

部材角測定装置を用いた高架橋群の地震被害評価システムの開発

構造物技術研究部 コンクリート構造研究室
副主任研究員 仁平 達也

1. はじめに

鉄道構造物の震災後の被害調査は、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、RCラーメン高架橋柱には鋼板巻き補強等が施されており、目視による震災後の損傷確認が困難となってきた。このような背景から、地震時における高架橋柱の損傷評価の精度向上とダウンタイムの短縮を目的として、RCラーメン高架橋群の地震時の損傷レベルを評価する、経験した最大変位のみを記憶するピークセンサーを用いた機械式の部材角測定装置を開発した。この装置の性能を確認するため、装置単体での静的試験、実大模型柱に設置しての静的試験、縮小模型柱に設置しての動的試験（振動台試験）を行った。さらに、限られた数の応答部材角測定装置から営業線全区間の損傷レベルを推定するための設置箇所選定法を提案した。具体的には、実際の構造物の構成を参考とした4線区の解析モデルを構築し、模擬地震動による被害解析と仮想測定を行い、設置箇所数について検討した。これらについて以下に報告する。

2. 部材角測定装置の開発

2.1 部材角測定装置の概要

図1にピークセンサーの構造を示す。ピークセンサーは正側と負側の両方の最大変位量を検出し、記憶することが可能である。また、常時電源を供給する必要はなく、測定時のみに微弱な電源を使用する。センサーの検出範囲は $\pm 10\text{mm}$ である。一方、RCラーメン高架橋柱天端の地震時の変形は、高架橋の高さ、柱の諸元にもよるが、水平変位 $50\sim 300\text{mm}$ 程度を想定する必要がある。そこで、図2に示すような幾何学的な相似の関係を利用した治具を開発した。このような治具は1方向のものが既に提案されているが、鉄道RCラーメン高架橋の柱はXY方向に変形することが予測されるため、任意方向の変位量をX方向(線路方向)とY方向(線路直角方向)成分に分解し、1装置で2方向の最大応答部材角を測定する機構を新たに開発した。なお、実構造物への設置において、測定棒先端の柱への接続箇所は、基部より $1000\sim 2000\text{mm}$ 程度の塑性ヒンジ部(RC柱部材の基部付近の損傷集中箇所)を避けることとし、センサー部と上層梁の接続箇所についても水平性を確保するためハンチを避けることとした。

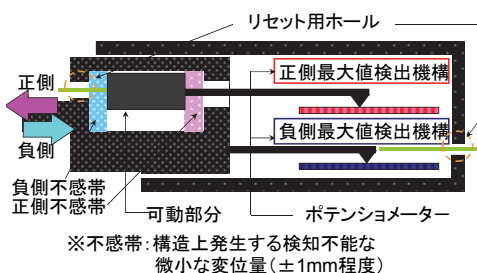


図1 ピークセンサー

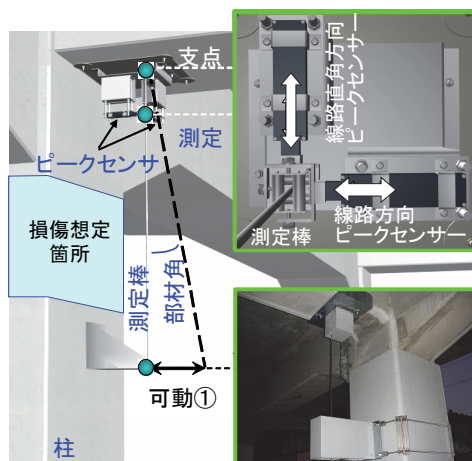


図2 部材角測定装置

2.2 静的精度確認試験による測定精度の検討

試験は、正弦波や地震において想定される高架橋の柱天端に生じる応答部材角を、部材角測定装置に直接静的に与えることにより実施した。試験における応答値 θ_r は図2の①位置における可動量から換算した値、測定値 θ_i はピークセンサーの可動量から換算した値である。図3に測定結果の例を示す。微小な測定値 θ_i では、図1に示す不感帯のために、応答値 θ_r が測定されないこと、測定値 θ_i は過去に経験した最大値を保持していること等を確認した。また、柱天端に生じる、軸方向鉄筋の座屈が生じる損傷レベル3程度の大きな部材角をも測定可能であることを確認した。すなわち、本装置により RC 柱の損傷レベルの推定が可能であることを確認した。次に、部材角測定装置を、図4の a)に示すように、実大模型柱（以下、実大柱：柱高さ 3300mm）2 体に設置し、正負交番荷実験により柱の応答部材角を測定した結果、図3と同様の挙動を示すことを確認した。

