

劣化損傷した既設橋梁の残存耐荷性能の評価に関する基礎的研究

A fundamental study on remaining load bearing capacity of an existing deteriorated bridge

園田佳巨*, 大曲正紘**

Yoshimi Sonoda, Masahiro Ohmagari

*博士(工学), 九州大学大学院教授, 工学研究院建設デザイン部門(〒819-0395 福岡県福岡市西区元岡 744 番地)

**九州大学大学院修士課程, 工学府建設システム工学専攻(〒819-0395 福岡県福岡市西区元岡 744 番地)

Recently, it becomes very important to evaluate remaining load bearing capacity of existing deteriorated structure. However, there is a rare opportunity to assess remaining capacity of deteriorated structures. In this study, we investigated load bearing capacity of an existing RC structure that has severe delamination of cover concrete. In order to evaluate exact capacity of them, dynamic strain responses of main reinforcing bars were measured with video image of passing cars. Next, to confirm the validness of the investigation, their strain responses are simulated by three-dimensional finite element analysis. In the analyses, delamination of cover concrete and corrosion of reinforcing bar are modeled as degradation effects and stiffening effect of asphalt paving is also considered. As a result of these analyses, it is confirmed that object structure has enough remaining load bearing capacity although they have severe delamination condition of cover concrete.

Key Words: deteriorated bridge, remaining load bearing capacity, finite element method, traffic load

キーワード: 劣化損傷した橋梁, 残存耐荷力, 有限要素法, 走行荷重

1. 緒言

今日, 既設の土木構造物の中には, 竣工してから長い年月が経過し, ひび割れやコンクリートの剥離などの経年劣化が確認されているものが数多く見受けられる。そのため, これら劣化した構造物に対して適切な対応を行うことが急務であり, これまで蓄積されてきた社会資本を効率よく維持・補修していくことが求められている。今後, ますます増え続ける多くの劣化した構造物の延命化を図るには, 数多くの対象構造物の中から早急に維持・補修する必要があるものを抽出し, 力学的に危険性の高いものから優先的に対処していくことが求められる。そのため, 土木構造物の劣化度や残存耐力を適切に評価し, 現状を把握することが不可欠であると考えられる。特に道路橋は, 土木構造物の中でも, 長い供用期間の中で日常的に過酷な交通荷重を繰り返し受ける構造物であり, 慎重な注意が払われなければならない。現在, 既設構造物の合理的な維持管理のために, 非破壊診断法

に関する様々な研究・提案^{1), 2)}がなされているが, それらは主に劣化損傷位置の検出や局所的な劣化度の把握に用いられるものであり, 検査可能な範囲は構造物の表面近傍に限られるものが多い。このため, それら非破壊診断法では構造物全体としての力学的性能の低下を評価することは, 現時点では困難であると考えられる。

今回, 著者らは, 床版下面のコンクリートが全面的に剥離を起こし, 浮きやひび割れなども多数確認されている現在供用中の小規模道路橋を調査する機会を得た。そこで, 本調査ではその対象橋梁の全体的な劣化状況の把握と構造全体としての耐荷性能の評価を目的に, 実走行荷重によるひずみの計測を行った。従来の走行荷重に対する橋梁の耐荷性能に関する研究として, 供試体を用いた研究と供用中の実橋梁を対象とした研究が挙げられる。前者の研究例として, 過去の道路橋示方書に基づいて製作された床版供試体に対し, ゴムタイヤ式輪荷重走行試験機により疲労耐久性評価を行った研究³⁾が挙げられる。一方, 後者の研究例として, 実走行車両の走行速

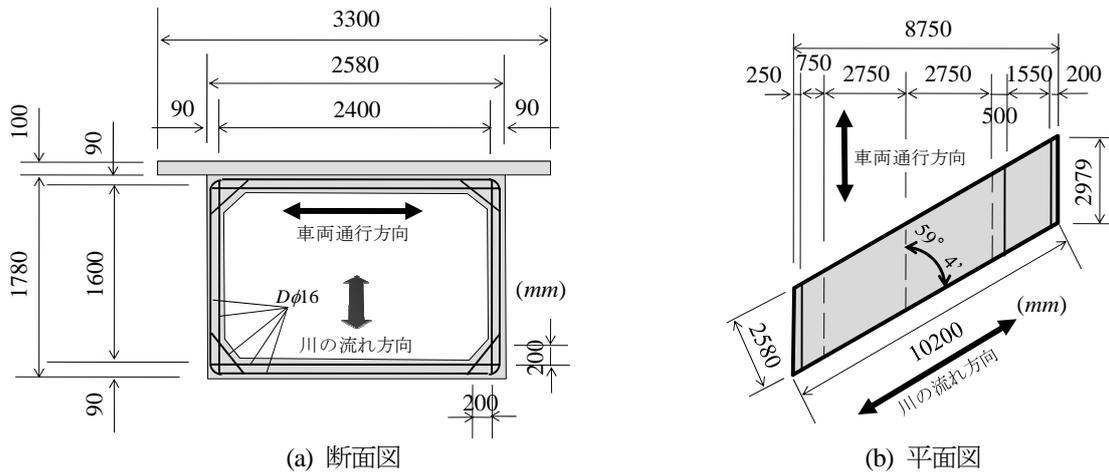
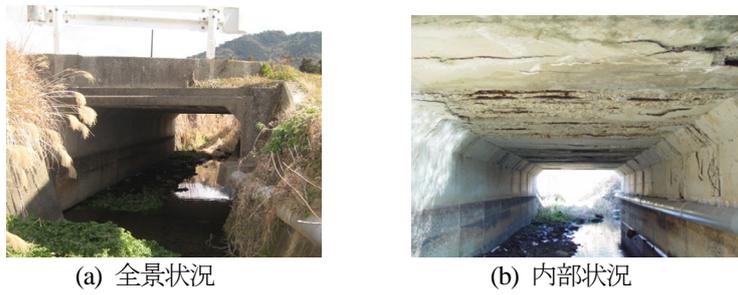


