地震直後における建物健全性評価のための
限られた階の加速度記録に基づく建物全層応答推定手法

－鉄骨造 18 層試験体の振動台実験結果に基づく検討－

SEISMIC RESPONSE ESTIMATION OF WHOLE BUILDING BASED ON LIMITED
NUMBER OF ACCELERATION RECORDS FOR STRUCTURAL HEALTH
MONITORING SYSTEM SHORTLY AFTER AN EARTHQUAKE

－ System application for large shaking table test of a 18 story steel building －

森井雄史*, 岡田敬一*, 白石理人*, 杉本浩一**,

寺田岳彦***, 佐藤俊明****, 飛田 潤*****

Takeshi MORII, Keiichi OKADA, Michihito SHIRAIISHI, Koichi SUGIMOTO,
Takehiko TERADA, Toshiaki SATO and Jun TOBITA

Structural health monitoring systems of buildings are recently expected, in order to evaluate building usability and recover building functions shortly after an earthquake is attracted. However, applicability of the evaluation methods against nonlinearly deformation domain of buildings, effects of sensors location and number of sensor on simulated response have not been examined in detail. An estimation method according to the modal shape (participation function) based on design model of building applied to the large shaking table test of the 1/3 scaled 18-story steel high-rise building in December 2013 at E-defense. The estimated results from 5 points of sensors (1,4,10,15,RFL) correspond approximately to the observed results in the 18-story steel high-rise building specimen up to 0.03rad of maximum story drift angle.

Keywords: Structural health monitoring systems, 1/3 scaled 18-story steel high-rise building, Shaking table test,

Modal analysis method, Maximum story drift angle, Nonlinear response

健全性判定システム, 鉄骨造 18 層試験体, 振動台実験, モード合成法, 最大層間変形角, 非線形領域

1. はじめに

2011 年東北地方太平洋沖地震時には、首都圏では公共交通機関が停止した事により、大量の帰宅困難者が発生した。そのため、近年では、地震発生後即時に建物の健全性を確認し、安全な建物内に人々を留めておく事が求められつつある^{1,2)}。地震時における建物の健全性を即時に判定するシステムの 1 つとして、限られた階に設置した加速度センサの情報を基に建物全層での応答を推定し、事前に設定した判定クライテリアとの関係から健全性を判定する方法^{例えは 3,4)}が用いられている。建物全階に加速度センサを設置する事で、地震時における建物全層の応答（加速度や層間変形角）を直接的に計測する事は可能であるが、超高層建物のように階数が多い場合には、全ての階に加速度センサを設置する事は、設置場所の確保やコスト的に難しい場合がある。

限られた階の加速度記録から建物全層の応答を推定する方法(以下では、建物全層応答推定手法と呼ぶ。)は、モード合成法に基づい

ており、弾性変形での刺激関数を基として応答推定を行う。建物全層応答推定手法に関する既往の研究では、応答推定精度を高めるために、建物の設計モデル(質量分布と剛性分布)の刺激関数を基に、観測記録とバイズ更新を用いて刺激関数を更新する方法³⁾や適応型拡張カルマンフィルタを用いる方法⁶⁾が提案されている。その他、既知の建物の刺激関数を必要とせず、観測記録に基づいて建物の刺激関数を同定し、その結果を用いて応答推定を行う手法⁷⁾や、既知の建物の刺激関数は使用するが、建物に設置する加速度センサをより少なくする手法^{8,9)}なども提案されている。しかし、多くの既往の研究では、建物の弾性変形領域までを対象としている場合が多い。地震時における建物の健全性判定を行う上では、損傷の有無が判断される事から、非線形領域での推定精度が重要となるが、弾性変形での刺激関数に基づいた建物全層応答推定手法が適用可能な変形レベルについて、十分に把握されている訳ではない。また、非線形領域を含んだ実建物応答や振動台実験の結果などを用い、建物全層応答

* 清水建設株式会社 博士(工学)

** 清水建設株式会社 修士(工学)

*** 清水建設株式会社 博士(工学)

**** 株式会社総合研究所 工博

***** 名古屋大学災害対策室 教授・工博

Institute of Technology, Shimizu Corporation, Dr.Eng.

Institute of Technology, Shimizu Corporation, M.Eng.

Technology Strategy Division, Shimizu Corporation, Dr.Eng.

Ohsaki Research Institute Inc., Dr.Eng.

Prof., Disaster Management Office, Nagoya University, Dr.Eng.

推定手法の適用性に関して検証された事例は少ない¹⁰⁾。

本論文では、文部科学省委託研究「都市の脆弱性が引き起こす激甚災害の軽減化プロジェクト ②都市機能の維持・回復のための調査研究」の一環として実施された鉄骨造18層建物を模擬した1/3スケールの大型振動台(E-ディフェンス)実験の結果¹¹⁾を基に、建物全層応答推定手法の適用性について検討を行う。建物全層応答推定手法には、応答推定に用いる刺激関数の更新は行わず、建物の設計モデルによる弾性変形での刺激関数と、限られた加速度センサの情報から、モード合成法に基づいて応答推定する手法を用いる。なお、モード合成法で用いる次数は、建物上部に設置する加速度センサ数と同じとし、推定した加速度波形を数値積分して変位波形を算出する。上記のような手法を用い、センサ数が応答推定可能な変形レベルに及ぼす影響の他、センサ配置や初期条件として与える建物モデルの精度が応答推定結果に及ぼす影響について分析する。なお、同実験では、試験体の挙動を把握するための多数の実験用計測器に加えて、建物の健全性判定システムのための加速度センサを別途設置しており、その結果を用いて検討する。まず、第2章では、限られた階に設置された加速度センサから建物全層の応答を推定する手法について記述する。着目する建物応答指標は、加速度の他、層間変形角、累積塑性変形倍率である。ここでは、各建物応答指標を基として、建物の健全性判定を行う事を想定しているが、建物の健全性を判定するクライテリアの設定方法については検討しない。次に、第3章では、E-ディフェンスで行われた1/3スケールの鉄骨造18層試験体の振動台実験について述べる。試験体および振動台実験の概要、実験時の計測システム、試験体の振動特性や損傷状態に関してまとめる。第4章では、センサ数を5点とし、建物全層応答推定手法を鉄骨造18層試験体の振動台実験の結果に適用する。最後に第5章では、鉄骨造18層試験体の振動台実験結果を基に、センサ配置や建物全層応答推定手法で用いる建物モデルの精度が応答推定結果に及ぼす影響、センサ数が応答推定可能な変形レベルに及ぼす影響について検討を行う。

