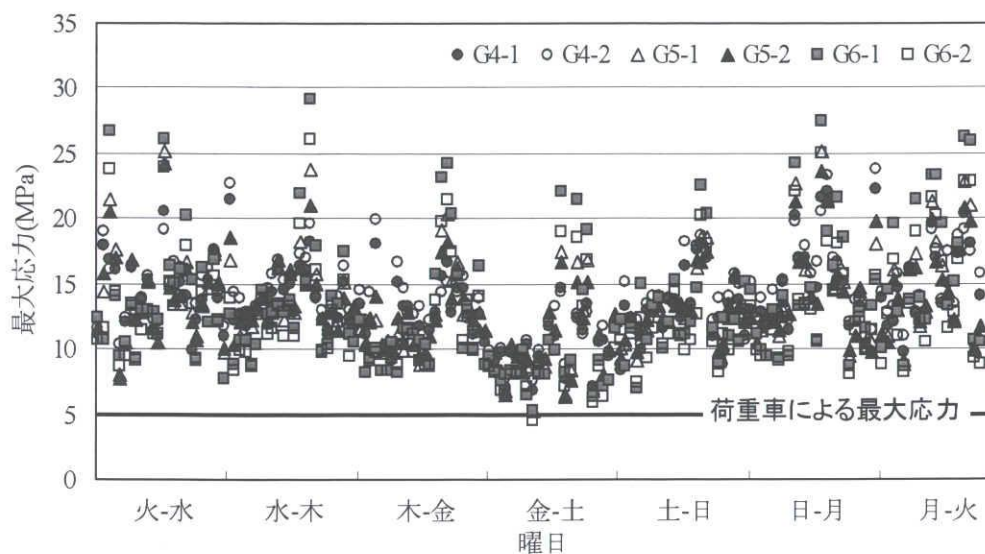


図 5.10 主桁応力の時間最大値の推移

表 5.2 時間最大応力を示す車両とその総重量

| 車線 | 車両と走行状況                            | 推定<br>速度<br>(km/h) | 推定総重量<br>(影響面積法)<br>(kN) | 推定総重量<br>(荷重車との応力比)<br>(kN) |
|----|------------------------------------|--------------------|--------------------------|-----------------------------|
| 走行 | 4軸クレーン(中央車線3軸ローリー追走)               | 32.5               | 1499                     | 1296                        |
| 走行 | クレーン(軸数不明, 単独載荷)                   | 33.8               | 1883                     | 1265                        |
| 走行 | 6軸クレーン(単独載荷)                       | 30.7               | 1817                     | 1418                        |
| 走行 | 6軸クレーン(中央車線3軸貨物が並走)                | 30.7               | 1436                     | 1173                        |
| 走行 | トレーラー(軸数不明)                        | 53.3               | 2113                     | 1071                        |
| 走行 | クレーン(軸数不明, 単独)                     | 24.4               | 1671                     | 1173                        |
| 走行 | 4or5軸クレーン<br>(中央に車種不明の並走車両)        | 33.3               | 1739                     | 1337                        |
| 走行 | 4軸クレーン(単独載荷)                       | 27.9               | 1555                     | 1276                        |
| 中央 | 6軸トレーラー(走行車線貨物先行)                  | 69.9               | 1529                     | 1315                        |
| 中央 | 6軸トレーラー(同一車線追走車あり)                 | 不明                 | 不明                       | 820                         |
| 中央 | 6軸トレーラー<br>(追越: 貨物車, 中央: トレーラーが追走) | 不明                 | 不明                       | 699                         |
| 追越 | 6軸トレーラー(2軸貨物並走)                    | 51.1               | 1056                     | 810                         |
| 追越 | トレーラー(軸数不明)                        | 不明                 | 不明                       | 594                         |
| 追越 | 5or6軸トレーラー(中央車線に追走車)               | 54.6               | 1260                     | 998                         |
| 追越 | 6軸トレーラー(中央車線に4軸貨物並走)               | 54.5               | 905                      | 800                         |



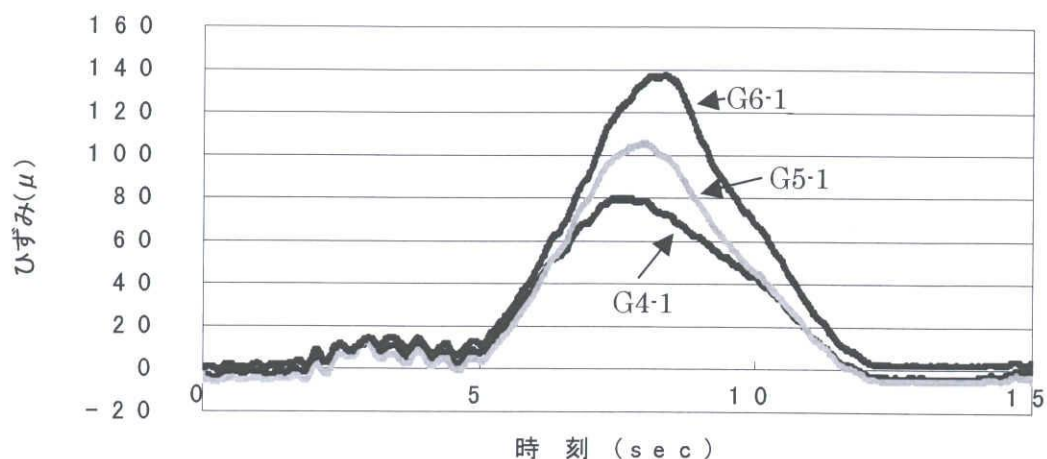


図 5.11 最大荷重時(推定総重量 1600kN, トラッククレーン)の動ひずみ波形

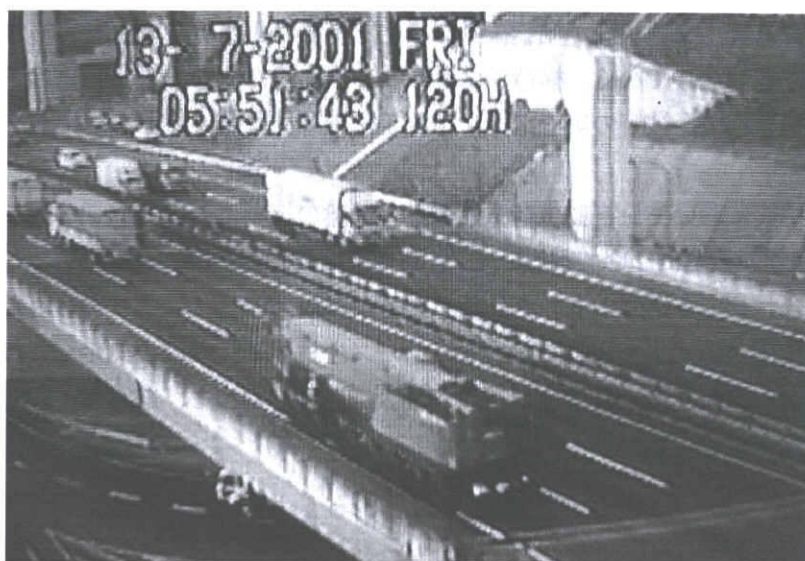


写真 5.6 最大荷重時(推定総重量 1600kN, トラッククレーン)の橋面画像

### 5.2.3 まとめ

枇杷島高架橋, 大高跨道橋での測定結果によれば, 1,000kN を超えるようなトラッククレーンが日常的に走行し, 主桁スパンが 20~60m 程度である場合, 主桁の最大応力がこれらの過積載車両の単独走行により生じる可能性があることが明らかになった. トラッククレーンは, タイヤの耐荷重が一般貨物用のタイヤに対して高いことが予想され, 一般貨物車両で考えられる軸重を上回る軸重を有していると考えられる. 従って, 積載車両の同時載荷を考慮した設計上の仮定とは大幅に異なる荷重状態がトラッククレーンのような特殊な車両により生じうることを示しているといえる. 測定結果によれば, 過積載のトラッククレーンの走行が, 枇杷島高架橋では主桁応力の設計基準値を超過する原因となり, 大高跨道橋では, 過積載車両が H 等級の変動応力範囲の打ち切り限界を超える応力を発生させる要因の一つとなっている. 過積載問題はこれまで貨物用トラック, トレーラーについて主として論じられてきたが, トラッククレーンのような特殊車両による過積載について, 道路上の荷重管理対策として見直す必要があると言える.



### 5.3 振動と荷重の同期モニタリング

#### 5.3.1 環境振動・騒音問題への WIM の応用

自動車の走行によって橋梁に生じる振動が、橋梁周辺の環境に好ましくない影響を与える事例が報告されている。例えば、橋梁から地盤に振動が伝達され、不快な振動を生じたり、橋梁振動が低周波音を生じさせたりして近隣の住民が苦情を訴える事例がある。これらの振動(騒音)現象の共通点として、車両が橋梁に走行する際に生じていることが挙げられる<sup>7)</sup>。橋梁振動への車両の影響に着目した研究として、例えば、解析における車両のモデル化に関する研究<sup>8)</sup>、車両のサスペンション構造に着目した測定<sup>9)</sup>などが行われている。また、徳永・日野<sup>10)</sup>らは、高架道路周辺の交通振動と苦情要因について測定およびアンケートによる調査を行い、苦情被害の評価方法について提案している。

橋梁を振動源とする環境振動・騒音のモニタリングが行なわれているが、これまでの一般的な評価方法は、振動を受ける側の値、すなわち構造システムの出力値＝応答値について着目し、観測をおこなうことが多い。振動を発生させる側の要因としては、交通量の調査が行なわれる程度であり、橋梁を振動させる外力として、車両個別の情報を観測することは行われていない。一方で、車両の構造や走行速度、軸重、総重量、交通状況が橋梁振動に与える影響は小さくないと考えられる。従って、橋梁や地盤における応答値だけでなく、構造システムへの入力値、すなわち、荷重の情報を応答値と同期的に得ることができれば、被害の実態把握、予測手法の確立など、様々な点において有効であると考えられる。

本研究では、実橋梁において、自動車荷重と橋梁・地盤の振動について同期モニタリングを行い、荷重と橋梁・地盤振動の相関について調査した。自動車荷重の測定法は、支点反力による BWIM とし、橋梁・地盤振動と合わせて 1 週間のモニタリングを行なった。BWIM により得られた自動車荷重の時刻歴データから、車両が橋梁上を単独で走行するケースを抽出し、同時に測定した橋梁の応答値、地盤の応答値の連続データから振動加速度レベル、最大加速度を検出し、総重量、軸重との関係について調査を行った。

#### 5.3.2 測定方法

本研究で測定対象とした橋梁は、第 2 章、第 4 章で述べた小島高架橋である。橋梁および橋脚の状況を図 5.12 に示す。主に着目する径間は、支間 35m を有する 5 主桁の鋼単純鈑桁(A2-P10 間)である。図 5.13 に橋梁および地盤振動に関する測定点の配置を示す。観測する振動事象として、四日市行きの車両によって発生する振動を対象とした。主桁の加速度測定点として、A2-P10 径間、P10-P9 径間の支間中央に鉛直方向に振動加速度計を設置した。P10 橋脚では、橋脚天端に 3 箇所(両張り出し部と脚柱上)それぞれ 3 軸方向の加速度計を設置し、地盤上では、橋脚基部と官民境界に加速度計を設置した。なお、本論文では分析を行っていないが、端主桁可動支承の橋軸方向変位、P10 橋脚の張り出し部の変位、A2-P10 径間の支間中央の鉛直変位についても計測を行なっている。支点反力を用いた BWIM については、第 4 章で述べた同橋梁の測定点を用い、上下線合わせて 4 車線を走行する大型車両の軸重を測定した。観測する振動事象は四日市行きの車両によるもののみを対象とするが、4 車線全ての車両荷重を測定することにより、名古屋方面の車両が橋梁上に存在しないことを BWIM の出力データから確認する。

BWIM に用いるひずみゲージおよび加速度計は同じ測定器で同時に測定した。200Hz のサンプリング周波数で 28 分間連続波形を測定、2 分待機のインターバルで合計 168 時間(1 週間)の応答波形をハードディスクに記録した。4 章に示した BWIM プログラムを用い、軸重、走行速度、車種、総重量などを時刻歴データの形で出力した。なお、キャリブレーションとして、車両総重量 250kN のトラック 2 台(3 軸リーフサスペンション車および 4 軸エアサスペンション車)を用いた試験を行なってい

る。

橋梁上には同時に複数の車両が走行する場合がありますが、橋梁や地盤の応答はこれらの複数の荷重の作用が重畳して生じる。一方、分析を単純化するためには、入力側の要因が単純であることが望ましい。そこで、着目する車線を四日市方向走行車線とし、この車線に1台のみ車両が走行し、かつ他の車線に車両が走行していない状況をBWIMの出力データから抽出した。具体的には、小島高架橋進入時刻前の5秒、進入後10秒の合計15秒間、他の車両が橋梁上に進入しないことを条件とし、BWIMの荷重列データを参照することでこの条件に合致する車両を抽出した。

各点の応答値波形に対し、振動の大きさを評価するため、振動の強弱を評価する値としてJISで規定されている振動加速度レベル<sup>11)</sup>を計算した。加速度波形から移動リニア平均による加速度実効値<sup>12)</sup>を計算し、基準の振動加速度( $10^{-5}\text{m/s}^2$ )に対するレベル(db)<sup>13)</sup>を時刻歴として求めた。なお、時定数、すなわち移動平均の時間間隔は0.63秒とした。なお、加速度波形への周波数特性補正<sup>13)</sup>は行なっていない。

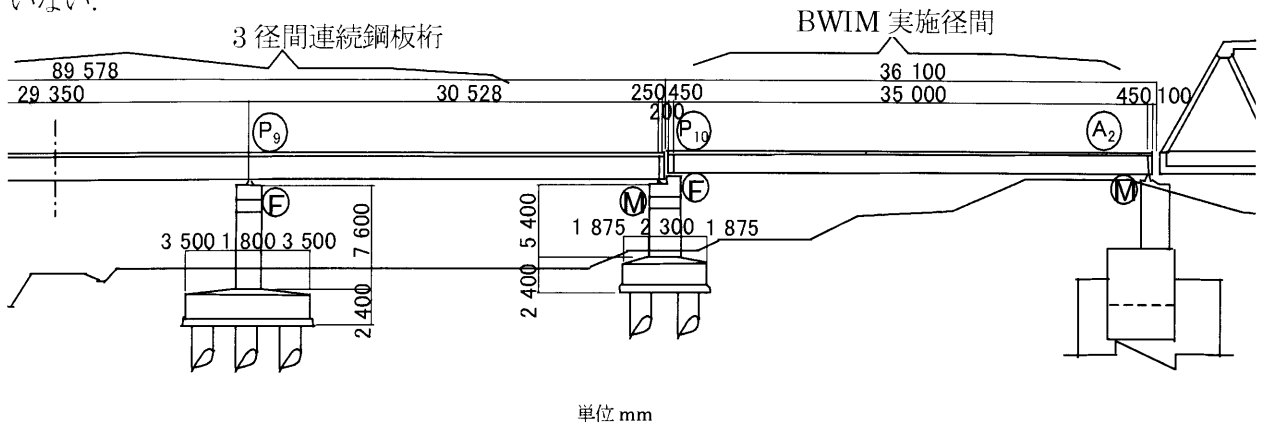


図 5.12 対象橋梁の概要

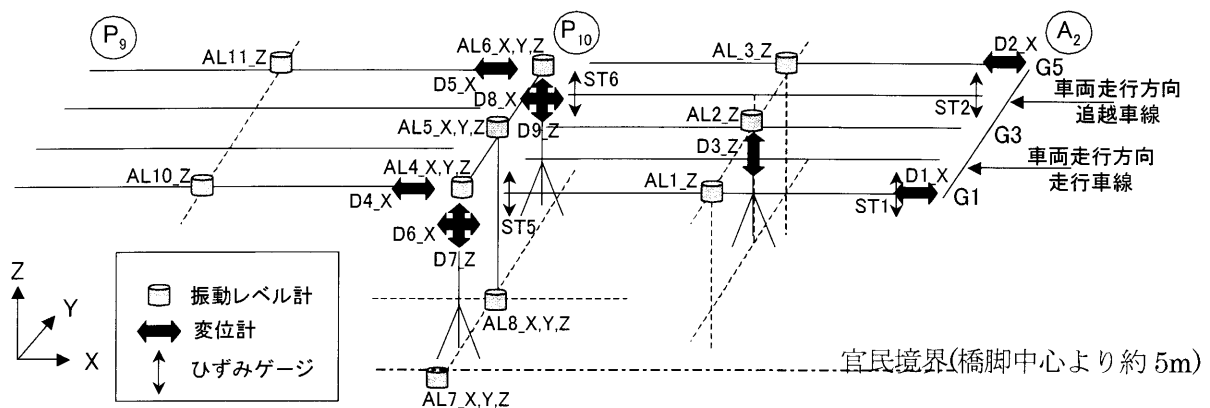


図 5.13 測点の配置図

### 5.3.3 測定結果

#### 1) 測定対象橋梁の振動特性

一般供用下における28分の連続測定により得られた主桁中央の鉛直加速度データから計算したパワースペクトルによれば、本橋梁の固有振動数は曲げ振動1次が2.6Hz、ねじれ振動1次が3.7Hzとなった。減衰定数をハーフパワー法により求めたところ、2.6Hzのモードで約0.04~0.06、3.7Hzのモードで約0.02~0.04であった。

#### 2) 車両総重量と振動加速度レベル

走行車線と追越車線における交通流について、1週間の大型車両の総重量頻度分布を図5.14に示す。

約 80kN, 150kN 付近にピークが見られ、分布形状は走行、追越ともほぼ同じになった。着目した車線で測定された全走行台数は 24,046 台、最大値は 735kN である。このうちの約 4 割の 9,554 台が単独走行と判定された。大型車両が単独で測定橋梁上を走行する際の、主桁中央における振動加速度レベルの時刻歴波形の例を図 5.15 に示す。大型車両が測定径間に進入し、橋梁の振動が大きくなり、振動加速度レベルが増大することがわかる。一般的な振動公害を扱う場合には、発生する振動レベルの頻度分布を調査した上で、振動レベル  $L_{10}$  値<sup>11)</sup>などが用いられることが多いが、本研究では、図に示すように、単独走行時の振動加速度レベル波形のピーク値(最大値)をその車両による応答の代表値として位置付けることとした。

大型車両が単独で走行車線を通過した際の主桁中央、橋脚天端、橋脚基部及び官民境界における地盤の最大振動加速度レベルと車両総重量の関係を図 5.16 (a)～(h)に示す。値のばらつきが大きい、分布の下限値の包絡線では、重量が大きくなると振動加速度レベルが大きくなっている。一方、分布の上限値はおおむね一定値を示しており、車両重量が小さい場合でも比較的大きな振動加速度レベルを発生させる車両が存在していると考えられる。振動加速度レベルの大きさは、主桁中央の鉛直加速度がもっとも大きく、上限値が 95dB 程度であった。橋脚天端では橋軸方向の振動レベルが大きく、上限の包絡線で 90dB となり、鉛直方向よりも 10dB 程度大きくなっている。橋軸方向の加速度波形を観察したところ、桁支間中央の振動波形と同期する成分がみられた。また、可動支承部には桁のたわみに応じた変形は見られず、移動支承はほぼ固着状態であった。可動支承が固着した結果、桁のたわみ角にともない橋脚が橋軸方向に押されることで、橋脚天端で橋軸方向の振動が卓越すると考えられる。橋脚基部の地盤では橋軸、鉛直方向ともに上限値で約 90dB、橋脚よりも約 5m 離れた官民境界部では上限値が 80dB となった。上限、下限の包絡線はともに橋梁から離れるにしたがって小さくなり、橋梁から発せられた振動が減衰する様子を示している。

車両重量と振動加速度レベル、走行台数との関係を濃淡表示による頻度分布の形で図 5.17 (a)～(d)に示す。スライス幅は 10kN, 1db とした(以下同様)。支間中央の鉛直加速度では、車両総重量の頻度分布のピーク値である 80kN, 150kN の位置でそれぞれ約 78dB, 80dB の振動加速度レベルとなった。これらの 2 つの頻度ピークは、橋脚天端・橋脚基部の橋軸方向において 72dB, 75dB、官民境界では約 65dB, 70dB と低下し、橋梁、橋脚・橋脚基部、官民境界とおおむね 5dB ずつ振動加速度レベルが低下した。