図-1 対象橋梁の構造一般図



(a) 全景状況 (b) 内部状況

写真-1 対象橋梁の写真



(a) 床版下面の劣化損傷状況 (b) 側壁の劣化損傷状況 (c) 鉄筋表面の剥落片

写真-2 対象橋梁の劣化損傷状況

度、軸重、総重量、交通状況が橋梁振動に与える影響を長期間モニタリングした研究⁴⁾や、PC床版を有する橋梁に実車両を用いた走行載荷実験と数値解析を行っている研究⁵⁾などが挙げられる。本研究では、長年供用されたことにより劣化損傷を生じたRC製実橋梁を対象としたもので、走行車両を特定したうえで実車両による動的ひずみ応答の計測を行い、健全性の評価を試みた。さらに、対象橋梁の健全な状態と、劣化損傷状態をそれぞれモデル化し、3次元有限要素動的解析を行うことで、床版下面に顕著な劣化損傷を有する対象橋の残存剛性および終局耐力について解析的な評価を試みた。

2. 対象橋梁および動的応答ひずみ計測の概要

2.1 対象橋梁の概要

本研究で対象とした橋梁（以下、A橋と称す）の構造

一般図を図-1に示す。また、A橋の全景を写真-1に示す。このA橋は桁長3.3m、幅員8.75m、全高1.78mの比較的小規模な道路橋（斜橋）で、構造形式はRC製プレキャストボックスカルバートである。1975年度に架設され供用年数は34年、桁上を片側一車線の一般道が走り、現在も供用中である。上床版上にはアスファルト舗装が施され、付属構造物として地覆の上にはガードレールが設置されている。A橋を1日に通過する交通量は約3200台/日で、そのうち大型車の交通量は約300台/日である。

2.2 対象橋梁の劣化状況

A橋の劣化損傷状況を写真-2に示す。(a)に示すように床版下面のほぼ全域においてコンクリートの剥離が確認され、かぶりを失った橋軸方向主鉄筋が発錆し、外気に露出した状態になっている。(b)に示すように側壁に

関しては、床版下面ほどのコンクリートの剥離は見られなかったが、目視点検および打音検査によりひび割れや浮きが広範囲にわたり多数確認された。鉄筋の劣化損傷に関しては、特に腐食が激しい部分では、(c)に示すように、指で軽く触ると容易に腐食表面が剥落する箇所も見つけた。なお、A橋の劣化損傷の原因は現在調査中であるが、床版下面全域および側壁の広範囲に損傷がみられ、力学的な負荷とは無関係であると考えられる。

ここで、(社)日本コンクリート工学協会の「硬化コンクリート中に含まれる塩分の分析方法」(JCI-SC4)⁶⁾に規定する塩化物イオン選択性電極を用いた電位差滴定法に従って実施されたA橋に対する全塩化物量の定量調査によると、塩化物イオン濃度が0.216%、塩化物イオン量が 4.968kg/m^3 となり、鋼材腐食発錆限界濃度の 1.2kg/m^3 ⁷⁾を大きく上回る結果であったことが報告されている。この調査報告を参考にすると、A橋の主要な劣化原因は塩害であると考えられる。

2.3 動的応答ひずみ計測の概要

A橋に対して実施した動的応答ひずみの計測の状況を図-2に示す。当初は、スパン中央の床版下面のコンクリートのひずみを計測する予定であったが、コンクリート表面のかぶり部の剥離による損傷が著しく、コンクリート表面にひずみゲージを貼り付けることが困難であった。そのため、写真-3に示すように、スパン中央部の床版下面で、走行車両の左側タイヤが通過する位置の直下に相当する引張側鉄筋2本の計4箇所にひずみゲージを貼り付けた。ひずみゲージは、ゲージ長6mmの鋼材用(東京測器, FLA-6-11-5LT)を用い、鉄筋表面の腐食部分をグラインダーで入念に削ぎ落とした上で貼り付けた。計測にはメモリレコーダ/アナライザ(共和電業製EDX-1500A)を用い、サンプリング周波数100Hzで、車両がA橋上を通過し終わるまでの動的ひずみを計測し続けた。計測する際の条件として、複数の車両が連続して走行する場合や対向車線側に通行車両がある場合

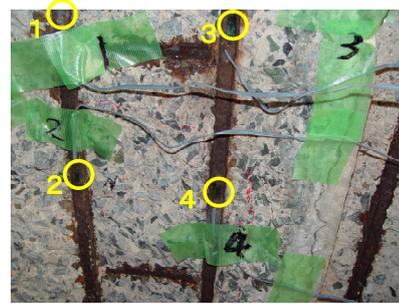


写真-3 ひずみゲージ貼付状況

を避け、観測車線上を対象車両1台のみが走行する場合の動的応答ひずみを得るものとした。その際、通行車両と計測ひずみの関連を明確にするために、本計測では車両1台1台をビデオカメラで撮影し、全ケースのひずみ応答の荷重源となる車両の特定を行うことで、車種別の検討を行った。なお、本研究では細かいノイズの低減を目的に、動的ひずみにはローパスフィルタを用いて10Hz以上の周波数成分を除去している。