2.3 動的精度確認試験による測定精度の検討

試験は、図4の b)に示すように、柱高さ 900mm の縮小模型柱に部材角測定装置を設置し、振動台試験を行った。振動台への入力波形は、L2 スペクトル II_G3 等の設計地震動や、兵庫県南部地震において神戸海洋気象台で観測された地震波（以下、神戸海洋気象台 NS 波）等を用いた。入力波形は試験体の損傷を考慮し、加速度振幅を調整したものとした。

図5に測定結果の例を示す。表-1と図6に測定値/応答値を示す。全データで検討すると、測定値/応答値の平均値が 1.00、変動係数が 6.4%となった。高架橋柱の損傷（曲げ降伏）が生じるのは、柱高さなどにもよるが、最大応答部材角が 0.01rad 程度である。そこで、 θ_i が 0.01rad 以上で検討すると、測定値/応答値の平均値が 0.99、変動係数が 3.6%となった。これらは、先に実施した静的な精度確認試験結果とほぼ同程度の結果となった。測定値と応答値が異なる要因として、図7に示すセンサーと測定棒の接続箇所が生じる機械的な遊間が考えられる。この遊間は機械的なセンサーとして不可避なものであるが、精度確認試験の結果から損傷レベルの判定を大きく変え得る遊間ではない事を確認した。

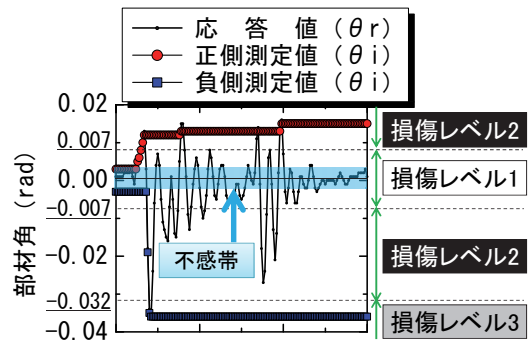
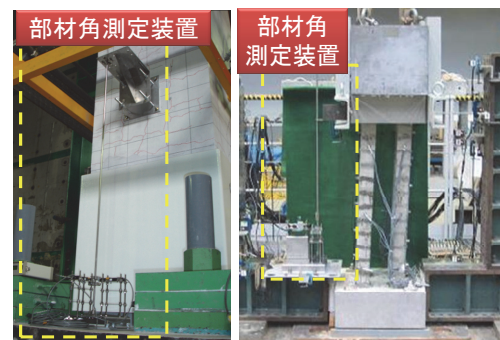


図3 装置単体（静的）での測定結果例



a) 実大柱（静的） b) 模型柱（動的）
図4 柱への部材角測定装置の設置状況

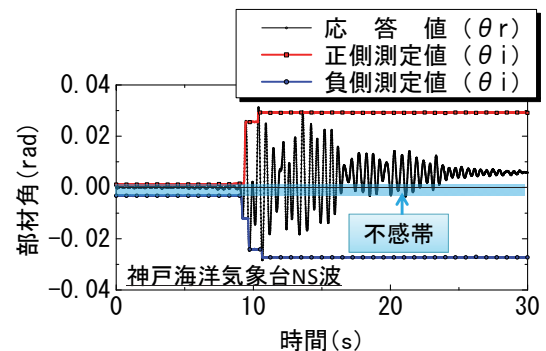


図5 縮小模型柱（動的）での測定結果例

表1 精度確認実験結果（測定値/応答値）

精度試験	荷重方法	全データ		応答値 0.01rad以上	
		Ave	Cv	Ave	Cv
縮小模型柱	動的	1.00	6.4	0.99	3.6
装置単体	静的	0.99	7.4	0.98	4.7
実大柱	静的	1.00	6.1	0.99	2.8

※Ave：平均値，Cv：変動係数（%）

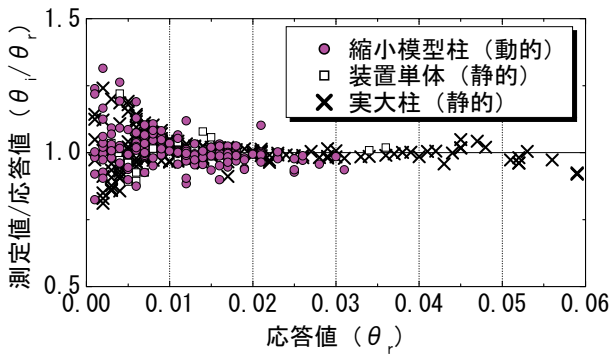


図6 精度確認実験結果(測定値/応答値)