2. 限られた階の加速度記録を用いた建物全層応答推定手法

限られた階の加速度記録を用いた建物全層応答推定手法の概要を図1に示す。建物全層応答推定手法では、モード合成法に基づいて、建物内の限られた階の加速度センサの記録から、建物全層での応答を推定する。建物応答指標としては、最大加速度、最大層間変形角、累積

図1 限られた階の加速度記録を用いた建物全層応答推定手法

塑性変形倍率を対象とする。モード合成法で必要となる建物*i*階での質量 m_i と剛性 k_i 、累積塑性変形倍率を算定するための降伏変形角 $R_{y,i}$ と降伏剪断力 $Q_{y,i}$ は、設計モデル等から与えられる事を想定する。

2.1 加速度と層間変形角の推定³⁾

建物の層数を n_f とすると、各層の質量 $\mathbf{m}=[m_1 \cdots m_{n_f}]^T$ 、初期剛性 $\mathbf{k}=[k_1 \cdots k_{n_f}]^T$ から、質量行列 $\mathbf{M}$ と剛性行列 $\mathbf{K}$ は、次式のようにそれぞれ表される。

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} m_1 & & \\ & \ddots & \\ & & m_{n_f} \end{bmatrix} \quad (1)$$

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & & \\ -k_2 & \ddots & \ddots & \\ & \ddots & k_{n_f-1} + k_{n_f} & -k_{n_f} \\ & & -k_{n_f} & k_{n_f} \end{bmatrix} \quad (2)$$

刺激関数行列 $\mathbf{\Gamma}=[\gamma_1 \cdots \gamma_{n_f}]^T$ は、質量行列 $\mathbf{M}$ 及び剛性行列 $\mathbf{K}$ から固有値問題を解いて求める。 γ_j は、各質点の*j*次モードの刺激関数を並べた列ベクトルである。 n_m 次モードまでの刺激関数を用いて近似すると、センサ設置階の絶対加速度応答 a_{ps} は次式で表わされる。

$$a_{ps} = \mathbf{D}_m \cdot \mathbf{u} + \mathbf{m} \mathbf{\Gamma}_s \cdot \mathbf{m} \mathbf{q} \quad (3)$$

ここで、 $\mathbf{D}_m = [1 \cdots 1]^T \in \mathbb{R}^{n_s}$ 、 $\mathbf{u}$ は1階の絶対加速度、 n_s は1階を除く建物上部での加速度センサの設置数、 $\mathbf{m} \mathbf{\Gamma}_s$ は $\mathbf{\Gamma}$ からセンサ設置階に対応する行と、 $1 \sim n_m$ 次に対応する列を抜き出した行列、 $\mathbf{m} \mathbf{q} = [q_1 \cdots q_{n_m}]^T$ は $1 \sim n_m$ 次のモード応答相対加速度ベクトルである。この時、モード次数 n_m は、建物上部でのセンサ数 n_s と同じである。

以上の関係から、モード応答相対加速度の推定値 $p \mathbf{q}$ は、センサ設置階の加速度記録 a_o と $\mathbf{m} \mathbf{\Gamma}_s$ の逆行列 $\mathbf{m} \mathbf{\Gamma}_s^{-1}$ から、(4)式のように求められる事から、建物全階の絶対加速度応答 a_p は(5)式で推定される。

$$p \mathbf{q} = \mathbf{m} \mathbf{\Gamma}_s^{-1} (a_o - \mathbf{D}_m \cdot \mathbf{u}) \quad (4)$$

$$a_p = \mathbf{D} \cdot \mathbf{u} + \mathbf{m} \mathbf{\Gamma} \cdot p \mathbf{q} \quad (5)$$

ここで、 $\mathbf{D} = [1 \cdots 1]^T \in \mathbb{R}^{n_f}$ 、 $\mathbf{m} \mathbf{\Gamma}$ は刺激関数行列 $\mathbf{\Gamma}$ から $1 \sim n_m$ 次に対応する列を抜き出した行列であり、センサ設置階の推定値は観測値と一致する。また、手法的に、1階の絶対加速度は必要となり、1階には加速度センサが必ず設置される。

各層の層間変位の推定値 d_p は、推定された絶対加速度応答 a_p を周波数領域で2階積分して絶対変位を求め、各階毎の差分をとる事で算定できる。各層の層間変形角 R_p は、求めた層間変位 d_p を各階の階高で除して算定する。

2.2 累積塑性変形倍率の推定

次に、*i*層での累積塑性変形倍率 $\eta_{p,i}$ の推定方法について述べる。累積塑性変形倍率 $\eta_{p,i}$ は、各層の層せん断力 $Q_{p,i}$ と層間変形角 $R_{p,i}$ との関係から算出する。各層のせん断力 $Q_{p,i}$ は、各階の質量 m_i と、推定される絶対加速度応答 $a_{p,i}$ を用いると、次式のように表される。

$$Q_i = \sum_{k=i+1}^{n_f} m_k \cdot a_{p,k} \quad (6)$$

各層の層せん断力 $Q_{p,i}$ と層間変形角 $R_{p,i}$ との関係から求める履歴面積を $S_{p,i}$ とすると、累積塑性変形倍率 $\eta_{p,i}$ は降伏変形角 $R_{y,i}$ 、降伏剪断力 $Q_{y,i}$ を用いて、次式で表される。

$$\eta_{p,i} = S_{p,i} / (R_{y,i} \cdot Q_{y,i}) \quad (7)$$

3. 鉄骨造18層試験体の振動台実験

3.1 鉄骨造18層試験体と振動台実験の概要¹⁾

平成25年12月に、E-ディフェンスで実施された振動台実験の鉄骨造18層試験体を図2に示す。試験体は、18階建ての鉄骨造建物の1/3スケールであり、平面6m×5mの3×1スパン、高さ25.35m、重量約4179kNである。

