層間変位計測に基づいた損傷評価法の 実大建物震動台実験データを用いた検証

VERIFICATION OF DAMAGE EVALUATION METHOD BASED ON MEASUREMENT OF RELATIVE STORY DISPLACEMENTS THROUGH SHAKING TABLE TEST OF FULL-SCALE BUILDING

畑田 朋彦^{*1}, 片村 立太^{*2}, 萩原 一^{*3}, 高橋 元一^{*4}
仁田 佳宏^{*5}, 西谷 章^{*6}

*Tomohiko HATADA, Ryuta KATAMURA, Hajime HAGIWARA,
Motoichi TAKAHASHI, Yoshihiro NITTA and Akira NISHITANI*

This study presents the verification of damage evaluation method based on the measurement of Relative Story Displacements (RSDs). The damage evaluation method is formulated to detect the damaged locations of structural elements and evaluate their damage degree based on the displacement loading analysis by the time histories of measured RSDs. In the evaluation process, the analytical technique is introduced to compensate for the measurement errors associated with the sensor properties. The monitoring accuracies are analyzed through the shaking table test of a full-scale 4-story steel building carried out at E-defense in Japan. The results indicate the effectiveness of the proposed damage evaluation method in its applications to the structural health monitoring system.

Keywords : *Monitoring, Relative story displacement, Optical displacement sensor, E-defense, Damage evaluation,
Displacement loading*

モニタリング, 層間変位, 光学式変位計, E-ディフェンス, 損傷評価, 変位載荷

1. はじめに

新潟県中越沖地震や東北地方太平洋沖地震などの震災を契機として、建物の被害の有無やその程度に関する正確な情報が求められるようになってきている。このような情報は、地震後の速やかな建物安全性評価はもちろん、企業の事業継続計画（BCP）策定に関しても重要であり、迅速で的確な建物損傷評価への期待は大きい¹⁾。このような状況のもと、建物の安全性評価および損傷検出に関して、様々な構造ヘルスマニタリング技術が提案されており^{2)~7)}、これらの技術は、兵庫県南部地震後の建物の特性評価^{8)~11)}や東北地方太平洋沖地震における東北大学における実測¹²⁾などに適用されている。

ここで、これまでの構造ヘルスマニタリングの多くは、絶対加速度計測やひずみ計測に基づいて損傷を評価しているものがほとんどであるが^{例えば 13)}、建物の安全性および損傷度の評価において、建物の変位情報は、より直接的かつ明瞭な指標となりうる。特に、地震時の層間変位は、建物の耐震設計においても重要な指標であり¹⁴⁾、層間変位を直接的に計測できれば、より詳細で的確な建物の損傷評価法の確立に道をひらく可能性は大きい。

地震時の建物層間変位の高精度かつ簡便な計測を目的として、筆者らは、2種類の非接触型の光学式変位計測装置を開発し、実験によりその基本特性を確認している^{15), 16)}。ひとつは、光位置検出素子（Position Sensitive Detector）を用いた「PSD センサ」であり、もうひとつはフォトトランジスタ（PhotoTransistor）アレイを用いた「PTR センサ」である。そして、実建物の起振機加振試験を通して、これらのセンサによる層間変位計測の実使用環境下における計測特性と適用性について報告している¹⁷⁾。

次に、地震外乱に対する建物損傷モニタリングシステムの構築にあたっては、センサによる計測システムの開発とともに、目的に合わせた適切な、計測建物応答データに基づく損傷評価手法を構築する必要がある。従来からの建物損傷評価法を大きく分ければ、建物全体あるいは層としての損傷検出・健全度評価を行う概略的な損傷評価法と、より細部の、建物を構成する個々の構造要素を対象とする損傷検出・健全度評価を行う詳細な損傷評価法のふたつとなる。概略的な損傷評価法として、建物の固有周期や振動モードあるいは建物各層の剛性低下を同定手法により評価する手法が報告されてい

^{*1} 鹿島建設技術研究所先端メカトロニクスグループ
上席研究員・博士(工学)

^{*2} 鹿島建設技術研究所先端メカトロニクスグループ
主任研究員

^{*3} 鹿島建設技術研究所建築解析グループ 主任研究員・工修

^{*4} 小堀鐸二研究所地震地盤研究部 統括部長・博士(工学)

^{*5} 足利工業大学建築学科 准教授・博士(工学)

^{*6} 早稲田大学理工学術院 教授・Ph. D.・工博

Chief Research Engineer, Advanced Technology Incubation & Mechatronics Gr., Kajima Technical Research Institute, Kajima Corporation, Dr. Eng.

Senior Research Engineer, Advanced Technology Incubation & Mechatronics Gr., Kajima Technical Research Institute, Kajima Corporation

Senior Research Engineer, Building Analysis Gr., Kajima Technical Research Institute, Kajima Corporation, M. Eng.

Senior General Manager, Earthquake & Soil Dynamics Research Dept., Kobori Research Complex, Dr. Eng.

Assoc. Prof., Dept. of Architecture, Ashikaga Institute of Technology, Dr. Eng.

Prof., Dept. of Architecture, Waseda University, Ph. D., Dr. Eng.

る^{18)~20)}。また、地震後の建物全体の残余耐震性能を、性能曲線と要求曲線を用いて推定・判定する手法も報告されている²¹⁾。この一方で、建物を構成する構造部材などの詳細な損傷評価法として、層レベルの損傷を検出した後に、部材レベルの損傷の検出に進む2段階同定手法も報告されている²²⁾。この手法では、層損傷と部材損傷を関係づける感度解析に基づいて部材の損傷推定を図っているが、構造部材数が多くなると評価が複雑となり多大な計算時間を必要とすることが指摘されている。また、建物の動的応答解析に基づいて部材損傷を直接シミュレーションする手法も報告されているが²³⁾、評価結果の信頼性は建物のモデル化精度に大きく依存し、特に建物各部材の損傷を詳細に評価するためには建物の実状に即した詳細なモデル化が必要となる。

