

地震後の建築物の健全性判断システムの開発

2014 年 9 月

岡田 敬一

地震後の建築物の健全性判断システムの開発

弘前大学大学院理工学研究科

博士後期課程

博士論文

2014年9月

岡田 敬一

目次

第1章 序論	1
1.1 はじめに	2
1.2 既往の研究	4
1.3 本論文の目的・構成	7
参考文献	8
第2章 変位記憶型センサシステムの開発と実建物への適用と検証	13
2.1 はじめに	14
2.2 システムの概要	
2.2.1 構造健全性と計測システム	15
2.2.2 計測方法	16
2.3 システムの構成	
2.3.1 センサの機構	17
2.3.2 計測システム	19
2.3.3 ハイブリット計測機能	20
2.4 システムの性能確認試験	
2.4.1 基本センサ特性	22
2.4.2 計測装置の基本計測性能	23
2.4.3 センサの動的変位検知性能	24
2.5 実建物への適用	
2.5.1 システムの運用	27
2.5.2 適用事例	28
2.5.3 東北地方太平洋沖地震の際の記録例	31
2.6 まとめ	34
参考文献	35
第3章 2ヶ所のセンサにより得られた地震記録を用いた建物全層応答推定手法	37
3.1 はじめに	38
3.2 応答推定手法	
3.2.1 線形応答解析	39
3.2.2 応答推定手法	40

目次

3.3 実建物での観測応答推定 1	
3.3.1 観測対象建物の概要	46
3.3.2 建物振動モード係数の推定	47
3.3.3 東北地方太平洋沖地震の本震記録の応答推定	49
3.3.4 東北地方太平洋沖地震の余震記録の応答推定	55
3.3.5 12 地震の記録による推定誤差の統計的評価	61
3.4 実建物での観測応答推定 2	
3.4.1 観測対象建物の概要	72
3.4.2 建物振動モード係数の推定	73
3.4.3 地震記録の応答推定	76
3.4.4 12 地震の記録による推定誤差の統計的評価	83
3.5 解析モデルによる手法の精度確認	
3.5.1 検証地震波	94
3.5.2 解析モデル	96
3.5.3 推定精度	98
3.6 まとめ	122
参考文献	124
第 4 章 減災のためのモニタリングシステム開発	125
4.1 はじめに	126
4.2 開発したセンサおよび推定手法を導入した建物	
4.2.1 変位記憶型センサと加速度計測システム	127
4.2.2 推定手法を導入したモニタリングシステム	136
4.3 既存システム	
4.3.1 緊急地震速報	141
4.3.2 地震感震器	142
4.4 減災に役立つシステムの実施例	
4.4.1 建築物におけるモニタリングと構造体制御	143
4.4.2 複合化システム	147
4.5 まとめ	152
参考文献	153

目次

第 5 章 結論	155
5.1 本研究の結論	156
5.2 今後の課題	158
関連発表論文	159
謝辞	161

1.1 はじめに

構造ヘルスマonitoring (Structural Health Monitoring : SHM) とは、構造物に配したセンサから得られる情報に基づき、構造物の損傷を検出したり、その構造健全性を監視したりする技術を指す^[1]。この構造ヘルスマonitoringという言葉は、1990年代の初頭にアメリカのシビルインフラストラクチャ(社会基盤)のヘルスマonitoringとして使われたのが最初である。この頃、アメリカでは1990年初頭に建設された橋梁などのシビルインフラストラクチャが、建設後100年を経過し老朽化したことへの対応に迫られたことから、その構造体としての寿命、健全性の判断が必要であった。その後、1994年ノースリッジ地震の際の鉄骨造建築物の被害把握が容易でなかったことから、当初考えていた長期的な健全性の監視に加えて、地震直後の健全性判断も重要視されるようになった。日本にあっては1994年ノースリッジの翌年に起きた1995年兵庫県南部地震の直後対応から、建築物の構造ヘルスマonitoring、特に地震後の健全性判断システムが重要視されるようになった。2004年新潟県中越地震では、事業継続計画(Business Continuity Plan : BCP)を支援する技術として注目されるようになった。

さらに、2011年東北地方太平洋沖地震では、首都圏において大量の帰宅困難者が発生した教訓から、首都直下地震に備えて帰宅困難者対策を官民あげて一層具体化していく必要性が顕在化して来た。企業においては避難場所として社員へ安全な建物を提供し、さらに一般の人をも受け入れる体制を整備することが求められている^[43]。このような状況下では、地震直後に建物の健全性を迅速に調べ、安全であることを確認する必要がある。しかしながら、その安全を建築構造の専門家によって判断できる状況にあるとは言い難い。そして帰宅困難者対応の一時滞在場所の安全性確認は、建物管理者が建物や設備等の安全点検を実施することになっており、事実上、その判断は困難であると考えられる^[44]。この観点からも、センサ情報に基づき建物の健全性を自動的あるいは半自動的に判断することができる構造ヘルスマonitoringの必要性が高まっている^[45]。

また大地震に対する懸念として長周期地震動による超高層ビルでの揺れがクローズアップされている。気象庁では「長周期地震動階級」の発信により、地震時に建物室内で生じた人の行動難度や什器の移動・転倒状況、内装材の破損等の状況を4階級に区分した揺れの大きさの指標として観測情報をHPに掲載するようになった。これは、超高層ビルにおける地震時の人の行動の困難さの程度や、室内における被害程度が、地表における観測値である震度情報からでは分かりにくいためである。このことは、主構造部材の被害だけでなく、家具の転倒、2次部材・設備機器などの室内被害の状況把握も必要であることを意味している。しかしながら、室内被害を直接計測することは出来ず、各階の地震応答からそれを推定することになる。各階の地震応答を全てセンサで計測することは経済的に無理があることから、建築物内外の地震動記録から建物全層の応答を精度よく推定することが望まれよう。ここでも、センサ情報に基づいた建築物の状況推定という構造ヘルスマonitoringの技術が役に立つ。特に大規模な超高層ビルなどにおいて、被災状況を確認するには多大な労力を要することから、地震直後において、どの階に被害があるかを知ることは非常に有益な情報となる。

以上のことから、地震直後に建築物の健全性が判断できる構造ヘルスマonitoringシステムの開発が望まれる。構造物の健全性を診断する方法としては、ある対象部位に着目するローカルモニタリングシステムと建物全体としての損傷に着目するグローバルモニタリングシステムがある。双方で使用するセンサシステムが異なり、前者としては特定部材の変形を測る変位センサ、後者としては全体的な揺れを

第1章 序論

測るために加速度センサなどが代表的なものである。本来は、両者のシステムで判断情報を補い、非常時において確実な判断が可能なようなモニタリングシステムとすることが必要であろう。そこで、本論では両者のシステムを開発した。

一方で、IT (Information Technology) 技術の進歩は著しい。地震防災分野においてもIT技術を利用した地震観測網の整備が進められ、気象庁は地震の揺れの到来を可能な限り素早く情報提供する緊急地震速報 (Earthquake Early Warning : EEW) を2007年から運用しはじめた。大地震の事前、最中、事後といった場面において、緊急地震速報や構造ヘルスマニタリングさらにはIT技術を用いた各種情報伝達システムを組み合わせることで活用することにより、防災力を向上させ、被災低減効果を上げ、さらなる安全、より有効的な防災資源の活用につなげることが可能となってきた。このような連携したシステムであれば、地震に対する事前、最中、事後における一連の情報制御が行える。本論では、このようなシステムが実現できることを示す。

1.2 既往の研究

本節では、建築物を対象とした構造ヘルスマonitoringに関する既往の研究とそのMonitoringで利用されるセンサの開発に関しての既往の研究について紹介する。

構造ヘルスマonitoringに関する既往の研究

構造ヘルスマonitoringにおいて実施するセンシングとしては、何をいつ、どこをどのように測ればよいかといった問題がある。濱本は、建物の一部を対象に行われるヘルスマonitoringを総称して「ローカルモニタリング」、建物全体としての損傷に着目する方法を「グローバルモニタリング」として技術のあり方を述べている [2]。ローカルモニタリングでは、損傷位置があらかじめわかっており、その位置にセンサを設置できることが前提になっている。また、グローバルモニタリングでは、従来の建築物内の地震観測のように、比較的少数のセンサを配置することにより全体特性を把握し評価する。