入力として用いられた地震波を図3に示す。入力地震波は、南海トラフ三連動地震を想定して作成された大都市圏での模擬地震動である。実大建物での減衰定数5%の擬似速度応答スペクトル pS_v が、周期0.8秒以上で110cm/sとなるように作成されている。図3では、振動台実験での計測データで示しており、試験体の相似則に従い、時間軸は $1/\sqrt{3}$ 倍に調整されている。

振動台実験では、図3(a)に示す入力地震動を基準とし、振幅レベルを変化させて、長辺(X)方向のみの1方向加振が行われている。表1に示すように、試験体が防護架台に接するまで、ケース00-r～420-3の加振が行われた。毎回の地震波加振の後には、試験体の振動特性

図2 鉄骨造18層試験体と加速度センサおよび実験計測器の配置

の把握を目的としたランダム波加振(図3(b))も実施されている。

3.2 健全性判定システムの計測方法

健全性判定システムは、3成分のサーボ型加速度センサ(東京測振AS-3357:3G計)と、PCベースのデータ収録・解析システムを組み合わせたシステムである。加速度センサからのアナログ信号は、エイリアシング防止のローパスフィルタ(50Hz)を通過させた上で、サンプリング振動数200Hzでデジタル収録(16bit AD変換)する。

振動台実験に用いた健全性判定システムの加速度センサの配置を図2に併せて示す。建物全層応答推定手法の検証を行うため、鉄骨造18層試験体のX1Y1通りの全19フロア(1FL～RFL)に加速度センサを設置する。その他X2Y4通りの5フロア(1,5,10,15,RFL)と、振動台テーブル上のY1通りX1とX2との間に1台の合計25台を設置している。加速度センサは、コンクリートスラブ上に接着したベースプレートへボルト固定している。

振動台実験時における健全性判定システムのデータ収録状況は、加振ケース420-1で1台(図2のNo.21)のケーブルが断線し、加振ケース420-3で残り24台のケーブルが断線している。そのため、本論文では、加振ケース340-2までを検討対象とする。加速度から変位に数値積分する際、鉄骨造18層試験体では0.1Hzでローカットフィルタを施し、周波数領域で積分する。また、層せん断力を算定する際には、高次の振動数が変形に及ぼす影響は少ないと考え、試験体の3次固有周期までを考慮し、8Hzでハイカットフィルタを施す。以下

図3 入力地震波

表1 鉄骨造18層試験体における振動台実験の加振ケースと試験体の最大層間変形角および損傷状況¹⁾

加振 ケース名 ^{※1}	振幅レベル pS_v (倍率)	最大層間変形角 ^{※3} (生起階)	損傷状況	加振 ケース名 ^{※1}	振幅レベル pS_v (倍率)	最大層間変形角 ^{※3} (生起階)	損傷状況
00-r ^{※2}	33cm/s (0.3倍)	0.0021rad (8階)	弾性挙動(損傷なし)	180-2	180cm/s (1.64倍)	0.018rad (11階)	梁端(2～14階)降伏 梁端(2～5階)亀裂発生
20	20cm/s (0.18倍)	0.0027rad (14階)	同上	220	220cm/s (2倍)	0.019rad (11階)	梁端(2階)下端破断
40	40cm/s (0.37倍)	0.0057rad (14階)	同上	250	250cm/s (2.27倍)	0.024rad (2階)	梁端(2～3階)下端破断
81	81cm/s (0.74倍)	0.0096rad (14階)	梁端降伏 (2～4階の一部)	300	300cm/s (2.73倍)	0.032rad (2階)	梁端(2～5階)下端破断
110-1	110cm/s (基準=1倍)	0.011rad (3階)	梁端(2～7階の一部) 1階柱脚降伏	340-1	340cm/s (3.1倍)	0.058rad (2階)	梁端破断上階に進展 1階柱脚局部座屈
110-2	110cm/s (1倍)	0.011rad (14階)	同上	340-2	340cm/s (3.1倍)	0.074rad (2階)	梁端破断上階に進展 1階柱脚局部座屈進展
180-1	180cm/s (1.64倍)	0.016rad (11階)	梁端(2～14階)降伏 梁端(2～5階)亀裂発生	420-1,2,3	420cm/s (3.8倍)	—	下5層の全梁端破断 1階柱脚局部座屈進展

※1 各地震波入力後に行われた特性把握加振(ランダム波入力)のケース名は、ケース名の後に「r」を付けて表す。

※2 初期状態でのランダム波加振。

※3 最大層間変形角は、生起階が4階～14階の場合は、加速度記録の積分から算定。生起階が1階～3階の場合は、レーザ変位計から算定。

では、全層応答推定手法での推定結果を「推定値」、全階の加速度センサから求めた結果を「観測値」と呼ぶ。

3.3 振動台実験の計測システムと実験値の算定方法

鉄骨造18層試験体には、健全性判定システムの加速度センサの他に、試験体挙動を把握するための変位計や歪みゲージ、損傷確認用のカメラなどの計測器が多数設置されている¹¹⁾。そのうち、本論文で比較のために使用したレーザ変位計やワイヤ変位計、柱頭柱脚に貼付された歪みゲージの設置位置を図2に併せて示す。

レーザ変位計は、1～3階に設置され、各階の層間変位を直接計測しており、その値を階高で除して、最大層間変形角を求める。ワイヤ変位計は1～10階に設置されており、各階の差分を階高で除して層間変形角を求める。

柱頭柱脚の歪みゲージは1～7階、13階に設置されており、ヤング係数 $E=205\text{kN/mm}^2$ として柱頭柱脚部の曲げモーメントを求めた後、柱ごとのせん断力を算定する。歪みゲージはX2構面にのみ貼付されており、X1構面も同じ値と仮定し層せん断力を算定する。そして、層間変形角との関係から履歴面積を算定し、累積塑性変形倍率を求める。ただし、層間変形角は、1～3階はレーザ変位計、4～7階はワイヤ変位計、13階は健全性判定システムの加速度センサから算定する。以上のように算定した層間変形角、累積塑性変形倍率を「実験値」と呼ぶ。