筆者らは、層間変位計測に基づいて建物の部材レベルの損傷を地震直後に評価する実用手法を提案し、数値シミュレーションによりその妥当性を検証してきた²⁴⁾。本論文では、既報²⁴⁾で提案した損傷評価法の物理的意味を明らかにするとともに、独立行政法人・防災科学技術研究所から公開されている3次元大型震動台実験施設(E-ディフェンス)で実施された実大4層鉄骨造建物の震動台実験の公開データ^{25)~27)}を用いて、提案する損傷評価法の妥当性を明らかにする。そして、開発した光学式センサの適用を前提とした層間変位計測システムの概要を示し、計測に伴う計測誤差¹⁷⁾の補正法を組み込んだ損傷評価フローと損傷モニタリングシステムを示す。

2. 損傷評価法の定式化

2.1 時刻歴変位载荷解析

本損傷評価法は、建物主架構部材の損傷位置と損傷程度を時刻歴上で評価することを目的として、計測された層間変位波形による時刻歴変位载荷解析に基づいて定式化される²⁴⁾。はじめに、時刻歴変位载荷解析について述べる。

外乱を受ける建物の運動方程式は以下の式で表すことができる。

$$\begin{bmatrix} \mathbf{m}_{11} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{m}_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\mathbf{x}}_1 \\ \ddot{\mathbf{x}}_2 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{c}_{11} & \mathbf{c}_{12} \\ \mathbf{c}_{21} & \mathbf{c}_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\mathbf{x}}_1 \\ \dot{\mathbf{x}}_2 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{k}_{11} & \mathbf{k}_{12} \\ \mathbf{k}_{21} & \mathbf{k}_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{x}_1 \\ \mathbf{x}_2 \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \mathbf{s}\mathbf{q}_1 \\ \mathbf{s}\mathbf{q}_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mathbf{p}_1 \\ \mathbf{p}_2 \end{Bmatrix} \quad (1)$$

ここで、 $\mathbf{x}_1$ 、 $\mathbf{x}_2$ は建物の応答変位（添字1は水平面内成分：主変位と称す、添字2はその他の成分：従変位と称す）、 $\mathbf{m}_{11}$ 、 $\mathbf{m}_{22}$ は建物の質量行列、 $\mathbf{c}_{11}$ 、 $\mathbf{c}_{12}$ 、 $\mathbf{c}_{21}$ 、 $\mathbf{c}_{22}$ は建物の減衰行列、 $\mathbf{k}_{11}$ 、 $\mathbf{k}_{12}$ 、 $\mathbf{k}_{21}$ 、 $\mathbf{k}_{22}$ は建物の主架構部材で構成された剛性行列、 $\mathbf{s}\mathbf{q}_1$ 、 $\mathbf{s}\mathbf{q}_2$ は建物の非構造部材による復元力、そして $\mathbf{p}_1$ 、 $\mathbf{p}_2$ は外乱による建物への入力である。次に、(1)式を以下の形式に書き換える。

$$\begin{bmatrix} \mathbf{k}_{11} & \mathbf{k}_{12} \\ \mathbf{k}_{21} & \mathbf{k}_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{x}_1 \\ \mathbf{x}_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mathbf{f}_1 \\ \mathbf{f}_2 \end{Bmatrix} \quad (2)$$

$$\begin{Bmatrix} \mathbf{f}_1 \\ \mathbf{f}_2 \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} \mathbf{m}_{11} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{m}_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\mathbf{x}}_1 \\ \ddot{\mathbf{x}}_2 \end{Bmatrix} - \begin{bmatrix} \mathbf{c}_{11} & \mathbf{c}_{12} \\ \mathbf{c}_{21} & \mathbf{c}_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\mathbf{x}}_1 \\ \dot{\mathbf{x}}_2 \end{Bmatrix} - \begin{Bmatrix} \mathbf{s}\mathbf{q}_1 \\ \mathbf{s}\mathbf{q}_2 \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \mathbf{p}_1 \\ \mathbf{p}_2 \end{Bmatrix} \quad (3)$$

今、建物を主架構部材で構成された立体フレームとしてその部材弾塑性復元力特性を含めて忠実にモデル化し、主変位 $\mathbf{x}_1$ を建物各階の水平面内変位（面内剛梁を仮定すると水平2方向および全体ねじれ成分）とおく。なお、従変位 $\mathbf{x}_2$ は立体フレームモデル各節点の上下、鉛直面内回転、柱梁接合部パネルのせん断変形成分等で構成される。

ここで、建物全層の層間変位を計測することで主変位 $\mathbf{x}_1$ を既知変位として(2)式に与えることが可能となり、さらに未知の従変位 $\mathbf{x}_2$ に対応する $\mathbf{f}_2$ の影響は無視できるものとして $\mathbf{0}$ と仮定すると、(2)式から未知の従変位 $\mathbf{x}_2$ 、および既知の主変位 $\mathbf{x}_1$ に対応する $\mathbf{f}_1$ を以下の式で求めることができる。

$$\mathbf{x}_2 = -\mathbf{k}_{22}^{-1} \mathbf{k}_{21} \mathbf{x}_1 \quad (4)$$

$$\mathbf{f}_1 = \left\{ \mathbf{k}_{11} - \mathbf{k}_{12} \mathbf{k}_{22}^{-1} \mathbf{k}_{21} \right\} \mathbf{x}_1 \quad (5)$$

従って、(2)式で表現される系の力と変形の関係が明らかとなる。ここでは、系の運動方程式(1)式を(2)式に書き換え $\mathbf{f}_2=\mathbf{0}$ の仮定を導入することで、計測層間変位と建物の主架構部材剛性に関する情報のみを用いて(2)式を解くことを可能としている。なお、基本定式化では線形系について式を展開したが、本定式化を例えば区分線系を仮定した増分形に書き換えることで部材弾塑性を扱うことが可能となり、(2)式を時刻歴上で各部材要素に展開することで建物の部材レベルの損傷を評価することができる。