従来から、建築物においても地震観測などは行われており、地震前後の振動特性の変化などの検討はなされていたが、一般的にその判断は、オフラインの処理によるもので、常時の状態変化を確認しているものではない。ヘルスマonitoringの考えは、常時の状態の変化を見ていくことで、構造物の劣化の状態から将来の健康に与える影響の予測も可能とするものである。ヘルスマonitoringシステムのイメージを図 1.1 に示す [3] [4] [5]。文献3では実際の建築物の健全性を評価するために、センサを設置して常時のモニタリングを行い、その情報をコンピュータによって収集管理するシステムの構築を行っている。このシステムでは、免震建物での常時微動の定時記録、地震時のトリガ記録が行われており、地震後に建物の振動特性変化の記録評価が行えるシステムとなっている [6]。このシステムによって記録されたデータを元に建物振動特性評価を多入力多出力のシステム同定手法によって、振動特性の評価を行っている [7]。

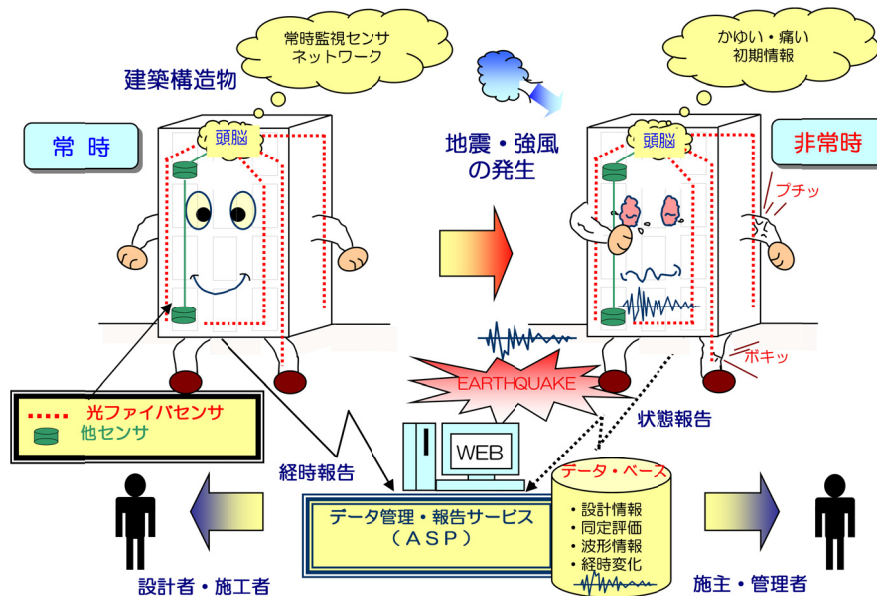


図 1.1 構造ヘルスマonitoringシステムのイメージ

第1章 序論

同様なシステム構築は様々に行われており、佐藤、小川等は、モニタリングビジネスをターゲットとしたシステムの構築を目標にプロトタイプ・モデルの研究開発を行っている^{【8】} ^{【9】} ^{【10】}。このシステムでは、最新の IT 技術を意識し、スマートセンサとしてネットワーク型の加速度計が採用されている。また、システムには、システム同定ツールなど各種の解析ツールが装備され、観測記録による各種評価手法を用いることで、建造物の振動特性評価を行うことができる。

大類、池田等は、地震後の早期復旧活動の支援を目的としたシステムの開発を行い、電力建物に適用している^{【11】} ^{【12】}。このシステムでは、地震観測記録の確認及び時刻歴応答解析が行われ、建物健全性評価を行っている。その後、2011 年東北地方太平洋沖地震をはじめとする多くの地震が発生し、実際の地震時における運用をふまえ、自動処理ができるようにシステムが改良されている^{【13】} ^{【14】}。建物基礎位置での加速度時刻歴波形を解析モデルに入力して、弾塑性時刻歴応答解析を実施し、構造体の損傷レベル、家具・什器類の転倒並びに天井の損傷状況を評価し、発災後速やかに表示するシステムが構築されている。

大類、小鹿、池田等は、不特定多数の人の出入りのあるオフィスビルにおいて、被災度判定システムを適用した事例を報告している^{【15】}。システムでは、入館者の避難の要否判断など安全性の観点から地震時における建物被災度を速やかに評価・発信できることを目指している。適用建物は、東京都内にある 3 棟の超高層ビルである。そこでは、建物に設置された地震計により観測された地動及び建物応答加速度記録を用いて 1 次～4 次程度の建物振動モード分布形によるモード合成手法から建物の各階応答加速度及びそれに基づく各階層間変形角を推定し、被災度判定が行われる。

久保、久田等は、高層ビルキャンパスを対象とした緊急地震速報とリアルタイム地震観測システムを活用した防災システムを構築している^{【16】}。初動対応時における被害情報を効率よく集約できるよう、各階の緊急対応メンバーが担当フロアの状況を迅速に確認し、情報共有のサポートとなるシステムとして活用方法が検討されている。

センサシステムに関する既往の研究

高比良、三田等は、構造ヘルスマモニタリングのための損傷インデックスセンサの研究を行っている^{【17】} ^{【18】}。概念として示された損傷インデックスとは、建造物の損傷度合いと高い相関を持つ物理量であり、センサによって最大歪、最大応力、最大層間変形角、累積塑性変形、最大加速度、入力エネルギーを計測する。この損傷インデックス記憶の仕組みが複数提案されており、計測方法としてワイヤレス方式を検討、試作された変位センサでの性能確認実験が行われている。

高橋、畑田、西谷等は、建物の健全性や損傷程度の評価において直接的かつ明瞭な指標となる変位の計測、とりわけ建物の耐震設計において重要な設計指標となる層間変位計測をもとに、構造体のみならず免震層などの健全性をより精度良くリアルタイムに評価できる損傷モニタリングシステムを構築することを目標にしてセンサの開発を行っている^{【19】} - ^{【27】}。建物での層間変位計測が高精度かつ簡便な計測

第1章 序論

が可能なように、二種類の非接触型光学式センサを開発して、実用化に向けた各種の性能検証実験が行われている。

圓、中村等は、RC構造物を対象とした構造ヘルスマニタリングシステムとして、小型の静電容量型三軸加速度センサを内蔵したスマート損傷検出センサの研究開発が行われている^{【28】 - 【38】}。このセンサで提案する簡便な損傷指標は、加速度波形が振幅ゼロの線を単位時間に横切る回数をカウントして得られる建物周期の概略値と、単位時間における加速度振幅の絶対値和を組み合わせることで、大振幅時における構造損傷に伴う周期変化を捉えて損傷を評価しようというものである。センサは、各種の性能実験と検証を行い、実建物への実装が行われ、2011年東北地方太平洋沖地震において記録された結果について報告がされている。結果では、建物損傷が見られなかったことを確認している。

構造物の応答推定に関する既往の研究

モーダル解析を基本とした建物応答の簡易推定手法としては、亀井・佐藤等の研究がある^{【39】}。高層・超高層系建物の応答について、パルス地震動を入力とした基本応答特性を理解し耐震設計に資することを目的に、正弦波置換したパルス波に対する弾性多自由度系の層間変形角応答についてモーダル解析によりその特性を分析している。これは、モーダル解析法を応用した最大層間変形角の簡易予測手法であり、1自由度系のパルス応答理論解をもとにモード毎のピーク時刻を直接計算し、これを合成する時刻別モード合成法を提案している。建物の応答予測や入力地震動想定に利用できることが示されている。

