# 論文　桁式高架橋を含む鉄道線区に対する応答部材角測定システムを用いた損傷推定精度に関する検討

河村　佳英[*1]・曽我部　正道[*2]・仁平　達也[*3]・徳永　宗正[*4]

**要旨**：RC ラーメン高架橋柱には鋼板巻き補強が多く施されており，地震による損傷状況を目視確認することが困難になってきている。筆者らは，RC ラーメン高架橋について応答部材角測定システムにより損傷評価する手法を提案してきた。本論文では，橋脚構造を含む鉄道実線区について，センサ設置数および変位一定則を含めた損傷被害推定法の推定精度を検討した。検討の結果，当該線区においてはセンサを 2 基設置することにより一定の推定精度が得られること，損傷被害推定法にエネルギー一定則，変位一定則を併用することにより桁式高架橋を含む鉄道線区においても，損傷被害を推定できる可能性を示した。

**キーワード**：応答部材角測定装置，ピークセンサ，エネルギー一定則，変位一定則，塑性率

## 1. はじめに

1995 年兵庫県南部地震以降，新幹線高架橋においては緊急耐震補強が進められており，多くのラーメン高架橋柱に鋼板巻き補強が施されてきた。鉄道構造物の震災後被害は，随時検査として目視・徒歩巡回が行われるが，上記補強により目視の損傷確認が困難となってきている。このような背景から筆者らは，**図－1** に示すピークセンサをベースとした高架橋の応答部材角測定システム（以下，測定システム）を開発してきた[1)]。

測定システムは，モニタリング対象の高架橋柱の地震時における最大応答部材角を測定することにより，その損傷レベルを評価するものである[2)]。これにより，被災構造物について数値解析によらず効率的な損傷評価が可能となり，ダウンタイムの短縮への寄与が期待される。

しかし，現状では測定システムの対象は，ラーメン高架橋のみとなっている。実際の線区では桁式の構造物も混在しているため，これらを含めた線区全体の被災状況を評価する必要がある。

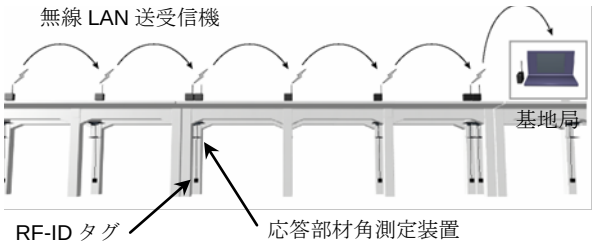
そこで，本論文ではラーメン高架橋と桁式高架橋が混在する鉄道実線区を対象に，測定システムを用いた構造物の損傷評価について数値解析により概略検討した。

本論文の目的は，以下の通りである。

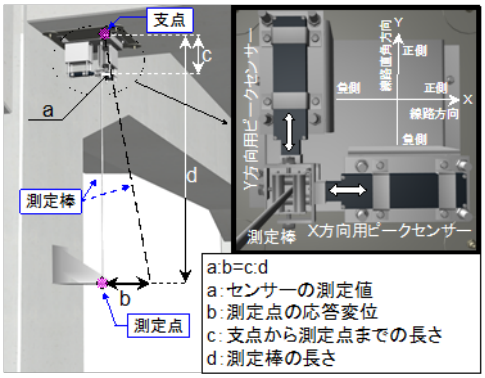
(1)　ピークセンサの設置数の違いによる推定精度の影響を検討する。

(2)　変位一定則に基づく損傷被害推定法の適用について検討する。

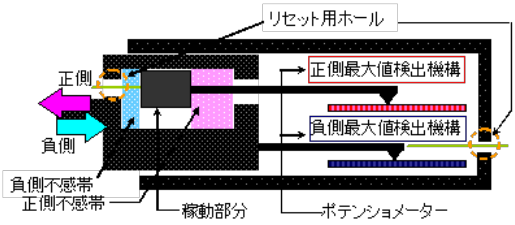
(3)　桁式高架橋を含む鉄道実線区に対する測定システムを用いた損傷評価の適用について検討する。