2.2 時刻歴応答解析との関係

建物の設計時などに多く実施される時刻歴応答解析では、通常は建物の非構造部材の影響を無視して(1)式の $\mathbf{s}\mathbf{q}_1=\mathbf{s}\mathbf{q}_2=\mathbf{0}$ と仮定した上で、外乱による建物への入力 $\mathbf{p}_1$ 、 $\mathbf{p}_2$ を既知として(1)式に与え、建物の質量、減衰、主架構部材剛性に関する情報を用いて応答変位 $\mathbf{x}_1$ 、 $\mathbf{x}_2$ を求めている。今、水平地震動に対する建物の時刻歴応答解析を考えると、建物への入力は水平方向（主変位方向）成分 $\mathbf{p}_1$ のみとなり、その他の成分 $\mathbf{p}_2=\mathbf{0}$ とおける。また、建物の主変位方向に作用する地震慣性力および減衰力にくらべて従変位方向に作用する慣性力および減衰力の影響は一般的に小さく、時刻歴応答解析ではそれらの影響を無視して $\mathbf{m}_{22}=\mathbf{0}$ 、 $\mathbf{c}_{12}=\mathbf{c}_{21}=\mathbf{c}_{22}=\mathbf{0}$ と仮定することが実用上多く行われている^{28), 29)}。この場合、系の運動方程式(1)式は以下の式で表すことができる。

$$\begin{bmatrix} \mathbf{m}_{11} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\mathbf{x}}_1 \\ \ddot{\mathbf{x}}_2 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{c}_{11} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\mathbf{x}}_1 \\ \dot{\mathbf{x}}_2 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{k}_{11} & \mathbf{k}_{12} \\ \mathbf{k}_{21} & \mathbf{k}_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{x}_1 \\ \mathbf{x}_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mathbf{p}_1 \\ \mathbf{0} \end{Bmatrix} \quad (6)$$

(6)式を展開することで以下の式を求めることができる。

$$\mathbf{x}_2 = -\mathbf{k}_{22}^{-1} \mathbf{k}_{21} \mathbf{x}_1 \quad (7)$$

$$\mathbf{m}_{11} \ddot{\mathbf{x}}_1 + \mathbf{c}_{11} \dot{\mathbf{x}}_1 + \left\{ \mathbf{k}_{11} - \mathbf{k}_{12} \mathbf{k}_{22}^{-1} \mathbf{k}_{21} \right\} \mathbf{x}_1 = \mathbf{p}_1 \quad (8)$$

$\mathbf{k}_{11} - \mathbf{k}_{12} \mathbf{k}_{22}^{-1} \mathbf{k}_{21}$ は静的縮合された剛性行列である。水平地震動による建物への入力 $\mathbf{p}_1$ を既知として(8)式に与えて建物の主変位 $\mathbf{x}_1$ を求め、そして(7)式から従変位 $\mathbf{x}_2$ を求めることができる。

一方、前節2.1で定式化した時刻歴変位载荷解析では、計測層間変位から得られる建物の主変位 $\mathbf{x}_1$ を既知変位として(2)式に与え、未知の従変位 $\mathbf{x}_2$ に対応する $\mathbf{f}_2=\mathbf{0}$ の仮定を導入することで、建物の主架構部材剛性に関する情報のみを用いて従変位 $\mathbf{x}_2$ を求めている。ここで $\mathbf{f}_2=\mathbf{0}$ の仮定を導入することは、(3)式より $\mathbf{m}_{22}=\mathbf{0}$ 、 $\mathbf{c}_{21}=\mathbf{c}_{22}=\mathbf{0}$ 、 $\mathbf{s}\mathbf{q}_2=\mathbf{0}$ 、 $\mathbf{p}_2=\mathbf{0}$ と仮定することに相当し、これは前段の水平地震動に対する建物の時刻歴応答解析において従変位方向に作用する慣性力および減衰力の影響を無視した場合と等価である。また時刻歴変位载荷解析では、間仕切り壁などの建物非構造部材の主変位方向に与

える影響は計測層間変位に含まれており、また建物の主変位方向に与える影響にくらべて従変位方向に与える影響は一般的に小さく実用上無視できるものとして $\mathbf{s}\mathbf{q}_2=\mathbf{0}$ と仮定している。なお、時刻歴変位載荷解析において未知の従変位 $\mathbf{x}_2$ を求める(4)式は時刻歴応答解析における(7)式に、時刻歴変位載荷解析において(5)式で求まる既知の主変位 $\mathbf{x}_1$ に対応する $\mathbf{f}_1$ は時刻歴応答解析における(8)式の左辺第3項にそれぞれ対応している。

2.3 時刻歴変位載荷解析の特長

時刻歴変位載荷解析は、地震時の建物全体挙動を時刻歴上でトレースすることで建物を構成する主架構部材の挙動と損傷を推定しており、計測層間変位および建物の主架構部材剛性に関する情報のみに基づいて実施することができる。ここで、建物の実際の質量、減衰並びに非構造部材の影響は計測層間変位に含まれているため本手法ではそれらの情報は不要で、本手法におけるモデル化精度は建物の主架構部材剛性に関する情報のみに依存している。以上の考察より、建物の質量、減衰、主架構部材剛性に関する情報並びに非構造部材の影響に依存する時刻歴応答解析と比較して、本手法は建物のモデル化精度を含む解析に対するロバスト性を有しているといえることができる。

3. E-ディフェンス実大4層鉄骨造建物実験による検証

3.1 対象実験と検討条件

3.1.1 実験概要

2007年9月にE-ディフェンスで実施された実大4層鉄骨造建物の震動台実験の公開データ^{25)~27)}を用いて、提案する損傷評価法の適用性・妥当性について検討する。なお、建物各層の剛性低下などの建物の概略的な損傷評価法に対する本実験データを用いた検討例は報告されているが^{19), 20)}、ここでは建物の部材レベルの損傷評価の妥当性を検証するために、震動台実験データによる建物主架構部材の弾塑性挙動に着目した検討を実施する。

試験体の梁伏図と軸組図を図1に示す。試験体建物は、ALC版外壁や軽量鉄骨下地の間仕切り壁などの非構造部材も配された実大4層鉄骨造建物(総重量約2055kN)である。矩形の平面形状で、長辺方向2スパン、短辺方向1スパンであり、柱が角形鋼管、梁がH形鋼、柱梁接合部が通しダイアフラム形式、柱脚が露出形式で構成されており、床は合成デッキスラブである。