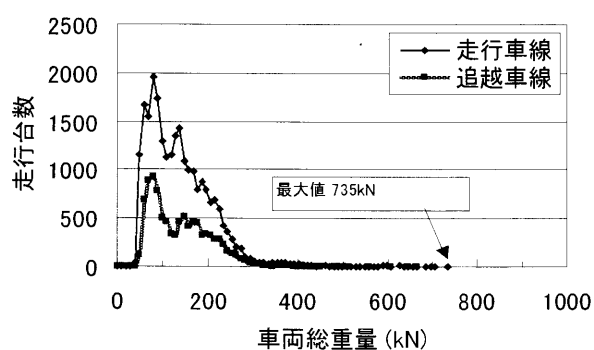


図 5.14 車両総重量頻度分布

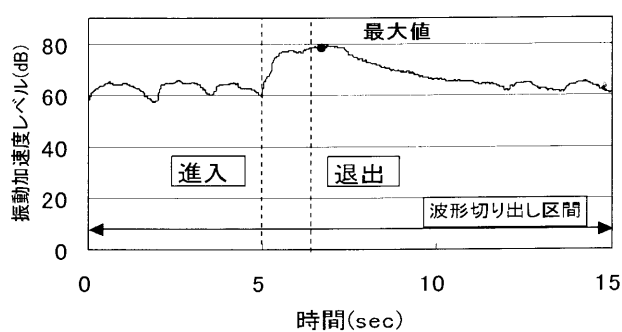


図 5.15 振動加速度レベル波形の例  
(AL11-Z, 支間中央鉛直加速度)

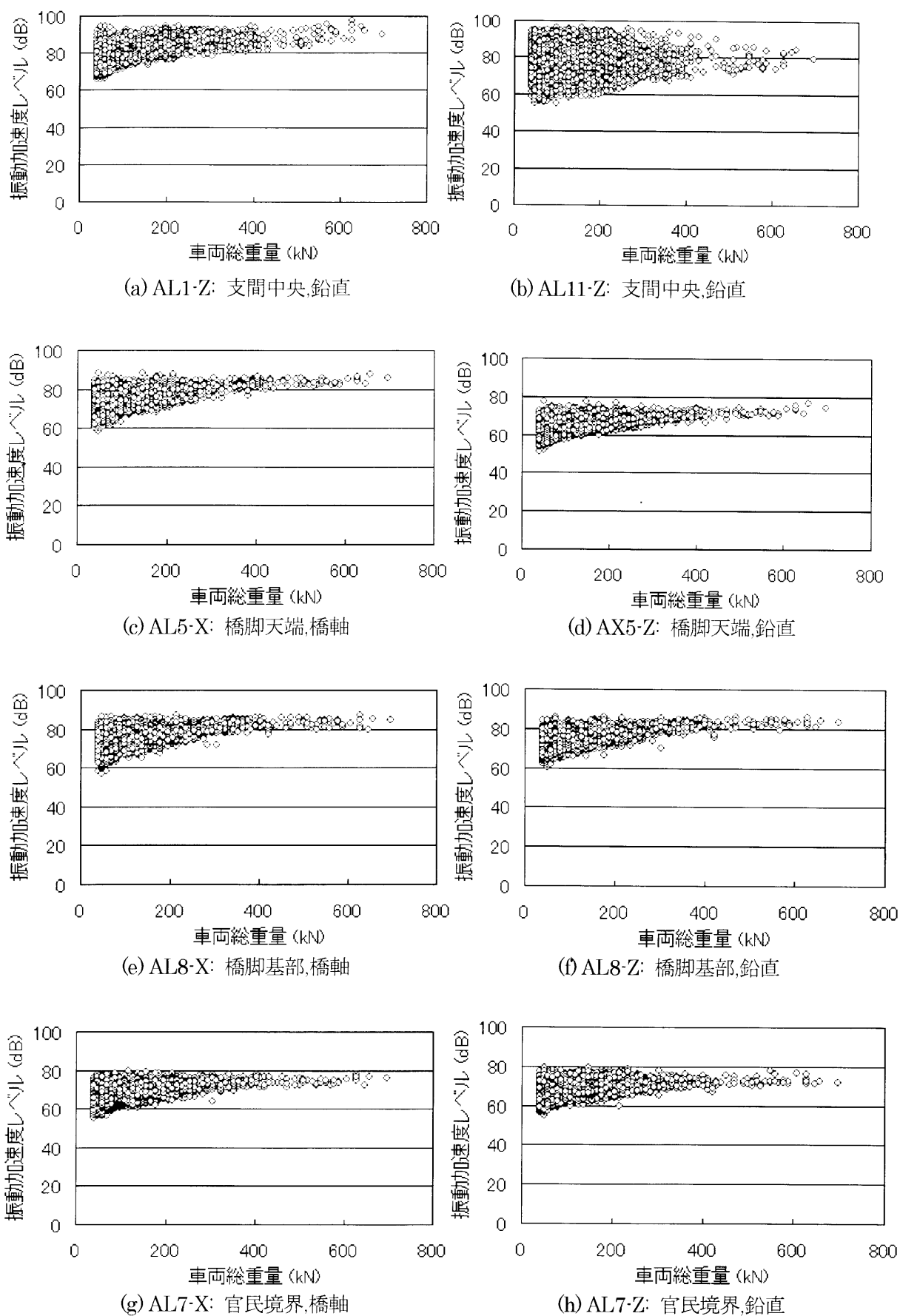


図 5.16 振動加速度レベルと車両総重量

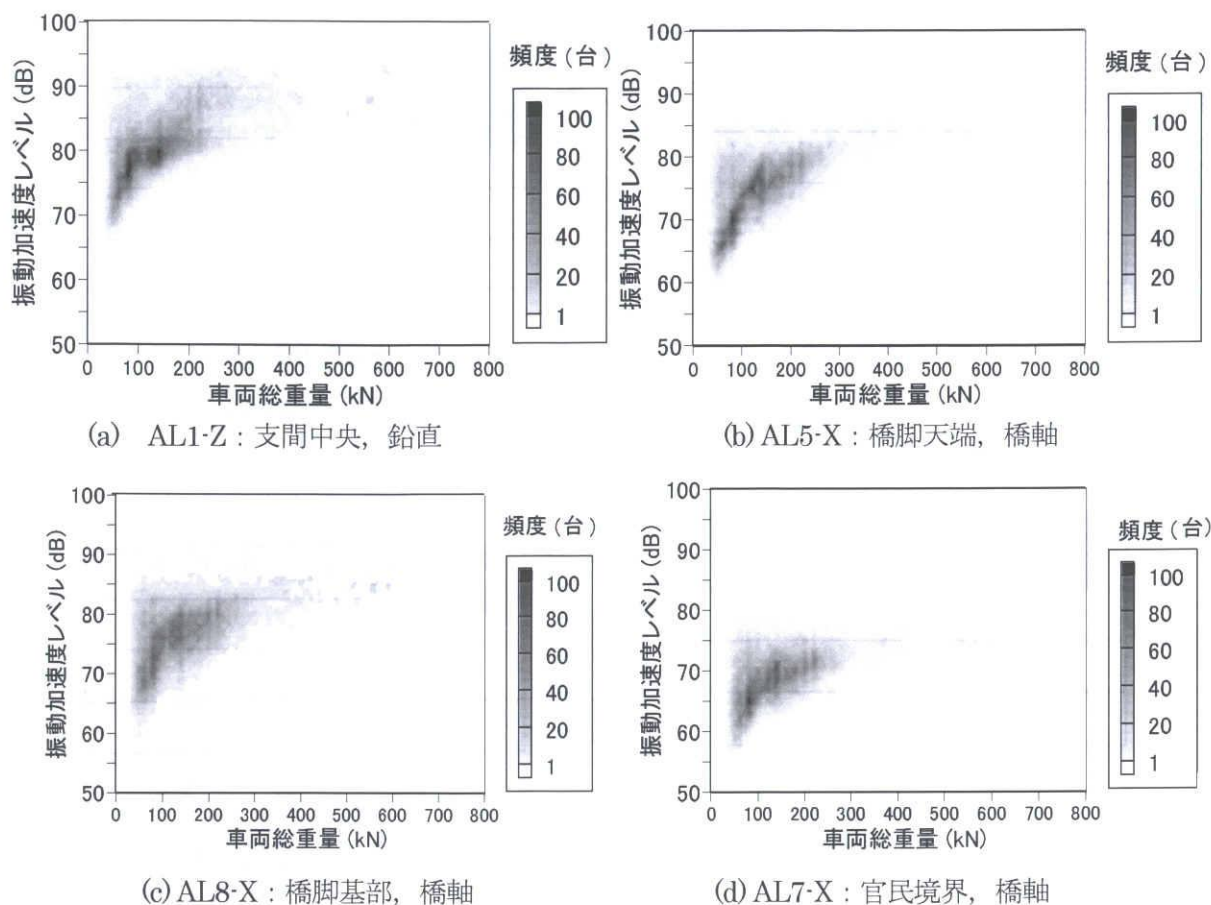


図 5.17 振動加速度レベルと車両総重量

### 3) 車種別の振動加速度レベルの頻度分布

主桁中央鉛直方向 (A1-Z) における振動加速度レベル最大値の頻度分布を図 5.18 に示す。頻度分布は単峰の分布となり、ピーク位置は 80dB である。同じ測定点での車両総重量・加速度レベルの関係 (図 5.17(a)) によれば、この値は車両総重量 150kN でのピーク位置と一致する。一方で、図 5.17 では、頻度分布は単峰の分布でなく、少なくとも複数のピーク値を持っている。車両総重量の頻度分布特性は、車種ごとの特性をもつといわれており<sup>14),15)</sup>、振動加速度レベル・車両総重量の頻度分布のピークは車種に関連があると考えられる。そこで、測定した単独走行の車両を 2 軸車両, 3,4 軸車両 (トレーラーを除く)、トレーラー類の 3 種類に分類し、振動加速度レベルの頻度分布を求めた。9,556 台中、2 軸車類は 5,092 台、3 軸車類 4,175 台、トレーラー類 289 台である。

各車種ごとの支間中央鉛直加速度の振動加速度レベルと車両総重量の関係を図 5.19～図 5.21 に示す。2 軸車類はピーク位置が総重量 80kN であり、このときの振動加速度レベルが 77dB となった。車両総重量の分布範囲 40kN～150kN 程度に対して、振動レベルの分布範囲は、67～92dB となった。これに対し 3,4 軸車両では、最頻値が車両総重量 180kN、振動レベル 81dB であった。トレーラー類の最頻値の位置は、360kN、86dB であった。2 軸車類、3,4 軸車類、トレーラー類と車両総重量が大きくなるに従って最頻値の振動加速度レベルが高くなる一方、それぞれの振動加速度レベルの上限値は車種、車両総重量によってあまり変化が見られず、概ね 92～95db 付近となった。また、各車両総重量に対する下限値は、最頻値と同様、車両総重量が大きくなるに従って大きくなった。



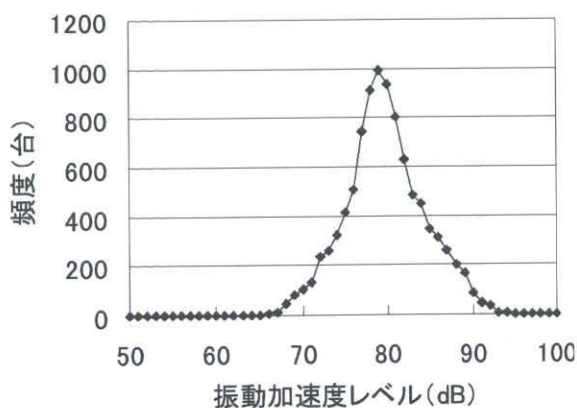


図 5.18 振動加速度レベルの相対頻度分布  
(AL1-Z：支間中央，鉛直)

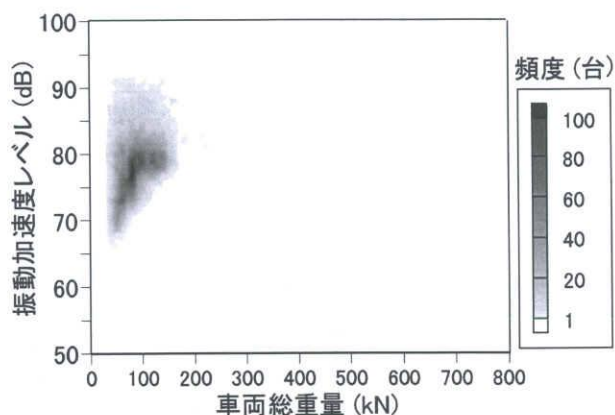


図 5.19 振動加速度レベルと車両総重量  
(2 軸車類，AL1-Z)

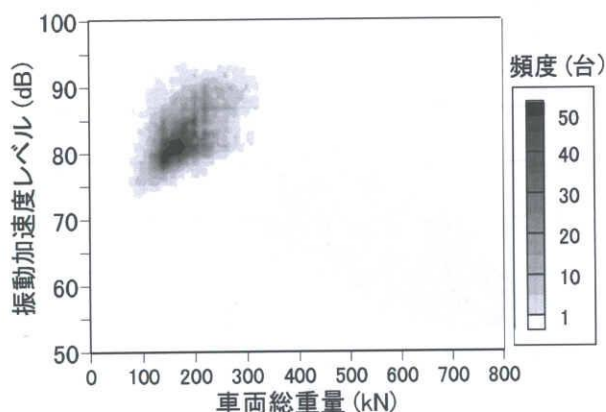


図 5.20 振動加速度レベルと車両総重量  
(3,4 軸車類，AL1-Z)

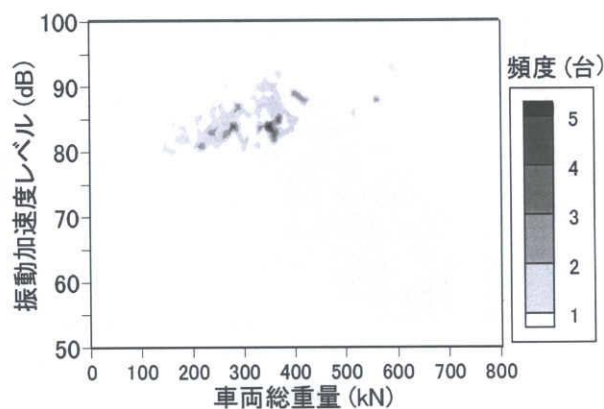


図 5.21 振動加速度レベルと車両総重量  
(トレーラー類，AL1-Z)

#### 4) 軸重と加速度ピーク値

2 軸の大型車両が通過したときの，橋脚天端の加速度と橋脚上にある主桁端垂直補剛材のひずみ波形を図 5.22 に示す．車軸が橋梁を退出した瞬間，垂直補剛材のひずみ量が急激に変化する．加速度の波形をみると車軸が橋梁を退出した瞬間，すなわち，伸縮装置を乗り越えた瞬間に大きな加速度を生じている．このときに観測される振動数は 40Hz 程度である．多数の波形を観察した結果，大きく加速度が変化する回数は，車軸の通過時刻と一致することを確認した．そこで，軸重が伸縮装置を乗り越える際の加速度最大値(以下，加速度とする)を測定データから切り出し，軸重と加速度との関係について比較した．分析に用いた総軸数は 21,749 軸である．

1 週間の単独走行車両の，橋脚天端と橋脚基部の地盤における軸重と加速度の関係を図 5.23 に示す．図中の式および直線は，最小 2 乗法による回帰直線である．値のばらつきはあるものの，軸重と加速度の間は正の相関関係にあることを示している．この傾向は，橋脚より離れた測定点(官民境界，AL-7Z 等)においても同様であった．軸重と軸重通過時の加速度の頻度分布を図 5.24 に示す．大型車両の構造上，前軸の操舵輪はシングルタイヤ，後軸はダブルタイヤとなり，同じ軸重の場合，タイヤの接地圧が異なることになる．そこで，BWIM のデータから軸重をシングルタイヤとダブルタイヤに分類して頻度分布を求めた．分布の上限値，下限値の包絡線はシングル，ダブルともに変わらず，軸重が加速度に比例する傾向がある．一方，同じ軸重値に対する最頻値の位置を見ると，50kN の軸重に対してシングルタイヤ 21gal に対してダブルタイヤが 8gal となり，同じ重量であってもダブルタイヤのダブルタイヤの加速度が小さくなる傾向がある．ダブルタイヤにより個々のタイヤの接地圧が半分にな

るためであると考えられる。

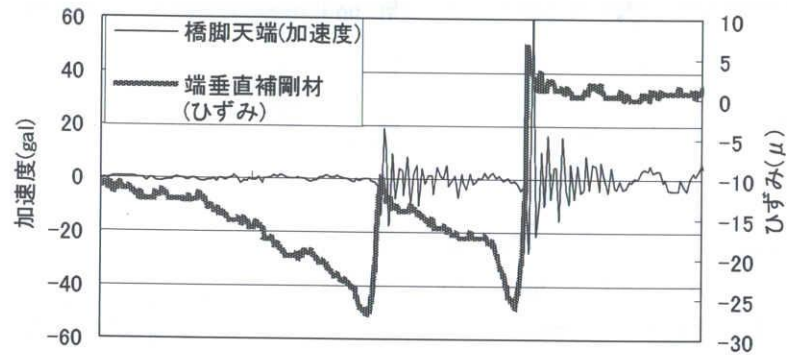
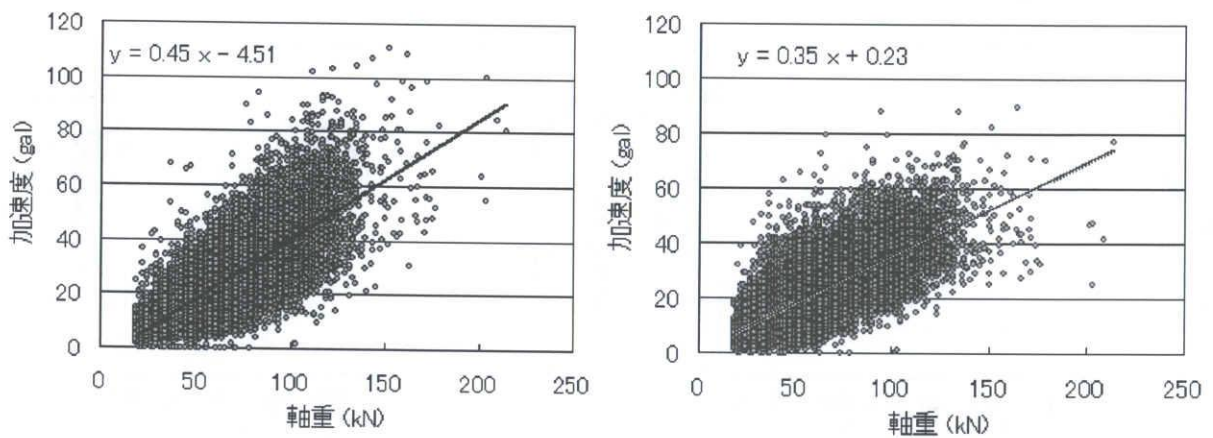


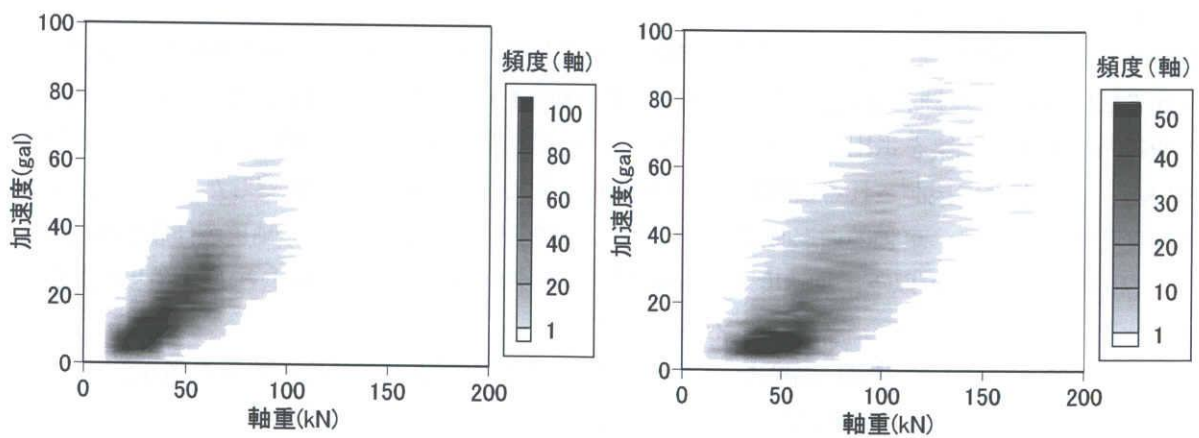
図 5.22 車両通過時の波形(端垂直補剛材, AL5-X: 橋脚天端橋軸加速度)



(a) 橋脚天端: 橋軸方向(AL5-X)

(b) 橋脚基部: 橋軸方向(AL8-X)