(a) 応答部材角測定装置と伝送システム



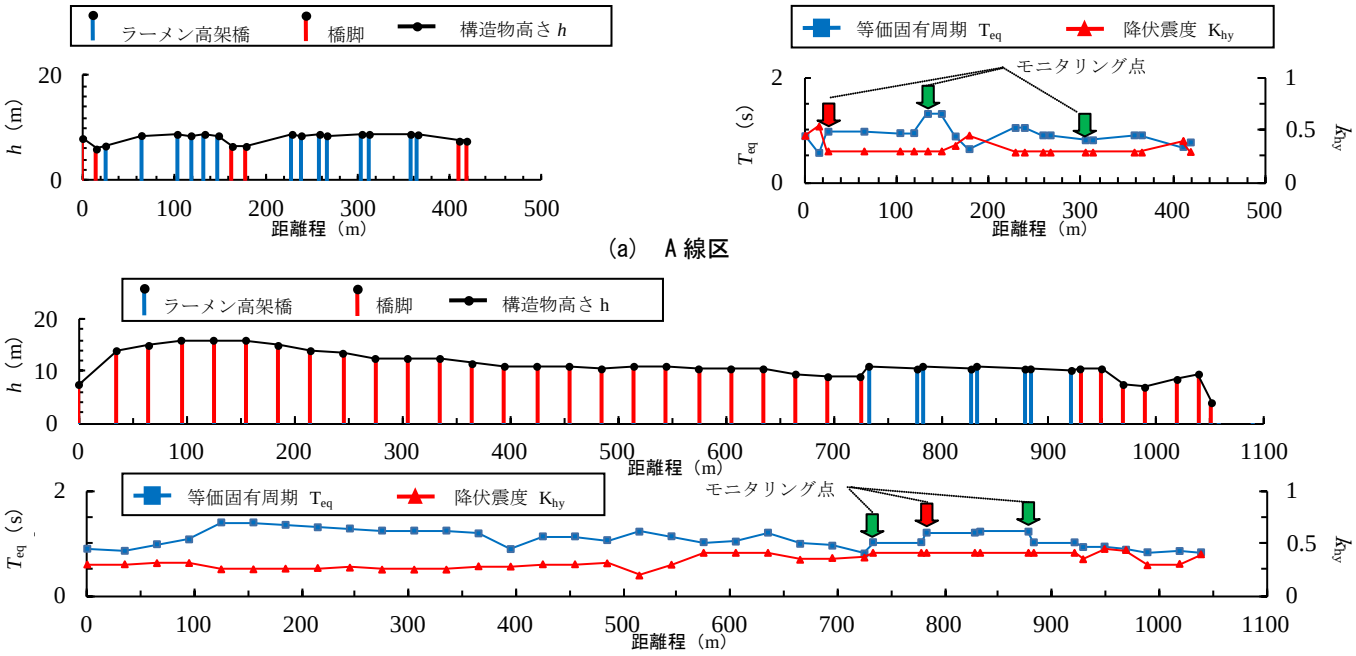

(b) 応答部材角測定装置の構造




(c) ピークセンサの内部構造

**図－1　応答部材角測定システムの概要**

*1　（公財）鉄道総合技術研究所　構造物技術研究部　コンクリート構造　研究員　工修　(正会員)
*2　（公財）鉄道総合技術研究所　鉄道力学研究部　構造力学　室長　博士（工学）　(正会員)
*3　（公財）鉄道総合技術研究所　構造物技術研究部　コンクリート構造　副主任研究員　工修　(正会員)
*4　（公財）鉄道総合技術研究所　鉄道力学研究部　構造力学　研究員　工修　(正会員)




図－2 検討対象線区

## 2. 検討方法

### 2.1 検討概要

本検討では，設計波および実地震波を用いた 1 自由度系の数値解析結果を用いて，測定システムによる損傷推定の精度を擬似的に検討した。

本来，被災した構造物の損傷評価では，最大応答部材角から求めた損傷レベルが指標となるが，今回は概略検討として構造物天端の応答変位を指標とした。

また，今回は数値解析による応答変位とラーメン高架橋をモニタリング点とした測定システムの損傷被害推定法により推定した応答変位から塑性率を算出した。

上記の値から検討対象とした鉄道実線区に対するピークセンサの必要設置数を検討し，さらに損傷被害推定法にエネルギー一定則と変位一定則を用いた場合の推定精度を比較，検討した。

### 2.2 応答部材角測定システムの概要

**図－1** に示すように測定システムは，(a)に示す無線 LAN などを用いた伝送システムにより，(b)に示す応答部材角測定装置で測定した高架橋柱の地震時の最大応答部材角を維持管理拠点に設置した基地局へ送信し，損傷被害推定法を用いて構造物の損傷被害を評価する一連のシステムである。(c)に示すピークセンサは正側，負側の最大応答変位が記録可能な装置である。(b)に示す測定棒を介して，幾何学的な相似関係から高架橋柱上端の最大応答部材角が測定可能である。柱の塑性ヒンジ部のおける部材角と損傷レベルの関係は関連づけられるため，構造物の損傷が迅速に評価できる。