加振には1995年兵庫県南部地震JR鷹取駅記録を用い、X方向にEW成分、Y方向にNS成分、Z方向にUD成分を3次元同時入力している。加振レベルは原波に対する加速度の倍率(%)で表され、試験体が弾性状態のケースから崩壊に至るケース(100%加振時)まで実験は行われている。本検討では部材の損傷検知の検証を目的として、構造部材の多くに塑性化が認められる60%加振時の実験結果を利用した。60%加振時の入力継続時間は174s、入力最大速度はX方向74cm/s、Y方向76cm/sであり、そのレベルにおける試験体の1次固有周期はX方向0.91s、Y方向0.89sと報告されている^{26), 27)}。実験における計測はサンプリング周波数1000Hzで行われ、計測結果の検討には移動平均をかけた後に100Hz刻みで抽出したデータを用いている。また、本実験では、試験体各層の内部崩壊防止架台の上部に固定した3台のレーザー変位計(X方向1台、Y方向2台)が上階の大梁下端に固定されたターゲットとの距離の時刻歴を計測

しているが、これらから得られた各階の重心位置の層間変位時刻歴(水平2方向および全体ねじれ成分：(1)式の $\mathbf{x}_1$ に相当)を、ここの損傷評価に利用した。

図1 試験体概要

3.1.2 評価パラメータ

損傷評価に用いる建物モデルは、試験体の主架構部材である柱を曲げ・せん断・軸変形、梁を曲げ・せん断変形を考慮したビーム要素、柱梁接合部をせん断変形を考慮したパネル要素にそれぞれ忠実にモデル化した立体フレームモデル(各階面内剛床)²⁸⁾とし、部材ごとに降伏モーメントを折れ点とする弾塑性モデル(柱：塑性論モデル、梁：分割梁モデル、柱梁接合部パネル：Bi-Linearばね)を設定する。また柱脚はアンカーボルトの剛性から得られる弾性回転ばねとしてモデル化する³⁰⁾。ここで、FEM詳細解析により得られる回転ばねが実験とよく整合するという報告もあるが³¹⁾、本建物モデルは実験のシミュレーションではなく地震直後の損傷評価を目的として用いられるものであり、損傷評価法の実際の適用を想定して、柱脚を含む各部材は設計時に適用される一般的なモデル化とした。なお、本損傷評価法は計測層間変位による時刻歴変位載荷解析に基づいており、試験体の質量、減衰、並びに非構造部材の影響は計測層間変位に含まれているため、それらに関する情報は必要としない。損傷評価は、計測層間変位時刻歴と試験体の主架構部材剛性から構成された建物モデルに関する情報のみを用いて実施し、建物主架構部材の損傷位置と損傷程度を時刻歴上で評価する。

モデル化のパラメータとして、スラブの合成効果を考慮して梁の弾性曲げ剛性増大率に片側スラブ 1.5、両側スラブ 2.0 を設定し、梁の降伏耐力への影響はここでは考慮しない。また、ここでは損傷評価法自体の妥当性検証を目的として、降伏モーメントとして部材実験値を用い、さらに各部材に長期曲げモーメントを考慮した。そして降伏後の剛性低下率は、柱・梁 1/100、接合部パネル 1/10 とした。また層間変位時刻歴は、損傷評価法の実際の適用を想定して、実験においてサンプリング周波数 1000Hz で計測されたデータから計測結果の検討同様 100Hz 刻みで抽出したデータを用いた。そして計測層間変位時刻歴から得られる各階の重心位置の水平面内変位（水平 2 方向および全体ねじれ成分）による時刻歴変位載荷解析を実施し、評価された部材弾塑性挙動を各部材ごとに実験結果と比較することで本損傷評価法の妥当性を検証した。

3.2 検討結果

ここでは建物部材レベルの損傷評価結果として、梁・柱・接合部パネルの部材弾塑性挙動を各部材ごとに実験結果と比較して示す。なお、本実験結果は試験体の多くの部材に関して弾性範囲内の歪レベルでも若干履歴ループを描く非線形性が認められているが、それは部材の降伏に伴う損傷ではなく摩擦などの影響因子によるものと考えられ、本検討における部材損傷評価では考察の対象外とする。

まず、梁の曲げモーメント-材端回転角履歴の例を図 2 に示す。本損傷評価では部材弾塑性特性として単純な Bi-Linear 型モデルを仮定したが、いずれも本評価法により部材の損傷程度を表す履歴性状を精度よく推定できている。また、実験結果ではスラブの合成効果による正曲げ側の降伏耐力の上昇が認められるが、本評価法ではその影響を考慮していない。しかしながら本評価法による履歴性状の推定結果と実験結果に大きな違いは認められない。これは、本評価法で用いた変位載荷解析の建物モデル化精度に対するロバスト性という特長を示している。ここで、損傷評価結果の表示として、部材塑性率を損傷指標の例として採用すると、その最大値は 2 階 A1-2 梁の A1 柱側で実験結果 1.86 に対して評価結果 2.22、また 2 階 A2-3 梁の A3 柱側では実験結果 1.23 に対して評価結果 1.45 となった。なお、実験結果における部材塑性率は、実験により得られた全塑性耐力²⁹⁾に達する際の変形を基準として算定した。

次に、パネルの曲げモーメント-せん断変形角履歴の例を図 3 に示す。梁・柱と同様に、本損傷評価では部材弾塑性特性として単純な Bi-Linear 型モデルを仮定したが、いずれも本評価法により部材の損傷程度を表す履歴性状を精度よく推定できている。ここで、部材塑性率を損傷指標の例として採用すると、その最大値は 3 階 A1 柱の Y 方向パネルで実験結果 1.05 に対して評価結果 1.79、また 3 階 A2 柱の Y 方向パネルでは実験結果 2.50 に対して評価結果 2.98 となった。なお実験結果における部材塑性率は、梁同様、実験により得られた全塑性耐力²⁷⁾に達する際の変形を基準として算定した。