図 5.23 加速度と軸重の関係



(a) シングルタイヤ

(b) ダブルタイヤ

図 5.24 橋脚天端の加速度と軸重(AL5-Z)



## 5) 走行速度の影響

走行速度の頻度分布を図 5.25 に示す。小島高架橋は、自動車専用道路上にあり、測定期間の一週間を通じて交通が安定し、平均的な走行速度は 80km/h となっている。走行速度と車両総重量の頻度分布を図 5.26 に示す。車両総重量が比較的小さい総重量 200kN 以下の車両は走行速度の分布幅が広く、80km/h を中心に 60km/h～120km/h となっているが、総重量が 200kN を超えると走行速度の上限值が低下する傾向がある。走行速度が振動レベル、加速度に与える影響を調べるため、調査対象とした車両とその軸重について総重量・振動レベル、軸重・加速度に応じたクラス分類を行い、クラス内の平均振動加速度レベル、加速度を算出した。クラス分類は、振動加速度レベルでは総重量 100kNton、走行速度 10km/h 刻み、加速度では、軸重 2ton、走行速度 10km/h 刻みとした。

図 5.27 に車両総重量に対する振動加速度レベルの平均値を示す。車両総重量、走行速度が大きいほど、振動加速度レベルの平均値が大きくなる。トレーラーを除く大型車両の総重量である 300kN までの車両総重量クラスでは、車両総重量が 100kN 増加すると振動加速度レベルが 3～5dB 程度増加する。車両総重量が 400kN 以上のクラスでは、それ以下のクラスに比べてクラス間の振動加速度レベルの違いが小さくなった。走行速度の変化による各総重量クラス内での振動レベルの違いは最大 5dB 程度であった。走行速度が 50km/h～120km/h と変化したときの平均的な振動レベルの変化は、総重量クラスが 100kN 変化した場合の振動レベルの変動量と同程度となる。

図 5.28 に軸重と加速度のクラス平均の関係を示す。加速度と軸重との関係には概ね線形の関係があると考えられる。同じ軸重に対するシングルタイヤ、ダブルタイヤの違いは顕著ではないが、シングルタイヤの最頻値である 50kN 付近ではダブルタイヤに対してシングルタイヤの加速度値が大きくなっている。また、走行速度が大きくなると加速度値がやや大きくなる傾向も確認された。

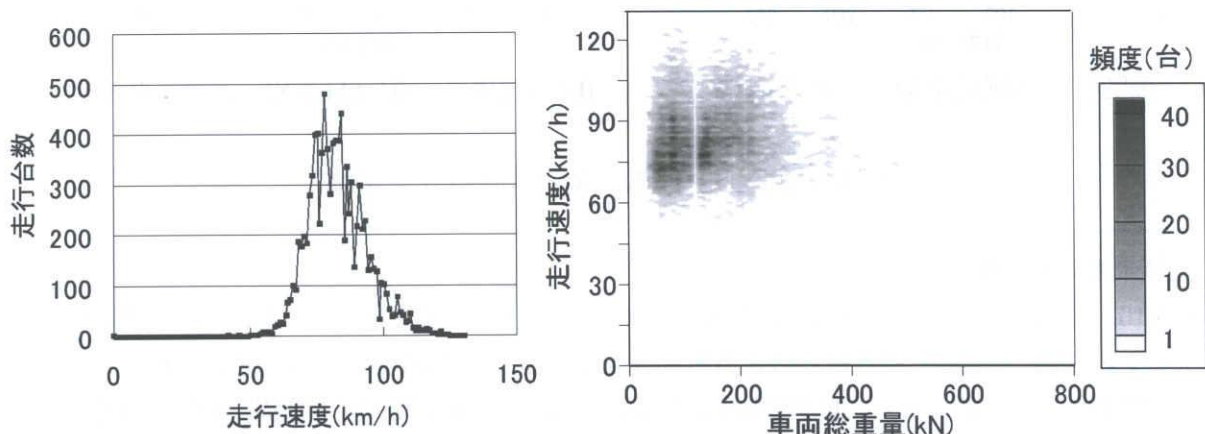


図 5.25 走行速度の頻度分布

図 5.26 走行速度と車両総重量

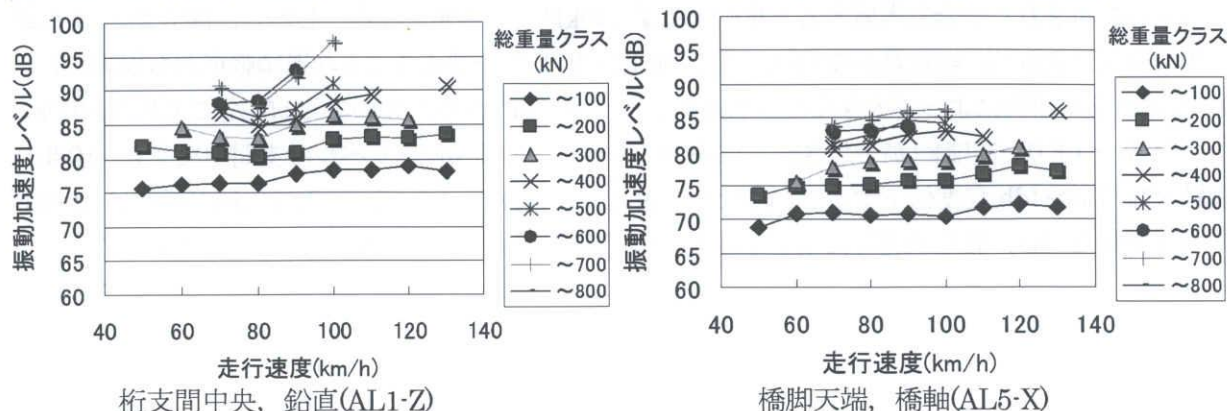
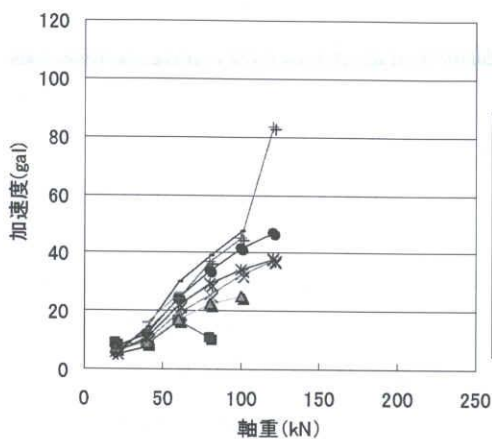
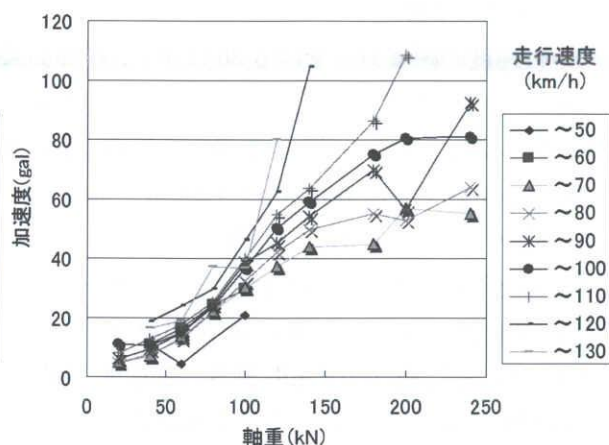


図 5.27 総重量と走行速度に対する振動加速度レベルの平均値

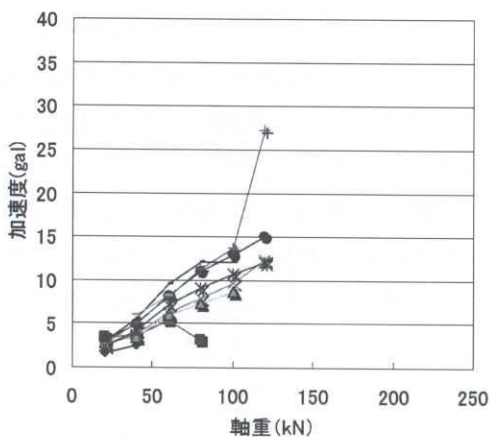




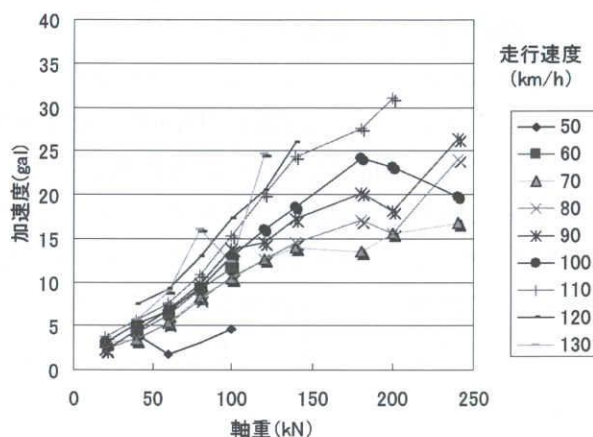
(a) 橋脚天端：橋軸(AL5-X), シングルタイヤ



(b) 橋脚天端：橋軸(AL5-X), ダブルタイヤ



(a) 官民境界：橋軸(AL7-X), シングルタイヤ



(b) 官民境界：橋軸(AL7-X), ダブルタイヤ

図 5.28 軸重と走行速度に対する加速度の平均値

#### 6) 過積載車両の影響について

図 5.16, 図 5.23 に示したように, 同じ入力値 (車両総重量, 軸重) であっても, 生じる応答値 (振動加速度レベル, 加速度) にはばらつきがあるが, 図 5.27, 図 5.28 のように, それぞれのクラスでの平均的な振動加速度レベル, 加速度を考えた場合には, 総重量や軸重は応答値に大きく影響している. 法令上, この橋梁上を走行できる車両は総重量が 250kN, 軸重が 100kN である. トレーラー等で特別に認可された場合も考慮すると車両総重量 440kN が上限値となる. しかし, 図 5.27, 図 5.28 の観測結果によれば, 総重量が 500kN 以上, 軸重が 100kN を超えるような過積載車両も観測されており, これらの車両によって大きな振動加速度レベルや加速度が生じている. 図 5.27 によれば, 400kN のクラス, つまり, 過積載(が予想される)車両がない場合, 振動加速度レベルは支間中央で 5~10db, 橋脚天端で 3~4db 程度低下することになる. また, 図 5.28 によれば, 軸重最大値が厳密に 100kN に制限された場合, 軸重通過時に生じる最大の加速度は, およそ半分になることが予想される.

### 5.3.4 まとめ

本節では、支点反力法による BWIM と橋梁および周辺地盤の振動測定を実施し、橋梁上を単独で走行する自動車の荷重と橋梁・地盤振動の関係について調査を行った。以下に本研究で得られた内容を述べる。

- 1) 車両総重量に対する振動加速度レベルの下限値および平均値は、総重量が増加するにしたがって大きくなる。
- 2) 車両総重量に対する振動加速度レベルはばらつきが大きい、上限値はほぼ一定であり、車両総重量が小さくても大きな振動が発生する可能性がある。
- 3) 車種を考慮した振動加速度レベルの頻度分布を調査した結果、2軸車類、3,4軸車類には、その車種を代表する車両総重量、振動加速度レベルを示す頻度分布のピークが存在する。
- 4) 軸重が伸縮装置を通過した際に生じる振動加速度は 50kN 以下の観測値では軸重を同じとした場合、シングルタイヤによる加速度の値がダブルタイヤよりもやや大きい傾向がある。
- 5) クラス平均を用いた分析結果によれば、車両総重量と振動加速度レベルには正の相関があり、トレーラーを除く大型車両の総重量である 300kN までの車両総重量クラスでは、車両総重量が 100kN 増加すると振動加速度レベルが 3~5dB 程度増加する。また、車両総重量が 400kN 以上のクラスでは、それ以下のクラスに比べてクラス間の振動加速度レベルの違いが小さくなった。走行速度が 50km/h~120km/h と変化したときの平均的な振動レベルの変化は、最大 5dB 程度であった。
- 6) クラス平均を用いた分析結果によれば、加速度と軸重との関係には概ね線形の関係があり、走行速度が大きくなると加速度値がやや大きくなる傾向も確認された。
- 7) 振動加速度レベル、加速度のクラス平均値で考えた場合、過積載車両がないとすると、振動加速度レベルは支間中央で 5~10db、橋脚天端で 3~4db 程度低下し、また、軸重通過時に生じる最大の加速度は、およそ半分になることが予想される。

## 5.4 国道 19 号木曽地域の自動車荷重実態調査

### 5.4.1 国道 19 号木曽地域の交通状況

国道 19 号は名古屋市を基点として木曽川を遡上し、長野方面に接続する一般国道である。中津川市から塩尻市にかけての区間、つまり、中山道の木曽路に相当する区間は、2 車線の対面通行であるが、近年、並行して走る中央高速道の中津川～塩尻間のバイパスとして国道 19 号が使われている現状が明らかになってきた。とりわけ夜間の交通量が多く、道路周辺環境から苦情が道路管理者に苦情が寄せられている。この区間を管轄する飯田国道事務所と「国道 19 号交通環境改善協議会」を設け、住民に対応しているほか、この問題への対策について検討を行なっている。

平成 11 年度のセンサスデータより抽出した、中部地方の代表的な地点での 24 時間、12 時間(昼間)の大型車混入率を図 5.29 に示す。国道 19 号木曽川沿いで 12 時間、24 時間の混入率の差がとりわけ大きい、これは、夜間における大型車混入率が極めて高いことを示している。また、同じ地点での 24 時間交通量に対する車線あたり大型車交通量を図 5.30 に示す。平均速度が高い東名・名神や名阪道では 24 時間交通量、車線あたり大型車交通量ともに高い。直轄国道の中で厳しい荷重状態にあるといわれている国道 23 号の名古屋市内では、4 車、6 車区間があることからばらつきが大きく、車線あたり 3500 台～10000 台程度である。一方で、19 号木曽地域では、23 時間交通量では 25000 台程度と他の路線に対して少ないが、車線あたり大型車交通量を見る限り、1 号岡崎、23 号名古屋市内などと同レベルにある。また、長距離貨物や重工業地帯の車両の流入が少ない、22 号や 41 号では逆に 24 時間交通量が多くても車線あたりの大型車両は少ないことが分かる。したがって、19 号木曽地域は、中部地方整備局管内での他の路線に比べ、断面交通量こそ多くないものの、2 車線が受け持っている大型車交通量は、1 号や 23 号にも匹敵している状況にあるといえる。本研究では、19 号地藏橋において支点反力法を用いた BWIM を実施し、国道 19 号木曽地域の大型車による利用状況の調査を行なった。19 号木曽地域と調査地点の関係を図 5.31 に示す。

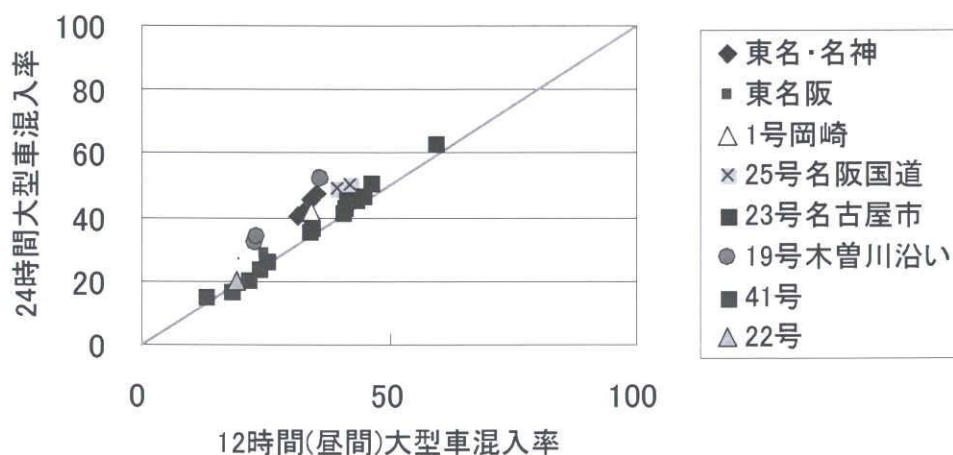


図 5.29 中部地方の各地点での大型車混入率(12 時間、24 時間)



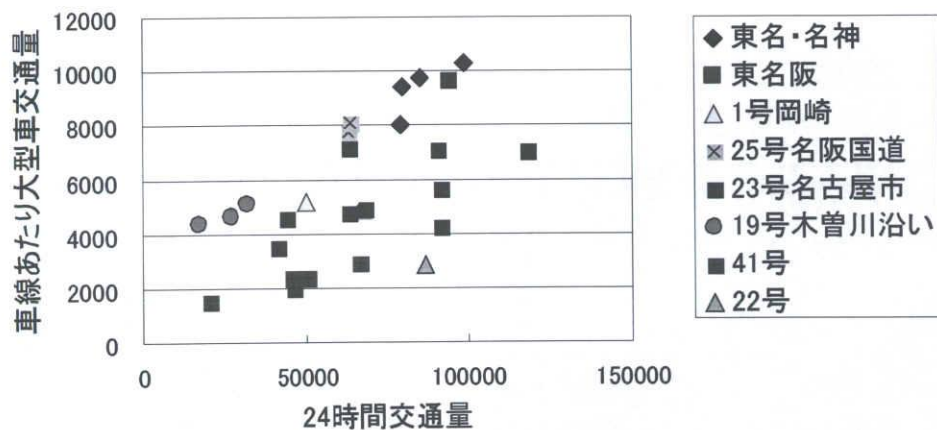


図 5.30 中部地方各点での 24 時間交通量に対する車線あたり大型車交通量



図 5.31 調査対象範囲と調査点の位置(地蔵橋)

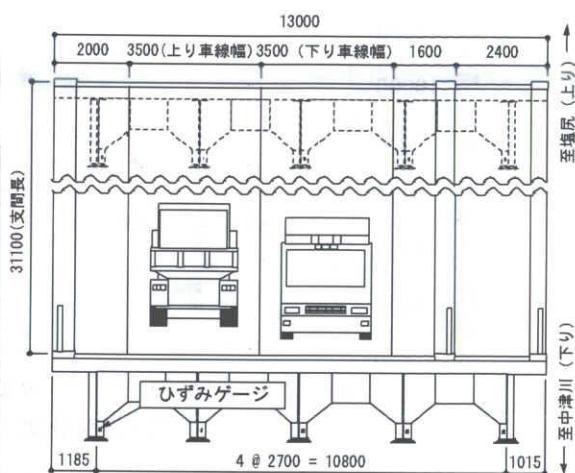
## 5.4.2 測定方法

### 1) 測定対象橋梁

現地踏査により測定点へのアクセス等を確認した上で、候補とする橋で予備測定を行い、総合的に評価した結果、測定橋梁を地蔵橋(長野県木曽郡南木曽町)に選定した。写真 5.7 に地蔵橋の全景を示す。この橋梁は、スパン 31m の 5 主桁鋼単純プレートガーダー橋で、この地点での 24 時間交通量は約 15,150 台、大型車混入率は 39% である。地蔵橋の主桁配置と車線の関係を図 5.32 に示す。同図で支点部(支承)は中津川側に 5 箇所、塩尻側に 5 箇所あるが、これらをそれぞれ中津川支点、塩尻支点と呼ぶことにする。ひずみゲージは図 5.33 に示すように各主桁支点部の垂直補剛材にそれぞれ貼付(計 10 チャンネル)した。サンプリング周波数は 200Hz とし、29 分間計測、1 分間待機のインターバルで測定した。本計測はこのインターバル計測を 1 週間連続で行い、計 168 時間分のデータを取得した。実際に BWIM に用いる測定点は、後述するキャリブレーションのための荷重車測定と一般車両走行時の予備測定データに基づいて検討を行い、図 5.34 に示すチャンネル 2,7,3,8 の計 4 点の測定点を BWIM に用いることにした。