3. 動的応答ひずみ計測の結果および考察

図-3に、4つのひずみゲージにより観測された、ある1台のダンプトラックによる動的応答ひずみ波形の例を示す。この図のように、ひずみ応答の計測値の信頼性を確保するために、ほぼ同じ位置4箇所で計ったひずみがほぼ同じであることを確認した上でその平均値を中間中央部の床版下面ひずみ値として採用し、単純移動平均法を用いることで、ノイズの除去を行っている。図-4に、本計測で得られた動的ひずみとビデオ撮影から得たひずみの発生原因となる車両について、車種別に代表例を示す。これらのひずみ応答(4点平均と移動平均が施されたもの)より、どの車種においても前輪と後輪に対応する応答ひずみのピークが2つずつ現れており、特に(d)の大型車の例では、後輪のピークがさらに2つに分かれ、車体構造(図-4(d)参照、後輪軸が2つあること)

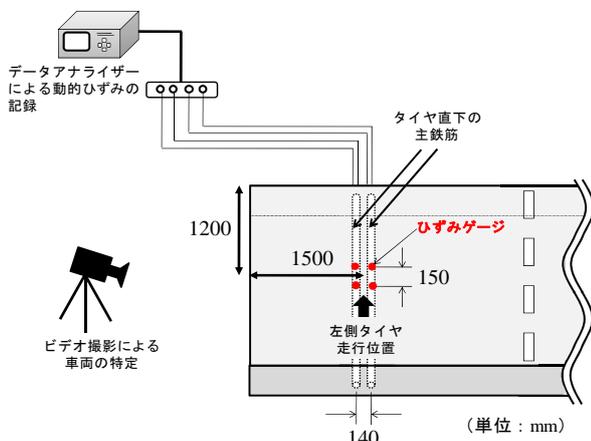


図-2 動的応答ひずみ計測の模式図

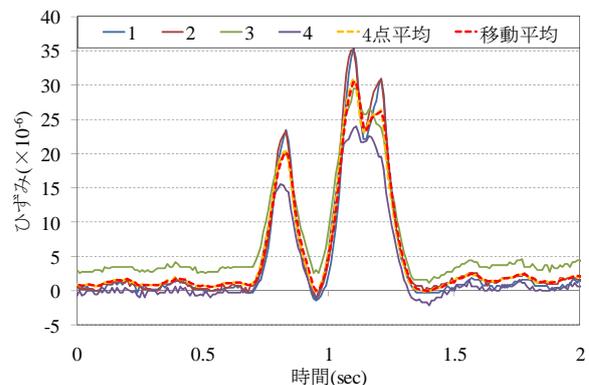


図-3 観測された動的応答ひずみ波形の例

と明確な関連が認められる。従って、今回の計測で、実車両の輪荷重の影響が正確に得られていると考えられる。ひずみのピーク値を前輪と後輪で比較すると、両者の大小関係は車種別に異なり、前輪駆動の自家用車は前輪荷重によるひずみが後輪の2倍程度になるが、大型車になるほど後輪荷重によるひずみが大きくなる妥当な結果が得られている。ダンプトラックの場合、同一型式の車両でも積み荷の状況によって両者の比が変動すると思われ、現実には軸重比は各車両の積み荷や走行条件で異なることが認められた。

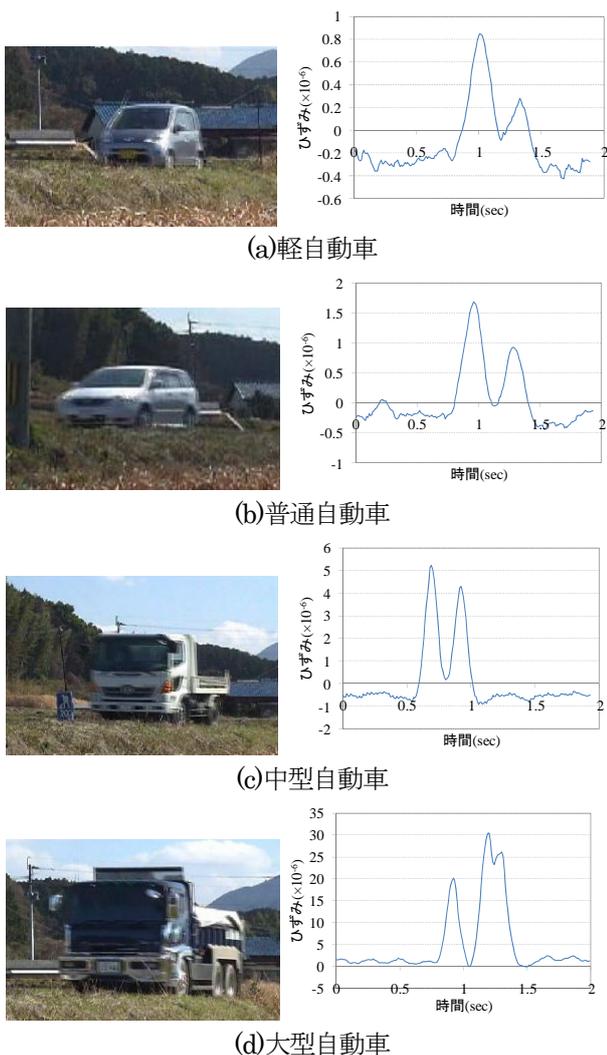


図-4 車種別の実測動的応答ひずみ例

表-1 車種別のひずみ計測結果

車種	軽自動車	普通自動車	中型自動車	大型自動車
測定台数(台)	3	13	16	17
最大ピークひずみの平均値($\times 10^6$)	1.52	1.95	5.48	23.68
標準偏差	0.53	0.71	1.95	11.30