続いて、柱脚の曲げモーメント-材端回転角履歴の例を図 4 に示す。評価結果と実験結果を比較すると、いずれも履歴ループの傾きに違いが認められるが、部材の損傷程度に直接関連する履歴ループ面積は本評価法により概ね推定できていることがわかる。履歴ループの傾きの違いは、損傷評価に用いた建物モデルにおいて設定した柱脚の弾性回転ばね値の影響と考えられるが、実験による梁の降伏耐力の上昇による影響同様、本評価法による部材の損傷程度の推定結果

図 2 梁の曲げモーメント-材端回転角履歴

図 3 パネルの曲げモーメント-せん断変形角履歴

と実験結果に大きな違いは認められず、本損傷評価法の建物モデル化精度に対するロバスト性として確認することができる。また、図 4 に対応する柱脚位置の曲げモーメント履歴を図 5 に示す。同図には降伏軸力比が 0.5 以下の場合（本実験ケースにおいて確認²⁷⁾）に

① 実験結果 ② 評価結果
(a) 1層 A1 柱脚, Y 方向

① 実験結果 ② 評価結果
(b) 1層 A3 柱脚, Y 方向

図 4 柱の曲げモーメント-材端回転角履歴

① 実験結果 ② 評価結果
(a) 1層 A1 柱脚

① 実験結果 ② 評価結果
(b) 1層 A3 柱脚

図 5 柱の曲げモーメント履歴

(a) 実験結果

(b) 評価結果

図 6 塑性化部位の分布 (A 通り構面)

おける箱形断面柱部材の全塑性相関式³²⁾を参照として示した。いずれも本評価法により曲げモーメント履歴を精度よく推定できていることがわかる。

最後に、塑性化部位の分布の例を図 6 に示す。図中黒色で塗った部位が部材の塑性化位置である。また、塑性化が認められるいくつかの部材（梁・接合部パネル・柱）の履歴の例も同時に示した。い

ずれも本評価法により建物主架構部材の損傷位置と損傷程度を精度よく推定できている、本評価法の妥当性を確認することができる。

4. 層間変位計測システムの概要

4.1 層間変位計測の原理

ここでは、損傷評価法に用いる層間変位の計測システムとして、筆者らが既報^{15)~17)}で報告した非接触型の光学式センサの適用を想定する。開発した光学式センサの変位計測の概念を図7に示す。図に示すように、光学式センサは光源と受光部からなる計測ユニットで構成され、計測対象となる建物層間において、一方に光源を、他方に受光部を設置し、受光部に光が当たる位置を検出することで両者の相対変位（層間変位）を直接計測するものである。

本方式では、センサの設計条件を適切に設定することで中小地震時の微小変位から大地震時の変位まで計測することができ、適用性の高い小型の2次元層間変位計測システムを構築することができる。

図7 変位計測の概念図

4.2 部材局部変形による計測誤差の補正法

非接触型の光学式センサによる計測層間変位には、図8に示すようにセンサ（光源あるいは受光部）設置位置における部材の局部変形による計測誤差を含むことが報告されている¹⁷⁾。

図8 センサ設置位置の局部変形の影響模式図

この計測誤差を考慮して層間変位を計測するために、筆者らは複数のセンサユニットを組み合わせることでセンサ設置位置の局部変形により生じる部材回転角を直接計測する方法を報告した³³⁾。本論文では、既報³³⁾とは異なったアプローチにより、光学式センサの基

本構成を変更せずに計測誤差を補正する方法として、以下に示す解析的補正法を提案し、本損傷評価法に組み込む。

- (i) 計測誤差を含んだ計測層間変位時刻歴 δ による時刻歴変位載荷解析を全継続時間にわたって実施する。
- (ii) (i)で得られたセンサ設置位置の部材回転角時刻歴 $\theta_{(0)}$ を用いて局部変形による計測誤差を推定し、それを計測層間変位時刻歴 δ から取り除くことで、計測誤差を含まない層間変位時刻歴 $\delta_{(1)}$ をセンサごとに推定する。今、センサの計測間距離を h とし、時刻 t における計測誤差を $h\theta_{(0)}(t)$ と仮定することで推定層間変位 $\delta_{(1)}(t)$ を以下の式で求め、それを全継続時間にわたって全センサについて実施する。なお、図8を参照すると部材回転角はセンサ光源設置位置の回転角を示し、ここでは反時計回りを正符号とした。

$$\delta_{(1)}(t) = \delta(t) - h\theta_{(0)}(t) \quad (9)$$

- (iii) 推定層間変位時刻歴 $\delta_{(1)}$ による時刻歴変位載荷解析を全継続時間にわたって実施する。
- (iv) (iii)で得られたセンサ設置位置の部材回転角時刻歴 $\theta_{(1)}$ を用いて局部変形による新たな計測誤差 $h\theta_{(1)}$ をセンサごとに推定し、(ii)と同様にそれを計測層間変位時刻歴 δ から取り除き、計測誤差を含まない層間変位時刻歴 $\delta_{(2)}$ を全センサについて推定する。
- (v) 収束するまで(iii)、(iv)を繰り返すことで、計測時に生じているセンサ設置位置の局部変形による計測誤差を推定し、それを計測層間変位から取り除くことで層間変位時刻歴を全センサについて推定する。なおここでは、収束判定式として ε を収束判定指標、収束回数値を n 、また離散時間系における各センサごとの継続時間中の全データ個数を N 、時間刻みを Δt として、以下の式を採用する。

$$\frac{\sum_{i=1}^N |\delta_{(n)}(i\Delta t) - \delta_{(n-1)}(i\Delta t)|}{N} < \varepsilon \quad (10)$$

(10)式は、各センサデータの収束計算における変動量絶対値の時間平均が収束判定指標 ε 未満になることを示しており、例えば ε としてセンサ分解能などを与えることができる。各センサごとに(10)式を適用し、全センサについて収束した回を最終推定結果として評価する。