従来手法では，地震観測網の加速度波形を用いた数値解析により構造物の損傷を評価するが，その結果には例えば，地盤特性や減衰特性に起因するばらつきが含まれる。一方，本手法では実応答値が測定できるため，高精度に損傷を評価することができる。また，応答部材角測定装置は電源不要のため，安価に測定システムを構築できる利点がある [1)]。

### 2.3 検討対象

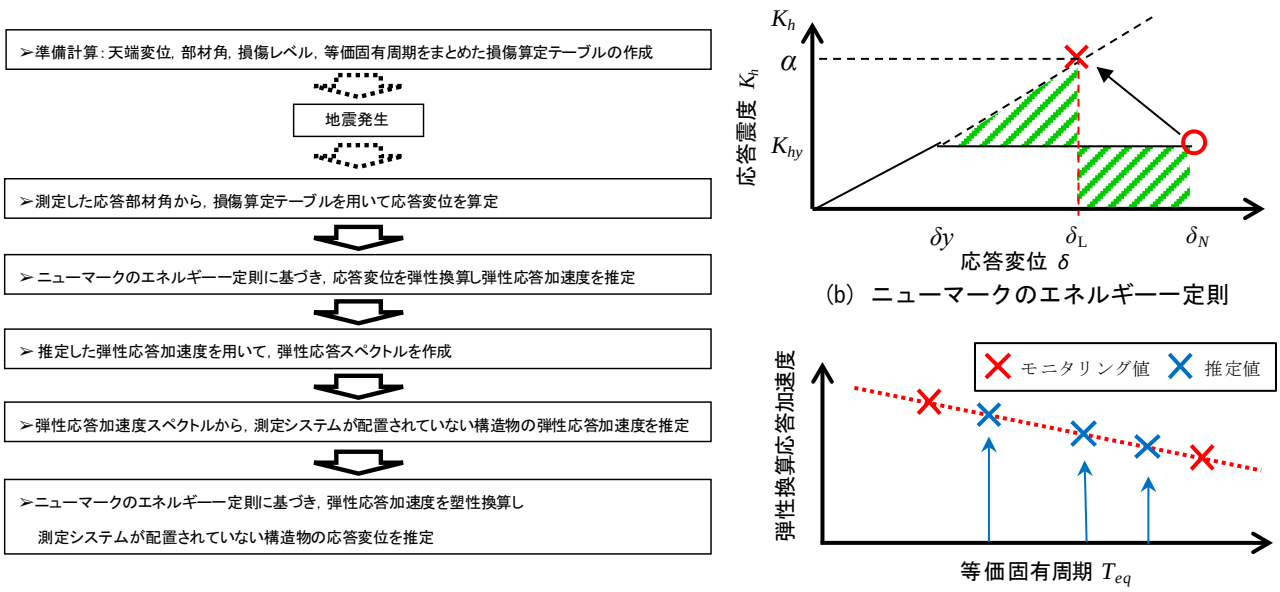
今回は，2 つの線区（A，B）を対象に検討した。

**図－2** に対象線区の構造形式，等価固有周期，降伏震度を示す。既往の研究 [2)]ではラーメン高架橋中心の線区を対象に検討してきたが，本研究では対象線区に多くの橋脚構造が含まれている点が異なる。ただし，本測定システムは現状では設置可能な構造物がラーメン高架橋に限定される。

### 2.4 損傷被害推定法

本検討では，少数のモニタリング点から得られた最大応答変位を用いて線区全体の損傷被害を推定する手法として，損傷被害推定法を用いた。本検討では，既往のニューマークのエネルギー一定則（以下，エネルギー一定則）に基づく手法 [2)]のほか，変位一定則に基づく手法の推定精度を比較，検討した。

**図－3** にエネルギー一定則を用いた損傷被害推定法の概要を示す。(a)に示すように本手法では，各高架橋に対して予め静的非線形解析を実施して，高架橋天端変位，震度と各部材角の関係をまとめた損傷算定テーブルを作成し，個々の等価固有周期をストックしておく。地震発生後は，部材角測定システムに記録された部材角と損傷算定テーブルから部材角測定システムを配置した複数の