表-1 は計測したひずみを車種別にまとめたものである。今回の調査で測定した車両台数は全部で 49 台であった。また、図-4 のようなピーク波形から最大値を求め、車種別に平均値を算出している。大型自動車の標準偏差が他に比べ大きくなっているが、これは大型自動車の積荷の状況(有無・積載量)によってばらつきが大きくなったためと考えられる。本計測で得られたひずみの最大値は、積荷を満載した大型トレーラーの後輪によるもので 51.44×10^6 であった。一方、最小値は、軽自動車の前輪によるもので 0.85×10^6 であった。

これらの測定結果より、実走行荷重による A 橋の床版下面主鉄筋におけるひずみの最大値は、数十マイクロ程度に収まっており、鉄筋の降伏ひずみに対して十分に小さいことが確認された。一方、A 橋にアスファルト舗装上から活荷重として T 荷重(後輪)を作用させたときの曲げモーメント分布(図-5)を見ると今回の実測でひずみを求めた部分の曲げモーメントが最も大きいことが明らかであることから、A 橋は十分な耐荷性能を有していると判断される。ここで、測定されたひずみが小さい理由として、本研究の対象である A 橋は、剛性が高いボックスカルバート型式で支間も非常に短いことが大きな要因として考えられる。

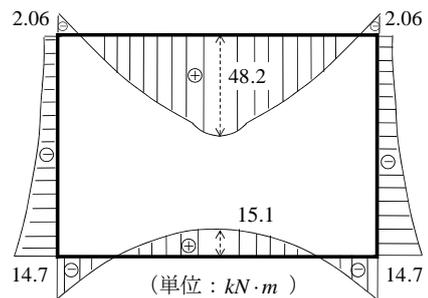


図-5 A 橋断面の曲げモーメント分布図

4. 数値解析による考察

4.1 数値解析の概要

本解析では、実際に応答ひずみが測定されたダンプトラックを対象に、車両が通過した時の A 橋の応答を動的解析により再現した。具体的には、A 橋の劣化損傷状況を簡易に表現した解析モデルを作成し、3 次元有限要素法によりダンプトラックが走行する解析シミュレーションを実施した。解析対象のダンプトラックは、ビデオ撮影により得られた画像を用いて車体型式を特定し、車軸間距離やタイヤ径などの車体情報をもとに走行車両モデルを設定した。

ところで、床版下面などの劣化損傷が著しい A 橋の残存耐力を定量的に検証するためには、床版下面におけるコンクリートの剥落状況を耐力低下要因として考慮す

表-2 解析ケース

	頂版下面コンクリートの剥離の有無	アスファルト舗装の有無	鉄筋の有効断面積
Case1	×	×	80%
Case2	○	×	
Case3	×	○ (床版と節点共有)	
Case4	○	○ (床版と節点共有)	
Case5	○	○ (床版と節点非共有)	0%
Case6	○	×	

ることが必要である。一方、実測のひずみが小さかった理由を把握するためには、構造本体だけでなく付属構造物であるアスファルト舗装などの補剛効果も考慮する必要があると考えられる。そこで、本研究では表-2に示すように、床版下面コンクリートの剥離の有無と、アスファルト舗装の補剛効果の有無を組み合わせた Case1 から Case4 の 4 通りの状態を想定し、かぶりコンクリートの剥離とアスファルト舗装の補剛効果が引張鉄筋の応答ひずみに与える影響について考察した。さらに、A 橋の残存耐力を把握するために、支間中央に静的荷重を漸増载荷した場合の荷重 - 変位関係についても併せて求めた。

なお、アスファルト舗装と床版コンクリート間の接合条件によって舗装の補剛効果に相違が生じると考えられるので、アスファルト舗装と上床版コンクリート間で節点を共有しないモデル（以降、Case5 と称す）の解析も並行して行った。

さらに、引張鉄筋の腐食が進行した場合を想定し、最も安全側の評価すなわち床版下面の引張側主鉄筋の有効断面積が 0% となるケース（以降、Case6 と称す）の解析も確認のために行った。

4.2 解析モデル

本解析で用いたモデルの中から一例として Case4 を図-6 に示す。コンクリート要素は 8 節点ソリッド要素、鉄筋要素は 2 節点トラス要素に離散化した。全要素数は 16136、全節点数は 15807 である。走行車輪は、図-6(d) に示すように、輪状の接地面形状を有する剛体として簡易にモデル化した。A 橋上面とスラブの界面に関しては両者が完全に付着して一体挙動をするものとしている。各材料の物性値を表-3 に示す。床版下面のコンクリート剥離に関しては、鉄筋のかぶり厚さの分だけ剥離していたと考え、厚さ 30mm だけコンクリート要素を取り除くことで簡易に表現した (Case2, Case4, Case5, Case6)。アスファルト舗装に関しては、一般的な舗装厚である 100mm とした。アスファルト舗装要素とコンクリート要素の間の境界条件として、Case3, Case4 に関しては完全付着を仮定して節点を共有させた。一方、Case5 のモデルでは節点を共有させることなく、両者間で互いに鉛直方向力のみを伝達する接触状態を仮定した。なお、アスファルト舗装部の弾性係数は载荷速度や温度によって

変化するから、舗装自体の変形を論じる際には値の設定が問題となる⁸⁾とされているが、今回は舗装の変形性が床版のひずみ応答に与える影響は小さいものと考え、既往の研究^{9), 10), 11)}を参考に設定している。鉄筋要素に関しては、実際に引張鉄筋の腐食が著しく、断面欠損が生じているため、Case1~Case5 では床版下面側の鉄筋の有効断面積を 80% とし、Case6 では床版下面の主鉄筋要素を無くすことで有効断面積を 0% としている。また、鉄筋とコンクリートの付着条件はそれぞれの節点を共有させ、簡易に完全付着と仮定した。図-7 には各材

