

論文 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

松本 光矢^{*1}・曾我部 正道^{*2}・谷村 幸裕^{*3}・仁平 達也^{*4}

要旨：筆者らは地震時における鉄道高架橋柱の部材角測定装置の開発を行ってきた。測定装置に関しては既に静的・動的実験を通してその精度確認を実施している。しかしながら、長大な鉄道構造物の損傷を精度よく把握するためには、測定装置を適切に配置する必要がある。そこで、本検討では、実幹線高架橋の配置に倣ったモデル線区に対し、時刻歴動的な非線形解析を行い、部材角測定装置の配置方法と構造物の損傷レベル推定精度に関して検討を行った。その結果、対象とした線区では約 5km に 4 基程度測定システムを配置すれば高い精度で損傷レベルを推定することが可能であると考えられる。

キーワード：応答部材角測定システム, 高架橋群, 最適配置方法, 推定精度, 許容誤差

1. はじめに

鉄道構造物の震災後被害調査は、随時検査として目視・徒歩巡回により行われる。この際、検査員が確実に構造物の安全を確認するとともに、可能な限り早期に復旧を行うことが重要となる。一方で、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いるが、ラーメン高架橋柱には鋼板巻き補強が施されたため、目視による震災後の損傷確認が困難となっている。このような背景から筆者等は、ピークセンサをベースとした高架橋の部材角測定システムを開発してきた^{1),2)}。

図-1に部材角測定システムの概念図を示す。変位ピークセンサは機械式センサで、時刻歴応答を記録することはできないが、最大変位を記録することができる。図に示す測定棒（十分に剛な剛性を持つ）を介して変位を記録することにより、高架橋柱上端の最大応答部材角を測定することができる。柱の塑性ヒンジ部に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、部材角を高精度かつ効率的にモニタできれば、鉄道ネットワークの確かな安全性評価とダウンタイムの短縮に寄与することができる。また、部材角測定システム自体は、電源不要であるため安価にモニタリングシステムを構築できるという特徴を有している。

筆者等は既に、静的実験、動的実験等を通して部材角測定システムの自体の精度確認を行ってきたが、長大な構造物群の損傷を効率的に推定・把握するためには、部材角測定システムの設置位置を適切に選択する必要がある。³⁾

そこで本研究では、実新幹線高架橋群に倣ったモデル

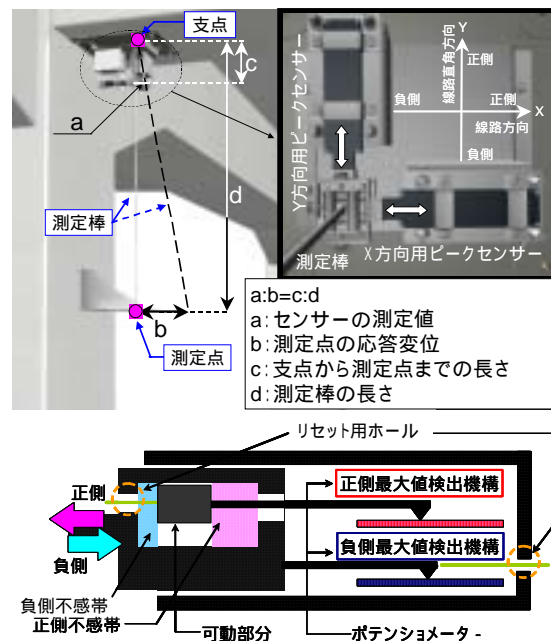


図-1 応答部材角測定システム

線区に対して数値実験を行い、部材角測定システムの設置位置と構造物群の損傷の推定精度について試検討を行うこととした。

2. 数値実験方法

2.1 数値実験対象

図-2に実新幹線高架橋群に倣った解析モデル線区の概要を示す。図-3に張出し型高架橋の一般図を示す。本研究では、連続する張出し型ラーメン高架橋を対象として検討を行うこととした。高架橋は全て3径間で、ブロック長は30m、高架橋の高さHは7.5m~10.0m、高さ変

*1 (財)鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 研究員 工修(正会員)

*2 (財)鉄道総合技術研究所 鉄道力学研究部 主任研究員 工博(正会員)