(a) 損傷被害推定法のフロー（エネルギー一定則）

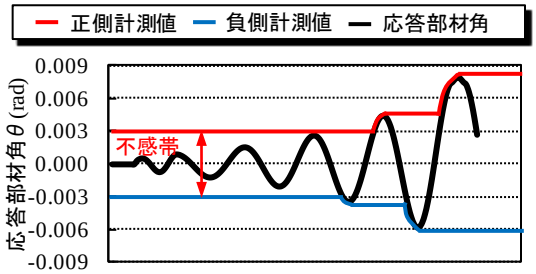
(b) ニューマークのエネルギー一定則

(c) 弾性加速度応答スペクトル

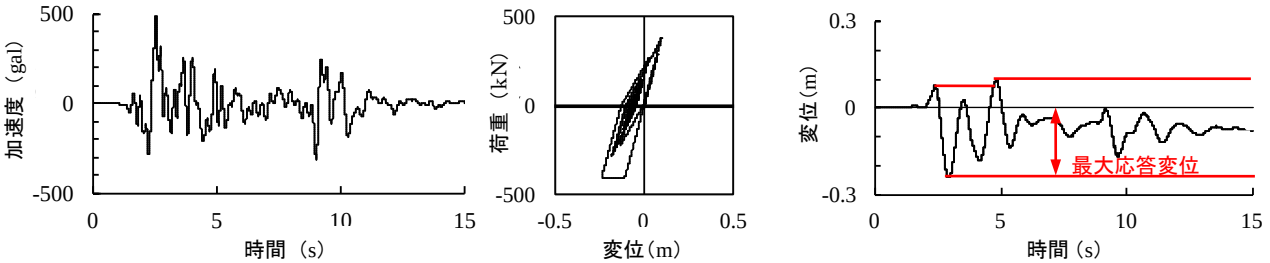
図－3　エネルギー一定則を用いた損傷被害推定法の概要

表－1　解析に用いた地震波

| 設計波 | 実地震波 | |
|---|---|---|
| | 海溝型 | 内陸型 |
| L1_G3<br>L2spe.1_G3×50%<br>L2spe.2_G3×50% | 芸予地震×700%(湯来EW)<br>十勝沖地震×300%(広尾EW)<br>釧路沖の地震×600%(納沙布EW)<br>宮城県沖の地震×300%(築館EW)<br>福島県沖の地震×1000%(葛尾EW) | 新潟県中越地震×400%(十日町NS)<br>鳥取県西部地震×300%(新見EW)<br>福岡県西方沖の地震×600%(平戸EW)<br>能登半島地震×200%(富来EW)<br>新潟県中越沖地震×200%(柏崎EW)<br>岩手・宮城内陸地震×300%(築館NS)<br>駿河湾の地震×600%(静岡EW)<br>岩手県沿岸北部の地震×600%(八戸EW)<br>十勝地方中部の地震×300%(浦幌EW)<br>佐渡付近の地震×500%(佐和田EW)<br>淡路島付近の地震×1000%(五色EW) |




図－4　ピークセンサの計測例




(a) 入力地震波形　(b) 荷重-変位履歴曲線　(c) 時刻歴応答変位

図－5　入力地震波形，荷重-変位履歴曲線，時刻歴応答変位の例（L2 スペクトルⅡ×50%の例（ラーメン高架橋，$K_{hy}$：0.409））

構造物の弾塑性応答変位を求める。次に(b)に示すエネルギー一定則に基づき，(c)に示す弾性応答加速度スペクトルを作成する。この弾性応答加速度スペクトルから，測定システムを配置していない各構造物の弾性応答加速度を推定し，エネルギー一定則に基づき各構造物の応答変位を算出する。一方で，変位一定則に基づく手法は，構造物の弾塑性応答変位と弾性応答変位が等しいと仮定し，(c)の弾性応答加速度スペクトルを作成する手法である。