写真 5.7 地蔵橋全景



単位 mm

図 5.32 地藏橋の桁配置と車線位置の概要

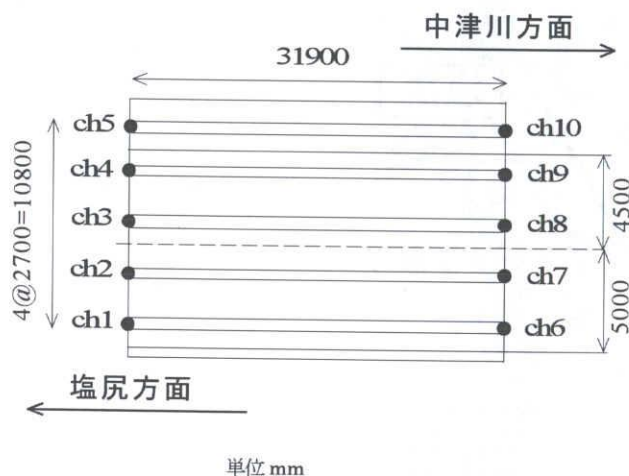


図 5.33 ひずみゲージ貼付位置

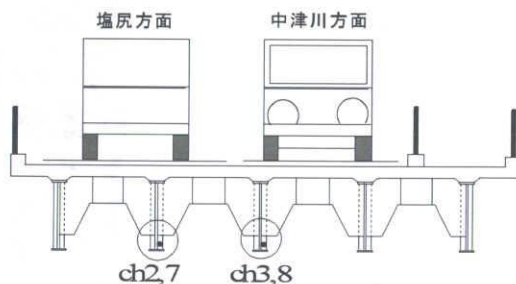


図 5.34 BWIM に使用した測定点

## 2) 速度推定法の検討とキャリブレーション

第2章で述べたように、支点反力法では、橋梁の入口と出口に測定点を設け、軸重通過のパターンを入口と出口でマッチングさせ、速度を推定していた。しかしながら、地藏橋では塩尻側支点において軸重通過にともなう垂直補剛材のひずみの急変が見られず、支点反力法に適用不可能であった。そこで、速度の推定法を別途検討し、塩尻側支点の測定点については速度推定にのみ用いることとした。キャリブレーションには3軸ダンプトラックと2軸のラフテレンクレーンを用いた。速度推定法とキャリブレーション結果については付録 A3 に述べる。

### 5.4.3 測定結果

地藏橋向けのBWIM用解析プログラムを作成し、連続波形記録から1週間分の走行車両の軸重、速度、車種を算出し、分析を行った。

#### 1) 交通量、車種別構成

測定された大型車両は、塩尻行きで20,520台、中津川行きで18,258台となり、24時間平均の大型車交通量は、約5,500台であった。30分の測定インターバルのうち、29分が実質測定時間となっているため、これを考慮して補正すると測定結果に基づく大型車交通量は、5,730台となる。過去のBWIMによる実測例では小島高架橋(4車線)が16,000台/24時間、四日市高架橋(4車線)が21,000台/24時



間となり、車線あたりの走行台数では過去の2橋の測定台数よりもやや少ない結果となった。

軸間距離によって分類した車種別の構成比を図 5.35 に示す。トレーラー構造をもたないリジッドフレーム車両(以後、トラック類)では3軸後タンデム車両が最も多く、ついで2軸中型貨物、4軸前後タンデム、3軸前タンデム車両となっている。トレーラートラック(以下、トレーラー類)では、4軸(2軸トラクター+2軸トレーラー)がもっとも多く、ついで6軸(3軸トラクター+3軸トレーラー)、5軸(3軸トラクター+2軸トレーラー)の順となっている。図 3.6 に昼間12時間大型車交通量、24時間大型車交通量、およびその昼夜率(24時間交通量/昼間交通量)を示す。いずれの測定日も昼夜率が2.0を越えており、夜間にも大型車両が多数走行していることを示している。なお、昼間交通量は、7:00～19:00の間の交通量である。

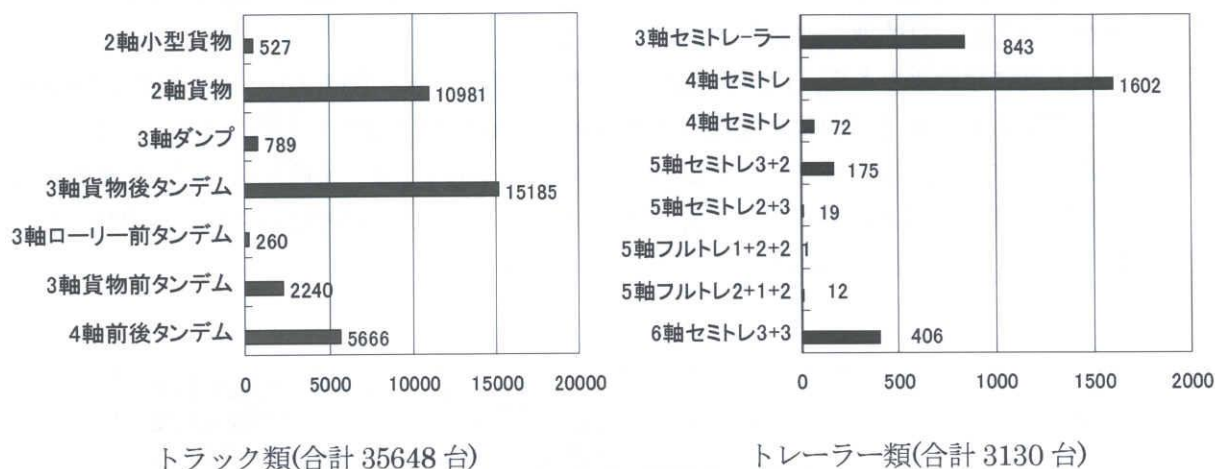


図 5.35 一週間の車種別構成

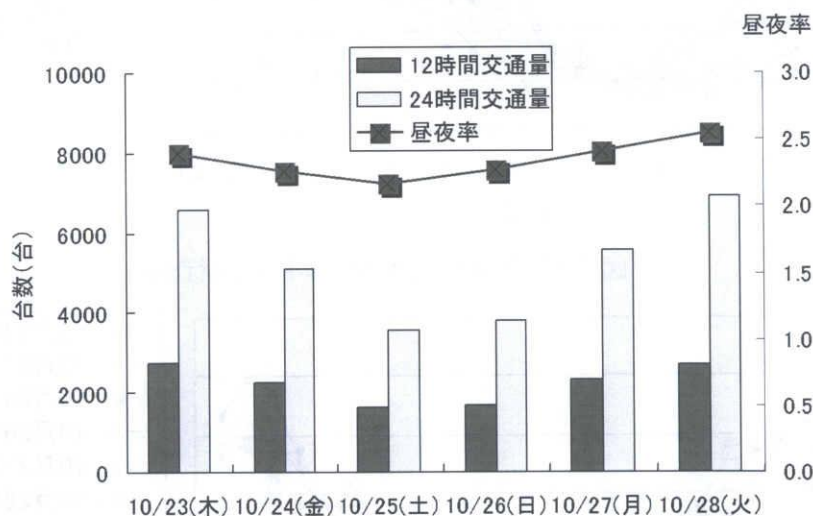


図 5.36 12時間・24時間大型車交通量と昼夜率

## 2) 時間別の交通量比較

時間別の交通量の推移を曜日ごと、車線ごとに図 5.37, 図 5.38 に示す。塩尻行きでは、平日の19時台をピークとして夜間に交通が集中し、中津川行きでは22時付近がピークとなっている。24時間の中で、塩尻行きのピークが中津川行きよりも早く来る傾向はほぼすべての曜日で共通である。いずれの車線も昼間の交通量に対して夜間に大型車量の交通が集中していることが分かる。これは交通の流れのよい夜間に、国道19号を利用する長距離のトラックドライバーが多いことを示しているものであると考えられる。また、この傾向は、昼夜間の差が少ない23号とは大きく異なっている。土曜日の

夜間、日曜日の早朝には休日として交通量が減少するが、日曜日の夜間には増加している。これは、翌月曜日の早朝にかけて移動する車両が多いことを示していると考えられる。

ピーク時交通量だけに着目すれば、1時間で300台を超える記録もあり、時間帯によっては国道23号などの重交通路線にも匹敵する密度の大型車交通が夜間の19号木曽地域を通過していることを示している。車両別の時間交通量を分析した結果、3軸貨物、4軸貨物、2軸貨物が夜間に多く走行しており、一方で、2軸小型貨物、3軸ダンプ、3軸セミトレについては、ピークが朝方または昼間にみられ、夜間の交通量は比較的少なくなっている。車種別の時間交通量については付録A4に述べた。

夜間にこれらの貨物車両が増加する理由として、以下のような理由が考えられる。

- ①夜間には地域交通が少なくなるため、右左折等による阻害が少なく、平均速度を高め維持できる。
- ②中央自動車道の中津川-塩尻間の代わりにバイパス的利用によるコスト削減が可能である。
- ③貨物車両群の平均的な目的地、到着予定時間によるもの

例えば、朝5時に東京着と考え、1,2時間程度の余裕を考慮すると、地蔵橋から東京圏まで280km程度あり、平均時速60kmとすれば、地蔵橋を23:00~24:00頃に通過する計算になる。逆に、同様な到着時間を仮定すると、大阪圏であれば250km程度とやや近くなり、地蔵橋を通過する時間は東京方面行きよりも1時間程度、遅くなる。実際に、中津川行き(大阪方面)のピーク時刻の方が、塩尻行き(東京方面)よりも若干遅くなる傾向が見られた。

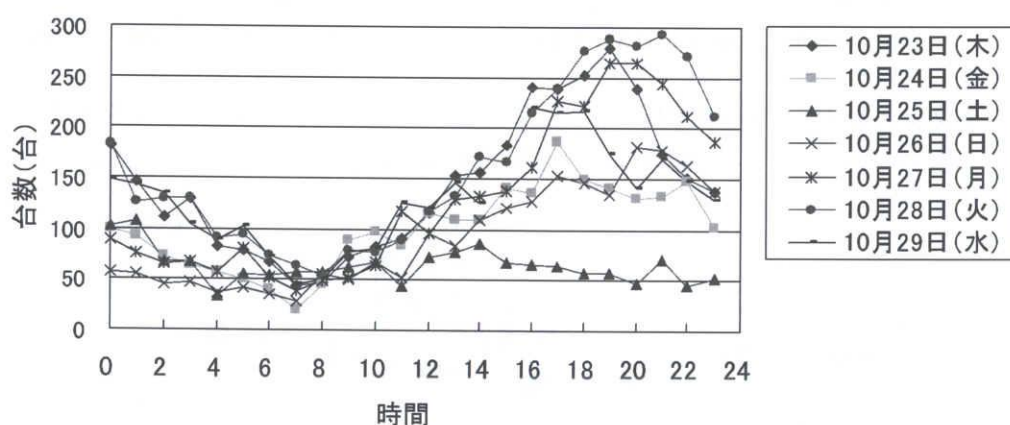


図 5.37 時間別交通量の推移(塩尻行き)

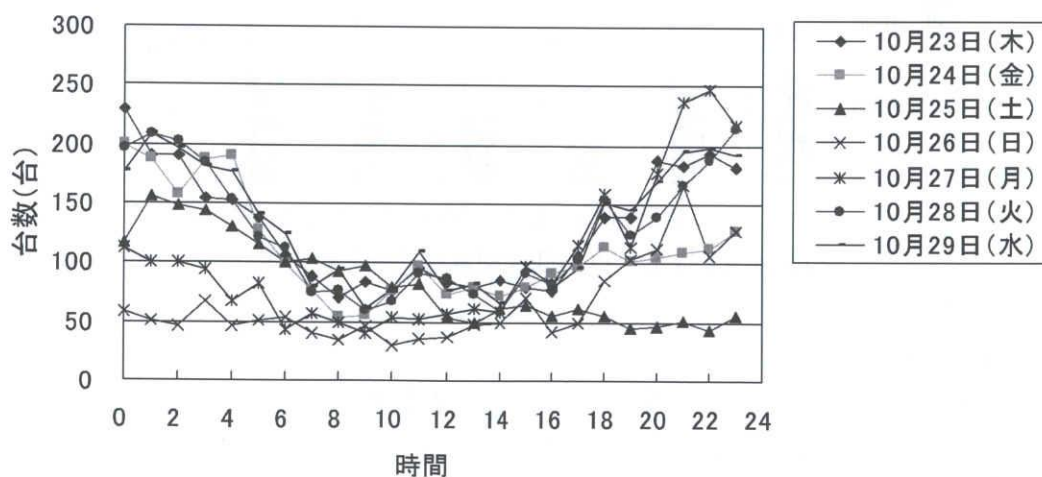


図 5.38 時間別交通量の推移(中津川行き)

### 3) 車両総重量・軸重頻度分布

車線別総重量頻度分布を図 5.39 に示す。第 3 章、第 4 章での測定結果と同じように、いずれの車線も、2 軸車類を示す 80kN 付近のピーク、3,4 軸のトラックの積載車両からなる 150kN 付近のピークがみられる。車両総重量の最大値は 800kN 程度であった。軸重頻度分布を図 5.40 に示す。どちらの車線でも 40～50kN をピークとする軸重頻度分布となり、最大値は 210kN 程度であった。なお、いずれの測定日でも頻度分布形状は同じピーク値、形状を示している。

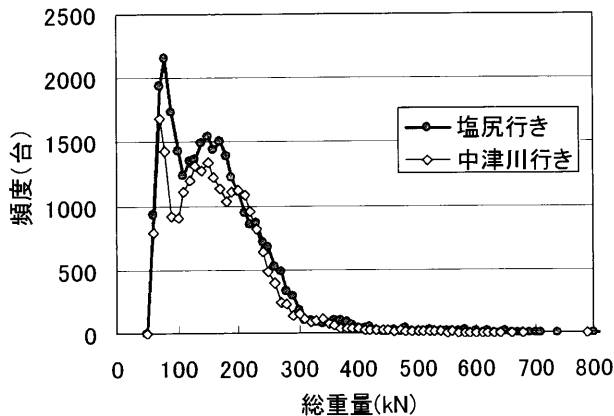


図 5.39 車両総重量頻度分布

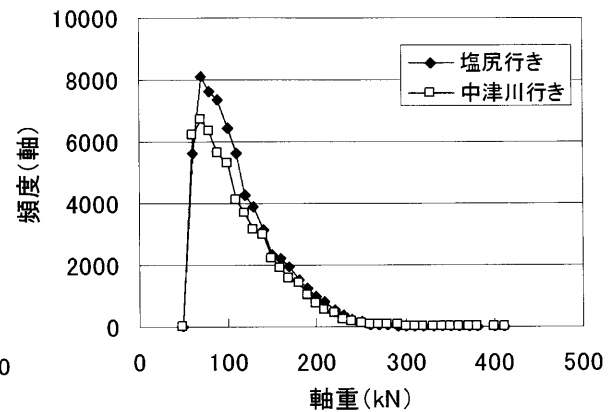


図 5.40 軸重頻度分布(塩尻行き)

### 4) 過積載車両の分析

総重量の最大値から 10 位までの車両を抽出した荷重の測定記録を表 5.3, 表 5.4 に示す。大きな総重量を記録した車両はそのほとんどがセミトレーラー類であり、総重量、軸重ともに明らかな過積載状態にあると考えられる。軸距による車種判定が不明な車両は、画像からはトラッククレーンであることが判明した。ビデオ画像から判断すると、これらの車両は鋼構造物や鋼板コイル、またスクラップを積載している 6 軸トレーラーであると考えられ、明らかに法令制限、認可制限を越える過積載状態で走行していると考えられる。なお、これらの車両が通過する再の画像について付録 A5 で述べることにする。

表 5.3 車両総重量の上位 10 位までの記録と軸重状態(塩尻行き)

| 順位 | 車両総重量<br>(kN) | 車種      | 軸重(kN) |       |       |       |       |       |
|----|---------------|---------|--------|-------|-------|-------|-------|-------|
|    |               |         | 第 1 軸  | 第 2 軸 | 第 3 軸 | 第 4 軸 | 第 5 軸 | 第 6 軸 |
| 1  | 797           | 6 軸セミトレ | 58     | 141   | 129   | 154   | 149   | 167   |
| 2  | 788           | 6 軸セミトレ | 68     | 131   | 126   | 156   | 144   | 163   |
| 3  | 733           | 6 軸セミトレ | 64     | 116   | 119   | 107   | 144   | 184   |
| 4  | 700           | 6 軸セミトレ | 60     | 92    | 90    | 149   | 132   | 175   |
| 5  | 698           | 6 軸セミトレ | 58     | 130   | 96    | 120   | 132   | 163   |
| 6  | 689           | 6 軸セミトレ | 73     | 124   | 105   | 100   | 122   | 166   |
| 7  | 687           | 6 軸セミトレ | 62     | 88    | 93    | 135   | 138   | 172   |
| 8  | 684           | 5 軸セミトレ | 67     | 125   | 109   | 177   | 205   | 0     |
| 9  | 681           | 6 軸セミトレ | 71     | 99    | 105   | 140   | 124   | 142   |
| 10 | 681           | 6 軸セミトレ | 76     | 103   | 96    | 126   | 127   | 151   |



表 5.4 車両総重量の上位 10 位までの記録と軸重状態(中津川行き)

| 順位 | 車両総重量<br>(kN) | 車種      | 軸重(kN) |       |       |       |       |       |
|----|---------------|---------|--------|-------|-------|-------|-------|-------|
|    |               |         | 第 1 軸  | 第 2 軸 | 第 3 軸 | 第 4 軸 | 第 5 軸 | 第 6 軸 |
| 1  | 634           | 6 軸セミトレ | 50     | 70    | 80    | 107   | 148   | 179   |
| 2  | 619           | 6 軸セミトレ | 58     | 97    | 133   | 100   | 123   | 109   |
| 3  | 615           | 6 軸セミトレ | 55     | 137   | 113   | 78    | 104   | 127   |
| 4  | 612           | 5 軸不明   | 30     | 160   | 181   | 69    | 172   | 0     |
| 5  | 605           | 6 軸セミトレ | 61     | 67    | 107   | 109   | 149   | 114   |
| 6  | 602           | 5 軸不明   | 50     | 172   | 168   | 72    | 140   | 0     |
| 7  | 601           | 5 軸セミトレ | 88     | 69    | 107   | 139   | 199   | 0     |
| 8  | 593           | 5 軸セミトレ | 40     | 111   | 112   | 146   | 185   | 0     |
| 9  | 591           | 6 軸セミトレ | 42     | 98    | 123   | 114   | 119   | 96    |
| 10 | 585           | 6 軸セミトレ | 57     | 85    | 121   | 108   | 108   | 107   |

#### 5.4.4 まとめ

国道 19 号木曽地域における大型車両の交通実態を把握するため、19 号地藏橋において、支点反力法による BWIM を用いて 1 週間の交通荷重計測を行なった。以下に本節で得られた内容を述べる。

- 1) 国道 19 号木曽地域は、夜間の大型車交通量が多く、ピーク交通量では都市部の重交通量路線にも匹敵する。その内容は、主として長距離貨物輸送を目的とした中型の 2 軸トラック、大型の 3~4 軸のトラック、4 軸のセミトレーラー類で構成されている。これらの夜間の交通量は、木曽路周辺の地域交通というよりは、関東圏、北陸地方から中部圏、関西圏の貨物移動によるものであると考えられる。ピーク交通量は、関東方面（下り、塩尻方面行き）で午前 1 時頃、関西方面（上り、中津川方面行き）で午前 2 時頃に大型貨物車のピークが表れる。
- 2) 夜間に交通量が多くなる理由としては、国道 19 号は、途中の流入交通が少ないため、夜間の交通の流れが良く、平均速度を高く保つことができるため、中央自動車道を通るのと時間差が少なくなるためと考えられる。
- 3) 過積載状態で走行する車両が数多く存在しており、軸重最大値で 200kN、車両総重量で 800kN を超えるものも観測された。これらの過積載車両は、画像から判断する限り、同じ車種がほぼ同じ時間帯に走行していると考えられ、過積載車両が定常的に走行していることが明らかになった。

## 5.5 まとめ

本章では、BWIMにより自動車荷重を計測し、同時に構造物の応答値を計測する「同期モニタリング」を提唱し、道路構造物の維持管理に応用する試みを行なった。5.2では橋梁の主桁応力と自動車荷重を同時観測し、最大応力時の荷重について調査した。5.3では、自動車荷重と、橋梁および周辺地盤の振動を同時観測し、自動車荷重と振動レベルの相関関係について調査した。また、5.4では、大型車両の走行が沿線の環境問題とされている路線で、BWIMによる自動車荷重の観測を行い、その路線の利用状況を分析した。5.2、5.3の事例では、大型車両の走行によって生じる構造物の問題に対して、応答値と同時に荷重の情報を得ることが、様々な点で有効であることを示している。また5.4の事例では、荷重情報とは別に、BWIMを交通調査の手法として用い、交通量に対して荷重の情報を付与することで、より詳細な道路利用状況の把握が可能であることを示した。

## 参考文献

- 1) 土木学会(2000), 橋梁振動モニタリングのガイドライン, 構造工学シリーズ 10.
- 2) 山田健太郎, 石黒幸文, 加藤雅史(1991), 橋梁の実働応力測定と疲労寿命評価, 土木学会論文集, No.428/I-15, pp.203-211.
- 3) 渥美満康, 古市亨, 羽柴嘉彦(1999), 既設橋梁の 25t 車両対応の耐荷力評価法, 橋梁と基礎, Vol.33 No.7, pp.32-36.
- 4) 日本道路協会 (2002), 道路橋示方書 (I 共通編・II 鋼橋編)・同解説, 丸善.
- 5) 建設省道路局道路交通管理課(1993), トラック・トレーラー連結車の重量制限の緩和.
- 6) 日本鋼構造協会(1997), 鋼構造物の疲労設計指針・同解説, 技報堂出版.
- 7) 深田宰史, 梶川康男(2001), 短スパン P C 橋における車両走行による環境振動問題, 第 56 回土木学会年次学術講演会講演概要集第 1 部 (A), pp.326-327.
- 8) 中島章典, 津村直宜(1992), 車両・橋梁系振動問題のためのシミュレーション法についての一考察, 構造工学論文集, Vol.38A, pp.781-788.
- 9) 佐藤弘史, 間瀬利明, 大石哲也, 西川和廣, 玉越隆史, 竹之内博行(2001), 道路交通振動に与える車両サスペンションの影響, 橋梁振動コロキウム '01 論文集, pp.181-185.
- 10) 徳永法夫, 日野泰雄, 西村昂(1998), 高架道路における交通振動と苦情要因に関する研究, 橋梁と基礎, pp.51-56.
- 11) 日本工業標準調査会(1995), 日本工業規格 JIS C1510-1995 振動レベル計, p.1.
- 12) 日本工業標準調査会(2004), 日本工業規格 JIS B7760-1:2004 全身振動—第 1 部:測定装置, p.2.
- 13) 日本工業標準調査会(2001), 日本工業規格 JIS B0153-2001 機械振動・衝撃用語, p.5.
- 14) 小塩達也, 山田健太郎, 貝沼重信, 小幡敏幸, 古市亨(1998), 鋼床版を用いた走行車輛の輪重推定, 構造工学論文集, Vol.44A, pp.1141-1151.
- 15) 阪神高速道路公団・(財)阪神高速道路管理技術センター (1984), 阪神高速道路における活荷重実調査と荷重評価のための解析, 阪神高速道路公団 設計荷重(HDL)委員会報告書.