*3 (財)鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 室長 工博(正会員)

*4 北海道旅客鉄道株式会社 工務部 課員 工修(正会員)

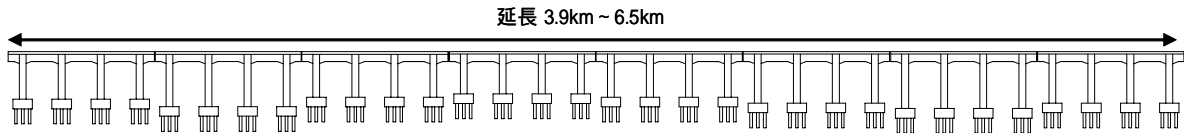


図-2 モデル線区縦断図の例

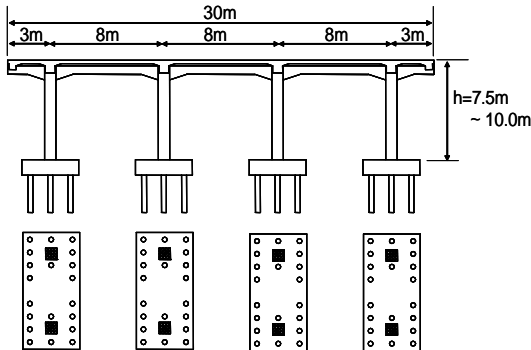


図-3 対象構造物一般図

表-1 モデル線区毎の高さ別高架橋の基数

	高さh (m)						合計 (基)	延長 (m)	損傷推定 箇所数
	7.5	8.0	8.5	9.0	9.5	10.0			
線区1	35	45	27	22	17	12	158	5.4km	2528
線区2	8	39	22	28	15	17	129	4.8km	2064
線区3	55	26	31	11	20	31	174	6.5km	2784
線区4	36	22	23	8	3	6	98	3.9km	1568

表-2 各高架橋の諸元

高さh(m)	7.5	8.0	8.5	9.0	9.5	10.0
降伏震度 kh	0.446	0.408	0.374	0.431	0.406	0.379
等価固有周期(s)	0.576	0.627	0.678	0.646	0.695	0.741
最小降伏部材角 ($\times 10^{-3}$ rad)	4.11	4.28	4.42	3.93	4.10	4.22
	標準設計 (8.5m)			標準設計 (10.0m)		

表-3 部材角測定システムの配置

高さh(m)	7.5	8.0	8.5	9.0	9.5	10.0	設置数
CASE1 (1基)	-	-	-	-	-	-	1
CASE2 (2基)	-	-	-	-	-	-	2
CASE3 (4基)	-	-	-	-	-	-	4

ピークセンサ設置あり

- ・CASE1: 構造物の高さが中央値となったH=8.5mの高架橋(1基)に設置
- ・CASE2: 等価固有周期が最大最小値となったH=7.5m, 10.0mの高架橋(2基)に設置
- ・CASE3: 標準設計ごとに等価固有周期が最大最小値となったh=7.5m, 8.5m, 9.0m, 10.0mの高架橋(4基)に設置。

化は標準設計の適用実態に合わせて 0.5m 刻みとした。表-1 にモデル線区毎の高さ別高架橋の基数を示す。モデル線区の延長は約 3.9km ~ 6.5km となっている。一部橋りょう等が含まれているが本検討では考慮していない。なお、本研究では単純化のため線路直角方向からの地震動についてのみ検討した。