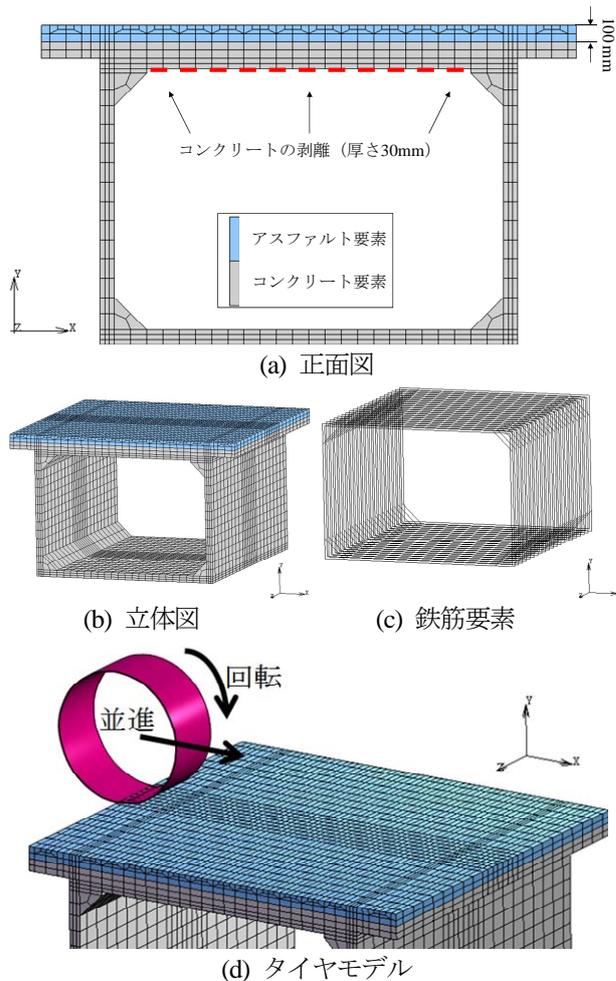
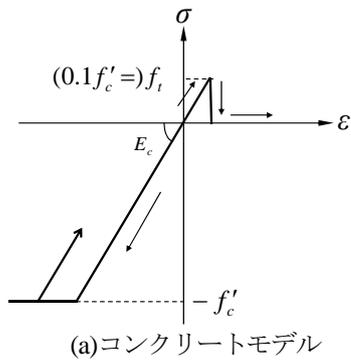


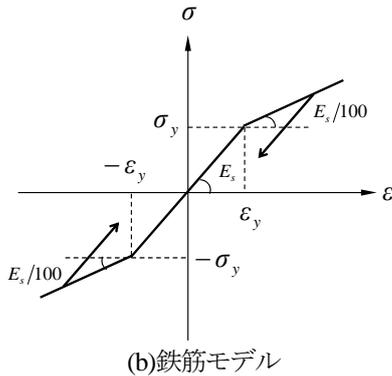
図-6 解析モデル図(Case4)

表-3 各材料の物性値

	鉄筋	コンクリート	アスファルト舗装
弾性係数 (N/mm ²)	2.00 × 10 ⁵	2.00 × 10 ⁴	1.20 × 10 ⁴
ポアソン比	0.30	0.17	0.35
密度 (g/cm ³)	7.85	2.40	2.30
圧縮強度 (N/mm ²)	300	30.0	—
引張強度 (N/mm ²) (降伏強度)	—	3.00	—



(a)コンクリートモデル



(b)鉄筋モデル

図-7 各材料の単軸換算応力-ひずみ関係

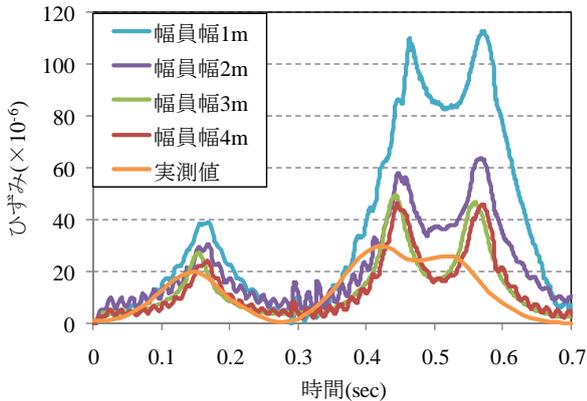


図-8 幅員幅をパラメータとした際の床版下面における引張鉄筋の軸方向ひずみ (Case1 での例)

料の単軸換算の応力-ひずみ関係を示している。今回の対象である A 橋の場合、実交通荷重による塑性化は考えられないが、残存耐荷力を算定するため、本解析ではコンクリートと鉄筋を弾塑性体としてモデル化した。コンクリートのモデル化は、圧縮側は完全弾塑性、引張側は引張強度に達すると応力の伝達がなくなるものと仮定した。一方、鉄筋のモデル化は、降伏後の硬化係数を初期弾性係数の 1/100 とするバイリニア型とした。なお、アスファルト舗装は簡易に弾性体とみなした。鉄筋、コンクリートともに降伏基準としては、簡易な von Mises の降伏条件を仮定した。また、A 橋の幅員は約 9m であ