## 第6章 結論

本研究では、BWIMの有効性をより生かすことができる新しいBWIMの手法として、影響面積法、支点反力法の2つの手法を提案し、実橋梁において実証試験を行なった。また、開発したBWIMを用いて大型車両の荷重実態を調査すると共に、得られた荷重のデータを用いて車両1台ごとの疲労損傷度を計算し、積載状態や車種の違いが橋梁の全体の疲労損傷度に与える影響を分析した。さらに、BWIMを道路構造物の維持管理の支援に用いるケーススタディーを行なった。

第1章では、道路の維持管理の上での自動車荷重の位置付けについて明らかにし、諸外国での自動車荷重管理の取り組みや、既往のWIMとBWIMの手法などを述べ、本研究の位置付けおよび研究手法について述べた。

第2章では、新しいBWIMの手法として、影響面積法と支点反力法を提案し、既設橋梁を用いた実証試験を行い、適用可能な部材、推定精度、計算方法について検討した。表6.1に2つの手法の特徴および適用できる橋梁部材を示す。

表 6.1 影響面積法および支点反力法の原理および特徴

|           | 影 響 面 積 法   | 支 点 反 力 法  |
|-----------|---|--|
| 測 定 原 理   | 橋梁部材の影響面積(移動荷重による応答値の積分值)が車両総重量に比例する。                     | 単純桁の支点反力は軸重退出または進入時にその軸重分だけ急変する。                 |
| 特 徴       | 橋梁部材の時刻歴応答値を時間積分し、走行速度を乗じた量から車両総重量を推定                     | 支点反力に比例するひずみ量を計測し、波形の急変部における急変量から軸重を推定           |
| 測定可能な項目   | 車両総重量、走行速度、最遠軸距   | 軸重、車両総重量、走行速度、軸間距離、車種                            |
| 適用橋梁と適用部材 | ワーレントラス橋の垂直材<br>ワーレントラス橋の縦桁<br>鋼プレートガーダー橋の増設縦桁<br>鋼箱桁橋の主桁 | 鋼プレートガーダー橋（直橋）の支点上垂直補剛材、<br>上路式ワーレントラス橋（直橋）の端垂直材 |

影響面積法は、橋梁部材の影響線が不明であっても、応答値を積分した影響面積が通過した荷重の合計値、即ち車両総重量に比例することを利用するものである。影響線の形状を求める必要がないため、他の BWIM の手法に比べて、計算が簡便であるという利点がある。一方、正確な軸距や軸重までは求められないため、構造物のモニタリング等の際に補助的に用いる BWIM として位置付けられる。実証試験により以下の知見を得た。

- 1) 自動車荷重が橋梁上を通過する際に生じる橋梁の応答波形の面積は、通過した移動荷重の合計値に比例することを示した。
- 2) プレートガーダー橋の増設縦桁で影響面積法の実証試験を行い、時刻歴波形として測定した上述の部材のひずみ波形を積分し、推定した速度を乗じることで影響面積を算出した。影響面積は、ばらつきはあるものの、計量所で計量した車両総重量にほぼ正比例することが明らかになった。
- 3) 荷重車による影響面積の平均値をキャリブレーション値として、各ケースでの車両総重量を推定したところ、各ケースでの推定誤差は、枇杷島高架橋では±10%、亀山大橋では±20%程度であった。
- 4) 部材の応答時間から最遠軸距を推定する手法を示し、荷重車について最遠軸距を推定した場合、誤差は 2m 程度であり、正確な推定は不可能であったが、車両の長さがある程度推定することが可能であることが明らかになった。

支点反力法は、支点反力波形の差分から直接的に軸重を独立量として求める方法であり、データの処理、センサーの設置の両面から既存の手法に対して簡易な手法である。軸重が独立量として直接的に得られることから、影響線や軸重通過時刻の計測が必要な既存の手法とくらべ、計算が極めて容易である。また、ひずみゲージの貼付作業は橋脚または橋台で行われるため、作業が容易である。実橋梁を用いた実証試験では以下の知見を得た。

- 1) 直橋の支点反力は自動車が橋梁に進入または退出する際に、その軸重分だけ急変し、この急変量を応答波形から求めることにより、各々の軸重を独立に求めることができることを示した。
- 2) 鋼プレートガーダー橋の端垂直補剛材で支点反力に対応するひずみ波形を実際に測定し、車線下の桁の端垂直補剛材のひずみはその車線上の車両の軸重通過ごとに軸重に対応したひずみ量だけ段差状に変化することを明らかにした。
- 3) 既知の荷重を持つ荷重車を複数回走行させ、ひずみの変化量と軸重の関係を求め、求めたキャリブレーション値から荷重車の軸重を求めたところ、±20kN～30kN 程度の誤差で軸重が推定された。
- 4) 推定した軸重を各ケースごとに合計した車両総重量のばらつきは軸重の同程度の±20kN～30kN 程度となり、軸重の推定値のばらつきに対して相対的に少なくなった。

5) 橋梁の出口，入口での軸重到着の時間差から速度を推定し，各軸の到着時間差から軸距を求めた結果，実際の荷重車の軸距に対して 15cm 程度の誤差で推定できることを示した。

第 3 章では，影響面積法を鋼 I 桁橋の縦桁に適用し，大型車両の荷重実態調査を行なった。また，縦桁の応答波形から，測定した 1 台ごとの疲労損傷度を計算し，大型車両が縦桁の疲労損傷に与える影響について分析した。以下の知見が得られた。

- 1) 最遠軸距と車両総重量の関係から，3 つの橋梁では，法令の制限値を大幅に越える重量車両が数多く走行しており，最遠軸距 8m 以下のトラック類では 500kN，8m を越えるトレーラー類では最大 1000kN 程度の最大値をもつ車両が走行していることが明らかになった。
- 2) 四日市高架橋の総重量の頻度分布は曜日，走行台数の違いなく形状が一致しており，1 週間を通じて同じような車種構成の大型車両群が走行している。
- 3) 四日市高架橋では車両総重量が 100kN，200kN のトラック類の走行頻度が高く，これらはそれぞれ，空車，積載車を示していると考えられる。
- 4) 走行車線に積載状態のトラック類，トレーラー類が多く走行し，追越車線に対して走行車線は 2 倍程度の疲労損傷度となっている。これは積載状態の車両の構成比率により橋梁の損傷の程度が変化することを示している。
- 5) 疲労損傷に対して支配的である車両はトラック類，トレーラー類ともにそれぞれの制限値まで積載した車両群であった。
- 6) トレーラー類は，車両総重量が大きく，軸数も多い。このため，5m 程度のスパンの部材に対してはトレーラー類 1 台当たりの車両がもたらす疲労損傷度は，トラック類に対して 2～3 倍となった。
- 7) 3 つの橋梁の分析結果を比較すると，車両重量の台数分布が橋梁により異なる一方で，車両総重量に対する疲労損傷度の分布形状は 210kN～220kN をピークとしてほぼ一致した。

第 4 章では，本章では，国道 23 号四日市高架橋，東名阪自動車道小島高架橋において，支点反力を用いた BWIM により大型車両の荷重実態調査を行い，測定した車両 1 台ごとに疲労損傷指標値を計算，2 地点の荷重特性を橋梁の疲労の観点から分析，比較した結果，以下の知見が得られた。

- 1) 車種を累計した車両総重量頻度分布は 2 地点で異なる形状を示した。その理由としては，2 地点では車種混入率が異なり，特に四日市高架橋はトレーラー類の混入率が小島高架橋に対して高いことが考えられる。
- 2) 車種別の車両総重量の頻度分布形状は 2 地点で一致する部分が多く見られ，特に一部の車種では，空車と積載を表すものと考えられる 2 つのピークが見られた。したがって，車種に共通する共通データとして車種別の荷重特性があらかじめ把握されていれば，車種別の台数

統計を調査することでその路線の荷重の特性を概ね把握できると考えられる。

- 3) 疲労損傷指標を測定した車両群について計算、累計した結果、小島高架橋に対して四日市高架橋では台数あたりの疲労損傷度が高くなった。この理由として、トレーラーの混入率の違い、過積載車両の台数などが考えられる。つまり、同じ車両台数であっても、測定点の荷重特性の違いにより、疲労損傷の発生状況も異なることが予想される。
- 4) べき指数が 3,4 の場合、車両別にみた疲労損傷に寄与率の高い車両群は 2 地点でほぼ共通している。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 付近の 3 軸または 4 軸のトラック類であった。また、総重量の大きなものから疲労損傷指標を累計した場合、総台数の 1~2 割の車両によって損傷の半分を生じており、積載状態にある車両群が疲労損傷に大きな影響を占めていると考えられる。したがって、過積載車両だけでなく、通常の積載状態も含んだ、大型車全体に対する道路上の荷重管理状態が橋梁の疲労に大きな影響を与えていると考えられる。
- 5) べき指数が 12 の場合、軸重が極端に大きな車両や、過積載車両が疲労損傷度に与える影響が大きく、同じ大型車交通量であっても、これらの車両の混入状況により路線、車線により疲労損傷度が異なることが予想される。従って、過積載車両、そのなかでも極端な事例についてだけでも取り締まりを行なうことにより、構造物の延命化を図ることが可能であると考えられる。

第 5 章では、BWIM を道路構造物の維持管理の支援に応用する試みを行なった。BWIM により自動車荷重を計測し、同時に構造物の応答値を計測する「同期モニタリング」を提唱し、5.2 では橋梁の主桁応力と自動車荷重を同時観測し、最大応力時の荷重について調査した。5.3 では、自動車荷重と、橋梁および周辺地盤の振動を同時観測し、自動車荷重と振動レベルの相関関係について調査した。また、5.4 では、大型車両の夜間走行が沿線の環境問題を生じている路線で、BWIM による自動車荷重の観測を行い、その路線の大型車両による利用状況を分析した。5.2、5.3 の事例では、大型車両の走行によって生じる構造物の問題に対して、応答値と同時に荷重の情報を得ることが、様々な点で有効であることが示された。5.4 の事例では、荷重情報とは別に、BWIM を交通調査の手法として用い、交通量に対して荷重の情報を付与することで、より詳細な道路利用状況の把握が可能であることを示した。

以下に本章で得られた知見を述べる。

- 1) 枇杷島高架橋、大高跨道橋での測定結果によれば、1,000kN を超えるようなトラッククレーンが日常的に走行し、主桁スパンが 20~60m 程度である場合、主桁の最大応力がこれらの過積載車両の単独走行により生じる可能性がある。
- 2) これらの測定結果によれば、過積載のトラッククレーンの走行が、枇杷島高架橋では主桁応力の設計基準値を超過する原因となり、大高跨道橋では、過積載車両が H 等級の変動応力範囲の打ち切り限界を超える応力を発生させる要因の一つとなっている。

- 3) 振動と荷重の同期モニタリングの結果、車両総重量に対する振動加速度レベルの下限值および平均値は、総重量が増加するにしたがって大きくなることが明らかになった。
- 4) 車両総重量に対する振動加速度レベルはばらつきが大きい、上限値はほぼ一定であり、車両総重量が小さくても大きな振動が発生する可能性がある。
- 5) 車種を考慮した振動加速度レベルの頻度分布を調査した結果、2 軸車類、3,4 軸車類には、その車種を代表する車両総重量、振動加速度レベルを示す頻度分布のピークが存在する。
- 6) 軸重が伸縮装置を通過した際に生じる振動加速度は 50kN 以下の観測値では軸重を同じとした場合、シングルタイヤによる加速度の値がダブルタイヤよりもやや大きい傾向がある。
- 7) クラス平均を用いた分析結果によれば、車両総重量と振動加速度レベルには正の相関があり、トレーラーを除く大型車両の総重量である 300kN までの車両総重量クラスでは、車両総重量が 100kN 増加すると振動加速度レベルが 3~5dB 程度増加する。また、車両総重量が 400kN 以上のクラスでは、それ以下のクラスに比べてクラス間の振動加速度レベルの違いが小さくなった。走行速度が 50km/h~120km/h と変化したときの平均的な振動レベルの変化は、最大 5dB 程度であった。
- 8) クラス平均を用いた分析結果によれば、加速度と軸重との関係には概ね線形の関係があり、走行速度が大きくなると加速度値がやや大きくなる傾向も確認された。
- 10) 振動加速度レベル、加速度のクラス平均値で考えた場合、過積載車両がないとすると、振動加速度レベルは支間中央で 5~10db、橋脚天端で 3~4db 程度低下し、また、軸重通過時に生じる最大の加速度は、およそ半分になることが予想される。
- 11) 国道 19 号木曽地域は、夜間の大型車交通量が多く、ピーク交通量では都市部の重交通量路線にも匹敵する。その内容は、主として長距離貨物輸送を目的とした中型の 2 軸トラック、大型の 3~4 軸のトラック、4 軸のセミトレーラー類で構成されている。これらの夜間の交通量は、木曽路周辺の地域交通というよりは、関東圏、北陸地方から中部圏、関西圏の貨物移動によるものであると考えられる。ピーク交通量は、関東方面（下り、塩尻方面行き）で午前 1 時頃、関西方面（上り、中津川方面行き）で午前 2 時頃に大型貨物車のピークが表れる。
- 12) 夜間に交通量が多くなる理由としては、国道 19 号は、途中の流入交通が少ないため、夜間の交通の流れが良く、平均速度を高く保つことができるため、中央自動車道を通るのと時間差が少なくなるためと考えられる。
- 13) 過積載状態で走行する車両が数多く存在しており、軸重最大値で 200kN、車両総重量で 800kN を超えるものも観測された。これらの過積載車両は、画像から判断する限り、同じ車種がほぼ同じ時間帯に走行していると考えられ、過積載車両が定常的に走行していることが明らかになった。

以上の研究成果より、現状の道路構造物の維持管理の問題点および今後の展望について述べる。



現在、わが国の高速道路では、入口料金所の軸重計により大型車両の荷重が監視されており、過積載の抑止に一定の効果があると考えられるが、これは逆に国道 19 号木曽地域の調査結果のように、高速道路の軸重計を避けた過積載車両が一般国道を走行することを助長し、道路社会全体にとっての過積載車両の対策には必ずしもつながっていないと言える。

べき指数が 3 および 4 の場合、積載状態の車両全般が疲労損傷度に影響があることが明らかになったが、一定以上の応力のみ疲労に影響があるとする疲労限の考え方を取り入れると、積載車両のうちでも過積載車両が疲労損傷度に与える影響はさらに大きい可能性がある。

べき指数 12 の場合には、特定の数台の過積載車両の有無により疲労損傷度は大きく変化する。よって、過積載車両により道路構造物の疲労劣化が促進されている可能性がある。

一方で、わが国の経済活動にとって自動車貨物輸送は非常に重要なものであり、輸送効率の向上による経済の促進と、過積載による維持費用の増加という 2 つの問題が相反することとなる。また、過積載をせざるを得ない道路事業者とその事業者を用いて経済活動を行なっている社会という社会的な構図もある。結局のところ、過積載車両の問題とは、維持管理上だけの問題にとどまらず、道路をいかに使うことが社会全体にとって効率がよいのか、という道路社会全体の問題に帰着するといえ、この過積載問題と道路の持続性との関連について社会全体に問題提起することが必要であると考えられる。

したがって、まずわが国の道路上の荷重状態を道路ネットワークのレベルで把握し、単なる違法車両の抑止という観点でなく、道路社会の問題として現状を把握し、社会全体での取り組みによる健全な道路社会の育成に向けた有効な政策を策定するべきであると考えられる。

自動車荷重は、入力・システム・応答という力学の基本的な要素でありながら、現在の構造物の維持管理技術において十分に着目されてきたとは言えない。設計上の計算とは異なり、維持管理の現場では応答値から何が生じているかを理解することが要求され、荷重条件、境界条件、システムがすべて設計とは異なる可能性すら存在している。

特に、自動車荷重は他の荷重とは性格が異なり、道路上の管理問題であり、道具、すなわち、道路の使い方を間違えているのであれば、その道具は期待された機能を果たさないのは当然であろう。したがって、より本質的な現象の理解のためには、本研究で示したように、応答の要因としての入力荷重にも着目することが非常に重要であると考えられる。

本研究で取り扱った荷重は動的な接地圧の瞬間値であり、実際には複数のタイヤの接地圧のばらつきや、路面性状、車両のサスペンション、構造物の応答も含めた相互作用により、接地圧は時間的に変動していることは明らかであり、構造物に作用する真の荷重、つまり動的な接地荷重を測定することは今後の課題としたい。

しかしながら、本研究で明らかにしたように、たとえ誤差を含むものであっても、構造物の入力に対して何らかの形で着目することは、現象の理解に大いに貢献するといえる。例えば、影響面積法による大高跨道橋での測定例が示すように、求める荷重値の信頼度が低い場合であっても、橋面上の画像を同期的に観測し、問題となる事象に対する車両画像のみでも得られれば、応答値からのみでは判別できない有益な情報となりうる。

現在、構造物の維持管理の分野で求められているのは、既設の構造物に生じるあらゆる不具合事象に対処するための「維持管理学」とでも言うべき学問領域である。ここでは、実際の構造物に生じる現象を理解し、その原因を把握することが求められる。したがって、維持管理学における荷重とは、安全を確保するために検討されてきた設計荷重とは異なり、現象の理解に必須な情報である。したがって、今後の維持管理の時代に対応するために維持管理学の観点から、構造物に作用する荷重全般について着目することが望ましいと考えられる。



## 付録

### A1 下路ワーレントラス橋での影響面積法の実証試験

影響面積法に用いる橋梁部材は、橋梁上の活荷重に敏感に反応し、また、影響線長が短いことが好ましい。本研究では、影響面積法の適用性を実橋梁において確認するため、垂直材つきワーレントラスの垂直材と縦桁を用いた実証試験を行なった。

#### 1) 試験方法

写真 A1.1 に示す一般国道 19 号線吉田橋は、橋長 43.6m、幅 7.7m の鋼下路ワーレントラス橋（垂直材付き）である。昭和 36 年(1961)に供用が開始され、日交通量約 15,000 台（対面 2 車線）、大型車混入率 33.8% という交通状況下にある。鉄筋コンクリート床版は鋼板接着および上面増厚補強、縦桁は下フランジのカバープレート補強が施されている。吉田橋の平面図と測定位置を図 A1.1 に示す。測定車線を名古屋行き車線として、測定点を定めた。

名古屋行き車線側のワーレントラス垂直材 2 本（影響線長 11.2m）と、名古屋行き車線下の縦桁 4 本（影響線長 5.5m）の下フランジに、ひずみゲージを貼付した。また、ひずみ波形以外から車両通過速度を推定できるように、垂直材に拡散反射形光電センサを設置した。光電センサは、センサ前面を車両が通過した場合に電圧が印加されるようにし、車両が通過した時刻をひずみ波形とともに記録できるようにした。