表-2 に各高架橋の諸元を示す。等価固有周期とは、構造物全体としての初降伏点と原点を結び割線剛性により計算される構造物の固有周期のことを示している。モ

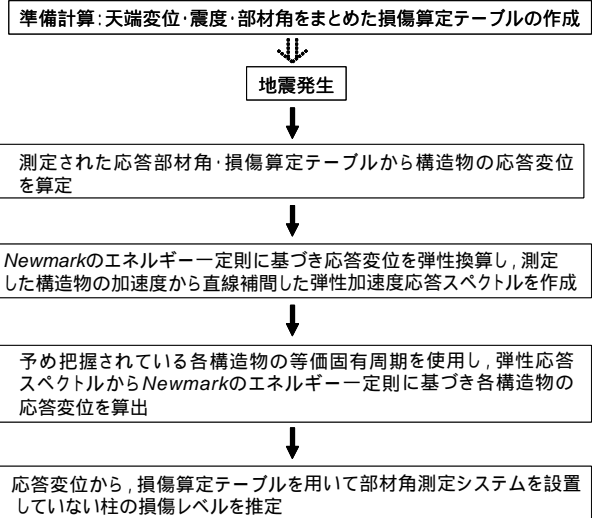


図-4 損傷推定方法

デル線区は高架橋高さ H=8.5m, 10.0m の2つの標準設計を用いて構築した。高さ H=7.5m, 8.0m については高さ H=8.5m の標準設計を適用した。標準設計の適用においては、構造寸法や配筋は全て同一で、柱長さのみが短縮されることとなる。同様に、高さ H=9.0m, 9.5m については高さ H=10.0m の標準設計を適用した。

2.2 測定方法

表-3 に部材角測定システム配置方法を示す。数値実験におけるモデル線区の測定方法として、以下の3つの手法を検討した。

(1) CASE1 (1基)

事前分析の結果、等価固有周期がほぼ中央値 0.678 s となった高さ H=8.5m の高架橋柱に1基のみ部材角測定システムを設置した。従ってコストは最小である。

(2) CASE2 (2基)

事前分析の結果、等価固有周期が最小値 0.576 s, 最大値 0.741 s となった高さ H=7.5m と H=10.0m の高架橋柱に2基部材角測定システムを設置した。

(3) CASE3 (4基)

標準設計を準用した構造物において等価固有周期が上限, 下限の構造物に設置する。具体的には, H=7.5m, 8.5m, 9.0m, 10.0m の高架橋柱に4基部材角測定システムを設置した。

2.3 損傷推定方法

図-4 に高架橋の損傷推定方法の概念図を示す。図-5 に予備計算に用いた静的非線形解析の解析モデルを示

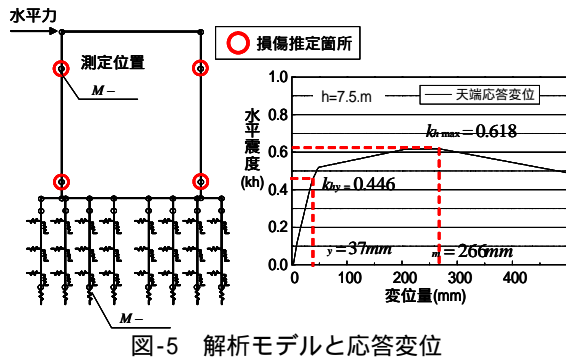


図-5 解析モデルと応答変位

表-4 地震動の種類

名称	最大加速度 (gal)	記
L1_G3	187.6	G3 (普通) 地盤用地表面波耐用期間内に数回発生する大きさ (耐震標準)
L2入^ケトル_G3	446.2	G3 (普通) 地盤用地表面波海溝型 (耐震標準)
L2入^ケトル_G3	974.8	G3 (普通) 地盤用地表面波活断層型 (耐震標準)
十勝沖地震	919.3	2003.9.26 観測点: 広尾 (K-NET)
新潟県中越地震	1712.8	2004.10.23 観測点: 十日町 (K-NET)
岩手・宮城内陸地震	749.0	2008.6.14 観測点: 築館 (K-NET)

す。まず予備計算として、各高架橋に対して静的非線形解析を実施して、高架橋先端変位、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する。地震発生後、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構造物の応答変位を求める。次に Newmark のエネルギー一定則に基づきこれらを弾性換算した場合の応答変位を算出し、それらから測定した構造物の応答加速度を直線補間した弾性応答加速度スペクトルを作成する。CASE1 の場合は、測定システムが1基のみであり、測定システムから得られる弾性応答加速度は1つとなるため、線形補間ができず弾性応答加速度スペクトルは水平な直線となる。各構造物の等価固有周期は把握されているため、作成した弾性応答加速度スペクトルから測定システムを設置していない構造物の弾性応答加速度を求めることができる。得られた加速度から Newmark のエネルギー一定則に基づき塑性変形した場合の応答変位を算出し、損傷算定テーブルを用いて測定システムを設置していない高架橋柱の損傷レベルを推定する。