品川、三田は、建物内の1台の加速度センサから建物全体の応答を推定する手法を提案している^{【40】}。また、東北地方太平洋沖地震での経験から、構造物の損傷の1次診断には最大層間変形角を用いることが適切であることがわかってきたことから、本研究では、1台の加速度センサにより建物全体の応答推定を行うことで、最大層間変形角まで推定することを目的としている。論文ではシミュレーションによる応答の推定精度を検証するとともに、振動台による実大4階建て鉄骨造建物完全崩壊再現試験で得られたデータについても本手法を適用している。結果から1台のセンサでも応答を精度よく推定できることが報告されている。

池田、久田は、建物モデルを事前に持たずに、限られた階の振動計測から全階の応答を予測する等価線形的手法を提案している^{【41】}。提案手法は、計測点で同定された刺激関数を利用して振動モード形を正弦関数に近似した後に、モード応答の重ね合わせによって応答を時刻歴波形として推定する。東京・新宿にある29階の超高層建物で記録された東北地方太平洋沖地震の加速度を用いて、手法の妥当性を検討している。その結果から、限られた階の観測でも地震直後の建物の即時被災度判定に有効な情報の一つを提供できる可能性を示した。

斎藤は、建物の限られた階に設置された加速度センサの信号を用いて、設計情報による建物モデルをベイズの定理によって、現実に近いモデルに更新し、それに基づき全層での応答推定を行う手法を提案している^{【42】}。本手法では、建物特性が変化した場合においても初期設定した設計モデルに依存せず、応

第1章 序論

答推定ができる。この応答の最大値（加速度、変位、層間変位）を損傷の指標とし、評価対象毎にフレンジリティ関数を設定することで、それぞれの損傷確率を適切に評価する枠組みの構築を示した。

1.3 本論文の目的・構成

本論文の目的は、地震直後に建築物の健全性を判断する情報を与えるシステムを提案することである。本論文では、上述の目的を達するためにセンサシステムを開発するとともに建物内で得られた地震動記録の処理方法を提案している。

地震時において損傷する箇所が予め分かるのであれば、その箇所にセンサを設置するローカルモニタリングを行えば良い。あるいは、建築物では層間変形が建築物の健全性を表す指標となり得る。つまり、変位を計測するセンサシステムが必要である。そこで、簡便で多機能な変位記憶型センサシステムを提案する。一方で、建築物の全階の応答の推定も必要であるが、そのためにはローカルモニタリングシステムは不十分である。そこで、限られた個数の加速度センサ情報から、全階での応答推定手法を提案する。この2種のモニタリングシステムにより地震直後に建築物の健全性は判断可能となる。さらに、このような構造ヘルスマニタリングシステムに加え、緊急地震速報や各種情報伝達システムと連動したシステムを実装した建築物を紹介する。

本論文は、以下の各章によって構成される。

- 第1章 序論
- 第2章 変位記憶型センサシステムの開発と実建物への適用と検証
- 第3章 2ヶ所のセンサにより得られた地震記録を用いた建物全層応答推定手法
- 第4章 減災のためのモニタリングシステム開発
- 第5章 結論

第1章「序論」において研究の背景と目的と既往の研究について整理する。

第2章の「変位記憶型センサシステムの開発と実建物への適用と検証」においては、構造ヘルスマニタリングにおけるセンシング手段として開発した変位計のセンサシステムの開発と適用について述べる。

第3章「2ヶ所のセンサにより得られた地震記録を用いた建物全層応答推定手法」では、限定された加速度センサ記録から全層における応答推定手法の提案を行い、その手法における実建物観測へ適用し有用性を確認し、さらに解析モデルによる推定精度を確認する。

第4章「減災のためのモニタリングシステム開発」では、第2章および第3章で開発したシステムを導入した建築物でのシステム構築を述べるとともに、緊急地震速報と構造ヘルスマニタリングシステムの連携利用と免震建物での減衰部材制御に適用した例を示し、各種システムが連携できることを示す。

第5章「結論」では、各章のまとめを行い、今後の課題について触れる。

参考文献

- 【1】 山本鎮男編著：ヘルスマニタリングー機械・プラント・建築・土木構造物・医療の健全性監視ー、共立出版、1999年。
- 【2】 濱本卓司：性能評価のためのヘルスマニタリング技術、建築防災、2004年、pp.9-15.
- 【3】 岡田 敬一、白石 理人ほか：構造モニタリングにおける情報化システムの構築、日本建築学会学術講演梗概集、構造 II、2002年、 pp.521-522.
- 【4】 岡田 敬一、白石 理人ほか：構造モニタリングシステムを導入した免震建物の振動特性評価、日本建築学会学術講演梗概集、構造 II、2003年、pp.969-970.
- 【5】 K. Okada, M. Shiraiishi, H. Iwaki, K. Shiba : Internet-based Remote Controlled Structure Monitoring System, Proc. of 1st International Conference on Structural Health Monitoring and Intelligent Infrastructure, Tokyo, Japan, Nov 13-15, 2003, pp.1249-1257.
- 【6】 岡田 敬一：ヘルスマニタリングの実施例 日本女子大学百年館，慶應義塾大学日吉来往舎、建築防災、2004、pp.21-15.
- 【7】 R. Yoshimoto, A. Mita , K. Okada, : Damage detection of base-isolated buildings using multi-input multi-output subspace identification, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Volume 34, Issue 3, 2005, pp.307-324.
- 【8】 佐藤 宏、小川 修一ほか：実用化に向けた構造ヘルスマニタリングシステムのプロトタイプ構築：その 1 システム概要とデータマネジメント、日本建築学会学術講演梗概集、構造 II、2009年、 pp.659-660.
- 【9】 亀田 浩紀、小川 修一ほか：実用化に向けた構造ヘルスマニタリングシステムのプロトタイプ構築：その 2 解析ツールと運用検証、日本建築学会学術講演梗概集、構造 II、2009、pp.661-662.
- 【10】 佐藤 宏、亀田 浩紀ほか：実用化に向けた構造ヘルスマニタリングシステムのプロトタイプ構築：その 3 実建物への適用、日本建築学会学術講演梗概集、構造 II、2010年、pp.199-200.
- 【11】 北折 智規、杉本 靖夫ほか：電力建物を対象とした地震後建物健全性評価システムの開発：(その 1)システム概要、日本建築学会学術講演梗概集、構造 II、2011年、pp.889-890.
- 【12】 大類 哲、杉本 靖夫ほか：電力建物を対象とした地震後建物健全性評価システムの開発：(その 2)実地震における建物健全性評価結果、日本建築学会学術講演梗概集、構造 II、2011年、pp.891-892.
- 【13】 水野 秀昭，杉本 靖夫ほか：電力建物を対象とした建物健全性評価システムの改良：(その 1)システム概要と実地震観測、日本建築学会学術講演梗概集、構造 II、2012年、pp.609-610.
- 【14】 大類 哲、杉本 靖夫：電力建物を対象とした建物健全性評価システムの改良：(その 2)地震観測記録に基づく建物動特性の評価、日本建築学会学術講演梗概集、構造 II、2012年、pp.611-612.
- 【15】 大類 哲，小鹿 紀英ほか：建物被災度評価システムの実建物群への適用、日本建築学会学術講演梗概集、構造 II、2009年、pp.255-256