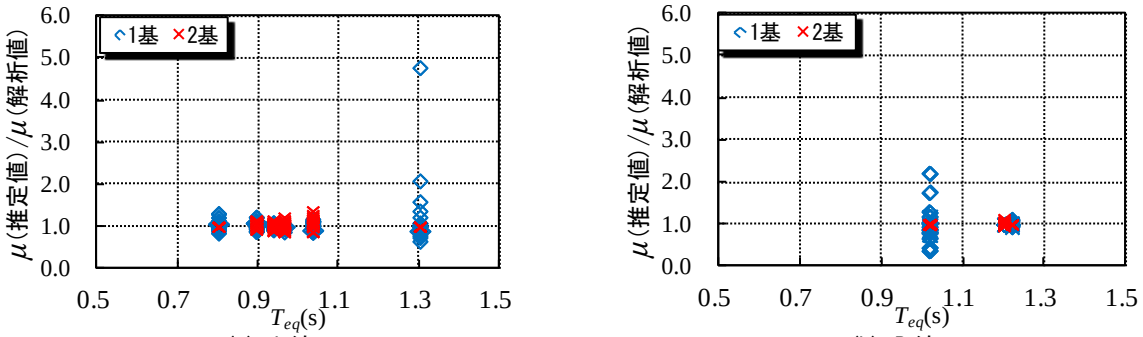
### 2.5 数値解析

本検討は，1 自由度系の数値解析によった。

表－1 に解析に用いた地震波（設計波:3 波 [3]，実地震波:16 波 [5),6)]）を示す。対象線区の構造物は設計振動単位ごとに clough 型完全弾塑性の 1 自由度モデルとした。

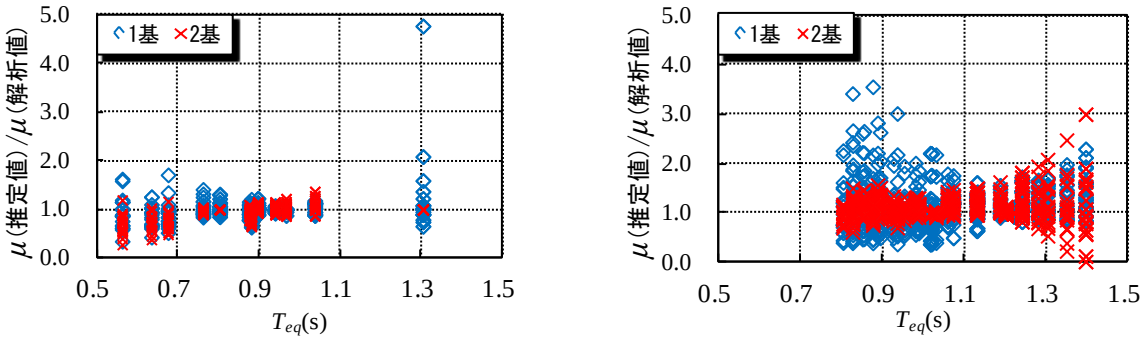
図－4 にピークセンサの計測例を示す。ピークセンサには構造上，構造物天端の応答変位量に換算して 3mm の不感帯があるが，損傷レベル 1 と 2 の閾値となる荷重-変位関係の Y 点以上の変位量に対しては，誤差 7%程度で最大応答変位を記録することができる。

図－5 に入力地震波波形とモニタリング点としたラーメン構造物の時刻歴応答変位および荷重-変位履歴曲線を例示する。このように本検討では，前述の各々のモデルに地震動を入力して得られた図中の赤線で示す応答変




(a) A 線区　　(b) B 線区

図－6　解析塑性率に対する推定塑性率の比(ラーメン高架橋のみ)




(a) A 線区　　(b) B 線区

図－7　解析塑性率に対する推定塑性率の比(橋脚構造を含む全構造物)

位の正側もしくは負側の最大値を擬似的にピークセンサの測定値とみなした。この値を用いて損傷被害推定法により線区全体の構造物の最大応答変位を推定した。推定精度は，最大応答変位を降伏変位で除した塑性率により検討した。本論文では，解析から得られた塑性率を解析塑性率，損傷被害推定法から得られた塑性率を推定塑性率と定義して，推定精度を検討した。

### 2.6 ピークセンサの設置位置

本検討では，ピークセンサの設置数を 1 基，2 基とした場合について，実変位と推定変位を比較した。なお，弾性換算応答加速度の推定値は，1 基の場合はモニタリング値，2 基の場合は**図－3** の手法による推定値である。

**図－2** に A,B 両線区におけるモニタリング点，すなわちピークセンサの設置位置を示す。図中の赤の矢印はピークセンサ 1 基，緑の矢印はピークセンサ 2 基の場合の最適な設置箇所を示している。構造物の等価固有周期範囲は，A 線区で 0.56～1.30sec，B 線区で 0.81～1.40sec である。ピークセンサを設置したラーメン構造物の等価固有周期は，1 基の場合 A 線区で 0.96sec，B 線区で 1.20sec であり，2 基の場合 A 線区で 0.80 および 1.30sec，B 線区で 1.02 および 1.22sec である。本手法では，測定システム 1 基を設置する場合は可能な限り平均的な等価固有周期の箇所に，2 基の場合は等価固有周期の上限と下限に設置することが原則となる。しかし，今回の対象線区ではラーメン高架橋の数が限定されるため，図中の配置が最適と判断した。