従来の手法では、地震観測網から加速度波形を入手し、応答解析や非線形スペクトル法等による被害予測が行われてきた⁴⁾。本手法が従来手法と異なる点は、実際の構造物に高密度で設置された安価なセンサにより、オンサイトで直接的に部材角、即ち損傷レベルを判定し、かつ近傍、構造物の損傷レベルを予測している点にある。この手法により地盤特性や減衰特性に依存するばらつきを低減できると考える。

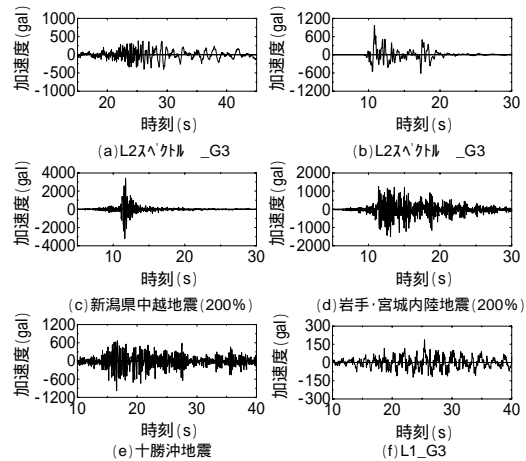


図-6 地震動の時刻歴波形

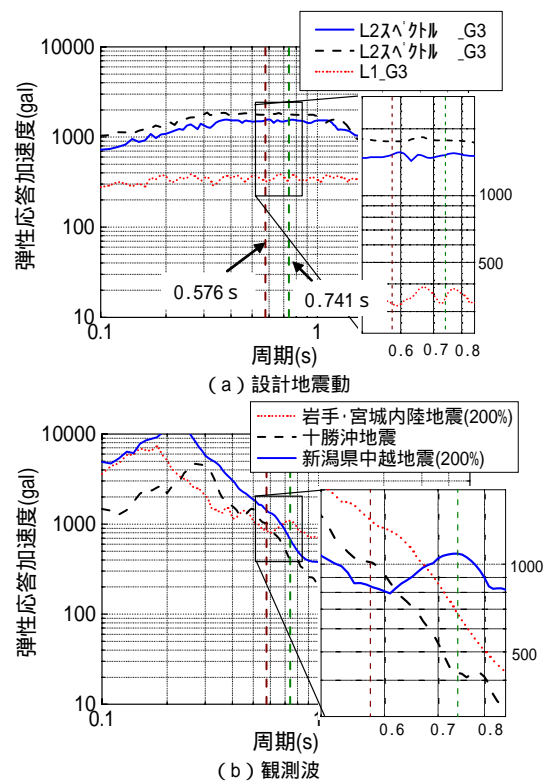


図-7 観測波の弾性応答加速度スペクトル

2.4 加振方法

構築したモデル線区に地震動を入力して構造物を損傷させて、部材角測定システムの精度を確認する数値実験を行った。モデル線区は、線路直角方向の二次元解析モデルに分割して加振することとした。中間部と端部ラーメンの挙動は概ね等しいものとみなし、ここでは表-2に示す6断面に集約して検討した。解析モデルは、図-5に示したものを用い、時刻歴動的な非線形解析により検討を行った。