3.4 鉄骨造18層試験体の損傷状態と振動特性

(a) 試験体の最大層間変形角と損傷状態

まず、振動台実験の加振ケースと鉄骨造18層試験体の最大層間変形角 R_{max} および損傷状況¹¹⁾を表1に示す。なお、試験体の最大層間変形角 R_{max} は、3.3節に示したように計測器設置階の関係から、加振ケース00～220は加速度記録を積分して求め、加振ケース250～340-2はレーザ変位計から求めている。加振ケース110-1では $R_{max}=0.011\text{rad}$ となり、梁端降伏が上層階に進展し、1階柱脚でも降伏する。加振ケース180-1では $R_{max}=0.016\text{rad}$ となり、2～5階の梁端で亀裂が確認され、加振ケース220では $R_{max}=0.019\text{rad}$ で2階の梁端下端が破断する。加振ケース220までは、高次モードの影響により、最大層間変形角は11階や14階のような建物上層階に現れる場合が見られている。その後、振幅レベルを上げるごとに、梁端下端の破断は上層階に進展し、加振ケース300では $R_{max}=0.032\text{rad}$ となり、5階までの梁端下端が破断する。加振ケース340-1では $R_{max}=0.058\text{rad}$ となり、1階柱脚部において、局部座屈が確認されている。最終的には振動台の性能上、継続時間を半分にした加振ケース420-3で、試験体が防

護架台に接触し、振動台実験は終了されている。その際には、2～6階の全梁端が破断していた。

(b) 試験体の振動特性

次に、地震波加振の前後に行われたランダム波加振の結果から、鉄骨造18層試験体の振動特性を分析する。ランダム波加振の振幅レベルが同一である加振ケース00-r以降のデータを用いる。

試験体の1FLに対するRFLの伝達関数を図4に示し、加振ケース00-r～340-2-rまでのランダム波加振時における試験体の固有周期の変化を図5に示す。また、加振ケース00-r(初期状態)、110-1-r、220-r、250-r、300-r、340-1-rを対象として、1次と4次モードの刺激関数を図6に示す。試験体の固有周期および刺激係数は、図4に示すように、1FLに対するRFLの伝達関数を求め、求めた伝達関数に対して、理論式を非線形最小二乗法によりフィッティングして算出している¹²⁾。なお、伝達関数は1FL,RFLともに、X2Y1通りとX1Y4通りに設置された2つの加速度センサのデータを平均化して求めている。試験体の固有周期は、加振ケース340-1-rでも精度良く同定できている。また、刺激関数は各階での伝達関数を求め、各モードでの振幅比の最大値で基準化した後、刺激係数を乗じて求めている。

試験体の固有周期は初期状態では1次で1.1秒、2次で0.37秒、3次で0.2秒、4次で0.14秒となっている。試験体の固有周期は、梁端が降伏した後の加振ケース110-1-rや、2階の梁端が破断した後の加振ケース220-rでは変化していない(図5)。2～3階の梁端が破断し

図6 鉄骨造18層試験体の刺激関数の変化

図4 ランダム波加振時の伝達関数

図5 ランダム波加振時における試験体の固有周期の変化

図7 地震波加振時における等価高さでの変形角と固有周期との関係

た後の加振ケース 250-r で、1 次固有周期は僅かに伸びている。梁端破断が 5 階まで進展した後の加振ケース 300-r では、1 次固有周期は 1.5s 程度となり、刺激関数は下層部での変形が大きくなる(図 6)。また、加振ケース 300-r 以降では、2 次モード以上の高振動モードにおいても変化が確認できる。1 階の柱脚が局部座屈した後の加振ケース 340-1-r では、1 次固有周期は 2.0s まで長周期化し、刺激関数も下層部において、さらに変化している。

次に、地震波加振時における試験体の変形角と固有周期との関係を図 7 に示す。試験体の変形角は、弾性時における 1 次モードの変形量から算定した等価高さ(概ね 13FL)での相対変位を、その高さで除して求めている。地震波加振時の固有周期は、ランダム波加振時と同様の方法で算出する。地震波加振時の固有周期は、地震波加振後のランダム波加振時と比較しても大きな違いは見られず、振幅依存性は顕著に確認できていない。

以上より、鉄骨造 18 層試験体の固有周期は、梁端降伏や一部の梁端破断、振幅依存性では殆ど変化せず、梁端破断が 5 階まで進展した後で明確に変化している。そのため、試験体の固有周期の変化だけに着目して、鉄骨造建物の構造躯体の損傷が小さい領域の健全性判定を行うことは難しいと推測される。

4. 建物全層応答推定手法の鉄骨造 18 層試験体への適用

限られた階の加速度記録に基づく建物全体応答推定手法を鉄骨造 18 層試験体の振動台実験の結果に適用する。建物応答指標は最大加速度、最大層間変形角の他、累積塑性変形倍率を対象とする。

4.1 固有値解析モデル

鉄骨造 18 層試験体の固有値解析モデル(質量 m_i と剛性 k_i)は、図 8 に示すように、鉄骨造高層建物の崩壊余裕度定量化分科会で設計されたモデル(以下では、設計モデルと呼ぶ)を用いる¹⁾。層ごとの初期剛性および降伏変形角は、部材系モデルの増分解析結果を基に設定した。設計モデルの固有周期は 1 次で 1.1s、2 次で 0.40s、3 次で 0.25s、4 次で 0.18s であり、図 5,6 に示した実験結果と比較すると 2 次よりも高次で若干異なっているが、刺激関数で比較すると両者は概ね対応している。累積塑性変形倍率を算定する際の降伏変形角 R_y は、

(a) 設計モデルの諸元

階数	階高 (cm)	重量 (kN)	剛性 (kN/cm)	降伏変形角(rad)
18	135	202	363	0.0056
17	135	206	491	0.0066
16	135	206	562	0.0074
15	135	206	619	0.0080
14	135	206	660	0.0084
13	135	206	712	0.0091
12	135	206	788	0.0091
11	135	208	824	0.0097
10	135	208	840	0.0098
9	135	208	876	0.0096
8	135	208	938	0.0096
7	135	208	963	0.0099
6	135	208	990	0.0099
5	135	208	1028	0.0099
4	135	208	1028	0.0095
3	135	208	1073	0.0090
2	135	208	1092	0.0088
1	170	208	1155	0.0069