本補正法は計測誤差の近似推定法であるが、付録に示すように、次のような特長をもつ。推定層間変位に対する推定計測誤差の比が実際の比に概ね等しいという条件のもとで、その比の絶対値が1より小さい限り、推定層間変位時刻歴は実際のそれに収束する。地震動を受ける実際の建物が全て厳密にこの前提条件を満たすとは限らないが、実用上は十分に適用可能であると考えられ、次節で本補正法の妥当性の検討を進める。

4.3 計測誤差の補正法の検証

4.3.1 検討方法

3章で実施した損傷評価法の検証同様、E-ディフェンス実大4層鉄骨造建物実験の公開データ^{25)~27)}を用いて、部材局部変形による計測誤差の補正法の妥当性について検討する。なお、本実験では光学式センサによる計測は行われていないが、ここでは光学式センサ

を試験体に設置した場合を想定した解析的な検討を実施する。検討条件として、60%加振時の実験結果および3章で設定した建物モデルを用いる。

検討準備として、まず図1に示す試験体各層のA通り1-2梁および1通りA-B梁のスパン中央位置への光学式センサの設置（各階2台）を想定する。これは、比較的大きな部材回転角が生じると予想される位置への設置を考慮したものである。そして、現実の実験において各層3台のレーザー変位計により計測された層間変位時刻歴（水平2方向成分、以降、実層間変位と称する）をもとに、梁の局部変形に伴う部材回転角の影響を考慮して（ただし、センサ設置位置の部材回転角は未計測であるため、3章で実施した時刻歴変位載荷解析から得られる回転角を考慮すべき部材回転角と仮定した）、光学式層間変位センサにより計測されたものとみなす層間変位時刻歴データ（以降、計測層間変位と称する）を作成した。

計測誤差の補正は、このように作成された計測層間変位時刻歴を用いて実施する。

4.3.2 検討結果

部材局部変形による計測誤差の補正結果の例として、第1層の層間変位時刻歴（15～25s 抜粋）を図9に示す。ここで、実値は実験により得られた実層間変位、計測値は設置を想定した層間変位センサにより得られた梁の局部変形の影響を含んだ計測層間変位、補正值は層間変位センサによる計測値から提案補正法により求めた層間変位である。計測値には局部変形の影響による誤差が認められるが、補正值（収束判定指標 $\varepsilon = 0.01\text{cm}$ と設定、収束繰り返し回数5回）は実値と区別がつかないほど一致しており、精度よく計測誤差を除去できていることがわかる。

本検討により、補正法の妥当性を確認することはできたが、今後、実用上の適用性を確認するために、層間変位センサによる実際の計測値を用いた検証についてさらなる検討を進めていく予定である。

図9 計測層間変位の補正結果

4.4 損傷評価法のフロー

計測層間変位を用いた時刻歴変位載荷解析と計測誤差の補正法で構成される損傷評価法のフローを図10に示す。

図10 損傷評価法のフロー

本フローに従って、まず地震時に光学式センサを適用した計測システムにより層間変位を直接計測する。そして地震直後に計測層間変位による時刻歴変位載荷解析を実施して地震時の建物全体挙動を時刻歴上でトレースし、建物主架構部材の損傷位置と損傷程度を時刻歴上で評価する。またセンサ設置位置における部材の局部変形による計測誤差の補正法を時刻歴変位載荷解析による損傷評価と並行して実施し、収束回の時刻歴結果を損傷評価の最終結果として提示することで損傷モニタリングシステムを構築する。

5. まとめ

本論文では、層間変位計測に基づいた建物の部材レベルの損傷評価法を提案し、E-ディフェンスで実施された実大建物震動台実験データを用いて、その適用性を検討し、損傷評価法の妥当性を明らかにした。

ここで提案する損傷評価法は、計測層間変位による時刻歴変位載荷解析に基づいて定式化され、地震直後に建物主架構部材の損傷位置と損傷程度を時刻歴上で評価することを目的としている。時刻歴変位載荷解析は、地震時の建物全体挙動を時刻歴上でトレースすることで建物主架構部材の挙動と損傷を推定する手法であり、計測層間変位時刻歴および建物主架構部材剛性に関する情報のみに基づいて実施され、建物のモデル化精度を含む解析に対するロバスト性を有している。次に、E-ディフェンスで実施された実大4層鉄骨造建物の震動台実験の公開データを用いて、提案する損傷評価法の適用性を検討した。実験結果と評価結果による試験体主架構部材の弾塑性挙動を比較検討し、本評価法により部材の損傷程度を表す履歴性状を精度よく推定できること、および100Hz程度のサンプリング周波数で適用可能であることを確認し、本損傷評価法の有効性・妥当性を明らかにした。最後に、想定する非接触型の光学式センサによる層間変位計測システムの概要を示し、層間変位計測データに含まれることが予想される部材局部変形に伴う誤差の、解析的な除去補正を行う方法を損傷評価フローに組み込んだ。

本損傷評価法は、実用手法として、通常の建物規模・階数であれば十分に適用することができる。今後、より実用性の高い手法へと発展させるために、地震後の建物性能を明確化する損傷指標の構築および建物の規模・構造形式を考慮した評価法の適用性について検討を進めていく予定である。

謝辞

本研究は、科学研究費補助金（基盤研究B, 21360271, 研究代表者：西谷章）の助成を受けました。また、層間変位センサの開発にあたって早稲田大学理工学術院・大泊巖、庄子習一、谷井孝至、松谷巖、金川清各氏のご指導、並びに数値解析の実施にあたって鹿島建設技術研究所・三浦悟、石田雅利、鈴木康嗣各氏のご協力を頂きました。ここに記して感謝の意を表します。

付録

本編 4.2 で提案した局部変形による計測誤差の補正法の収束性について考察する。ある層について、実際の層間変位時刻歴を δ_{real} 、センサの計測層間変位時刻歴を δ 、またセンサ設置位置の実際の部材回転角時刻歴を θ_{real} とすると、センサの計測間距離を h として、時刻 t における層間変位 $\delta_{\text{real}}(t)$ は以下の式で表すことができる。

$$\delta_{\text{real}}(t) = \delta(t) - h\theta_{\text{real}}(t) \quad (\text{付 1})$$