- 【16】 久保 智弘、久田 嘉章ほか：高層ビルキャンパスを対象とした緊急地震速報とリアルタイム地震観測システムの緊急対応計画への適用、日本建築学会学術講演梗概集、構造 II、2009 年、pp.191-192.
- 【17】 高比良晋平、三田彰：構造ヘルスマonitoringのための損傷インデックスセンサに関する研究：(その 1)記憶のメカニズムとワイヤレス計測、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造 II、2001 年、pp.215-216.
- 【18】 高比良 晋平、三田 彰：構造ヘルスマonitoringのための損傷インデックスセンサに関する研究：(その 2)基本メカニズムの実験的検討、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造 II、2001 年、pp.217-218.
- 【19】 高橋 元一、畑田 朋彦ほか：非接触型センサを用いた建物の層間変位計測システム：その 1 システムの概要(ヘルスマonitoringシステム、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造 II、2010 年、pp.191-192.
- 【20】 松谷 巖、金川 清ほか：非接触型センサを用いた建物の層間変位計測システム：その 2 PSD 層間変位センサの基本特性、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造 II、2010 年、pp.193-194.
- 【21】 金川 清、松谷 巖ほか：非接触型センサを用いた建物の層間変位計測システム：その 3 フォトトランジスタアレイを用いた層間変位センサの基本特性、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造 II、2010 年、pp.195-196.
- 【22】 畑田 朋彦、高橋 元一：非接触型センサを用いた建物の層間変位計測システム：その 4 実建物の起振機加振試験による計測特性の検討、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造 II、2010 年、pp.197-198.
- 【23】 畑田 朋彦、高橋 元一ほか：非接触型センサを用いた建物の層間変位計測システム：その 5 損傷評価法の定式化、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造 II、2011 年、pp. 845-846.
- 【24】 松谷 巖、片村 立太ほか：非接触型センサを用いた建物の層間変位計測システム：その 6 5 自由度層間変位センサの開発、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造 II、2011 年、pp.847-848.
- 【25】 畑田 朋彦、片村 立太ほか：非接触型センサを用いた建物の層間変位計測システム：その 7 E-ディフェンス実大 4 層鉄骨造建物実験データを用いた損傷評価法の検証、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造 II、2012 年、pp.617-618.
- 【26】 畑田 朋彦、片村 立太ほか：非接触型センサを用いた建物の層間変位計測システム：その 8 実建物の起振機加振試験データを用いた計測誤差補正法の検証、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造 II、2013 年、pp.109-110.
- 【27】 松井 智沙、西谷 章ほか：非接触型センサを用いた建物の層間変位計測システム：その 9 E-defense 実験データによる検証、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造 II、2013、pp.111-112.
- 【28】 圓 幸史朗、中村 充：RC 構造物を対象とした構造ヘルスマonitoringシステムの開発：その 1 モニタリングのための損傷指標に関する解析検討、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造 II、2007 年、pp.59-60.

- 【29】 柳瀬 高仁、池ヶ谷 靖ほか：RC 構造物を対象とした構造ヘルスマニタリングシステムの開発：その 2 スマート損傷検出センサと通信手段に無線を用いたモニタリングシステムの概要、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造 II、2007 年、pp.61-62.
- 【30】 中村 充、圓 幸史朗ほか：RC 構造物を対象とした構造ヘルスマニタリングシステムの開発：その 3 スマート損傷検出センサの加速度センサとしての基本動特性、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造 II、2007 年、pp.63-64.
- 【31】 中村 充、圓 幸史朗：RC 構造物を対象とした構造ヘルスマニタリングシステムの開発：その 4 実建物の強震観測結果に基づく損傷指標に関する検討、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造 II、2008 年、pp.257-258.
- 【32】 圓 幸史朗、米山 健一：RC 構造物を対象とした構造ヘルスマニタリングシステムの開発：その 5 3 次元 FEM 解析による損傷指標の検討、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造 II、2008 年、pp.259-260.
- 【33】 柳瀬 高仁、池ヶ谷 靖ほか：RC 構造物を対象とした構造ヘルスマニタリングシステムの開発：その 6 通信手段に低速で近距離無線ネットワークを用いたモニタリングシステムの概要、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造 II、2008 年、pp.261-262.
- 【34】 米山 健一、圓 幸史朗ほか：RC 構造物を対象とした構造ヘルスマニタリングシステムの開発：その 7 一般建物を対象とした 3 次元 FEM 解析による損傷指標の検討、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造 II、2009 年、pp.685-686.
- 【35】 柳瀬 高仁、池ヶ谷 靖ほか：RC 構造物を対象とした構造ヘルスマニタリングシステムの開発：その 8 モニタリングシステムの実建物への実装計画、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造 II、2010 年、pp.183-184.
- 【36】 米山 健一郎、圓 幸史朗：RC 構造物を対象とした構造ヘルスマニタリングシステムの開発：その 9 実建物を対象とした 3 次元 FEM モデルによるシミュレーション解析、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造 II、2010 年、pp.185-186.
- 【37】 中村 充、圓 幸史朗：RC 構造物を対象とした構造ヘルスマニタリングシステムの開発：その 10 振動台試験によるシステム機能検証、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造 II、2010、pp.187-188.
- 【38】 柳瀬 高仁、池ヶ谷 靖ほか：RC 構造物を対象とした構造ヘルスマニタリングシステムの開発：その 11 モニタリングシステムの実建物での試験運用、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造 II、2011 年、pp.849-850.
- 【39】 亀井 功、佐藤 浩太郎、林 康裕：モーダル解析によるパルス波地動に対する多自由度系の層間変形角応答特性、日本建築学会構造系論文集、75(649)、2010 年 3 月、pp.567-575.
- 【40】 品川 祐志、三田 彰：1 台の加速度センサのみを用いた建築構造物の振動応答推定手法、日本建築学会技術報告集、第19巻、第42号、2013年6月、pp.461-464.
- 【41】 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、第13巻、第4号、2013年4月、pp.38-54.

- 【42】 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、第78巻、第683号、2013年1月、pp.61-70.
- 【43】 「東京都帰宅困難者対策条例の概要パンフレット」、東京都防災ホームページ、平成25年4月施工、http://www.bousai.metro.tokyo.jp/kitaku_portal/1000050/1000536.html
- 【44】 「事業所における帰宅困難者対策ガイドライン」、首都直下地震帰宅困難者等対策協議会、平成24年9月10日発行.
- 【45】 「帰宅困難者受け入れ施設の安全点検」、平成24年度都市地震工学シンポジウム、東京工業大学大岡キャンパス、平成25年1月28日開催.

第2章

変位記憶型センサシステムの開発と 実建物への適用と検証

2.1 はじめに

地震後に建築物を構成する構造部材の健全性が確認できれば、建築物全体の健全性は判断できる。構造部材の健全性はその部材がどの程度変形したかで分かることから、変位を求めることが必要になる。しかしながら、多くの構造部材は様々な理由で目に触れないようになっていることが多く、構造部材の変形そのものを計測することは容易でない。それに替わるものとして、層間変形が挙げられる。以前より層間変形は建築物における地震時の損傷度合いを表す指標として用いられてきた。

構造部材の変形であれ、層間変形であれ必要な計測量は変位である。そこで、本章では著者が開発した変位センサ^{[1] - [6]}について述べる。変位センサの開発に当たっては、地震直後を想定し無電源でも動作することを目標とした。また、センサ内に保存されたデータはワイヤレス計測によって外部から読み取ることができるようにした。このようにすれば変位センサにはケーブルが不要であることから、設置場所の自由度が高くなる。更に、センサ側に健全性判定の閾値を予め設定しておくことで、データ読み取り時に自動的に健全性が示されるようにした。この機能により、専門家以外でも簡単に健全性が判断できるシステムを目指した。

本章では、まず変位センサの基本性能を示し、ついで計測システムの動作範囲を示す。著者が開発した一連のシステム（変位記憶型センサシステム）は既に実際の建築物に設置されており、いくつかの地震記録が得られている。そこで、本章の後半では、2011年東北地方太平洋沖地震の際の状況を紹介することで、変位記憶型センサシステムの実用性を示す。

2.2 システムの概要

2.2.1 構造健全性と計測システム

このシステムでは、その機能を大地震後の健全性診断に絞ることで、簡便な取り扱いと診断とを可能とした。建物での構造体の健全性を調べる方法としては、構造部材の変形量が簡便かつ重要な指標であることから、変位量が簡単に計測できるセンサを開発した。図 2.1 に、地震によって構造体が揺れて変形する状態をセンサで計測する様子を模式図で示す。一般に、構造体の層間変形角に相当する層間の相対変位量の最大値、残留した変位値が健全性を判断するうえで重要な指標となる。また部位によっては累積変形量が疲労損傷の指標となり、その寿命交換時期の判断に使用することもできる。