図 8 鉄骨造 18 層試験体の設計モデル (X 方向)

トリリニア型で設定した復元力特性の第一折点とする。

4.2 推定値と観測値および実験値との比較

ここでは、加速度センサを 1,4,10,15,RFL の 5 点配置を想定し、建物全層応答推定手法による応答推定を行う。建物上部のセンサ数は 4 点となることから、建物全層応答推定手法で考慮する振動モードは、4 次モードまでとなる。センサ配置が推定結果に及ぼす影響は、5.2 節で分析しているが、その結果を踏まえたセンサ配置(モード配置)としている。全階の加速度センサから求めた結果を「観測値」、3.3 節で示した計測器からの結果を「実験値」と表し、推定値と比較する。

まず、加振ケース 180-1 での加速度と層間変形角の時刻歴波形を図 9 に示す。入力地震動の主要動付近である 70 ~ 90s を抽出した 3FL で

図 9 時刻歴波形の比較 (加振ケース 180-1)

図 10 2 階の層間変形角と層せん断力との関係 (加振ケース 180-1)

の加速度と、2階での層間変形角の結果である。建物全層応答推定手法の推定値は、建物応答指標の最大値だけでなく、時刻歴波形においても、観測値および実験値と良い対応を示している。同様に、2階部分での層せん断力と層間変形角との関係を図10に示す。累積塑性変形倍率算定の基となる層せん断力と層間変形角との関係においても、履歴形状は若干崩れているが、推定値は観測値、実験値と良い対応を示している。

次に、加振ケース110-1,180-1,220,300,340-1について、加速度、層間変形角、累積塑性変形倍率の最大値分布を図11～図13に示す。な

お、ここでの累積塑性変形倍率は初期状態からの累積値ではなく、加振ケースごとの値で比較している。加振ケース110-1,180-1,220では、一部の梁端で降伏や破断が確認されているが、建物応答指標によらず、推定値は観測値と概ね一致している。実験値と比較した場合でも、加振ケース110-1での最大累積塑性変形倍率やワイヤ変位計を用いて算定している箇所(4～7階)を除いては、推定値は実験値を説明できている。図6に示したように、加振ケース220までは、梁端破断などの損傷が生じているが、試験体の刺激関数には大きな変化がないことから、建物応答を精度良く推定できたと考えられる。なお、加

図11 最大応答加速度の比較

図12 最大層間変形角の比較

図13 最大累積塑性変形倍率の比較

振ケース 110-1 やワイヤ変位計を用いて算定している箇所の最大累積塑性変形倍率の実験値は、観測値とも乖離しており、ワイヤ式変位計のたるみなど、振動台実験時の微妙な誤差が影響したものと推測している。加振ケース 300 では、梁端の破断が 5 階まで進展し、最大加速度の推定値は観測値から乖離し始める。最大層間変形角は 0.03rad 程度と強非線形領域に入ってくるが、最大層間変形角、最大累積塑性変形倍率は、全体的に観測値、実験値と概ね対応できている。図 6 に示したように、刺激関数の形状は低層部の変形が増大する結果となっているが、刺激関数のピーク付近に加速度センサが配置されていることから、刺激関数の変化が加速度センサでの観測記録で基準化される効果により推定できたものと考えている。なお、最大累積塑性変形倍率の 1 階部分での実験値は、一部の歪みゲージが剥離し始めており、これ以降の結果は記載していない。加振ケース 340-1 では、梁端破断の進展に加え、1 階柱脚での座屈が生じており、各建物応答指標において、観測値、実験値との差が大きくなっていく。なお、観測値と実験値の最大層間変形角を比較すると、最大層間変形角が 0.019rad 以上となる加振ケース 220 以降では、加速度積分時のローカットフィルタが影響し、観測値は実験値よりも過小評価されている。

以上より、加速度センサを 5 点設置する条件の下、建物全層応答推定手法を鉄骨造 18 層試験体の振動台実験に適用した結果では、梁端破断が 5 階まで進展した最大層間変形角が 0.03rad 程度までは、精度良く推定できている。

5. 建物全層応答推定手法の適用性に関する分析

ここでは、鉄骨造 18 層試験体の振動台実験結果を用いて、センサ配置や、建物全層応答推定手法に用いる建物モデルの精度が応答推定結果に及ぼす影響、センサ数が応答推定可能な変形レベルに及ぼす影響について分析する。また特に、建物の健全性判定を考える際、損傷との関係が深いと思われる最大層間変形角との関係に着目する。

5.1 検討概要

(a) 検討に用いる指標

建物全層応答推定手法の推定精度を定量的に評価するため、 i 階での観測値 Or_i (全階センサから求めた結果) と推定値 Pr_i (限られた階のセンサから推定した結果) との関係、適合度 $Bf_i (=Pr_i/Or_i)$ を用いて分析する。また、建物全体での推定精度を分析するため、建物層数 n_f で平均化した次式の推定誤差 Er を用いる。

図 14 センサ配置の違いによる推定誤差 Er の変化 (センサ数 3 点)

$$Er = \sum_{i=1}^{n_f} \sqrt{(1-Bf_i)^2} / n_f \quad (8)$$

適合度 Bf_i は 1 に近いほど、推定誤差 Er は値が小さいほど推定精度が高い事を示す。適合度 Bf_i および推定誤差 Er は、建物応答指標ごと (最大応答加速度 A 、最大層間変形角 R) に求める。

(b) 検討方針と検討に用いる加振ケース

全層応答推定手法が応答推定可能な変形レベルについては、センサ数の影響が強いと推測される。そのため、センサ数が応答推定結果に及ぼす影響については、センサ配置、建物モデルの精度の影響を分析した後、試験体の最大層間変形角 R_{max} が 0.002 ~ 0.06rad (加振ケース 20 ~ 340-1) までの強非線形領域を含めて分析する。センサ配置と建物モデルの精度が応答推定結果に及ぼす影響については、加振ケース 110-1 を用いて検討する。加振ケース 110-1 では、試験体の最大層間変形角 R_{max} が 0.01rad 程度で、部材の降伏変形が確認されているが、図 6 に示すように、刺激関数は殆ど変化していないことから、弾性変形範囲相当の結果として扱う。以下では、特に記述がない場合、建物モデルは設計モデル、センサ配置はモード配置を用いる。