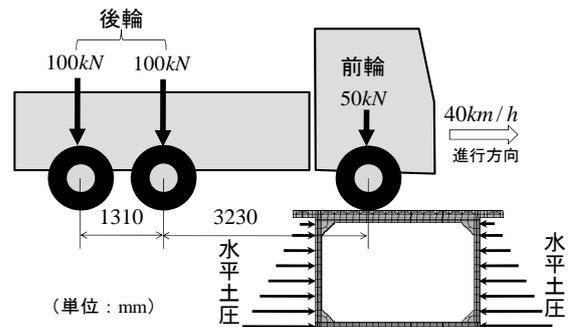


図-9 荷重分担図

るが、事前に解析モデルの奥行き長（幅員幅）をパラメータとした予備解析（解析モデルは Case1 を使い、幅員幅以外の条件は本解析と同じ）を行い、3m 以上で床版の応答ひずみが収束した（図-8 参照）ことを踏まえ、今回は奥行き長（幅員幅）を 3m に設定した。

4.3 境界条件および荷重条件

一般に、地盤をバネに置換することで底面支持力および側面土圧を表現することが考えられるが、その場合には地盤バネの剛性をパラメータとした検討が必要となる。そこで、本解析では簡易に底面の節点の全自由度を完全固定することにより、基礎地盤のたわみ性の影響を無視した。側面にはボックスカルバートの設計に関する資料¹²⁾を参考にして土の単位体積重量を 18kN/m³、静止土圧係数を 0.5 とした場合の静止土圧を線形的に分布させた。

荷重条件として、動的解析で仮定したダンプトラックの荷重を図-9 に示す。本研究は、個々の車両重量を特定する代わりに、表-1 のように多数回の測定値を車格別に整理しており、作用荷重とひずみ値の正確な対応を把握したものではない。そのため、数値解析に用いる作用荷重は道路橋示方書¹³⁾の T 荷重を参考に、車体総重量 250kN を各タイヤに分担させた。分担された荷重を、剛体でモデル化した三つのタイヤに負荷した状態で、それらに時速 40km（測定データから求めた平均的な速度）に相当する並進移動変位とそれに見合う回転を与え、剛体とアスファルト要素の接触解析を行った。一方、残存耐力を求める静的解析においては、荷重条件として A 橋床版中央部に T 荷重の占有面積（500mm×200mm）で等分布の荷重を単調に漸増させながら载荷した。

4.4 解析手法および解析条件

本解析には、汎用非線形有限要素ソフトウェア MSC.Marc2005r3 を用いた。時間積分には陰解法の一種であるシングルステップフルボルト法を用いた。動的解析で設定した解析時間刻み幅は 1.0×10⁻⁵sec から 1.0×10⁻³sec の範囲内で収束条件を保ちつつ自動的に決定した。

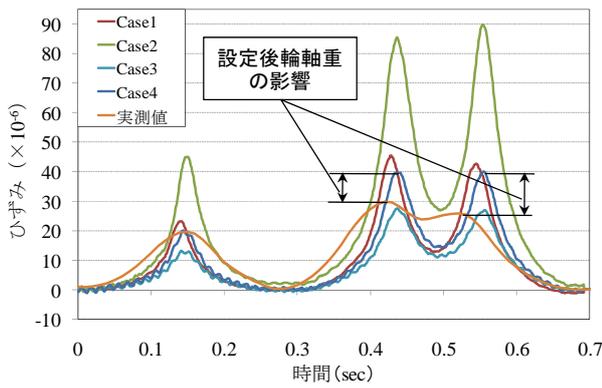


図-10 床版下面における引張鉄筋の軸方向ひずみ (Case1~Case4 と実測値の比較)

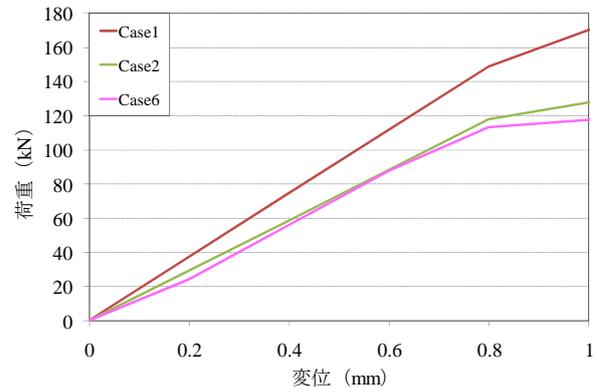


図-11 単調漸増載荷時の荷重 - 変位関係 (Case1, Case2, Case6 の比較)

4.5 解析結果および考察

(1) 動的応答ひずみに関して

図-10に、本計測で得られたダンプトラックによる床版下面の引張側鉄筋の軸方向ひずみの実測値と、本解析で得られたCase1~Case4の結果を示す。ただし、実測値と解析値の最初のひずみ波形の立ち上がり位置を揃えている。なお、水平土圧によるひずみ分を解析値から差し引くことで、土圧が負荷された初期状態からのひずみを求めた。さらに、実測値では移動平均法によるひずみの処理を行っていることから、解析値についても同様に移動平均法を用いている。0.15sec付近の最初の山は前輪による波形、その後の0.4secと0.5sec付近の2つの山は後輪による波形である。図-10に示すように、各タイヤによるピーク値の発生時間はほぼ一致していることから、検討対象に選んだダンプトラックの走行速度がほぼ時速40kmであることが推察される。

コンクリートの剥離が無くアスファルト舗装の補剛効果を有するCase3が、A橋の供用開始時(健全な状態)に一番近いと考えられるが、Case3を基準に考えるとCase1とCase4のひずみの最大値はそれぞれ1.7倍、1.5倍程度大きくなっている。このことから、今回の解析モデルでは、かぶりコンクリートの剥離の影響よりも、舗装の補剛効果の方がわずかに上回る結果が得られた。

また、構造上最も不利であると考えられるCase2はCase3の約3.3倍もひずみが大きくなっていることを鑑みると、実橋梁の耐荷性能の評価には、モデル化の際に両者の影響を正確に考慮する必要があることが明らかになった。