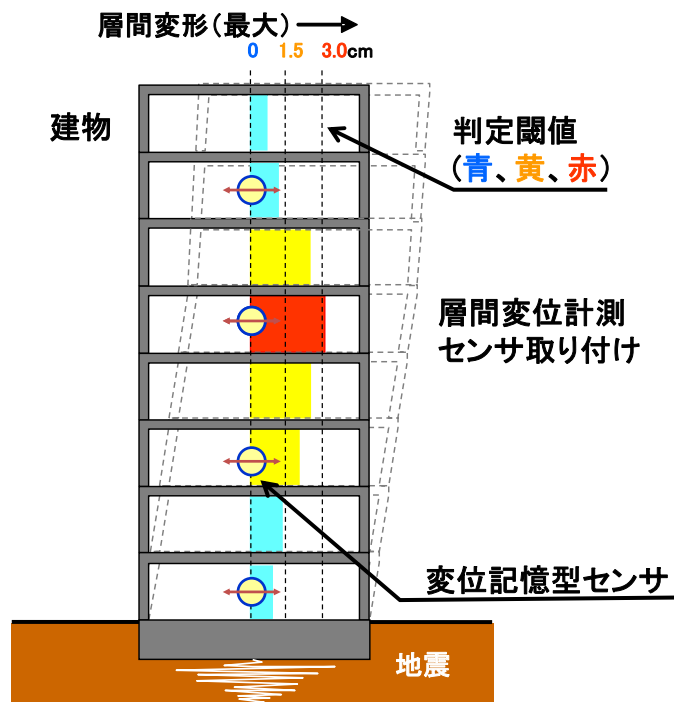


図 2.1 地震時の建物変形応答イメージと最大変位計測

こうしたシステムを開発する上で考えた目標性能を以下にまとめる。

- (1) 層間変位の計測に必要な直動ストロークは 4cm 以上：鉄骨建物の平均的な階高を 4m とした場合に 1/100 変形以上の計測が可能
- (2) 疲労を想定した累積変位の計測が可能
- (3) 停電を想定して無電源で記録、目視可能なスケールも備えること
- (4) 特別な知識を必要とせず誰でも利用でき、計測は容易な操作で、簡便な表示で判断が可能
- (5) シンプルな機器の構成で、構造体への取り付けを考慮したシステム

2.2.2 計測方法

構造物にセンサが多数設置されている場合であっても、計測管理が容易であることが、モニタリングの開発条件として必須である。この計測方法を実現するものとして、ワイヤレス型の計測装置が考えられる。ただし、センサ側には電源が内蔵されないため、センサ内部の記録をなんらかの方法で保持し、その情報を読み出す仕組みが必要である。そこで、非接触給電方式を採用することで、計測機器のワイヤレスでの計測装置を実現した。こうしたことで煩雑なケーブル接続の必要がなく長期間に亘って信頼性の高い計測を行うことができる。

さらにこの装置には計測時にその場で健全性判断が可能な機能を持たせた。計測から計測情報の判断、表示（青、黄、赤）までの一連の作業はボタン操作一つで行えるようにし、取り扱いに特別なスキルを要しないシステムとなっている。

2.3 システムの構成

2.3.1 センサの機構

変位記憶型センサによるモニタリングシステムの外観を図2.2に、その仕様を表2.1に示す。センサは建物の層間変形の計測可能な場所、例えば制震部材などへの取り付けを想定しており、地震時にその地点の最大・累積変形量が無電源にて記憶することができる。

変位記憶型センサの最大変位記憶部は、可動部材（リニアポテンショメータ）の摩擦により位置を保持する機械的な仕組みとしたため、最大値、最小値、現在値（残留値）の3つの変位量を記憶することができる。一方、累積変位記憶部は可動部材に接するワンウェイクラッチを内蔵した回転軸受けによって抵抗部材（回転ポテンショメータ）を一方向のみに回転させることで、正負2方向それぞれの累積量を保持する。これらのポテンショメータを用いた変位記憶方法では、図2.3に示すように変位によって移動した位置での分圧抵抗に比例した電圧が出力され変位量に換算できる。この最大変位記憶部と累積変位記憶部は、それぞれ個別に利用することが可能である。なおセンサの保持機構は、機械式であることから簡便に手動リセットができる。

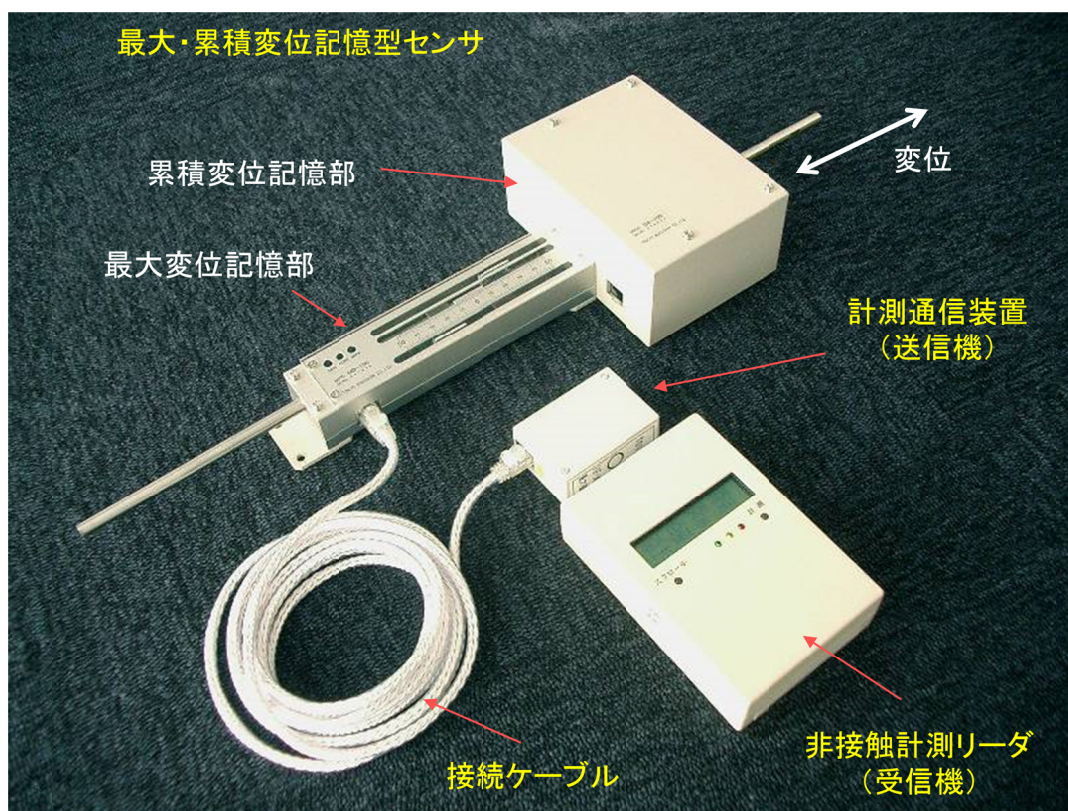


図 2.2 変位記憶型センサシステムの外観

表 2.1 システムの仕様

計測装置	
電源・通信	非接触電源供給・通信（離間距離1cm） 非接触計測装置（受信機） 単三電池2本 計測通信装置（送信機） 受信機より電源供給
表示	センサ読取り値 計測値判定機能（ランプ：青，黄，赤）
接続センサ	電圧出力型、抵抗出力型 累積・最大記憶センサなど
大きさ	W90mm × D135mm × H35mm（受信機） W50mm × D68mm × H30mm（送信機）
センサ（最大・累積変位記憶型）	
最大変位記憶部	最大ストローク ±50mm（100mm） 読取最少分解能 0.1mm 記憶 正側最大値（伸び） 負側最大値（縮み）、現在値（残留）
累積変位記憶部	累積変位両方向（伸び / 縮み） 2000mmまで 読取最少分解能 1mm（不感帯ガタ含む） ※各記憶値はリセット可能
大きさ	W140mm × D500mm × H65mm（固定治具含む）