今、時刻 t における層間変位 $\delta_{\text{real}}(t)$ に対する計測誤差 $h\theta_{\text{real}}(t)$ の比を $\alpha(t)$ とおくと、 $\delta_{\text{real}}(t) \neq 0$ に対して以下の式で表される。

$$\alpha(t) = \frac{h\theta_{\text{real}}(t)}{\delta_{\text{real}}(t)} \quad (\text{付 2})$$

(付 1) 式、(付 2) 式より時刻 t における計測層間変位 $\delta(t)$ を以下のように書き換えることができる。

$$\begin{aligned} \delta(t) &= \delta_{\text{real}}(t) + \alpha(t)\delta_{\text{real}}(t) \\ &= \{1 + \alpha(t)\}\delta_{\text{real}}(t) \end{aligned} \quad (\text{付 3})$$

次に、本編(i)で実施した計測層間変位時刻歴 δ による時刻歴変位載荷解析で得られたセンサ設置位置の部材回転角時刻歴 $\theta_{(0)}$ を用いて推定された時刻 t における計測誤差 $h\theta_{(0)}(t)$ の計測層間変位 $\delta(t)$ に対する比を $\delta(t) \neq 0$ に対して $\alpha(t)$ に概ね等しいと仮定すると、本編 (ii) で推定された時刻 t における推定層間変位 $\delta_{(1)}(t)$ は、本編(9)式、(付 3)式より以下のように書くことができる。

$$\begin{aligned} \delta_{(1)}(t) &= \{1 + \alpha(t)\}\delta_{\text{real}}(t) - \alpha(t)\{1 + \alpha(t)\}\delta_{\text{real}}(t) \\ &= \{1 - \alpha^2(t)\}\delta_{\text{real}}(t) \end{aligned} \quad (\text{付 4})$$

同様に、本編(iii)、(iv)で推定された時刻 t における推定層間変位 $\delta_{(2)}(t)$ は、推定層間変位 $\delta_{(1)}(t)$ に対する推定計測誤差 $h\theta_{(1)}(t)$ の比を $\delta_{(1)}(t) \neq 0$ に対して $\alpha(t)$ に概ね等しいと仮定すると、以下のように書くことができる。

$$\begin{aligned} \delta_{(2)}(t) &= \{1 + \alpha(t)\}\delta_{\text{real}}(t) - \alpha(t)\{1 - \alpha^2(t)\}\delta_{\text{real}}(t) \\ &= \{1 + \alpha^3(t)\}\delta_{\text{real}}(t) \end{aligned} \quad (\text{付 5})$$

本編(v)で同様の手順を繰り返すと、 n 回目の時刻 t における推定層間変位 $\delta_{(n)}(t)$ を以下の式で表すことができる。

$$\delta_{(n)}(t) = \begin{cases} \{1 + \alpha^{n+1}(t)\}\delta_{\text{real}}(t) & : n \text{ が偶数時} \\ \{1 - \alpha^{n+1}(t)\}\delta_{\text{real}}(t) & : n \text{ が奇数時} \end{cases} \quad (\text{付 6})$$

(付 6) 式より、時刻 t において層間変位 $\delta_{\text{real}}(t)$ に対する計測誤差 $h\theta_{\text{real}}(t)$ の比 $\alpha(t)$ の絶対値が 1 より小さい場合、推定層間変位 $\delta_{(n)}(t)$ は実際の層間変位 $\delta_{\text{real}}(t)$ に収束する。また全継続時間にわたって本条件を満足する場合、推定層間変位時刻歴 $\delta_{(n)}$ は実際の層間変位時刻歴 δ_{real} に収束する。