5.2 センサ配置が応答推定結果に及ぼす影響

まず、センサ配置が応答推定結果に及ぼす影響について分析する。センサ配置は、刺激関数の形状を考慮した (モードの腹となる階) センサ配置 (以下では「モード配置」と呼ぶ。) や、建物高さ方向を等間隔に分割するような配置 (以下では「均等配置」と呼ぶ。) により、推定精度を向上できると推測される。なお、モード配置では、建物上部のセンサ数と同じモード次数での刺激関数で判断しており、センサ数が 4 点の場合には 3 次モードの刺激関数から判断する。ここでは、上記のようなセンサ配置が推定結果に及ぼす影響を分析する。

試験体の最大層間変形角 R_{max} が 0.01rad 程度 (加振ケース 110-1) の結果を用い、センサ数 3 点の全組合せ (153 通り) について、最大加速度の推定誤差 Er_A と最大層間変形角の推定誤差 Er_R とを比較して図 14 に示す。センサ設置階は 1,2,3FL, ..., 1,2,RFL, 1,3,4FL, ... のように、低層側から順番に設置している。同図で示す誤差最小配置は、最大加速度と最大層間変形角の推定誤差の和 Er_{A+R} が、最小値となるセンサ配置である。最大加速度、最大層間変形角の推定誤差 Er は、センサ配置によって大きく変化しており、1,4,RFL のように、偏つ

図 15 センサ配置の違いによる適合度 Bf の分布 (センサ数 3 点)

た階にセンサを配置すると、推定精度は悪くなる。図15に示すように、建物高さ方向の適合度 Bf で比較すると、均等配置(1,10,RFL)、モード配置(1,8,RFL)の結果は、最大加速度の適合度 Bf_A では下層部において、誤差最小配置(1,7,18FL)や観測値との差が大きくなっている。一方、最大層間変形角の適合度 Bf_R には大きな違いはなく、モード配置、均等配置とともに、誤差最小配置と同様に、建物全層で観測値を精度良く推定できている。

次に、センサ数を3～5点と変化させ、センサ配置が推定結果に及ぼす影響を図16に示す。センサ数4点の場合には均等配置は1,7,13,RFL、モード配置は1,5,13,RFL、センサ数5点の場合には均等配置は1,5,9,13,RFL、モード配置は1,4,10,15,RFLとなる。センサ数3点では上述の通りである。最大加速度、最大層間変形角、最大加速度と最大層間変形角の和については推定誤差 Er 、最大層間変形角の最大値(3階)は適合度 Bf で比較している。センサ数を4点,5点と増加させた場合でも、モード配置、均等配置の推定誤差 Er は、応答指標に関わらず誤差最小配置と同程度となり、観測値を説明できている。最大層間変形角の最大値の適合度 $Bf_{R_{max}}$ でも良い対応を示しており、安定的に精度良く建物応答を推定できている。なお、誤差最小配置のセンサ設置階は、センサ数3点では1,4,18FL、センサ数4点では1,6,9,16FL、センサ数5点では1,8,14,17,RFLとなり、規則性は確認できていない。

以上より、センサ配置は刺激関数の形状を考慮したモード配置や、建物高さ方向を等間隔に分割する均等配置とする事で、センサ数に

関わらず、建物全層での応答を安定的に精度良く推定できている。

5.3 建物モデルの剛性分布の精度が応答推定結果に及ぼす影響

実建物の剛性分布や質量分布は、想定する建物モデルと異なる場合があり、その影響を分析する。ここでは、建物モデルの精度が応答推定結果に及ぼす影響として、建物モデルの剛性分布を変化させる。建物の振動特性を考える上では、剛性分布の違いだけに着目しても同様の結果が得られると考えている。

建物の剛性分布を台形分布と仮定して、最下層に対する最上層の剛性比を変化させる。この時、建物の質量分布は変化させず、設計モデルの値とする。 j 次モードの刺激係数 β_j は、剛性分布の傾きが同じで、剛性を比例倍させても刺激係数は同じ値となるためパラメータとして考慮しない。

剛性分布を変化させた建物モデルは、図17(a)に示すように、質量分布は設計モデル(図8(a))を用い、1次周期を1.1sと設定し、最下層に対する最上層の剛性比を0.2～0.8の間で0.2ずつ変化させたm1～m4モデルを対象とする。この時、m2モデルが設計モデルに近い剛性分布となっている。m1やm4モデルのように、最下層に対する最上層の剛性比を大きく変化させると、刺激関数は1次よりも4次の高次モードで、大きく変化する(図17(b),(c))。

センサ配置の検討と同様に、試験体の最大層間変形角 R_{max} が0.01rad程度(加振ケース110-1)の結果を用い、剛性分布の違いによる最大層間変形角の適合度 Bf_R を図18に示す。センサ配置は設計モデルを基にモード配置とし、センサ数を3点,5点とした場合の結果を示して

図16 センサ配置が応答推定結果に及ぼす影響 ($R_{max}=0.011\text{rad}$)

図17 建物モデルの剛性分布と刺激関数の変化

図18 剛性分布の精度による
最大層間変形角の適合度 Bf_R ($R_{max}=0.011\text{rad}$)

いる。最大層間変形角の適合度 Bf_R の変化は、センサ数に関わらず、上層階部分に現れてくる。センサ数が5点の場合には、最大層間変形角の適合度 Bf_R の変化は大きくない。センサ数が3点の場合でも、m2モデルのように、剛性分布の違いが大きい場合には、最大層間変形角の適合度 Bf_R は設計モデルと同程度となっている。

次に、センサ数を3～5点とし、剛性分布の精度が応答推定結果に及ぼす影響を図19に示す。先ほどと同様に、センサ数が4点、5点の場合には、剛性分布の違いが大きくなった場合でも、推定誤差 Er の変化は小さく、センサ数の多さによって、剛性分布の違いによる推定誤差を抑制する効果が現れている。ただし、m1モデルでの最大層間変形角の推定誤差 Er_R や適合度 Bf_{Rmax} では、センサ数が4点と5点とで、推定精度が逆転している(図19(b),(c))。センサ数が多くなると、建物全層応答推定手法に用いる刺激関数の次数も増える事から、剛性分布の違いが大きい場合には、高次モードの影響によって推定精度が悪くなる場合がある。また、図18に示したように、剛性分布の違いが応答推定結果に及ぼす影響は上層階に強く現れている事から、最大層間変形角の最大値を示した3階での適合度 Bf_{Rmax} はあまり大き