2.5 時刻歴動的な非線形解析に用いた地震動

時刻歴動的な非線形解析は、表-4に示す地震動を使用して行った。また、地震規模の違いによる推定精度の変化

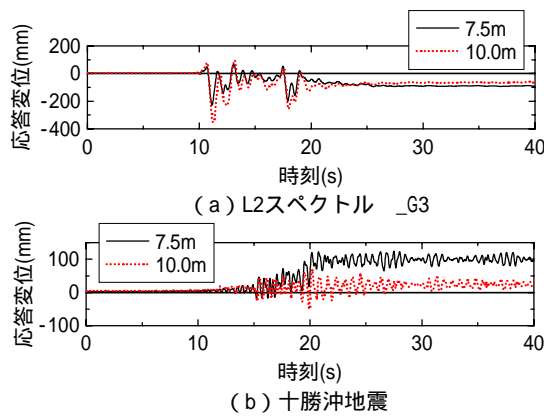


図-8 構造物天端の応答変位の例

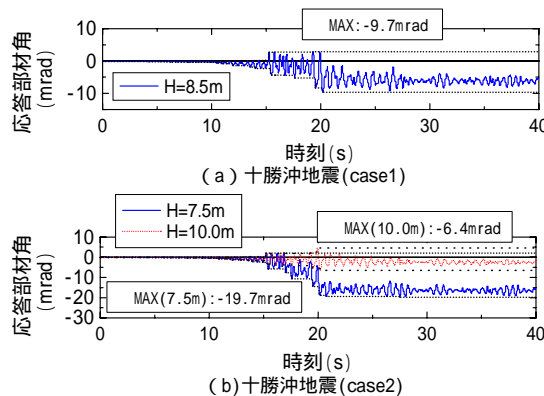


図-9 高架橋柱の応答部材角測定結果の例

を確認するため、L2 スペクトル _G3 と L2 スペクトル _G3 の 2 つの設計地震動⁵⁾ に関して、振幅を 50% にした地震動でも解析を行った。図-6 に地表面入力した地震動波形の例を示す。また、図-7 に各地震動の弾性応答加速度スペクトルを示す。減衰定数は 5% としている。新潟県中越地震と岩手・宮城内陸地震の地震動は対象とする等価固有周期範囲内での弾性応答加速度が小さいため、振幅を 2 倍した地震動を使用して解析を行った。なお、対象とする等価固有周期の範囲を図中の破線で示している。

3. 数値実験結果

3.1 時刻歴動的的非線形解析結果

図-8 に L2 スペクトル _G3 と十勝沖地震で時刻歴動的的非線形解析を行った構造物天端の応答変位の結果を示す。高架橋高さ 7.5m 及び 10.0m について示した。L2 スペクトル _G3、最大応答変位はそれぞれ 230mm、350mm 程度となっている。十勝沖地震動の場合、それぞれ 120mm、70mm 程度となっている。

図-9 に十勝沖地震の地震動での部材角の時刻歴動的的非線形解析結果を示す。CASE1 (1 基) の高さ H=8.5m、及び CASE2 (2 基) の高さ H=7.5m と H=10.0m について示した。数値実験上は、モデル内に仮想配置された部材

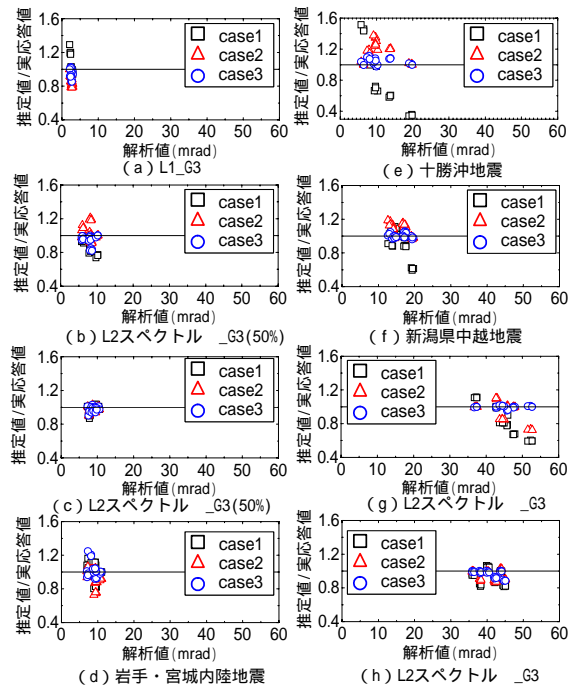


図-10 実応答値と推定精度

角測定システムより、CASE1 の場合、8.5m の高架橋柱の応答部材角が 9.7mrad、CASE2 の場合、7.5m と 10.0m の高架橋柱の応答部材角がそれぞれ 19.7、6.4mrad という測定値が得られたこととなる。これらの値を測定値として、測定システムを配置していない高架橋の損傷レベルを推定する。