さらに、Case4がA橋の現在の状態に最も近いモデルで再現していると考えた場合、前輪通過時のひずみはほぼ一致しているが、後輪通過時のひずみは解析結果の方が実測値より大きくなる結果となった。これは、ビデオ映像で対象車両の特定は行ったが、実際の車重は測定していないため、T荷重を想定して設定した後輪の荷重が、

実際に作用した後輪荷重より大きかったためであると考えられる。

実測値と解析値の差を比較すると、前輪に比べ、後輪で相違が大きくなっていることがわかる。従って、荷重条件として仮定した前輪と後輪の荷重分担比は、現実の軸重とは異なっており、対象トラックの積み荷によって後輪側の軸重が大きく異なることが推察された。さらに、実測値は解析値よりも明らかにひずみ応答の勾配が大きくなっているが、この原因としては、解析においてタイヤを变形しない剛体でモデル化しているためアスファルト面との接触面積が狭くなり、現実よりも荷重分散が小さいことが考えられる。

(2) 単調漸増載荷による残存耐力評価

残存耐力の評価を目的に、アスファルト舗装の補剛効果を考慮しないで、単調漸増載荷による静的解析を行った。図-11は、解析で得られた荷重 - 変位関係を示したもので、Case1, Case2, Case6の3ケースについて、荷重 - 変位曲線を比較したものである。いずれも変位0.8mm付近で勾配が変化しているが、床版下面のコンクリート要素の一部で、橋軸方向応力が引張強度に達し、応力の伝達が失われたことが原因である。このように、荷重 - 変位曲線が初期勾配から変化した時点がA橋の弾性限界であるとみなすと、Case1, Case2, Case6はそれぞれ148kN, 118kN, 112kNであり、鉄筋の有効断面積が80%から0%に低減させた影響よりも、コンクリートの剥離による影響の方が残存耐力を大きく低下させることが分かった。また、全解析ケースの中で最も耐荷性能が小さいと考えられるCase6においても弾性限界は112kNとなり、T荷重(後輪タイヤ1つ当たり50kN)に対して約2.2倍の耐力を有することが認められた。

これらの結果から、支間が小さく構造全体としての剛性が高いボックスカルバート型式のA橋では、床版下面のコンクリート剥離による劣化損傷は著しいが、現況以上に劣化が進展しない限り、十分な残存耐力を有するこ

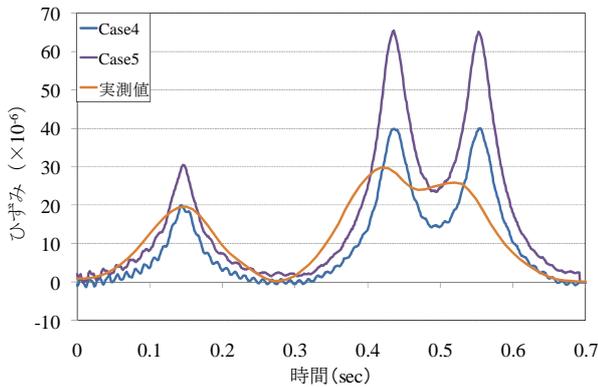


図-12 床版下面における引張鉄筋の軸方向ひずみ (Case4 と Case5 の比較)

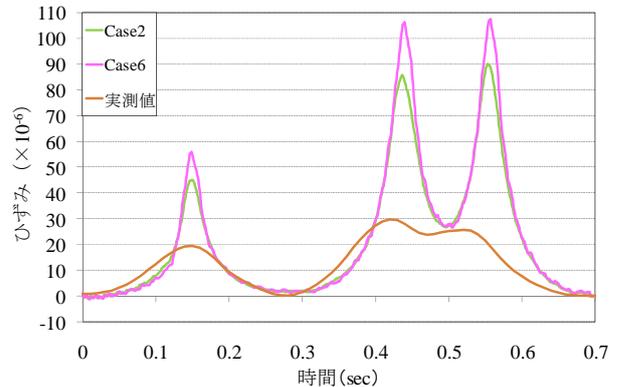


図-13 床版下面 (かぶり 3cm 厚さ) における橋軸方向ひずみ (Case2 と Case6 の比較)

とが確認された。従って、現状の A 橋を力学的な観点から補修を行う緊急性は小さく、今後の劣化の進展を考慮した耐久性の観点から補修時期を検討する必要があると考えられる。

(3) 舗装と床版間の境界条件に関して

図-12 に、アスファルト舗装と A 橋床版上面の節点を共有させた Case4 と、節点を共有しない接触解析を行った Case5 で、ダンプトラック走行時の動的ひずみ応答を比較した。両者ともひずみのピーク発生時間に相違は無いが、最大ひずみは Case4 で 40.0×10^6 、Case5 で 65.4×10^6 となり、舗装と床版間で一体性が無い場合には、ひずみが約 1.6 倍に増大することが認められた。

以上のことから、アスファルト舗装と橋梁本体が一体化して外力に抵抗する場合と両者の間で鉛直方向力だけを伝達する場合では、ひずみのピーク値に大きな相違があることが認められ、既設橋梁の耐荷性能を安全側に評価するには、舗装とコンクリートを一体化させず鉛直荷重だけを伝達するモデルを用いた解析が望ましいことがわかった。

(4) 床版下面引張側主鉄筋の腐食に関して

図-13 に、床版下面引張側主鉄筋が健全な状態と比較して有効断面が 20% 低減した Case2 と 100% 低減した Case6 の 2 ケースで、ダンプトラック走行時の動的ひずみ応答を比較した。この図より、両者のひずみの差が最も大きくなる後輪通過時においても、その値は 20×10^6 程度であった。よって、今回の対象である A 橋の場合には、鉄筋腐食による断面欠損の影響が比較的に小さいことが確認された。