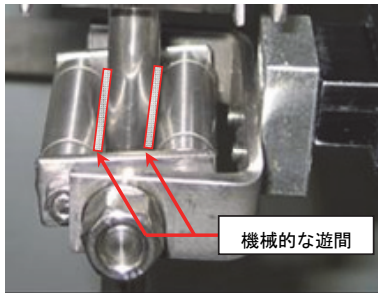


図7 機械的な遊間

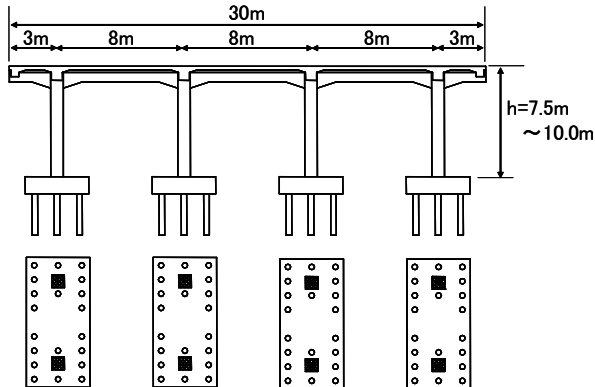


図8 両側張出し式高架橋の一般図

3. 数値実験による設置箇所選定方法の検討

3.1 対象構造物と装置の設置方法

部材角測定装置の設置箇所選定方法を検討するため、数値実験を実施した。具体的には、新幹線実高架橋群の配置に基づき、高さの異なる両側張り出し式高架橋により構成されるモデル線区を構築した。図8に両側張り出し式高架橋の一般図を示す。線区を構成する高架橋は全て3径間、ブロック長は30m、高架橋の高さhは7.5~10.0m、高さ変化は標準設計の適用実態に合わせて0.5m刻みとした。構築したモデル線区は4種類で、延長は約3.9~6.5kmである。表2にモデル線区毎の高さ別高架橋の基数を示す。表3にモデル線区を構成する各高架橋

表2 モデル線区毎の高さ別高架橋の基数

線区	高さ h (m)						合計 (基)	延長 (km)	損傷推定箇所数
	7.5	8.0	8.5	9.0	9.5	10			
A	35	45	27	22	17	12	158	5.4	2528
B	8	39	22	28	15	17	129	4.8	2064
C	55	26	31	11	20	31	174	6.5	2784
D	36	22	23	8	3	6	98	3.9	1568

表3 各高架橋の諸元

高さ h(m)	7.5※	8.0※	8.5	9.0※	9.5※	10
降伏震度 kh	0.446	0.408	0.374	0.431	0.406	0.379
等価固有周期(sec)	0.576	0.627	0.678	0.646	0.695	0.741
最小降伏部材角 (mrad)	4.11	4.28	4.42	3.93	4.10	4.22
標準設計	h=8.5m			h=10m		

※配筋は標準設計のままで柱高さを変化

表4 測定装置の配置方法

高さ h (m)	7.5	8.0	8.5	9.0	9.5	10
CASE (1基)	—	—	●	—	—	—
CASE (2基)	●	—	—	—	—	●
CASE (4基)	●	—	●	●	—	●

- ・CASE1: 等価固有周期が中央値となった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。

準備計算: 天端変位, 部材角, 損傷レベル, 等価固有周期をまとめた損傷算定テーブルを作成

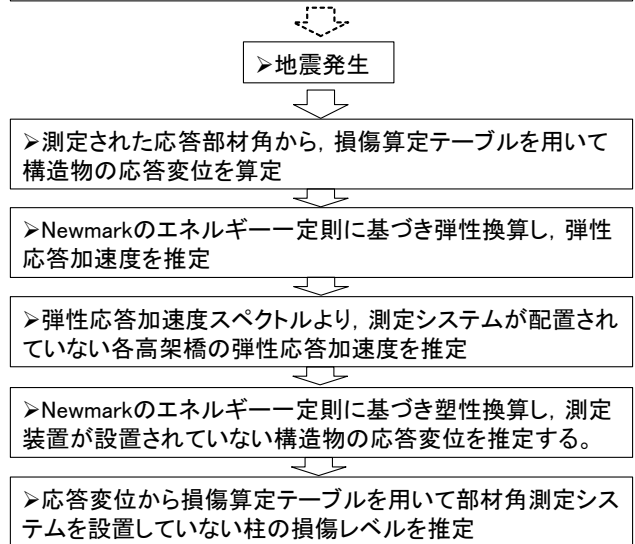


図9 損傷推定方法の概念図

構築したモデル線区は4種類で、延長は約3.9~6.5kmである。表2にモデル線区毎の高さ別高架橋の基数を示す。表3にモデル線区を構成する各高架橋

の諸元を示す。高さ $h=8.5\text{m}$, 10.0m の 2 つの高架橋が標準設計である。測定装置の設置方法は表 4 に示す 3 ケースで行った。時刻歴動的非線形解析は、3 つの設計地震動 (L2 スペクトル I_G3 波ほか) と 3 つの観測波 (新潟県地震観測波ほか) を用いて実施した。損傷推定方法は、図 9 に示す方法で行った。