参考文献

- 1) Takahashi, M., Nasu, T. and Kobori, T.: Proposal for Real-time Disaster Mitigation System with Structural Control Systems, Proceedings of the Structural Health Monitoring and Intelligent Infrastructure, Vol.2, pp.953-961, 2003.11
- 2) 圓幸史朗, 池ヶ谷靖, 中村充, 柳瀬高仁: スマートセンサと無線ネットワークを用いた構造ヘルスマonitoringシステムの開発, 日本地震工学会論文集, 第 7 巻, 第 6 号, pp.17-30, 2007
- 3) 三田彰: センサネットワークを活用した都市・建築の健全性診断システム, 計測と制御, Vol.46, No. 8, pp.612-617, 2007.8
- 4) コンクリート構造物のヘルスマonitoring研究小委員会: コンクリート構造物の構造ヘルスマonitoring (SHM) の研究動向と設計手法, 土木学会論文集, No.795, pp.1-16, 2005.8
- 5) 中村充: SHM 技術の現状と課題, 構造ヘルスマonitoringがつくる安全・安心な建築空間, 2008 年度日本建築学会大会(中国)・構造部門(振動)・パネルディスカッション資料, pp.15-24, 2008.9
- 6) 仁田佳宏, 西谷章: 各層を単位とするサブシステムの同定に基づく剛性のヘルスマon建築学会構造系論文集, 第 573 号, pp.75-79, 2003.11
- 7) 杉浦雄大, 矢口友貴, 西谷章, 仁田佳宏: MEMS センサによる多層建築物の損傷検出, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, pp.235-236, 2008.9
- 8) 南方俊一, 大橋吉雄, 大南亮一, 坂元義隆: 兵庫県南部地震における神戸クリスタルタワービルの耐震性について, 日本建築学会技術報告集, 第 1 号, pp.147-152, 1995.12
- 9) 中村充, 安井諱: 微動測定に基づく地震被災鉄骨建物の層損傷評価, 日本建築学会構造系論文集, 第 517 号, pp.61-68, 1999.3
- 10) 篠崎祐三: 「微動測定に基づく地震被災鉄骨建物の層損傷評価」に対する討論(中村充, 安井諱著 日本建築学会構造系論文集, 第 517 号, 1999 年 3 月掲載), 日本建築学会構造系論文集, 第 535 号, pp.179-180, 2000.9
- 11) 中村充, 安井諱: 篠崎祐三氏の討論に対する回答, 日本建築学会構造系論文集, 第 535 号, pp.181-182, 2000.9
- 12) 飯山かほり, 栗田哲, 源栄正人, 千葉一樹, 櫻田佑太, 三辻和也: 2011 年東北地方太平洋沖地震で損傷した鉄筋コンクリート造 3 階建て建物のモード特性と損傷階の推定, 日本地震工学会論文集, 第 12 巻, 第 5 号(特集号), pp.207-224, 2012
- 13) 尾野勝, 金澤健司, 飯野夏輝, 佐藤大樹, 北村春幸, 長江拓也: 実大震動台実験における高層鉄骨造建物の地震損傷検知, 日本建築学会構造系論文集, 第 76 巻, 第 662 号, pp.775-783, 2011.4
- 14) 建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会編: 2007 年版建築物の構造関係技術基準解説書, 全国官報販売協同組合, 2007
- 15) Matsuya, I., Tomishi, R., Sato, M., Kanekawa, K., Nitta, Y., Takahashi, M., Miura, S., Suzuki, Y., Hatada, T., Katamura, R., Tani, T., Shoji, S., Nishitani, A. and Ohdomari, I.: Development of Lateral Displacement Sensor for Real-time Detection of Structural Damage, IEEJ Transactions on Electrical and Electronic Engineering, Vol.6, No.3, pp.266-272, 2011.5
- 16) Kanekawa, K., Matsuya, I., Sato, M., Tomishi, R., Takahashi, M., Miura, S., Suzuki, Y., Hatada, T., Katamura, R., Nitta, Y., Tani, T., Shoji, S., Nishitani, A. and Ohdomari, I.: An Experimental Study on Relative Displacement Sensing using Phototransistor Array for Building Structures, IEEJ Transactions on Electrical and Electronic Engineering, Vol.5, No.2, pp.251-255, 2010.3
- 17) 畑田朋彦, 高橋元一, 鈴木康嗣, 松谷巖, 金川清, 仁田佳宏, 西谷章: 起振機加振試験による非接触型センサを利用した実建物の層間変位計測, 日本建築学会構造系論文集, 第 75 巻, 第 653 号, pp.1257-1264, 2010.7
- 18) 森田高市, 松森泰造: 振動台実験に基づく鉄筋コンクリート造 6 層建築物の損傷過程の動特性の評価, 構造工学論文集, Vol.53B, pp.39-46, 2007.3
- 19) 池田芳樹: 実大 4 層鉄骨造建物の震動台実験を利用した線形システム同定法の検証, 日本建築学会技術報告集, 第 16 巻, 第 34 号, pp.889-894, 2010.10
- 20) 品川祐志, 三田彰: E-Defense 実大崩壊実験データによる構造物の健全性評価手法の検証, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, pp.873-874, 2011.8

- 21) 楠浩一, 勅使川原正臣, 小出栄治: リアルタイム残余耐震性能判定装置の開発, その 1 判定方法の概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, pp.961-962, 2003.9
- 22) 井上丁太, 濱本卓司: 層損傷から部材損傷への二段階推定モデル, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, pp.683-684, 2009.8
- 23) 田中匠子, Francisco Arrecis, 源栄正人: リアルタイム耐震モニタリングのための建築構造物の損傷度評価に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, pp.41-42, 2007.8
- 24) Hatada, T., Takahashi, M., Katamura, R., Hagiwara, H., Matsuya, I., Kanekawa, K., Nitta, Y. and Nishitani, A.: Damage Monitoring and Evaluation for Building Structures based on Measurement of Relative Story Displacements by Nocontact-type Sensors, Proceedings of the 8th International Workshop on Structural Health Monitoring, Vol.1, pp.111-118, 2011.9
- 25) 独立行政法人防災科学技術研究所データ公開システム「ASEBI」より課題「鉄骨造建物実験研究 完全崩壊再現実験」, <https://www.edgrid.jp/data/0703>, 2012 年 5 月 10 日参照
- 26) 吹田啓一郎, 松岡祐一, 山田哲, 島田侑子, 多田元英, 笠井和彦: 震動台実験の概要と弾性応答特性, 実大 4 層鉄骨造建物の完全崩壊実験 その 1, 日本建築学会構造系論文集, 第 74 巻, 第 635 号, pp.157-166, 2009.1
- 27) 山田哲, 吹田啓一郎, 松岡祐一, 島田侑子: 震動台実験における弾塑性応答特性と崩壊メカニズムの形成, 実大 4 層鉄骨造建物の完全崩壊実験 その 2, 日本建築学会構造系論文集, 第 74 巻, 第 644 号, pp.1851-1859, 2009.10
- 28) 武藤清: 構造物の動的設計, 丸善, 1977
- 29) 大崎順彦: 建築振動理論, 彰国社, 1996
- 30) 引野剛, 大崎純, 笠井和彦, 多田元英, 中島正愛: 実大 4 層鉄骨造建物のブライント解析コンテストの総括と解析精度の検討, 日本建築学会構造系論文集, 第 75 巻, 第 655 号, pp.1717-1726, 2010.9
- 31) 堀本明伸, 多田元英, 玉井宏章, 大神勝城, 桑原進, 三谷淳: 実大 4 層鉄骨造建物の統合化構造解析システムによる立体倒壊解析, 構造工学論文集, Vol.55B, pp.277-283, 2009.3
- 32) 日本建築学会: 鋼構造限界状態設計指針・同解説 (第 2 版), 丸善, 2002
- 33) Matsuya, I., Katamura, R., Sato, M., Iba, M., Kondo, H., Kanekawa, K., Takahashi, M., Hatada, T., Nitta, Y., Tanii, T., Shoji, S., Nishitani, A. and Ohdomari, I: Measuring Relative-Story Displacement and Local Inclination Angle Using Multiple Position-Sensitive Detectors, Sensors, Vol.10, No.11, pp.9687-9697, 2010.11

(2012年 5 月10日原稿受理, 2013年 1 月10日採用決定)