## 3.検討結果

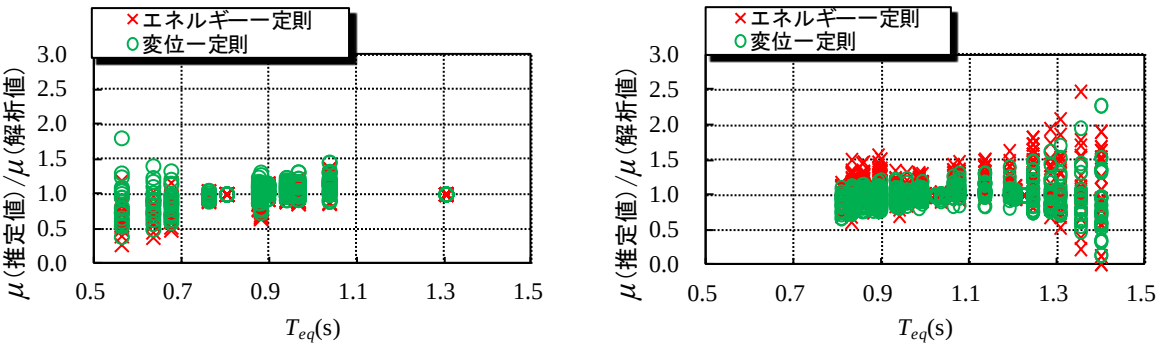
### 3.1 センサ設置数による影響

センサ設置数が推定精度に与える影響を確認するため，線区毎に解析塑性率に対する推定塑性率の比を比較した。なお，この比較における推定塑性率の算出にはエネルギー一定則を用いている。

**図－6** にラーメン高架橋のみを対象とした解析塑性率に対する推定塑性率の比を示す。図中の青のプロットはピークセンサを 1 基設置した場合，赤のプロットはピークセンサを 2 基設置した場合の結果を示している。 A，B 線区ともにセンサ 2 基を設置することにより，良好な精度で損傷を推定できることがわかる。

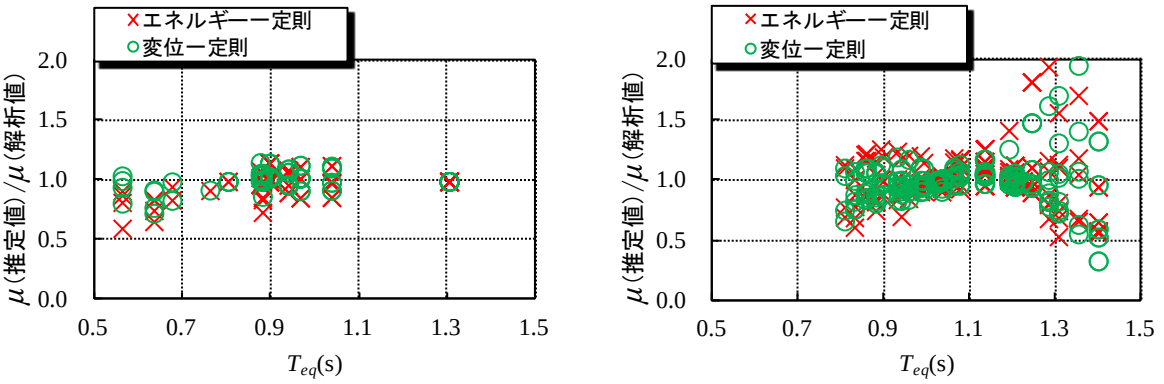
推定精度は，A 線区において+37%～-13%，B 線区において+13%～-4%である。ただし，A 線区については等価固有周期 0.9～1.0sec 付近のラーメン構造物が存在するため，モニタリング点の追加が可能である。このため，上記の推定精度をさらに向上させることが可能である。

**図－7** に橋脚構造を含む全構造物を対象とした場合の解析塑性率に対する推定塑性率の比を示す。ラーメン構造物と同様にセンサ 2 基を設置することにより，推定精度が向上することがわかる。しかし，(a)から等価固有周期の比較的短い領域，(b)から等価固有周期の比較的長い領域において，推定精度が低下することがわかる。