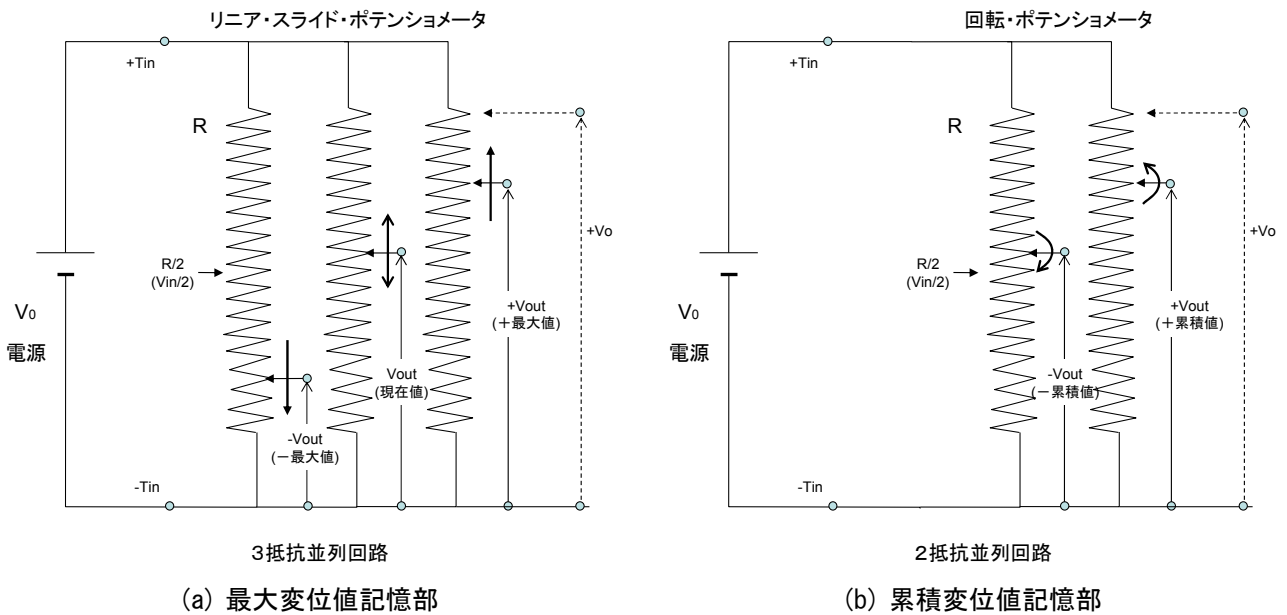


図 2.3 変位記憶センサの機構（電気回路図）

2.3.2 計測システム

計測システムはセンサに接続し記憶された値を外部に送信するための計測通信装置（送信機）と、送信機に対して非接触で電源を供給し情報を読み出す非接触計測装置（受信機）から構成される。送信機には、予めセンサ ID、較正值およびセンサを取り付けた場所に応じた閾値が設定できる。その閾値と計測値との対比から建物の健全性判定までをその場で行なえることが本システムの大きな特徴である。ただし、本システムの場合、微小な変形時の変形量も累積されて記録されるので、累積変形の閾値については別途検討する必要があると考えている。

受信機では、送信機から送られた情報を表示（計測値、判定値など）する。この送信機での非接触電源供給にはコイルによる電磁誘導方式、通信には無線 AM 変調を利用している。これら装置のシステムブロックを図 2.4 に示す。

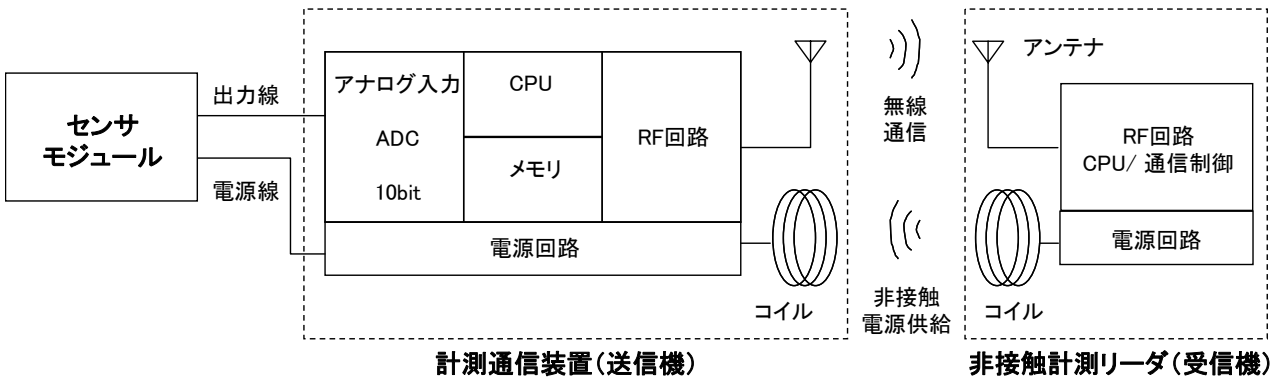


図 2.4 モニタリングシステムのブロック図

2.3.3 ハイブリッド計測機能

本センサシステムは、記憶型センサであるとともに、センサ本体に電源を常時接続すれば変位時刻歴波形を出力することができる。その出力は、最大値、最小値、現在値（残留値）および、正負側それぞれの累積変位である。したがって、センサ部（変位記憶型センサ）を共用し常時と非常時の計測機能を持ち合わせたシステムとしての利用が可能である。ここで常時とは、商用電源が供給されて常時動作する状態であり、非常時とは、商用電源が寸断されていていても動作可能な状態である。それぞれで利用方法に違いがある。

両者の機能を有効に活用するために、自動切換えアダプタを開発した。図 2.5 にハイブリッド計測機能のシステムブロックを示す。この自動切換えアダプタは、センサと常時の計測器の間に設置される。非接触計測装置を計測通信装置に近づけることで、電源が給電されアダプタにて自動的に計測装置が切り換わり、非接触計測システムでの計測となる。非接触計測装置を離すことで、元の常時計測機器側の接続に戻る。こうすることで、計測時の切換え忘れが起こらないシステムを実現した。図 2.6 には、実際に建物に設置されている自動切換えアダプタを取り付け状況の写真を示す。