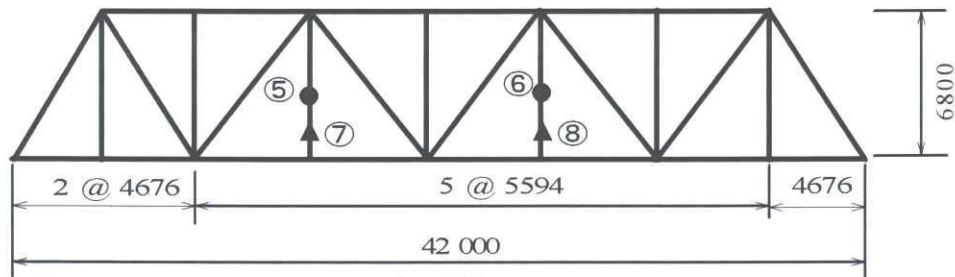
計測に用いた測定システムの概念図を図 A1.2 に示す。ひずみゲージ、光電センサからの出力をブリッジボックス、デジタル動ひずみ計によりデジタルの時刻歴データとして記録した。光電センサはセンサコントローラのリレー出力で 1.5V の乾電池の回路を開閉し、電圧出力としてひずみ測定器で測定した。サンプリング時間は、0.005 秒とした。

図 A1.3 に示す 3 軸のダンプトラック(以下、荷重車 A とする)と 3 軸の貨物トラック(荷重車 B)を橋梁上に単独で走行させ、応答値を測定した。測定に際し、上下線ともに通行止めを行い、他の車両が走行しないようにした。荷重車 A は砂利、荷重車 B にはバックホーを積載し、走行試験前に公認の計量所（木曽郡日義村）で総重量等を測定した。計量方法は、図 A1.4 に示すように、計量パネルに前軸のみ、前 2 軸、全軸、前 2 軸とそれぞれ載荷している。軸重等の計測結果を表 A1.1 に示す。

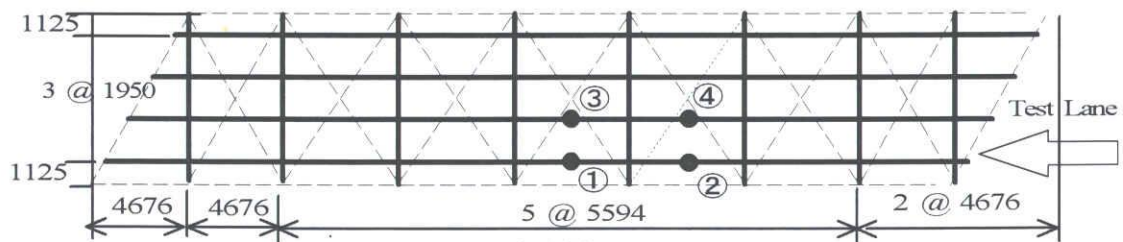
載荷ケースは名古屋行き車線を 6 回、塩尻行き車線で 4 回実施した。荷重車の橋軸直角方向の走行位置は、荷重車が橋面上を通過した時に、カメラ撮影・ビデオ撮影されたものから判定した。走行速度は、目標速度として、50 km/h 程度と 30 km/h 程度を運転者に指示した。また、荷重車をエンジン停止の状態で橋面上に静止させ、静止状態でのひずみ測定も行った。載荷位置は図 A1.5 に示すように 2 カ所とし、載荷位置 I を 3 ケース、載荷位置 II を 1 ケース実施した。



写真 A1.1 吉田橋



立面図



平面図

- ひずみゲージ①～⑥      ① : チャンネル番号  
▲ 光電センサ⑦, ⑧      単位 : mm

図 A1.1 センサー設置位置

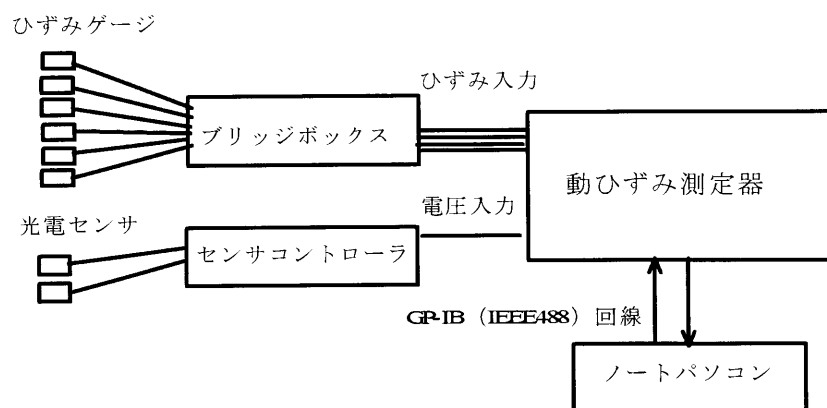
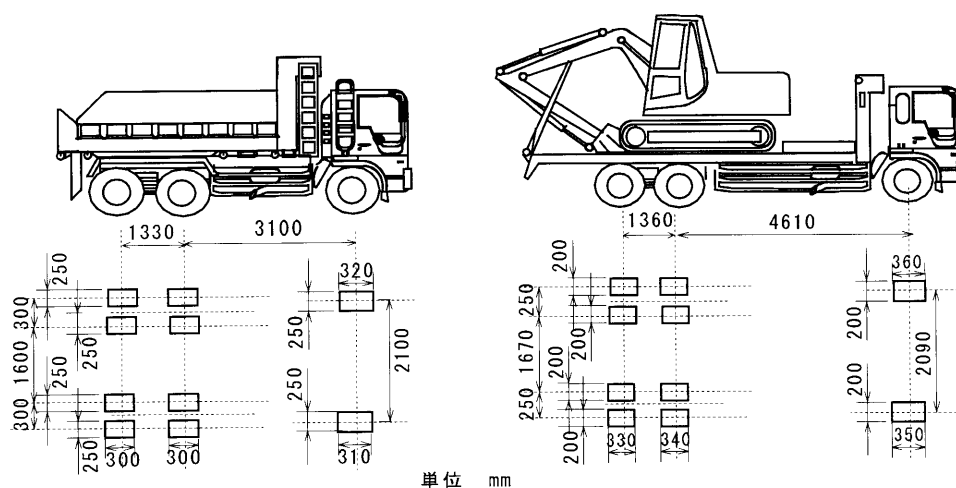


図 A1.2 測定システムのプロット



荷重車 A

荷重車 B

図 A1.3 荷重車の諸元

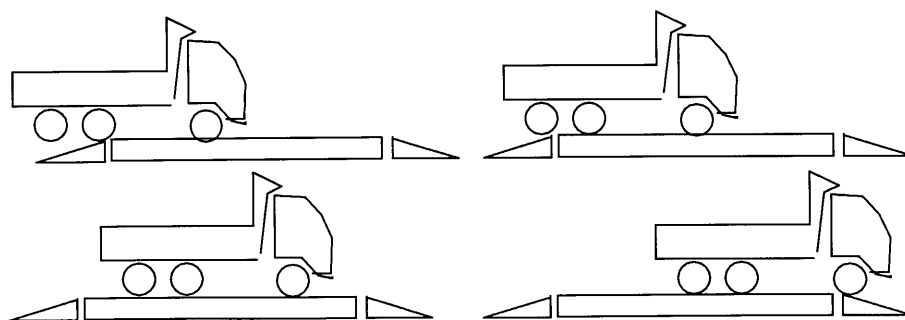


図 A1.4 軸重の計量方法

表 A1.1 荷重車軸重計測結果単位：kN (tonf)

| 荷重車 A      |          |          | 荷重車 B      |          |          |
|------------|----------|----------|------------|----------|----------|
| 第 1 軸      | 第 2 軸    | 第 3 軸    | 第 1 軸      | 第 2 軸    | 第 3 軸    |
| 58 (5.9)   | 91 (9.3) | 96 (9.8) | 63 (6.4)   | 86 (8.8) | 88 (9.0) |
| 総重量        |          |          | 総重量        |          |          |
| 250 (25.5) |          |          | 241 (24.6) |          |          |

## 2) 測定結果

橋軸方向上の 2 対の垂直補剛材と縦桁の波形を比較し、それぞれの部材に荷重が到達する時間差を求めることで走行速度を推定した。推定精度を実証するため、光電センサーの出力から求めた走行速度と比較した。垂直材の波形例と走行速度の推定方法を図 A1.5 に、測定波形の発生時間差から推定した速度と、光電管の反応時間差から推定した速度の関係を図 A1.6 に示す。両者はおおよそ 5% 以内のばらつきで一致した。低速走行 (30km) に対して中速 (50km/h) 走行時は推定値のばらつきが大きくなっている。速度の推定には、サンプリング間隔により離散的に測定された 2 つの波形の発生時間差をサンプリング数の差として計算するため、速度が速い場合、1 サンプル数が誤差に与える重みは大きくなる。また、中速走行では、荷重車が橋梁進入前にブレーキをかけ、進入速度を調整している旨の報告があり、中速走行では橋梁走行時の速度に乱れが生じている事が考えられる。

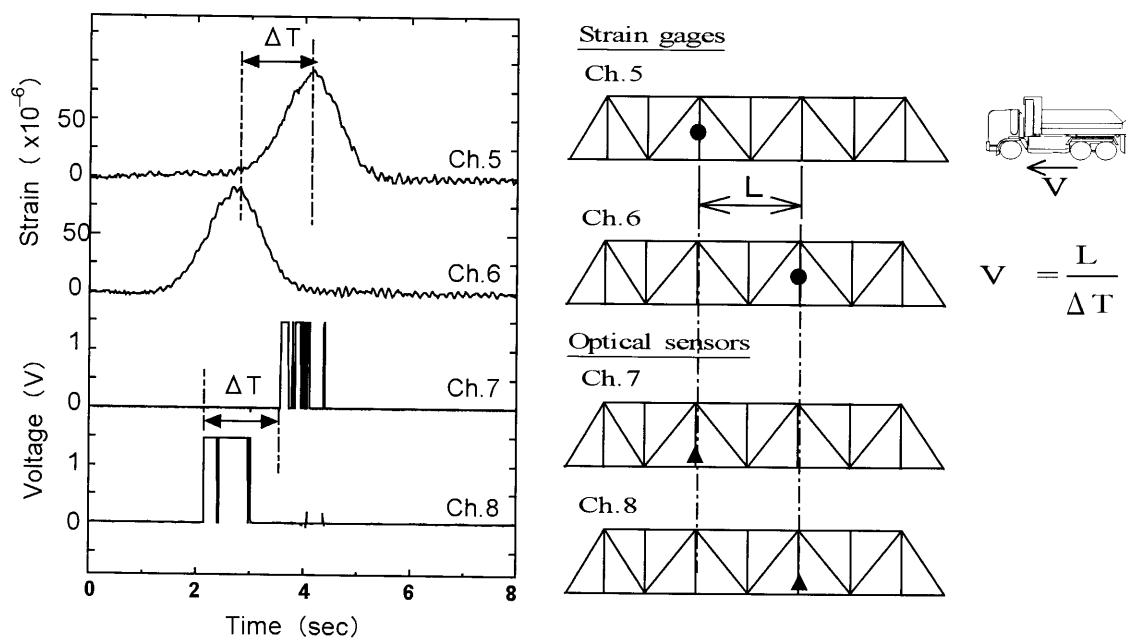


図 A1.5 応答波形の比較による車両走行速度の推定の概念図

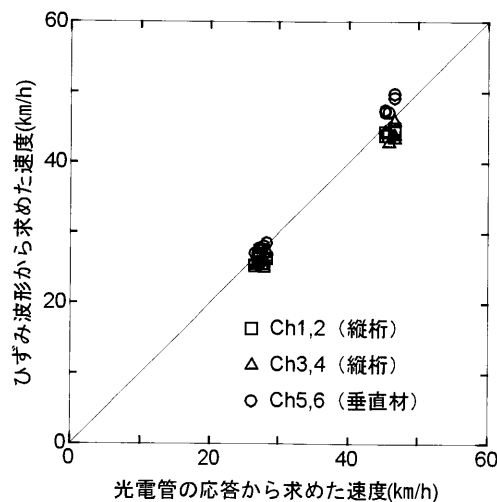


図 A1.6 走行速度の推定結果

各ケースのひずみ波形を積分し、それぞれの速度を乗じることで、影響面積を算出した。全ケースで平均した影響面積、ひずみ波形中の最大応答値等を表 A1.2 に示す。荷重車 A と B では総重量はほぼ同じであるが、軸間距離が異なり、最大応答値は、10～20%ほど異なっている。一方、単位荷重あたりの影響面積値( $Ac/GVW_c$ )は荷重車 A、B とほぼ同じであることから、影響面積は車両総重量に比例することが立証された。単位重量あたりの影響面積の標準偏差は、垂直材よりも縦桁の方が小さく、安定した値をとっており、ばらつきの度合いが約半分であった。

単位荷重あたりの影響面積の平均値をキャリブレーション値として、各ケースの影響面積からそれぞれのケースでの推定総重量を求めた。計量所で計測した車両総重量と影響面積法による車両総重量の関係を図 A1.7 に示す。推定精度は計量所の計測値に対し誤差約 10%の範囲内で推定された。

既知荷重に対する重量の推定精度を（BWIM による計算値）／（計量所での実測値）と定義し、走行速度と推定精度を図 A1.8 に示す。走行速度が大きくなるに従って、重量をやや大きく推定するような傾向がみられるが、精度への影響は誤差 10%以内にとどまっている。道路幅員方向の走行位置と推定精度の関係を図 A1.9 に示す。走行位置は荷重車の走行状況を記録したビデオから判定した。厳密には、縦桁、垂直材ともに、横方向の走行位置の違いにより、応答値も異なってくることが考えられる。図 A1.9 によれば、走行位置は全ケースで 50cm ほど差があり、車両がより幅員中心付近を走行する場合に、重量を小さく推定する傾向が認められる。しかし、この載荷試験の範囲での走行位置のずれでは、推定精度に対し 10%程度の影響にとどまっている。

表 A1.2 単位重量あたりの影響面積

|     |         | 荷重車 A<br>GVW <sub>c</sub> = 250 kN<br>(6 ケースの平均) |                         |                               | 荷重車 B<br>GVW <sub>c</sub> = 241 kN<br>(6 ケースの平均) |                         |                               | 全 体                     |          |
|-----|---------|--|-------------------------|-------------------------------|--|-------------------------|-------------------------------|-------------------------|----------|
| 測定点 | 部材      | Ac   | Ac/GV<br>W <sub>c</sub> | 最大ひずみ<br>( $\times 10^{-6}$ ) | Ac   | Ac/GV<br>W <sub>c</sub> | 最大ひずみ<br>( $\times 10^{-6}$ ) | Ac/GV<br>W <sub>c</sub> | 標準<br>偏差 |
| 1   | 縦 桁     | 454  | 1.816                   | 82                            | 440  | 1.826                   | 67                            | 1.821                   | 0.055    |
| 2   | 縦 桁     | 496  | 1.984                   | 89                            | 481  | 1.996                   | 75                            | 1.990                   | 0.066    |
| 3   | 縦 桁     | 594  | 2.376                   | 104                           | 570  | 2.365                   | 88                            | 2.371                   | 0.028    |
| 4   | 縦 桁     | 468  | 1.872                   | 82                            | 449  | 1.863                   | 71                            | 1.868                   | 0.024    |
| 5   | 垂直<br>材 | 693  | 2.772                   | 79                            | 678  | 2.813                   | 70                            | 2.793                   | 0.141    |
| 6   | 垂直<br>材 | 748  | 2.992                   | 81                            | 716  | 2.971                   | 72                            | 2.982                   | 0.127    |

影響面積の単位 (m  $\times 10^{-6}$ )



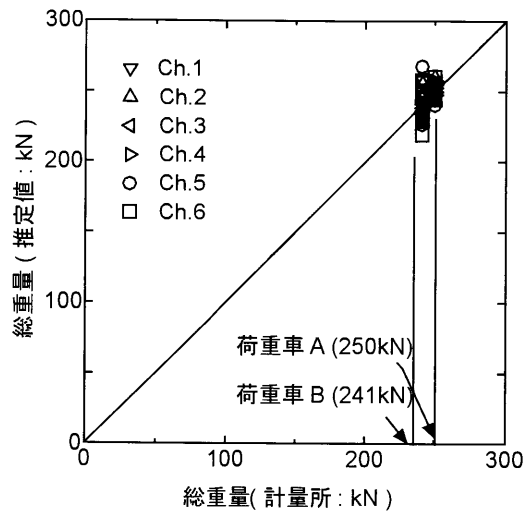


図 A1.7 推定重量と実測重量の比較

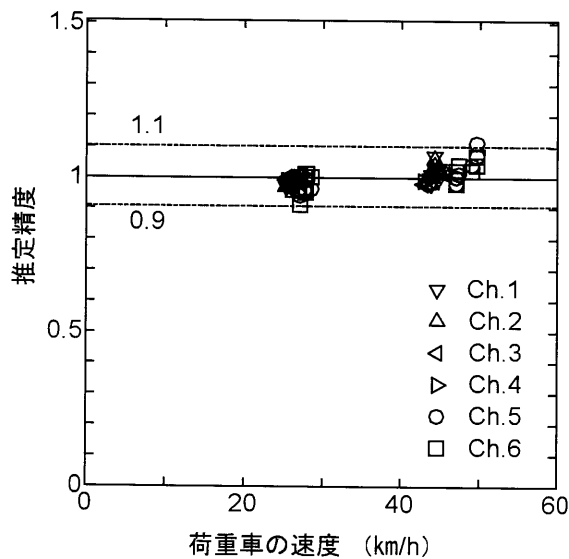


図 A1.8 推定精度と走行速度

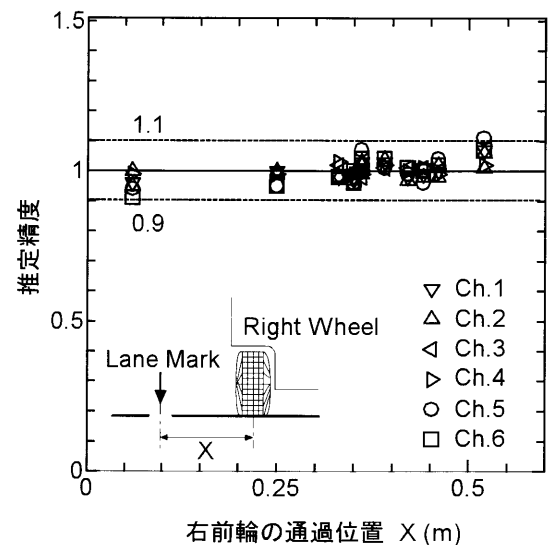


図 A1.9 推定精度と幅員方向の走行位置

車両の走行に対して橋梁部材が応答を開始して、応答が終了するまでの時間は、その車両がその部材の影響線長+車両の最遠軸距だけ進むのに要する時間である。部材が応答している時間を  $T$ 、影響線長を  $L$ 、車両の最遠軸距を  $l$ 、走行速度を  $V$  とすれば、

$$T = \frac{L + l}{V} \quad (2.10)$$

となり、走行速度、応答時間と影響線長さが得られれば、その車両の最遠軸距を推定することが可能であると考えられる。荷重車に対する応答波形から応答の終始点を判定し、走行速度、応答時間と影響線長さから荷重車の軸距を推定した結果を図 A1.10 に示す。影響線長は垂直材を 11.2m、縦桁を 5.6m と仮定し、応答時間は応答ひずみ波形がある値を越える時間として計算した。推定値は 2m 程度のばらつきがあり、現状では正確な推定はできていないが、推定した車両長さから、たとえば大（トレーラー等）、中（3 軸貨物等）、小（ダンプ等）などの分類を行うことは可能であると考えられる。

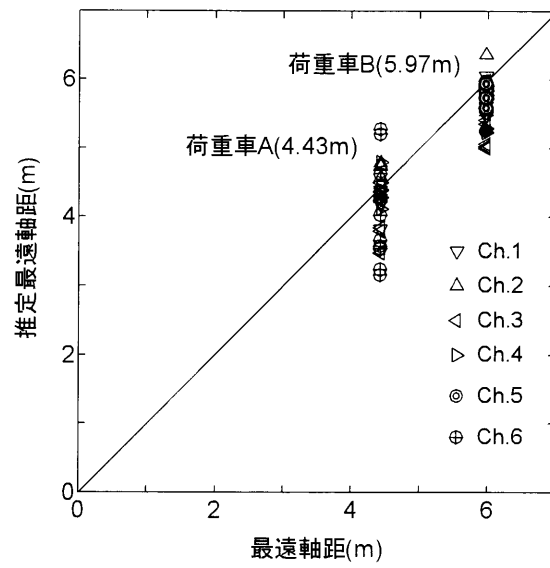


図 A1.10 部材の応答時間から推定した荷重車の最遠軸距

## A2 上路ワーレントラス橋での支点反力法の実証試験

上路トラス橋は通常、支点直上に垂直材が設けられている。この端垂直材の鉛直ひずみを測定することで、支点反力法を用いた BWIM が可能であることを確認するため、上路トラス橋において荷重車を用いたひずみ測定を行った。測定対象橋梁の一般図および測定位置を図 A2.1 に示す。