3.2 検討結果

各パラメータが超過確率に及ぼす影響について、地震動の違い、線区の違い、設置数の違いの 3 つの観点から検討した。超過確率とは、一定の許容誤差 (20%) を設定し、これを超えた推定精度のデータ数を全データ数で除したものである。これらの結果を図 10 に示す。

地震動の違いという観点からは、L2 スペクトル I_G3 波や、十勝沖地震等の海洋型地震においては、超過確率が大きくなり、L2 スペクトル II_G3 波や新潟県中越地震等の断層近傍の地震動においては、超過確率が小さくなる傾向が見られた。このことから、測定精度は地震動の違いによって影響を受けることが分かった。

線区の違いという観点からは、例えば、図 11 の b) に示す十勝沖地震では、CASE2 (2 基) において超過確率が 38~64% となり、線区ごとに測定精度が異なる傾向がみられた。これは、線区を構成する高架橋の割合の相違に起因するものである。すなわち、超過確率が最も低かった線区 3 は、測定装置を配置する高架橋と同じ高さの高架橋の割合が高かったことに起因する。

設置数の違いという観点からは、例えば、図 10 で CASE1 の超過確率が高かった、L2 スペクトル I_G3 波 (図 11 の a)) や、十勝沖地震 (図 11 の b)) においても、CASE3 においては 0% となり、設置数が多くなれば超過確率が小さくなる傾向がみられた。新潟県中越地震等の他の地震波においても同様の傾向であり、CASE3 であれば、概ね線区内の損傷を推定できることがわかった。

以上より、本検討では CASE3 の場合、すなわち約 5km のモデル線区に対して 4 種類の高架橋に測定装置を 1 基ずつ、計 4 基程度配置すれば推定精度が概ね $\pm 20\%$ 以内に入る結果となった。

4. まとめ

地震時における高架橋柱の損傷評価の精度向上とダウンタイムの短縮を目的として、RC ラーメン高架橋柱の地震時の損傷レベルを評価することが可能な部材角測定装置を開発した。営業線に適用するため、限られた数の部材角測定装置から線区内の高架橋柱の損傷レベルを効率的に推定する設置箇所選定手法を提案した。なお、平成 19 年より実構造物に部材角測定装置を設置し、耐久性や耐鳥獣害試験を実施している。現在まで約 4 年が経過しているが、適切にデータ取得していることを確認している。本研究の一部は、国土交通省による補助金を受けて実施された。

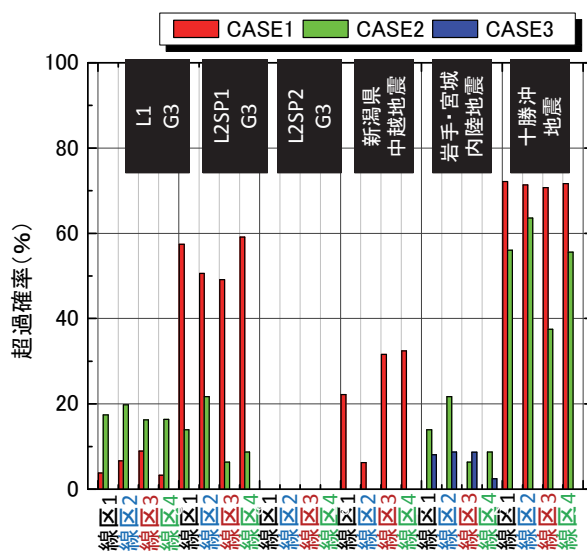
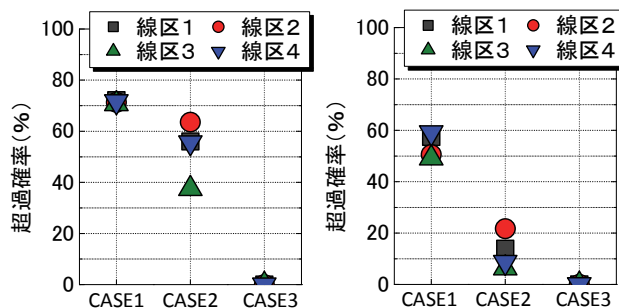


図 10 超過確率に及ぼす影響



a) L2 スペクトル I_G3 b) 十勝沖地震
図 11 地震波ごとに分類した超過確率の例