3.2 損傷レベルの推定結果

図-10 に実応答部材角と推定精度(=推定値/実応答値)の関係を示す。ここでいう推定値とは、時刻歴動的的非線形解析結果から部材角測定システム配置した高架橋での部材角を測定値とし、2.3 節の手順に従い測定システムを配置していない高架橋の全柱の部材角を推定した値を指す。実応答値とは、地震動により実際に構造物に生じた部材角に相当する値で、この場合 2.4 節の手法で得られた高架橋の左右柱、上下端の最大部材角に関する動的的非線形解析結果を指す。分母である実応答値が大きくなれば、推定精度も上昇すると考えられたが、図から応答値が大きい場合でも推定精度にばらつきがあり、実態としてはあまり変わらない結果となった。

図-11 に線区 1 における地震動の違いが推定精度の頻度分布に及ぼす影響の例を示す。十勝沖地震動の CASE 1 (1 基) では、解析結果は最大で 65% の推定誤差があるものもあり、推定精度の頻度分布にも大きなばらつきが見られた。CASE2 (2 基) では、最大誤差が約 40% と改善されており、ばらつきも CASE1 に比べ小さくなっているように見える。CASE3 (4 基) では、概ね ±10% 以内に入っており、高い精度の推定結果を得られた。全体的には測定装置の数が増加すれば、最大誤差も減少し、

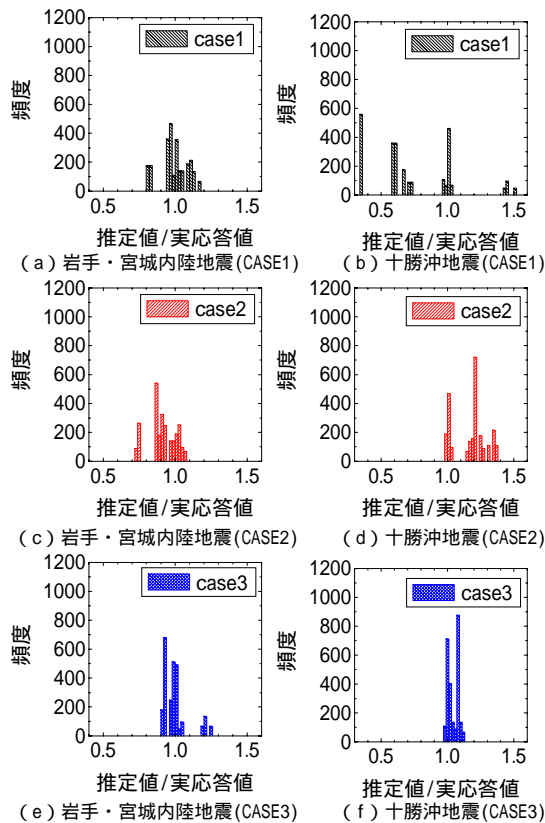


図-11 地震動の違いが推定精度の頻度分布に及ぼす影響

推定精度が向上する傾向が見られたが、地震動によっては、推定精度があまり向上しない結果になったものもあり、岩手・宮城内陸地震では、推定精度のばらつき幅がほとんど変化していないことが分かる。以上のことから、推定精度のばらつきは、応答部材角測定システムの配置方法だけではなく、地震動の違いによっても大きな影響を受けることが分かる。