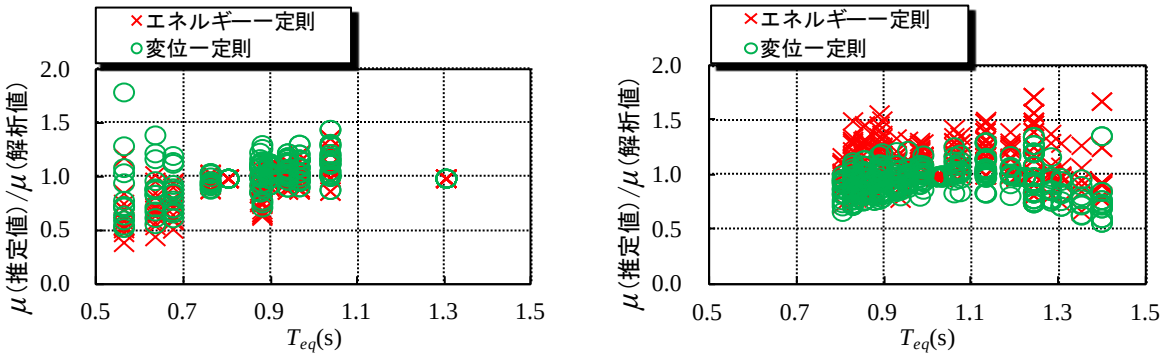



(a) A 線区　　(b) B 線区

図－8　エネルギー一定則と変位一定則の推定精度の比較




(a) A 線区（μ（解析値）≦1.5）　　(b) B 線区（μ（解析値）≦1.5）




(c) A 線区（1.5<μ（解析値）≦4.5）　　(d) B 線区（1.5<μ（解析値）≦4.5）

図－9　塑性率の違いによる比較

### 3.2 損傷被害推定法の検討

ラーメン構造物のみを対象として損傷被害を推定する場合は，エネルギー一定則を用いた損傷被害推定法により，推定精度を確保できることが既往の成果から明らかになっている [2]。しかし，本検討では橋脚構造を含む線区を対象としているため，等価固有周期の長い構造物が存在する。そこで，従来手法のエネルギー一定則を用いた結果と変位一定則を用いた結果と比較，検討した。

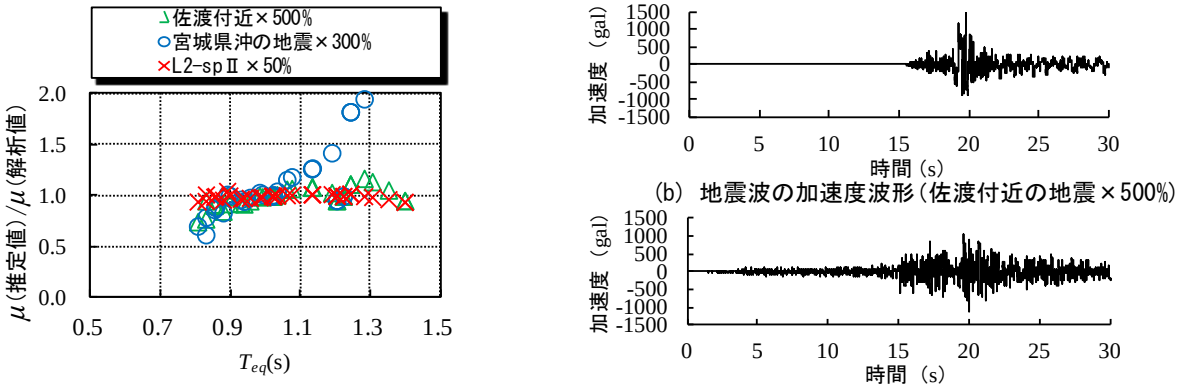
**図－8** に解析塑性率に対する推定塑性率の比を示す。

モニタリング点のある等価固有周期の間の領域における推定塑性率は，エネルギー一定則では過大になる傾向があり，変位一定則は過小となる傾向がある。すなわち，エネルギー一定則が安全側の評価であるのに対して，変位一定則は危険側の評価となる傾向がある。

一方で，変位一定則を用いた推定精度は，(b)図に示すように比較的等価固有周期の長い構造物で構成されている線区においては，エネルギー一定則を用いた手法よりも推定誤差のばらつきが低減し，推定精度が向上することがわかる。この傾向は一般に知られている変位一定則の特徴と一致する [4]。ただし，等価固有周期の特に長い領域においては，エネルギー一定則より推定誤差が低減するが，誤差のバラつきは大きい。