く変化していない。

以上より、建物モデルの剛性分布の精度が応答推定結果に及ぼす影響は、センサ数によっても変化し、センサ数が4点、5点と多い場合には顕著に現れない。センサ数が3点と少ない場合でも、剛性分布の違いが小さい場合には、応答推定結果に及ぼす影響は大きくない。そのため、実建物の剛性分布は設計モデルと異なる事が想定されるが、その影響が応答推定結果に及ぼす影響はあまり大きくないと考えられる。

5.4 センサ数が応答推定可能な変形レベルに及ぼす影響

最後に、鉄骨造18層試験体の最大層間変形角 R_{max} が $0.002 \sim 0.06\text{rad}$ (加振ケース20～340-1)までの強非線形領域を含め、センサ数が応答推定可能な変形レベルに及ぼす影響を分析する。センサ配置はモード配置とし、センサ数を3～6点まで変化させる。センサ数3～5点のモード配置は上述の通りであり、6点では1,4,8,13,16,RFLとなる。

センサ数が応答推定可能な変形レベルに及ぼす影響について、試験体の最大層間変形角 R_{max} との関係で整理して図20に示す。同図では、試験体の最大層間変形角 R_{max} と、最大加速度、最大層間変形角の推定誤差 Er 、最大層間変形角の最大値での適合度 Bf_{Rmax} との関係で比較している。最大加速度の推定誤差 Er_A は、試験体の最大層間変形角 R_{max} によらず、センサ数の違いによる変化は大きくない。一方、最大層間変形角の推定誤差 Er_R は、試験体の最大層間変形角 R_{max} によって、センサ数の影響は大きく変化する。試験体の最大層間変形角 R_{max} が 0.01rad 程度以下と小さい範囲では、センサ数による推定誤差 Er_R の違

図19 剛性分布の精度が応答推定結果に及ぼす影響

図21 センサ数の違いによる最大層間変形角の適合度 Bf_R

図20 センサ数が応答推定可能な変形レベルに及ぼす影響

いは顕著ではなく、センサ数を3点とした場合でも精度良く建物応答を推定できている。それに対して、試験体の最大層間変形角 R_{max} が 0.03rad 程度と大きくなり、非線形化が進むにつれ、センサ数による推定誤差 Er_R の違いは大きくなる。この時、センサ数が3点と少ない場合、最大層間変形角の最大値の適合度 Bf_{Rmax} は 0.75 程度であり、建物応答を過小評価することになるため、危険側の判定に繋がる可能性がある(図 20(c))。センサ数が5点以上の場合には、最大層間変形角の最大値の適合度 Bf_{Rmax} は1付近にあり、強非線形領域においても建物応答を精度良く推定できている。図 21 に示す最大層間変形角の適合度 Bf_R の分布でも、その様子を確認する事ができ、最大層間変形角が 0.01rad 程度までの応答を推定する場合には、センサ数は3点あれば良い事になり、最大層間変形角が 0.03rad 程度までの応答を推定する場合には、センサ数は5点必要となっている。

以上より、建物全層応答推定手法において精度良く応答推定可能な変形レベルは、センサ数によって変化し、センサ数3点では試験体の最大層間変形角 R_{max} が 0.01rad 程度、センサ数4点では R_{max} が 0.02rad 程度、センサ数5点では R_{max} が 0.03rad 程度となっている。そのため、設置するセンサ数は、精度良く推定したい変形レベルや、建物の健全性判定を行うためのクライテリアとの関係から設定する事が重要と考えられる。

6. まとめ

本論文では、限られた階の加速度記録に基づく建物全層応答推定手法の適用性について、文部科学省委託研究「都市の脆弱性が引き起こす激甚災害の軽減化プロジェクト ②都市機能の維持・回復のための調査研究」の一環として実施された鉄骨造 18 層建物を模擬した 1/3 スケールの大型振動台(E-ディフェンス)実験の結果¹¹⁾を基に分析した。建物全層応答推定手法には、応答推定に用いる刺激関数の更新は行わず、建物の設計モデルによる弾性変形での刺激関数と、限られた加速度センサの情報から、モード合成法に基づいて応答推定する手法を用いた。加速度センサ数が応答推定可能な変形レベルに及ぼす影響の他、加速度センサの配置や、初期条件として与える建物モデル(剛性分布)の精度が応答推定結果に及ぼす影響について検討した。整形で、層剛性の変化も小さくなく、限られた鉄骨造 18 層試験体を用いた振動台実験の結果を基にした検討ではあるが、得られた知見を以下にまとめて示す。

- 1) 弾性変形状態の刺激関数を基にした建物全層応答手法は、センサ数が5点の場合、鉄骨造 18 層試験体の2～5階の梁端下端が破断し、最大層間変形角が 0.03rad 程度を示した強非線形領域でも、最大加速度、最大層間変形角、累積塑性変形倍率の各指標を建物全層で精度良く推定できている。
- 2) センサ配置は、刺激関数の形状を考慮してモードの腹となる階に配置するモード配置や、建物の高さ方向を等間隔に配置する均等配置で、建物全層での応答を安定的に精度良く推定できる。
- 3) 実建物の剛性は設計モデルと異なる場合も想定されるが、応答推定に使用する建物モデルの剛性分布が実建物の剛性分布と極端に乖離していなければ、剛性分布の精度が応答推定結果に及ぼす影響は大きくない。

- 4) 建物全層応答推定手法が精度良く応答推定可能な変形レベルは、センサ数によって変化する。そのため、設置するセンサ数は、精度良く応答推定したい変形レベルや健全性判定で使用する設定クライテリアとの関係に応じて設定する事が重要である。