図-12 に地震動および線区の違いが許容誤差に対する超過確率に及ぼす影響を示す。ここでの超過確率とは、一定の許容誤差を設定し、これを超えた推定精度のデー

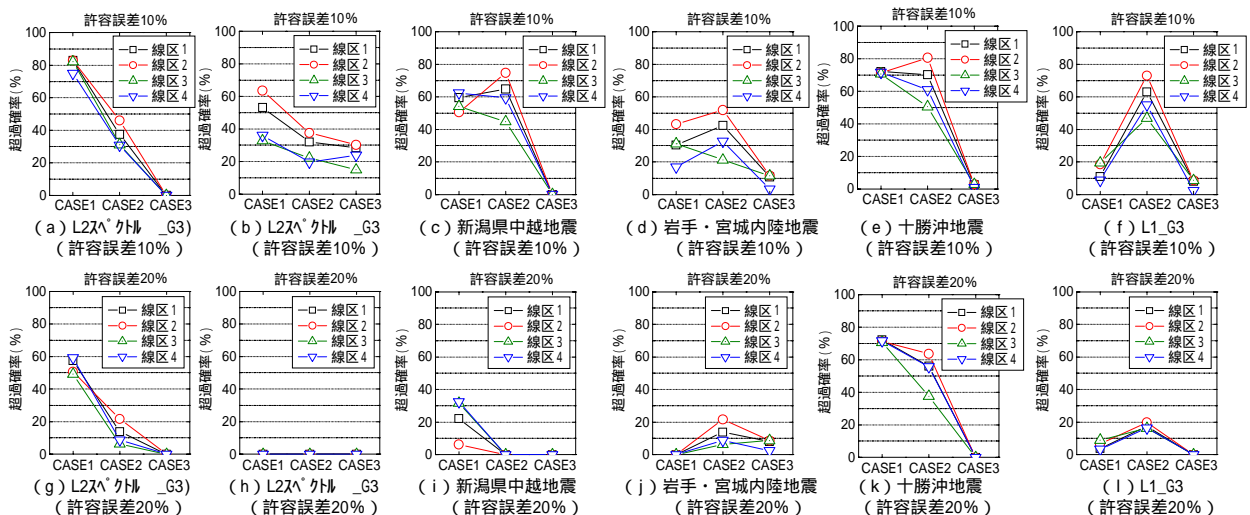


図-12 地震動及び線区の違いが許容誤差に対する超過確率に及ぼす影響

タ数を全データ数で除したものである。

地震動の違いという観点から見ると、許容誤差 20% の超過確率の結果は、CASE2 (2 基) では超過確率が 64% ~ 0% までとばらついた。CASE3 (4 基) では超過確率が 9% ~ 0% の良好な結果となった。また、許容誤差を 10% とした場合は、CASE1 (1 基) と CASE2 (2 基) において超過確率の値が大きいものが見られ、地震動の違いによる超過確率のばらつきも顕著なものとなる。ただし、CASE3 (4 基) では、許容誤差を 10% とした場合でも、超過確率に大きな値は見られない。このことから CASE3 (4 基) は許容誤差 10% に対しても高い精度の推定結果を得ていることが分かる。

測定システムの配置数が増加すれば推定精度が向上すると考えられたが、CASE1 (1 基) と CASE2 (2 基) を比較した場合、許容誤差が 10%、20% に係らず、地震動によっては超過確率が増加しているものも多数存在しており、超過確率の観点から見て精度が向上しているとは言えない結果のもの見られた。

線区の違いという観点から見ると、CASE2 (2 基) では同一地震動に対しても、超過確率が最大で 26% 程度ばらついた。CASE3 (4 基) では、超過確率がほぼ 0% で、最大でも 6% のばらつきとなっており、良好な結果となった。推定精度のばらつきは、線区を構成する高架橋の割合が異なることが要因である。全体的に超過確率が低い線区 3 は、本検討において応答部材角測定システムを配置する高架橋と同じ高さの高架橋が多数あるため、推定精度が高くなっている。

図-13 に線区 1 と線区 3 における地震規模の違いが推定精度の許容誤差に対する超過確率に及ぼす影響を示す。全体的に小規模な地震動で超過確率は小さくなっており、許容誤差が 20% では超過確率が全て 0% となっている。この原因としては、構造物の塑性化をエネルギー