5. 結言

本研究は、劣化損傷した小規模プレキャスト製ボックスカルバート構造の A 橋に対し、残存耐荷性能を把握するために、実走行荷重による床版下面鉄筋の動的ひずみの計測と 3 次元有限要素法による基礎的な考察を行った。

本研究により得られた成果を以下に示す。

- (1) 供用中の橋梁を対象とした計測では、ひずみ応答とそれに起因する車両の特定は一般に困難であるが、本研究ではビデオ撮影により車両を特定することで、車種別にひずみ応答の大きさを把握することができた。それにより、調査対象とした橋梁は、走行車両による床版下面主鉄筋のひずみ応答は、積荷を満載した大型車の走行荷重下においても、降伏ひずみに対して十分に小さいことが確認され、劣化損傷を有する A 橋の耐荷性能は実走行荷重に対して十分な余裕を有していることが実証された。
- (2) A 橋を 3 次元有限要素法によりモデル化し、ダンプトラックのタイヤを模擬した剛体に、T 荷重相当の質量を与えて回転・並進させることで走行荷重を再現した動的な数値解析を行った。また、実際に A 橋で確認されたコンクリートの剥離と鉄筋の腐食、さらに付属構造物としてアスファルト舗装の補剛効果についても考慮した解析を行った結果、実測値と比較的に近い動的ひずみ応答が得られ、A 橋の状態が解析で仮定した条件に近いことが推察された。
- (3) コンクリート剥離の影響とアスファルト舗装の補剛効果の有無をケースごとに分け、各ケースで動的応答ひずみと静的な終局耐力の評価解析を行った。その結果、コンクリート剥離とアスファルト舗装の補剛効果の耐荷性能への影響は大きく、無視できないことが明らかになった。これらの影響の程度は、対象構造物の寸法により異なると考えられるが、特に支間の小さいボックスカルバート型式の A 橋の場合には、厚さ 10cm 程度の舗装による補剛効果でも、床版下面の劣化による耐力低下を十分に補うことが推察された。
- (4) アスファルト舗装と A 橋床版上面コンクリートとの境界条件の影響を把握するために、境界上の節点を共有化させた場合と、節点を共有せず、接触面に

対して法線方向（鉛直方向）のみ力の伝達が行われる場合で比較を行った。その結果、後者の場合には、走行荷重に対する動的ひずみ応答が増加することが確認できた。このことから、舗装と構造本体を連続体として仮定すると、外荷重に対する有効断面が実際よりも大きく見積もることで、A 橋全体としての剛性を過大に評価してしまう可能性があり、安全側の評価を行うには望ましくないと考えられる。なお、今回の対象橋梁の場合には、舗装と構造本体で鉛直荷重のみを伝達する仮定を設けても、動的ひずみは、鉄筋の降伏ひずみを大きく下回ることが確認できた。

- (5) Case1～Case5 では、鉄筋断面を仮に 20%低減することで床版下面の引張側主鉄筋の腐食を考慮しているが、実際には正確な腐食の程度が分かっていない。そのため、安全側の評価を試み、Case6 では床版下面の引張側主鉄筋の断面積を 100%低減させた。その結果、鉄筋断面積を 100%低減することによる、動的ひずみや耐荷力への影響は十分に小さいことが確認された。

参考文献

- 1) 土木学会メンテナンス工学連合小委員会：社会基盤メンテナンス工学，東京大学出版会，2004
- 2) 土木研究所・日本鋼構造物診断技術協会：非破壊試験を用いた土木コンクリート構造物の健全度診断マニュアル，技報堂出版，2003
- 3) 横山広，篠原晃，関口幹夫，堀川都志雄：ゴムタイヤ式輪荷重走行試験機による道路橋床版の疲労耐久性評価手法，構造工学論文集，Vol.50A,pp.999-1006，2004.3
- 4) 小塩達也，森田俊樹，深田宰史，山田健太郎，梶川康男：自動車荷重と橋梁・地盤振動の同期モニタリング，構造工学論文集，Vol.50A,pp.395-402，2004.3
- 5) 真鍋英規，松井繁之：実橋梁に用いたチャンネル形状プレキャスト PC 床版のトラック走行実験による床版性能の評価，構造工学論文集，Vol.49A,pp.1153-1162，2003.3
- 6) (社)日本コンクリート工学協会：コンクリート構造物の腐食・防食に関する試験方法ならびに規準（案），1987.4
- 7) 土木学会：コンクリート標準示方書（施工編），2002
- 8) 笠原篤，岡川秀幸，菅原照雄：アスファルト混合物の動的性状とその舗装構造の力学解析への利用，土木学会論文報告集，第 254 号，pp.107-117，1976.
- 9) 安部隆二，田高淳：動的載荷におけるアスファルト舗装の引張ひずみに関する一考察，寒地土木研究所月報，No.653，2007.
- 10) 岳本秀人，安部隆二，久保裕一：動的載荷による残留ひずみを考慮した舗装体解析ひずみの補正，土木学会舗装工学論文集，第 10 巻，pp.1-81，2005.
- 11) 岳本秀人，久保裕一，安部隆二：FWD 及び走行車両による舗装体ひずみの計測と解析，土木学会舗装工学論文集，第 9 巻，pp.185-192，2004.
- 12) 全日本建設技術協会：国土交通省制定土木構造物標準設計，第 1 巻，2000
- 13) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，I.共通編，2002.3

(2008 年 9 月 18 日受付)