対象橋梁は、国道 418 号荒川橋である。橋長 55m の上路式ワーレントラスであり、端垂直材は、橋梁全体の支点反力ではなく、1 パネル分の床版からの鉛直荷重を支える柱として機能している。H 断面の垂直材のウェブ部分に図 A2.2、図 A2.3 に示すようにひずみゲージを貼付した(写真は従来型ひずみゲージおよび摩擦型ひずみゲージ)。交通抑制を行い、橋梁上に他の車両がない状態から、車両重量 198kN の 3 軸ダンプトラックを橋梁上に走行させ、サンプリング間隔 0.005sec でひずみ波形を測定した。

荷重車が右岸側から進入し、上り車線を走行する際のスパン中央垂直材のひずみ波形を図 A2.3 に示す。鋼プレートガーダー橋と同様に、軸重通過に伴い、段差状の変動が生じている。ひずみ最大値は $-50\mu$ 程度であった。この部材は、プレートガーダー橋の端垂直補剛材とちがいで、桁全体の死荷重は導入されず、格点間の死荷重と活荷重を受け持つよう設計されているため、活荷重による応力の成分がより大きく、自動車荷重に対する感度が高いと考えられる。測定点とは反対側の車線の下り線に荷重車が走行する際のひずみ波形を図 A2.4 に示す。測定点は上下線の反力を受け持つため、下り線走行時についても軸重通過に伴う段差状のひずみ変動が確認された。

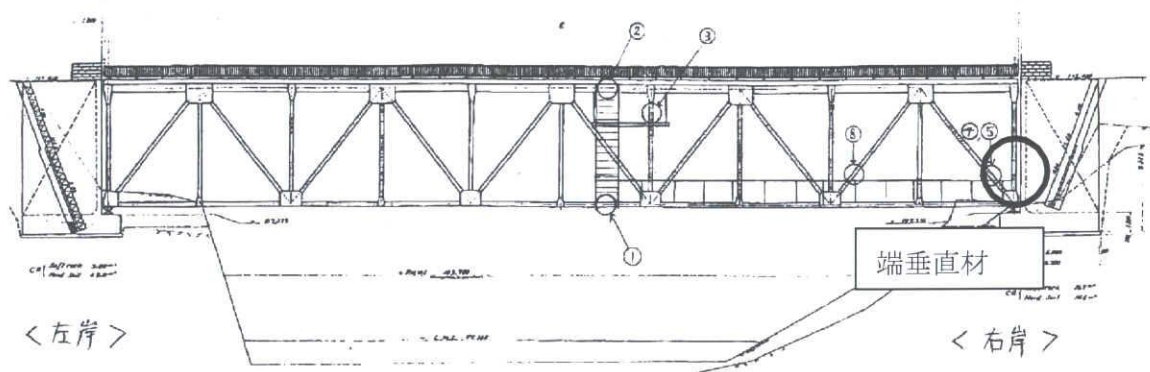


図 A2.1 橋梁一般図および測定点

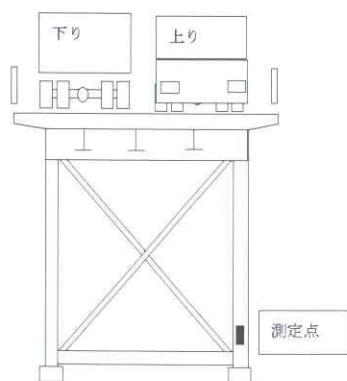


図 A2.2 車線と測定点の関係

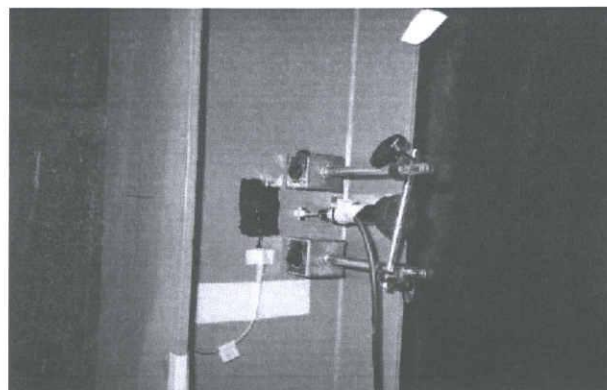


図 A2.3 端垂直材のひずみゲージ貼付状況

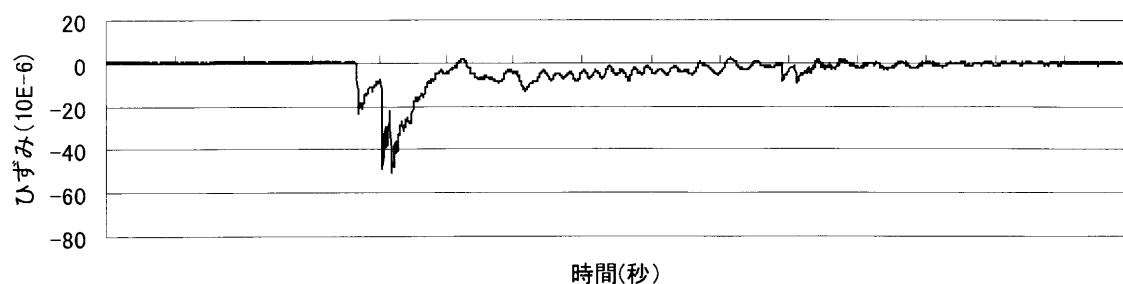


図 A2.4 上り車線走行時の端垂直材のひずみ波形

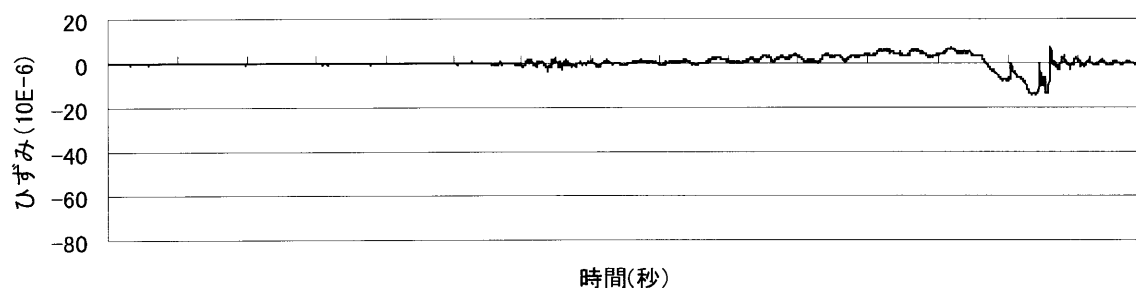


図 A2.5 下り車線走行時の端垂直材のひずみ波形

以上から、上路ワーレントラス橋の端垂直材は、パネル間の活荷重を柱として負担することから、支点反力法を用いた BWIM のための部材として適用可能である。また、左右 2 本の端垂直材で測定を行うことで、走行位置のずれの影響を小さくすることが可能である。他主桁橋のように車線に独立な測定点でないため、隣接車線を同時に車両が走行する場合には測定が困難であると考えられる。

### A3 国道 19 号地蔵橋での速度推定法の検討およびキャリブレーション

#### 1) 速度推定法の検討

国道 19 号の荷重実態調査を地蔵橋で行なうにあたり、荷重車試験時のひずみ応答波形を分析したところ、塩尻側支点の端垂直補剛材では、2 章、4 章で述べたような波形にはならないことが判明した。図 A3.1 に、他の橋梁で行った支点反力の測定波形と地蔵橋での測定波形の比較を示す。従来の手法では、図の波形のように、橋梁の出口、入口で、それぞれの通過軸に対応する段差波形が生じる。これにより、出口、入口の軸重の通過パターンをマッチングさせ、各軸の通過所要時間を計算し、通過速度、軸間距離を推定していた。一方、地蔵橋は図中の波形のように、塩尻側支点で軸重通過時の軸ごとの段差が明確でなく、大型車両の後タンデム(軸距 1.3m)などでは軸重ごとに段差が生じないことが判明した。したがって、塩尻側支点では軸重が検出できないだけでなく、塩尻側、中津川側でのパターン比較による速度検出が不可能となった。そこで、別の方法を用いて速度を推定する手法を検討した。

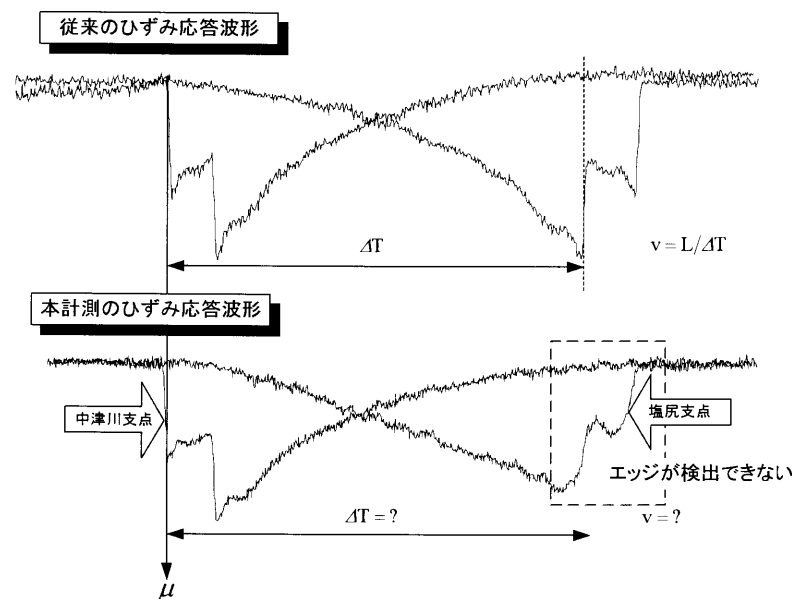


図 A3.1 従来の測定波形と地蔵橋での測定波形の例(どちらも 2 軸車両通過時)

中津川側支点からは、軸重  $w_n$  と中津川支点への到着時刻、各軸の時間差  $\Delta t_n$  が得られる。この情報に対して車両の走行速度が与えられれば、各軸の到着時間差から軸距を推定できる。逆に、中津川側支点の情報に対して、塩尻側支点の影響線と車両の走行速度が与えられれば、塩尻側支点の応答波形を推定することができる。そこで、次のようにして走行速度を求めることにした。

- ① 塩尻側支点の影響線を定めておく。
- ② 中津川側支点から得られる軸重  $w_n$ 、到着時間差  $\Delta t_n$  に対して速度  $V$  を仮定し、塩尻側支点の応答波形を推定する
- ③ 推定した応答波形と実測した波形の誤差 2 乗和を最小化するような  $V$  を求める。

塩尻側支点の影響線は荷重車による測定波形を分析した結果、例えば、塩尻行きの場合、塩尻側支点が出口となるが、軸重が支点を通過してもすぐに 0 にならず、軸重が約 1m 走行した時点

Figure 10 consists of two vertically stacked plots comparing measured and assumed response waveforms for the saltwater support point. The horizontal axis represents time  $t$ , and the vertical axis represents displacement  $tf$ . Vertical dashed lines mark key time points:  $t_s$ ,  $t_l$ ,  $t_{e1}$ ,  $t_e$ , and  $t_{e2}$ .

The top plot is labeled "塩尻支点仮定応答波形" (Assumed response waveform for Saltwater support point) and "塩尻支点応答波形" (Measured response waveform for Saltwater support point). It shows a measured waveform (noisy line) and an assumed waveform (smooth line) for an assumed velocity  $v_1$ . The assumed waveform starts at  $t_s$ , decreases linearly to  $t_{e1}$ , then increases linearly to  $t_e$ , and finally levels off at  $t_{e2}$ .

The bottom plot is labeled "塩尻支点仮定応答波形" (Assumed response waveform for Saltwater support point) and "塩尻支点応答波形" (Measured response waveform for Saltwater support point). It shows a measured waveform (noisy line) and an assumed waveform (smooth line) for an assumed velocity  $v_2$ . The assumed waveform follows a similar pattern to the top plot but with a different slope, reflecting the change in assumed velocity.

Legend:

- 塩尻支点仮定応答波形 (Assumed response waveform for Saltwater support point)
- 塩尻支点応答波形 (Measured response waveform for Saltwater support point)

※塩尻支点ひずみ応答波形/ $\alpha_0$ =塩尻支点応答波形

117



## 2) 荷重車によるキャリブレーション

キャリブレーションには写真 A3.1 に示す 3 軸ダンプトラック、2 軸ラフテレンクレーンを用い、車線あたり 13 回の走行を行なった。各軸のひずみ変化量を合計し、合計値の平均を車両総重量で除した値をキャリブレーション値＝単位重量に対するひずみ値とした。ただし、今回は後述のように塩尻支点の軸重を求められないため、中津川支点のみを対象とした。図 A3.4 にキャリブレーション値から求めた各ケースの軸重、総重量を示す。計量所で計測した車両総重量に対する推定値の誤差は±25kN 程度となった。



3 軸ダンプトラック

2 軸ラフテレンクレーン

写真 A3.1 使用した荷重車

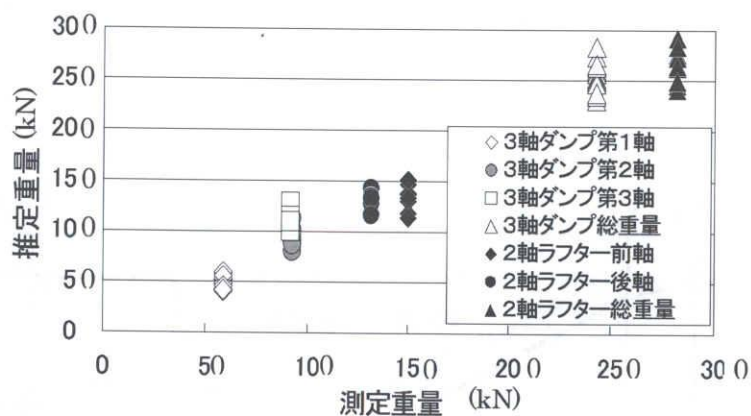


図 A3.4 キャリブレーション値から求めた荷重車重量



#### A4 国道 19 号地蔵橋の時間交通量の推移

国道 19 号地蔵橋で観測された大型車の時間交通量の推移を図 A4.1, 図 4.2 に示す. 平日には夜間に交通量のピークがあり, 塩尻行き車線では 20 時に, 中津川行き車線では 22 時が概ねピーク時間帯である. 一方で, 昼間の交通量は非常に少ない. 車種別の時間交通量の推移を図 A4.3 ~ 図 A4.10 に示す. 台数の多い 3 軸貨物後タンデム, 2 軸貨物, 4 軸貨物前後タンデム, 3 軸貨物前タンデム, 4 軸セミトレ, 6 軸セミトレについては, 図 A4.1 および図 A4.2 のように夜間にピークを持つ分布となり, 昼間の走行台数は夜間に比べて少なくなっている. 一方で, 2 軸小型貨物, 3 軸ダンプ, 3 軸セミトレについては, ピークが朝方または昼間にみられ, 夜間の交通量は比較的少なくなっている. 夜間に車両台数の多い 2 軸貨物車, 3~4 軸の貨物車は, 長距離貨物輸送を行なっている車両群であると考えられる. これに対し, 2 軸小型, 3 軸ダンプなどは, 昼間に地域間の中距離輸送を行っている車両群であると考えられる.

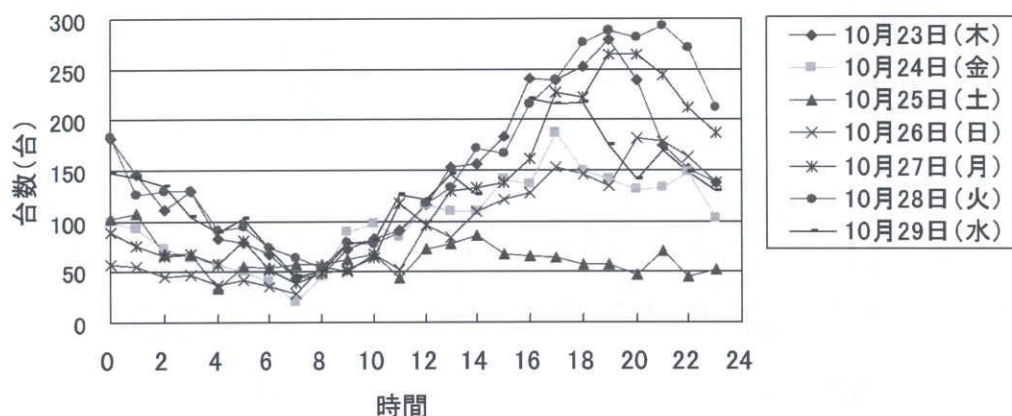


図 A4.1 時間別交通量の推移(塩尻行き)

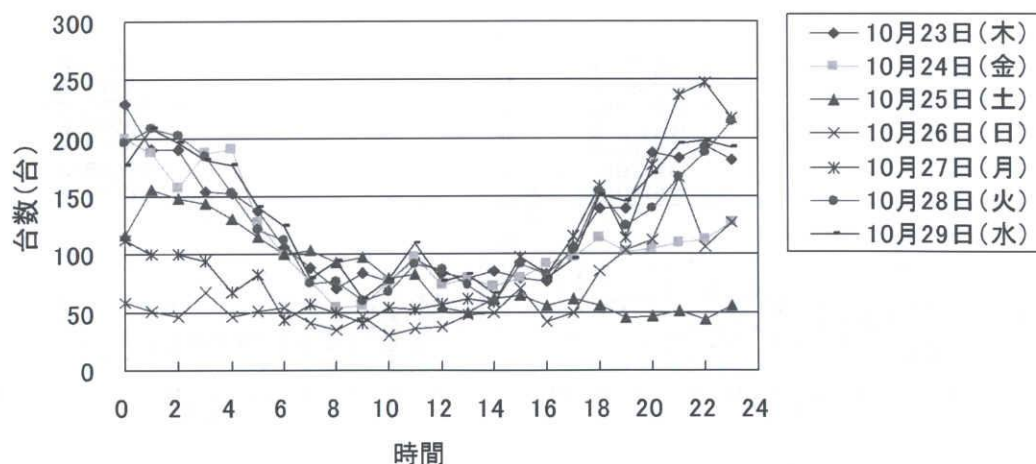
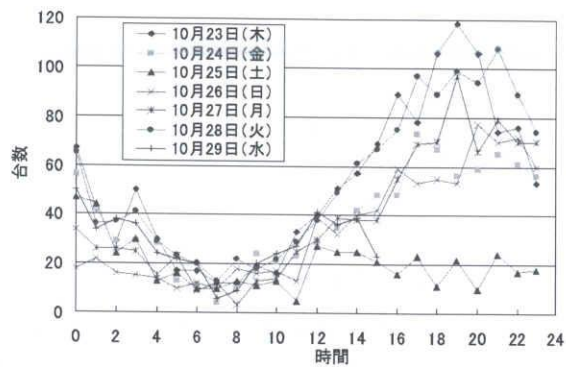
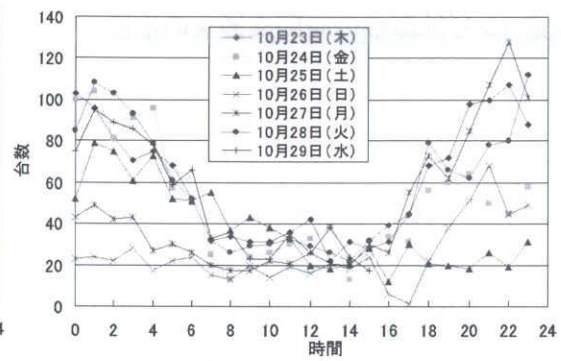


図 A4.2 時間別交通量の推移(中津川行き)