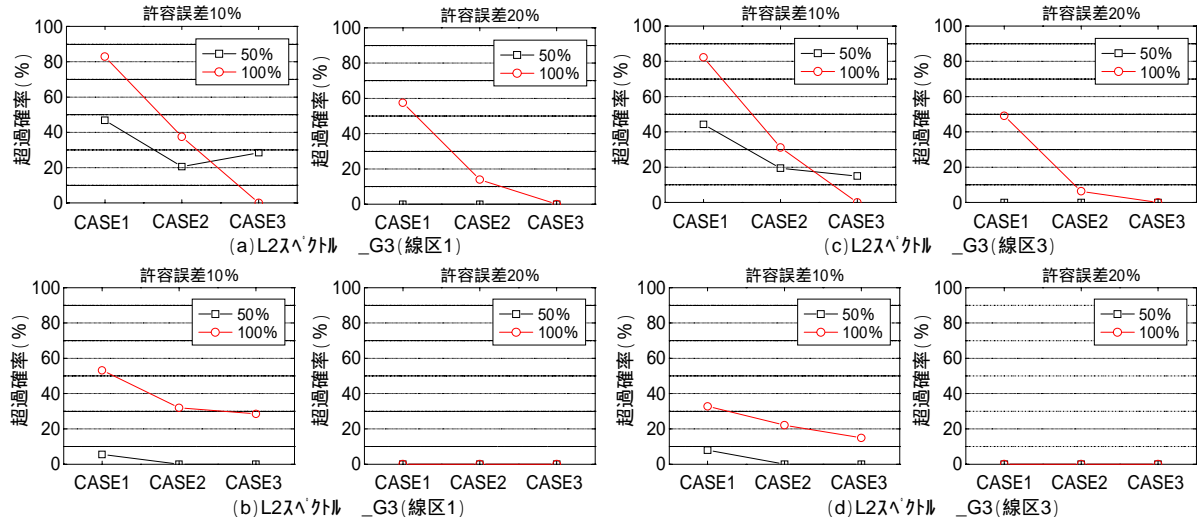


図-13 地震規模が許容誤差に対する超過確率に及ぼす影響

一定則で評価していることによるものと考えられる。

本検討における線区延長は、平均で約5kmとなっている。実線区では本検討で使用した高架橋より高さが低いものや、2層式の高架橋もあるため一概には言えないが、本検討においてはCASE3の配置方法とした場合、5kmに4基程度配置すればよく、推定精度も概ね±20%以内に入ると考えられる。

推定精度のばらつきの原因としてはいくつか考えられるが、本検討では部材角測定システムを設置した標準設計の適用範囲では推定精度は高くなるが、これにより他の標準設計の高架橋の損傷を推定しようとする精度が低くなる傾向が見られた。また、各構造物の等価固有周期の違いによる応答差が顕著になる場合は、標準設計の適用範囲内であっても推定誤差が大きくなるものもあるため、等価固有周期の違いによる応答差を考慮した補正が必要であると考えられる。

4. 結論

本検討において、許容誤差20%を標準とした場合、以下の結論を得た。

- (1) 地震動の影響について、CASE2(2基)では超過確率が64%~0%までとばらついた。CASE3(4基)では超過確率が9%~0%の良好な結果となった。
- (2) 線区の影響について、CASE2(2基)では同一地震動に対しても、超過確率が最大で26%程度ばらついた。CASE3(4基)では、超過確率がほぼ0%で、最大でも6%のばらつきとなっており、良好な結果となった。
- (3) 地震規模の影響について、小規模の地震動で全て超過確率が0%となっていた。これは構造物の塑性化をエネルギー一定則で評価していることによるもの

と考えられる。

本検討は部材角測定システムの最適配置方法を検討するための試算である。しかし、高架橋群の延長が数キロにもなると地盤特性も変化し、さらには材料の実強度のばらつき等、損傷レベルに影響を与える要因は多数存在すると考えられる。今後の課題として、これらについても検討していく必要がある。また、本研究では、損傷レベルの推定方法として、Newmarkのエネルギー一定則と弾性応答スペクトルを用いて簡易評価を行ったが、この推定アルゴリズムについても改良していきたいと考えている。

なお本検討に用いた観測波は、(独)防災科学技術研究所が運営するK-NETの情報を利用している。

参考文献

- 1) 仁平, 曾我部, 谷村, 笹谷, 平野, 宮本, 濱田: 鉄道RCラーメン高架橋柱の損傷レベル検知センサーの開発, J-RAIL2007, pp.183-186
- 2) 鈴木, 仁平, 曾我部, 宮本, : 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
- 3) 松本, 曾我部, 仁平, 谷村: 応答部材角測定システムを用いた鉄道高架橋の被害判定手法, J-RAIL2008, pp.395-398
- 4) 室野, 芦谷: 早期被害予測のための鉄道構造物の地震被害ランク推定手法の開発, 鉄道総研報告, Vol.16, No.8, 2002
- 5) 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・動解説(耐震設計), 丸善, 1999