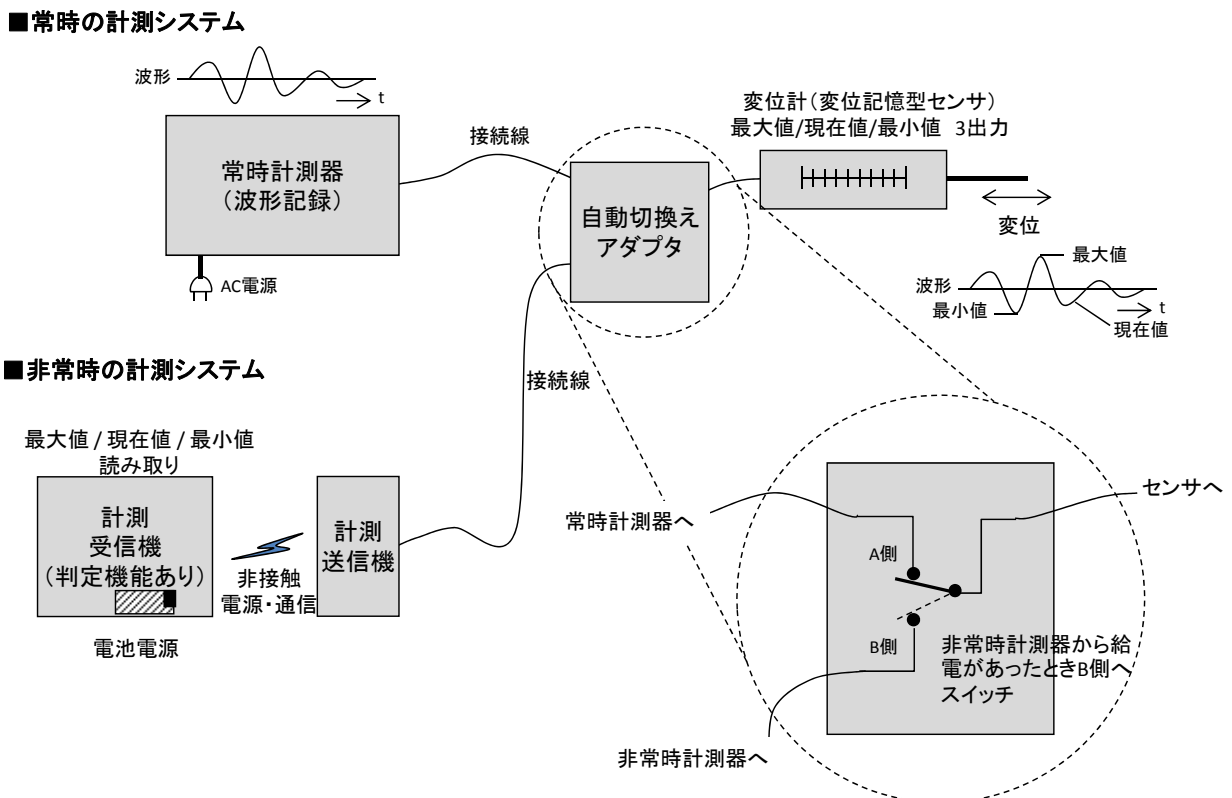


図 2.5 ハイブリッド計測機能を有したシステムのブロック図

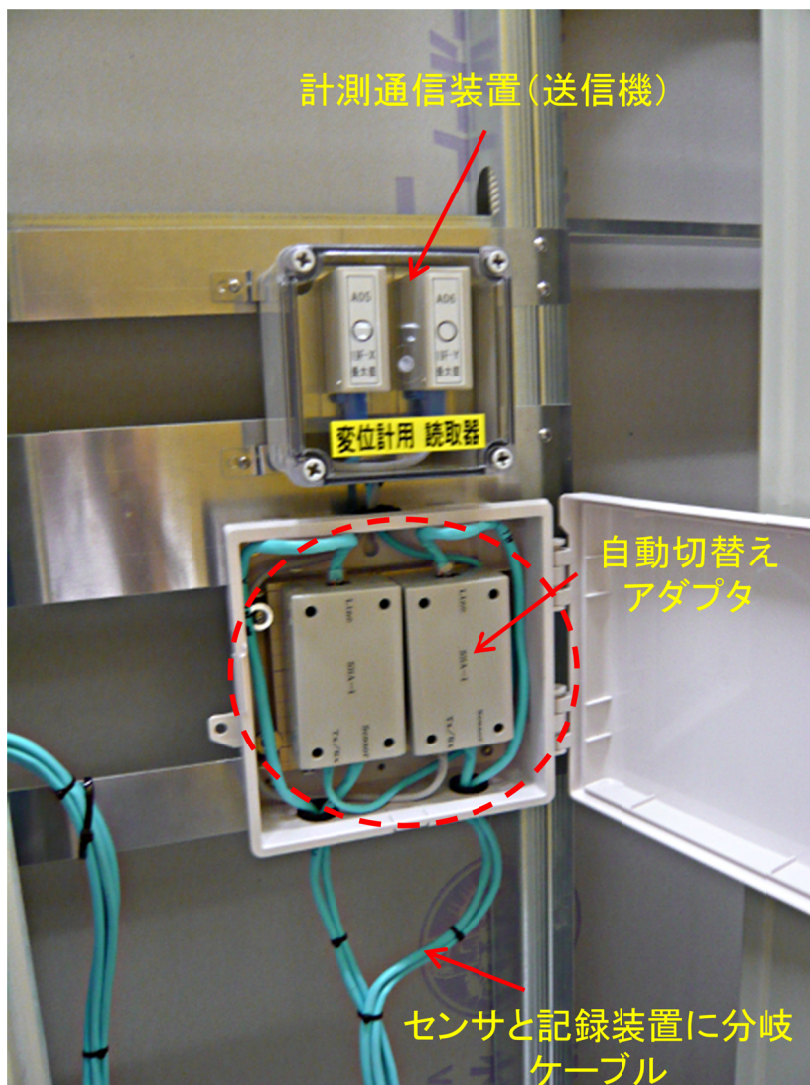


図 2.6 ハイブリッド計測機能を有した自動切替えアダプタの設置状況例 (場所：建物 EPS 内)

2.4 システムの性能確認試験

2.4.1 基本センサ特性

本システムの変位計測特性の検証を行うため、基準用のレーザ式変位計による変位計測値と比較した。方法は、固定台上に設置した変位記憶型センサとレーザ式変位計をそれぞれのデータ収録装置に有線で接続し、静的な可動ステージ上に設置したターゲットとの距離を同時計測した。その試験状況を図 2.7 に、試験結果を図 2.8 に示す。同図では直線方向に -50mm から $+50\text{mm}$ まで可動ターゲットを移動させた際の基準値(レーザ式変位計)に対する有線計測による変位記憶型センサの計測値を実線で示してある。さらに、非接触計測装置での読み取り値も示している。同図より基準値と計測値とはほぼ一致し、本システムのセンサは精度よく変位計測が可能であることを確認している。ただし変位ストローク両端部にわずかな不感帯があり、センサのポテンショメータの抵抗範囲がストローク全長より 3%程度短いことが分かった。