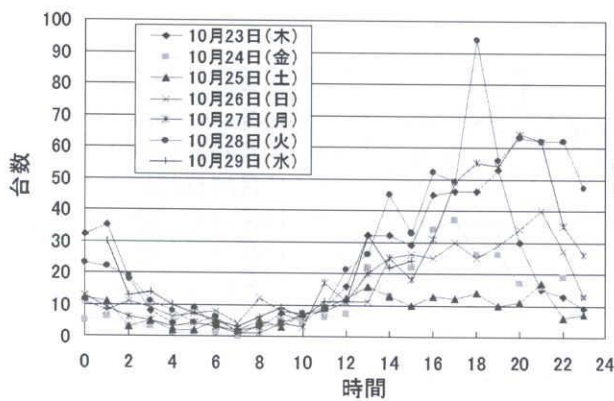


塩尻行き

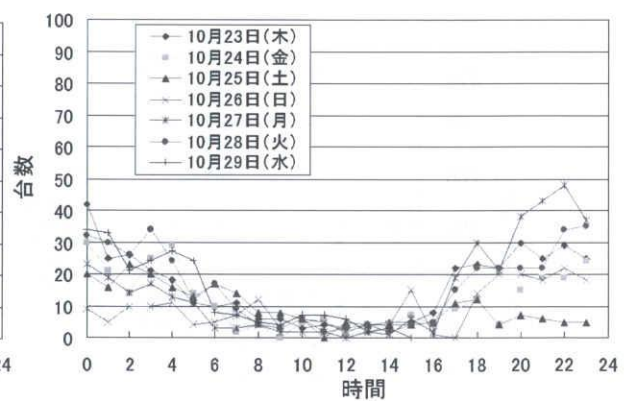


中津川行き

図 A4.3 3軸貨物後タンデムの時間交通量の推移

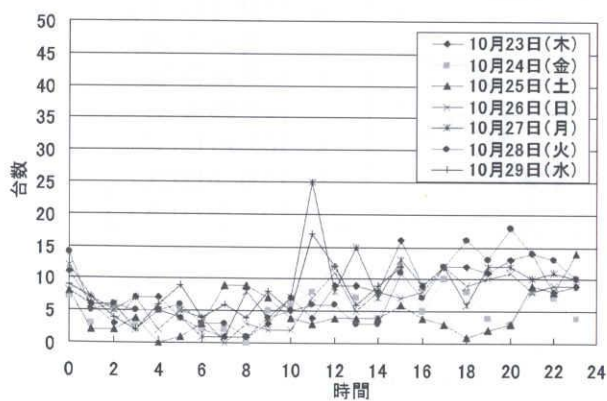


塩尻行き

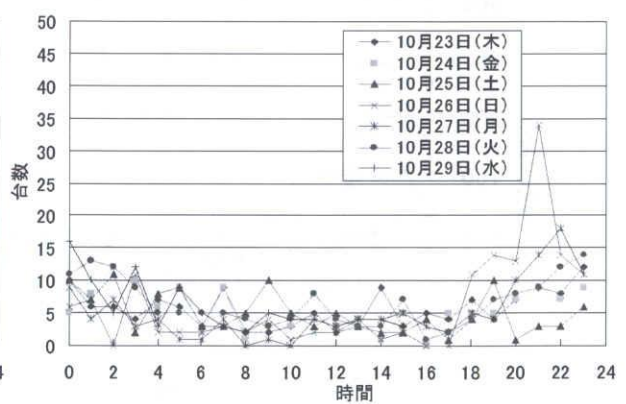


中津川行き

図 A4.4 4軸貨物の時間交通量の推移

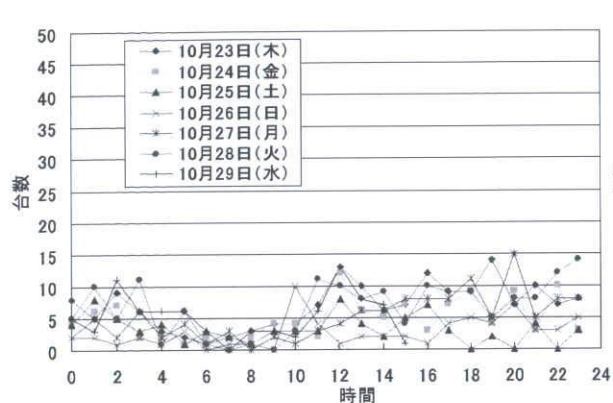


塩尻行き

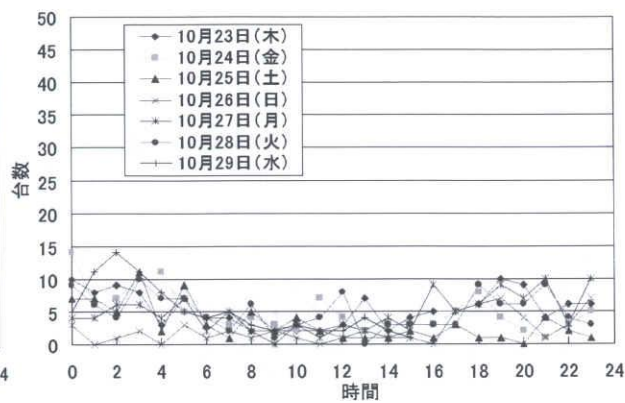


中津川行き

図 A4.5 3軸貨物前タンデムの時間交通量の推移

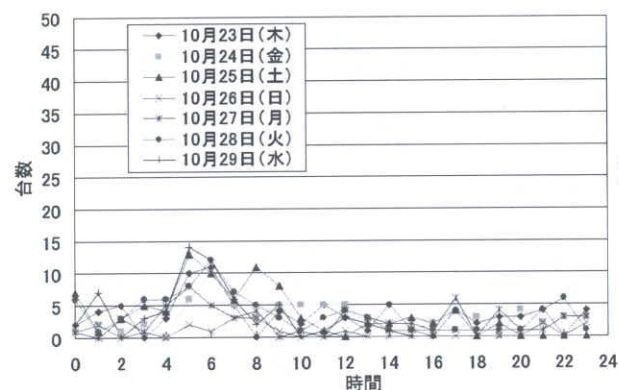


塩尻行き

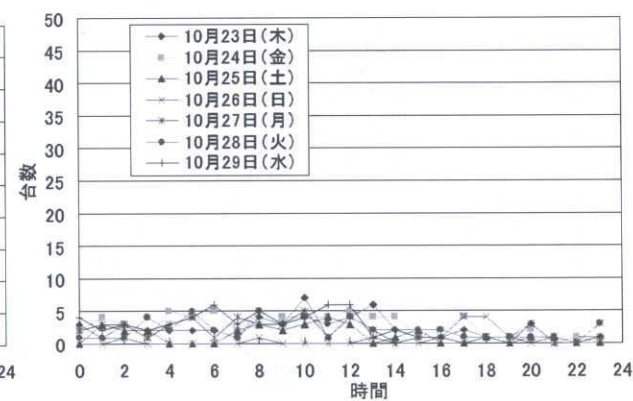


中津川行き

図 A4.6 4 軸セミトレの時間交通量の推移

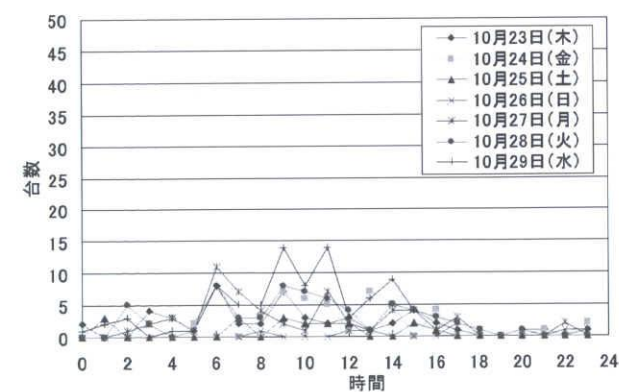


塩尻行き

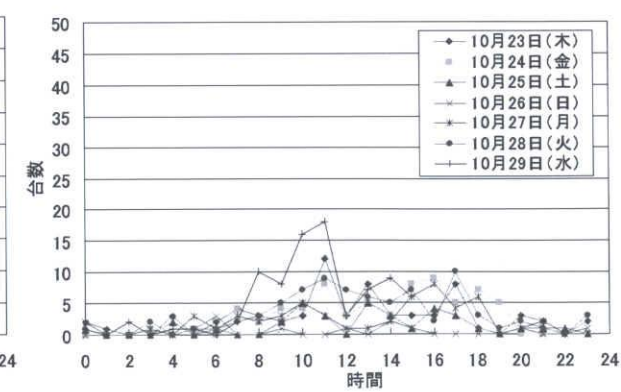


中津川行き

図 A4.7 3 軸セミトレの時間交通量の推移

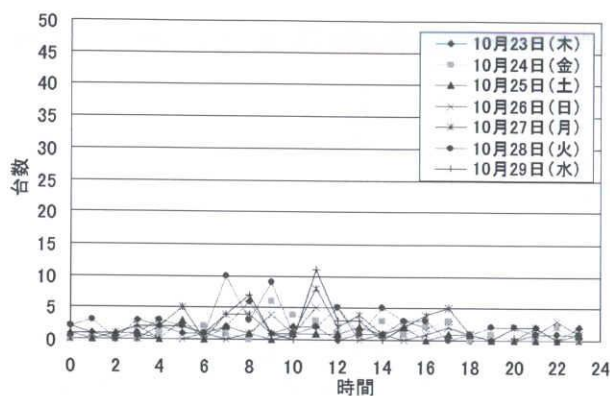


塩尻行き

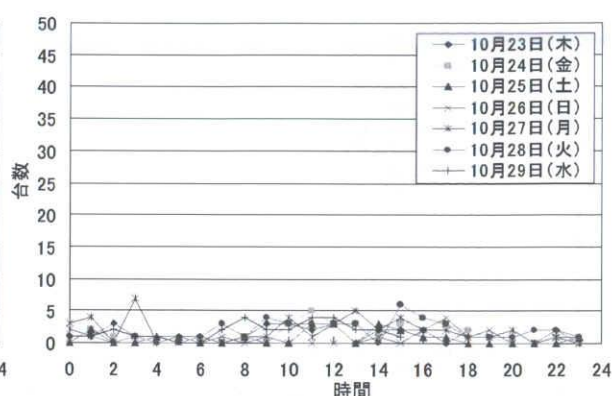


中津川行き

図 A4.8 3 軸ダンプの時間交通量の推移

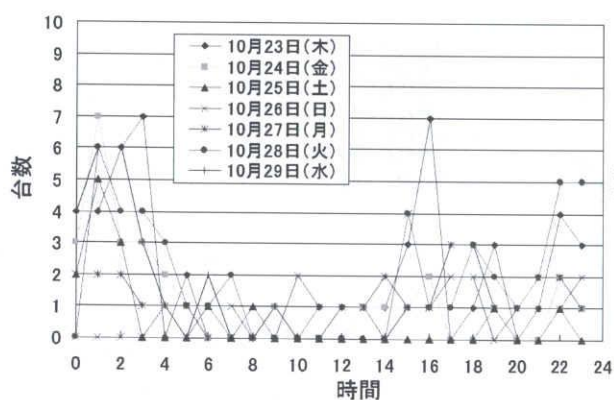


塩尻行き

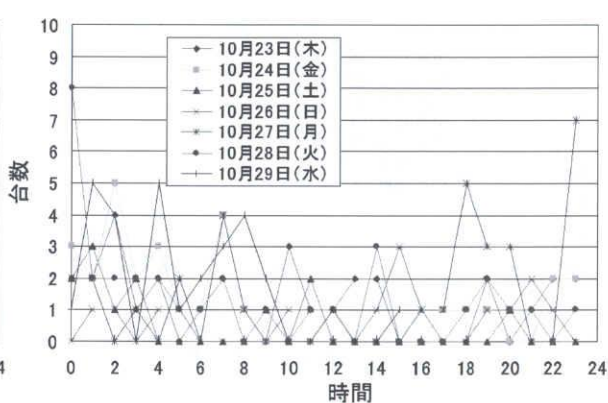


中津川行き

図 A4.9 2軸小型貨物の時間交通量の推移



塩尻行き



中津川行き

図 A4.10 6軸セミトレの時間交通量の推移



#### A5 国道 19 号で観測された過積載車両について

国道 19 号地蔵橋で観測された車両総重量が 10 位までの車両の時刻データに基づいて、ビデオ記録から画像を取得した。表 5.3, 表 5.4 に示した車両のうち、画像による判別が可能なものについて写真 A5.1～写真 A5.2 に各車両の走行状況を示す。

BWIM による車種判定および画像から判断するとこれらの車両は鋼構造物や鋼板コイル、またはスクラップを積載した 5 軸または 6 軸のセミトレーラーであると考えられる。タイヤ 1 個分の接地荷重(輪荷重)の最大値を推定すると概ね 4～5tonf となる。車両制限令では大型車両の軸重の最大値を原則として 10tonf と定めており、輪荷重では 2.5tonf となる。したがって、過積載車両は最大で規定値の約 2 倍の輪荷重で走行していることになる。画像を見る限り、ほぼ同じ形態、荷姿のセミトレーラーが同じ時間帯に走行しており、特定の事業者の過積載車両が日常的に国道 19 号を利用していることが予想される。

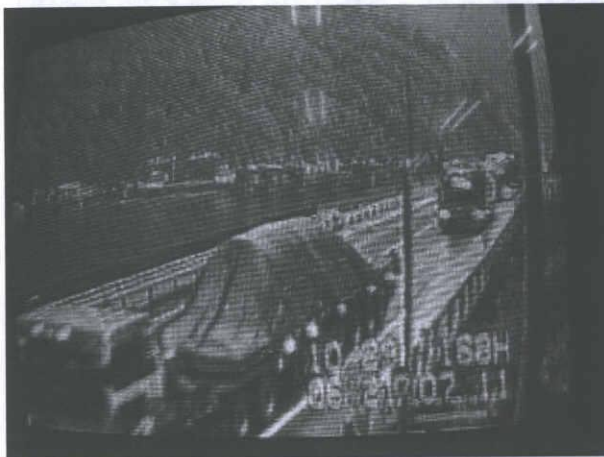


写真 A5.1 塩尻行き、6 軸トレーラー、81.3tonf,  
現場設置の CCD カメラ画像より



写真 A5.2 塩尻行き、6 軸トレーラー、80.6tonf,  
現場設置の CCD カメラ画像より



写真 A5.3 塩尻行き、6 軸トレーラー、74.8tonf,  
現場設置の CCD カメラ画像より

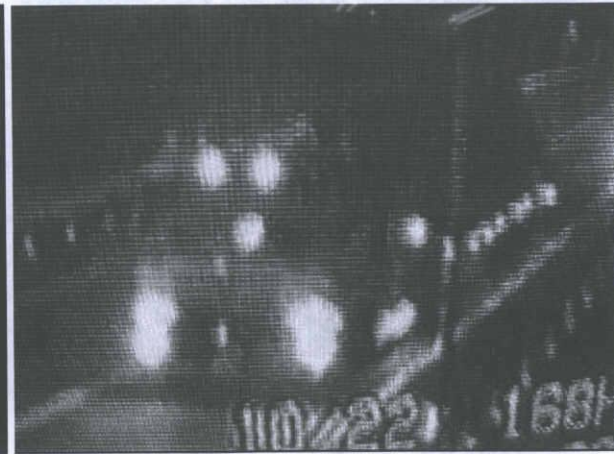


写真 A5.4 塩尻行き、6 軸トレーラー、71.4tonf,  
現場設置の CCD カメラ画像より

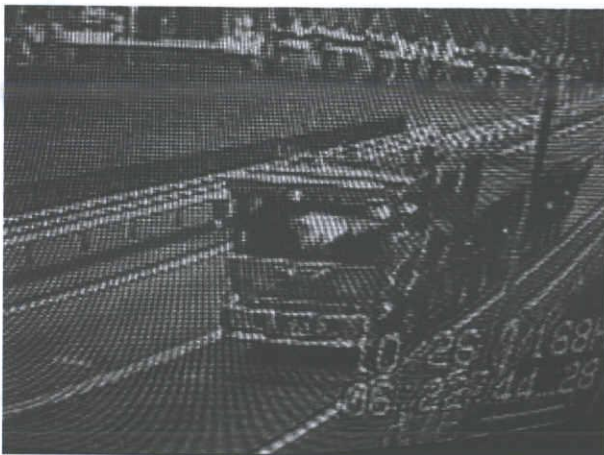


写真 A5.5 塩尻行き, 6 軸トレーラー, 71.2tonf,  
現場設置の CCD カメラ画像より



写真 A5.6 塩尻行き, 6 軸トレーラー, 69.8tonf,  
現場設置の CCD カメラ画像より



写真 A5.7 中津川行き, 6 軸トレーラー, 64.7tonf,  
ITV 画像より

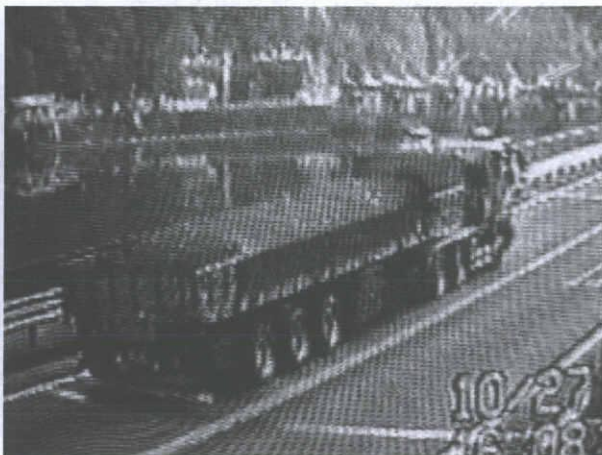


写真 A5.8 中津川行き, 6 軸トレーラー, 63.2tonf,  
現場設置の CCD カメラ画像より



写真 A5.9 中津川行き, 6 軸トレーラー, 62.8tonf,  
現場設置の CCD カメラ画像より

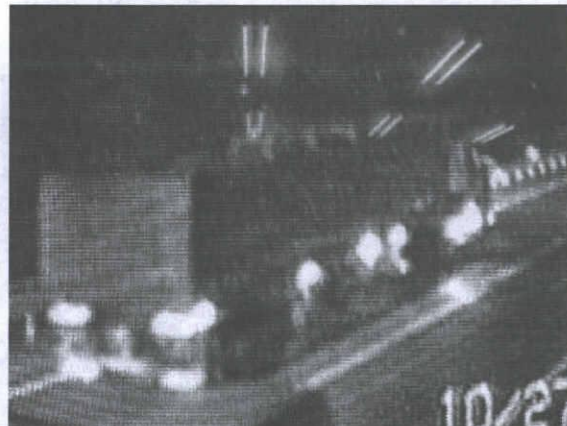


写真 A5.10 中津川行き, 6 軸トレーラー, 61.3tonf,  
現場設置の CCD カメラ画像より





写真 A5.11 中津川行き, 6 軸トレーラー, 60.3tonf,  
現場設置の CCD カメラ画像より



写真 A5.12 中津川行き, 6 軸トレーラー, 59.7tonf,  
現場設置の CCD カメラ画像より





## 謝 辞

助手赴任より8年の長きにわたりご指導いただきました山田健太郎教授に心より感謝の意を表します。また、名古屋大学 伊藤義人教授、舘石和雄教授、森川高行教授には適切なるご助言を多数いただきましたことに深く感謝いたします。

金沢大学 梶川康男教授、深田宰史助手、(株)フジエンジニアリング 杵本正信氏、西星匡氏(当時)には解析手法、現地計測手法等につきまして多数のご助言とご支援を賜りました。また、現場でのひずみゲージ設置作業など、計測にともなう現場作業や、計測システムの構築にあたり(有)愛測エンジニアリング 樽谷省三氏、東京測器研究所の小澤信之所長(現シグマ技研)、大日本コンサルタント(現第一技研コンサルタント)古市 亨様には多大なるご配慮ご協力をいただきました。ここに記して各位に感謝の意を表します。

また、実橋梁において研究活動を行なうにあたり、国土交通省中部地方整備局、日本道路公団中部支社(現中日本高速道路株式会社)の各事務所に多大なるご支援をいただきました。とりわけ、国土交通省中部技術事務所、日本道路公団名古屋技術事務所ならびに、道路保全技術センター中部支部、海洋架橋・橋梁調査会中部支部には橋梁の情報提供から、現地事務所との調整にあたり、本研究の趣旨に多大なるご理解をいただき、ご支援をいただきました。ここに厚く御礼申し上げます。

博士論文を抱えた助手という立場で名古屋大学にて研究活動を展開した、葛西昭助手(当時)、木全博聖助手(当時)には、構造力学と対峙する同期の仲間として、苦楽を共にすることができました。心より感謝いたします。

また、橋梁での現地計測では名古屋大学工学研究科土木工学専攻第6講座、後の環境学研究科都市環境専攻地域都市マネジメント講座の学生諸君には深夜に渡る計測や、豪雨の中の計測、または長時間に渡る荷重車走行など、数多くの学生にさまざまな形で実験に参加いただきました。協力いただきました皆様に心より感謝いたします。

むすびに、様々な形で私の心を支えてくれた妻に心より感謝いたします。