そこで，等価固有周期の特に短い領域および長い領域における推定値の誤差要因を塑性率の観点から検討した。

**図－9** に塑性率毎の解析塑性率に対する推定塑性率の比を示す。(b)(d)に示すように等価固有周期の特に長い領域において，変位一定則の推定誤差が大きくなるのは，主に μ(解析値)≦1.5 の範囲である。一方で，1.5<μ(解析




(a) 地震波毎の解析塑性率に対する推定塑性率の比の例　(b) 地震波の加速度波形（佐渡付近の地震×500%）　(c) 地震波の加速度波形（宮城県沖の地震×300%）

図－10　地震波毎の加速度波形と解析塑性率に対する推定塑性率の比の例

値)≦4.5 の範囲では，推定誤差のバラつきが小さくなる。実務上，構造物の損傷を評価するうえで最も重要となるのは荷重-変位関係における M 点近傍であり，一般的な既設構造物の M 点は $\mu$=4 程度である。エネルギー一定則のほうが安全側の評価となることに留意する必要があるが，推定精度の観点からは，B 線区のように比較的等価固有周期の長い構造物で構成される線区，かつ上記の塑性率の範囲においては，変位一定則を用いる方が良好な精度で推定できる傾向がある。

また，(a)(c)に示す A 線区のように比較的等価固有周期の短い構造物で構成される線区，かつ 1.5<$\mu$(解析値)≦4.5 の範囲においては，エネルギー一定則の推定誤差が小さくなることから，エネルギー一定則を用いる方が良好な精度で推定できる傾向がある。

今回の検討で用いた地震波において，1.5<$\mu$(解析値)≦4.5 の範囲における解析塑性率に対する推定塑性率の比の平均値 A，および変動係数 $C_v$ は，エネルギー一定則を用いた場合，$A_{(A線区)}$：0.98，$C_{v(A線区)}$：0.17，$A_{(B線区)}$：1.11，$C_{v(B線区)}$：0.17 である。変位一定則を用いた場合は，$A_{(A線区)}$：1.00，$C_{v(A線区)}$：0.20，$A_{(B線区)}$：0.97，$C_{v(B線区)}$：0.14 である。変動係数が小さくなるよう，A 線区においてはエネルギー一定則，B 線区においては変位一定則を用いた場合，上記の精度により，桁式高架橋を含む鉄道線区においても損傷被害の推定が可能である。

このほか，推定誤差に影響を与える要因の一つとして地震波特性の違いが挙げられるため，若干考察を加える。

**図－10** に地震波毎の加速度波形と解析塑性率に対する推定塑性率の比の例を示す。(a)に示すように線区に存在する構造物の等価固有周期の範囲において，加速度が概ね一定となる L2-spⅡ地震波では最も良好な推定精度が得られる。また，(b)に示すようなパルス的な加速度のピークを有する地震波では，推定精度が向上しやすい傾向がある。一方，(c)に示すように構造物の最大応答変位が更新されるような複数回の加速度のピークを有する地震波では推定誤差に影響が生じやすい傾向が見られる。

## 4. まとめ

桁式高架橋を含む鉄道実線区に対する測定システムを用いた損傷評価について，センサ設置数の違いが推定精度に与える影響を検討した。また，桁式高架橋を含む鉄道実線区に対する測定システムの適用を検討した。

検討の結果，以下の結論を得た。

(1) 今回の対象線区では，センサを 2 基設置することにより損傷の推定精度が一定程度確保できる。

(2) B 線区のように比較的等価固有周期の長い構造物で構成される線区，かつ塑性率 1.5～4.5 の範囲においては，変位一定則を用いることにより損傷の推定誤差が低減できる。

(3) 桁式高架橋を含む鉄道線区においてもエネルギー一定則と変位一定則を併用することにより，一定の精度で損傷被害の推定が可能である。

## 参考文献

1) 鈴木哲也，仁平達也，曽我部正道，宮本則幸：鉄道 RC ラーメン高架橋の損傷レベル検知システムの開発，コンクリート年次論文報告集，Vol.29，No.2，pp.721-726，2007

2) 松本光矢，曽我部正道，谷村幸裕，仁平達也：応答部材角測定システムによる高架橋群の損傷レベル推定手法，コンクリート工学年次論文集，Vol.31，No.2，pp.847-852，2009

3) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計），丸善，1999

4) 公益社団法人　土木学会：実務に役立つ耐震設計入門，丸善，2011

5) 独立行政法人防災科学技術研究所：K-NET 全国強震観測網,http://www.kyoshin.bosai.go.jp/ kyoshin/docs/kyoshin_index.html

6) 気象庁：強震観測結果,http://www.seisvol.kishou.go.jp/eq/kyoshin/jishin/030926_tokachioki/index.html