本論文では、地震直後における建物健全性評価のための建物全層応答推定手法に関して、応答推定精度を高める方法について検討した。ただし、地震直後に建物健全性を判定するためには、健全性判定のクライテリアの設定が重要となる。健全性判定のクライテリアをどのように設定するかは、実験結果や観測記録、さらには詳細な解析結果などを通して、最大層間変形角などの応答指標と建物被害との関係を定量的に把握していく必要があり、今後の課題と考えている。

謝辞

本研究の一部は、文部科学省委託研究「都市の脆弱性が引き起こす激甚災害の軽減化プロジェクト ②都市機能の維持・回復のための調査研究(研究代表者：中島正愛)」によって実施した。鉄骨造 18 層試験体の振動台実験は、鉄骨造高層建物の崩壊余裕度定量化分科会(主査：吹田啓一郎、幹事：高橋元美)において実施された。また、振動台実験にあたり、建物のモニタリングのための計測にご配慮頂くとともに、実験データを提供頂いた。建物のモニタリング(上部構造)分科会委員の方々には、論文執筆にあたり、貴重なご意見を頂いた。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 首都直下地震帰宅困難者等対策協議会：首都直下地震帰宅困難者等対策協議会最終報告，2012.9.
- 2) 内閣府(防災担当)：大規模地震発生直後における施設管理者等による建物の緊急点検に係る指針，2015.2.
- 3) 斎藤知生：建物モデルのベイズ更新を用いた地震応答推定と確率的被災度評価，日本建築学会構造系論文集，Vol.78，No.683，pp.61-70，2013.1.
- 4) 大類哲，小鹿紀英，山田有孝，池田芳樹，鈴木芳隆，清水幹：建物被災度評価手法に関する検討，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅱ，pp.215-216，2006.9.
- 5) 西井宏安，吉田 献一，松下 剛史，後藤 和弘：リジリエンスの向上を目指した構造ヘルスマニタリング技術開発，その2 実建物における記録分析，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅱ，pp.95-96，2014.9.
- 6) 鈴木悠，三田彰：適応型拡張カルマンフィルタを用いた3台の加速度センサによる高層建物の層間変形角推定手法，日本建築学会構造系論文集，Vol.80，No.717，pp.1649-1656，2015.11.
- 7) 池田芳樹，久田嘉章：限られた階の地震観測記録を用いた建物全階の応答推定，日本地震工学会論文集，Vol.13，No.4，pp.38-54，2013.8.
- 8) 品川祐志，三田彰：1台の加速度センサのみを用いた免震層の応答評価，日本建築学会技術報告集，Vol.19，No.43，pp.861-864.2013.10.
- 9) 岡田敬一，片岡俊一：2カ所に設置したセンサによる地震記録を用いた建物全層応答推定手法の適用，日本地震工学会論文集，Vol.16，No.3(特集号)，pp.94-113，2016.3.
- 10) 平山義治，飛田潤，福和伸夫，長江拓：汎用強震計による鋼構造試験体の地震応答と変位計測，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅱ，pp.69-70，2010.7.
- 11) 文部科学省 研究開発局，京都大学 防災研究所：都市の脆弱性が引き起こす激甚災害の軽減化プロジェクト②都市機能の維持・回復に関する調査研究 平成25年度成果報告書，pp.13-69，2014.5.
- 12) 中川徹，小柳義夫：最小二乗法による実験データ解析-プログラムSALS，東京大学出版会，1982.

SEISMIC RESPONSE ESTIMATION OF WHOLE BUILDING BASED ON LIMITED NUMBER OF ACCELERATION RECORDS FOR STRUCTURAL HEALTH MONITORING SYSTEM SHORTLY AFTER AN EARTHQUAKE

– System application for large shaking table test of a 18 story steel building –

*Takeshi MORII**, *Keiichi OKADA**, *Michihito SHIRAISHI**, *Koichi SUGIMOTO***,
*Takehiko TERADA****, *Toshiaki SATO***** and *Jun TOBITA******

* Institute of Technology, Shimizu Corporation, Dr.Eng.

** Institute of Technology, Shimizu Corporation, M.Eng.

*** Technology Strategy Division, Shimizu Corporation, Dr.Eng.

**** Ohsaki Research Institute Inc., Dr.Eng.

***** Prof., Disaster Management Office, Nagoya University, Dr.Eng.

Recently it has been demanded to evaluate structural safety and function recovery of buildings shortly after subjected to an earthquake. Seismic response of each floor of a building can be easily measured if sensors are installed on every floor. High performance sensors are generally expensive, so it is difficult to install sensors on every floor of a building, especially of a high rise building. Several methods have been proposed to estimate seismic response of each floor of a building by utilizing sensors installed on a limited number of stories. Most of these methods are techniques based on the modal analysis, and have already attained to a practical application level. The main aim of those methods is to estimate structural health determination and damage-identification at each floor level by using a limited number of high-precision conventional servo-type accelerometers. However, applicability of those methods has not been examined in detail as for nonlinear deformation of the building and as for effects of location and numbers of sensors on simulation response analyses.

In this paper, we will examine the applicability and effects of our estimation method according to the modal shape calculated on the basic of the design model of building by using experimental data of the large shaking table test of the 1/3 scaled 18-story steel high-rise building executed in December 2013 at E-Defense. Artificial generated earthquake motions were used as input for the large shaking table test, and the amplitude levels of the input motions were repeatedly increased until the model specimen was collapsed. We installed 25 servo-type accelerometers in the model specimen on each floor. Response states of the whole building were evaluated by using a few points of sensors. From the viewpoint of structural health monitoring, we focus on the maximum story drift angle of buildings. We analyzed the results estimated from limited point accelerometers by comparing with observed data form all sensors in addition to other data such as displacement meters.

In this paper, we can draw our conclusions as follows.

- 1) Up to 0.03 radian in the maximum story drift angle, results estimated from 5 points of sensors (1,4,10,15 and RFL) correspond approximately to the observed results in the 18 story steel high-rise building model.
- 2) It is important that sensors should be properly installed on the building by considering the mode shape of design model in order to evaluate better seismic response.
- 3) It is true that more sensors give better accuracy of evaluating building response. Especially, more sensors are needed if the building shows strong nonlinearities over 0.01 radian.

(2016 年 5 月 10 日原稿受理, 2016 年 8 月 23 日採用決定)