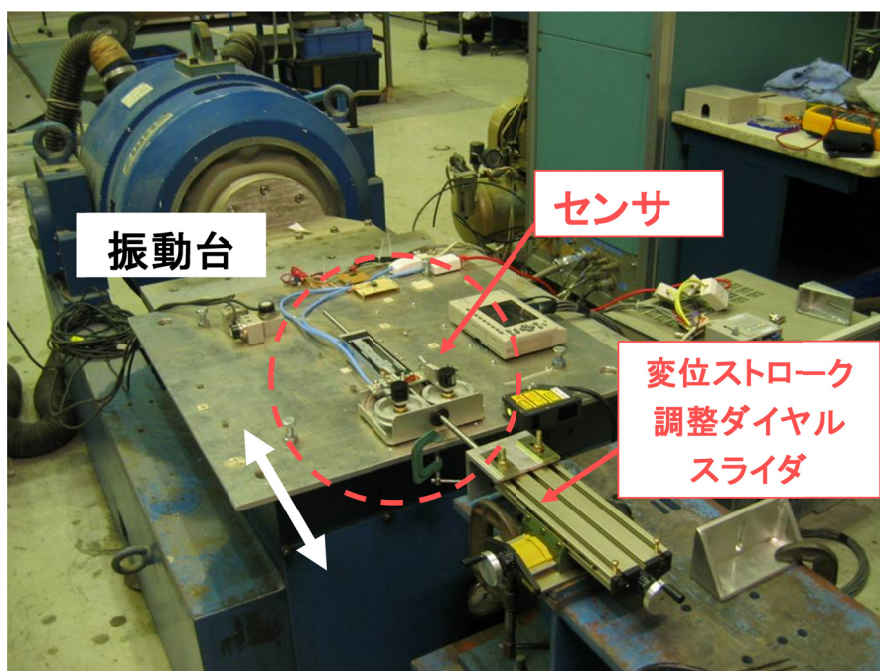


図 2.7 システムの性能確認試験の状況

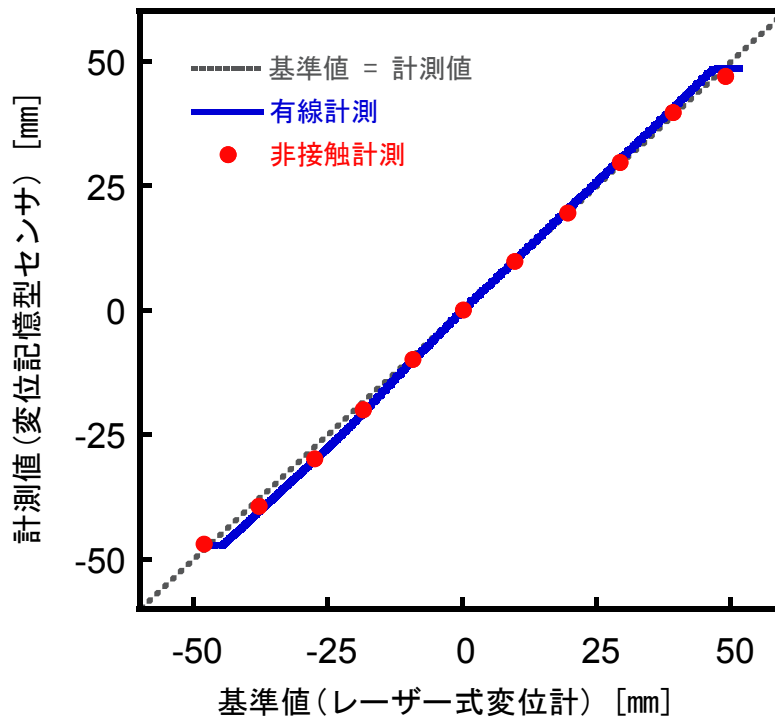
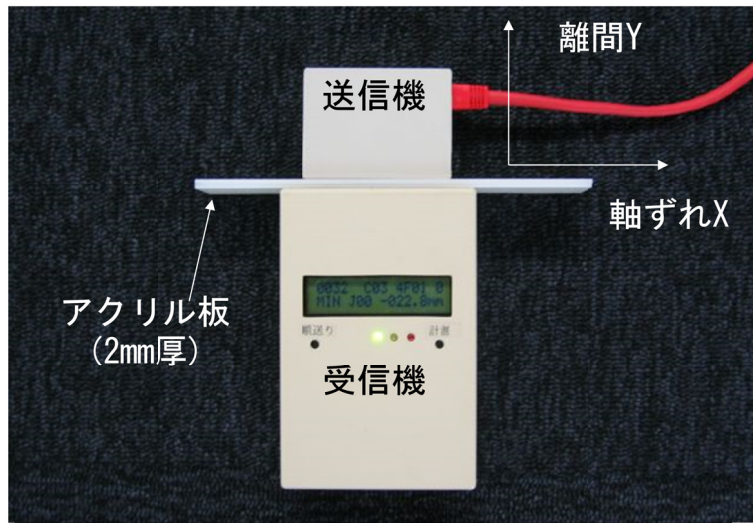


図 2.8 センサの変位検知特性 (最大変位記憶部 : 現在値)

2.4.2 計測装置の基本計測性能

本システムの計測方法の特徴である非接触計測装置では、電磁誘導で起動電圧を送り込むが、センサ部に正常な電圧 (5V) がかかっていないと読み取り値の誤差が生じてしまう。そこで、計測可能距離を検証した。検証試験では、アクリル板を挿んで距離を調整し、送受信機間の距離を軸ずれ方向 X、離間 Y 方向にそれぞれ変化させた際の計測可能距離 (正確にデータ計測可能な距離)、伝送可能距離 (計測はされるが値は不正確な距離) を調べた。試験状況と結果を図 2.9 に示す。結果では計測可能距離内での計測値の目立ったばらつきは見られず、結局 1cm 程度離れた位置から計測が可能であることが確認できた。



	軸ずれ X方向	離間 Y方向
計測可能距離	8mm	18mm
伝送可能距離	12mm	20mm

図 2.9 計測装置の試験状況と結果

2.4.3 センサの動的変位検知性能

本センサは地震時の動的な変位を捉えて最大値などを記録することを目的に開発されている。そこで、地震による建物応答時を想定したセンサ特性を確認するために 3 次元振動台を利用した試験を行った。図 2.10 にセンサを振動台に設置した試験状況を示す。

センサを振動台の端部に固定し、外部の固定点に設置されたターゲット板に対する変位を計測した。センサは、3 方向の動的変位のうちの一方方向のみの変位を検知するように、変位検知ロッドをスプリング・バネで押さえ付け、かつ、計測方向以外へはロッドの先端がすべるようにボールヘッドを取り付けている。この機構によって一方向（以下、主軸）のみの変位計測が可能であり、主軸成分以外の変形によるセンサの破損を防ぐことが可能である。

この試験では常時電源を供給し、変位出力をリアルタイムで別の計測装置で収録し、基準用のレーザ式変位計による出力との比較によって特性を把握している。地震時の建物応答を模擬した加振波を 4 段階に分けて増加させることでセンサの変位記憶性能を把握した。

試験結果を 図 2.11(a) に示す。同図には変位時刻歴を示し、その上には拡大図を示す。図中には、加振での変位記憶型センサの正負最大値および現在値が示されている。変位の増加に伴って精度よく正負の最大値が記憶、保持されている様子が確認できた。また図 2.11(b) に示す累積変位についてのセンサ性能、非接触計測装置によるデータ取得^[6]も行っておりシステムとしての十分な精度を有していることを確認した。

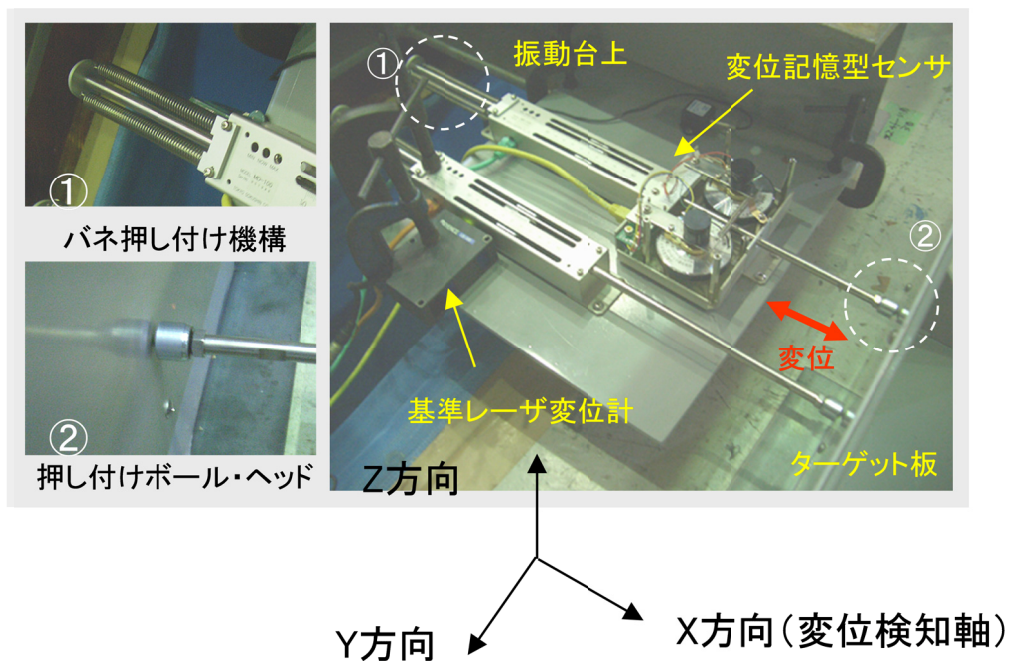
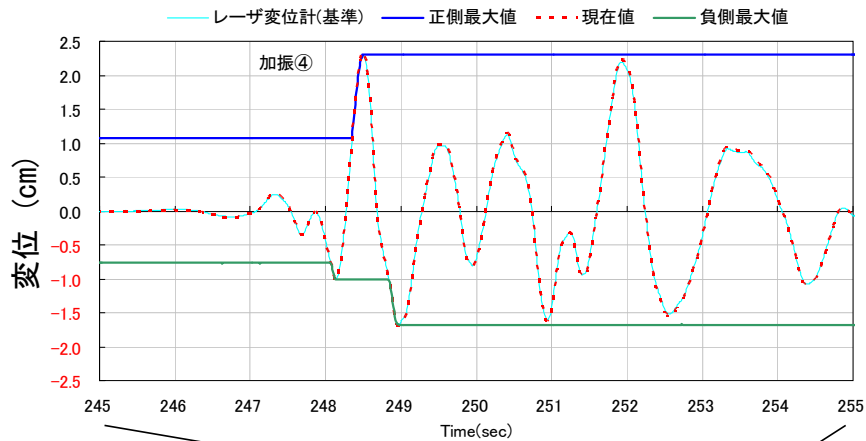
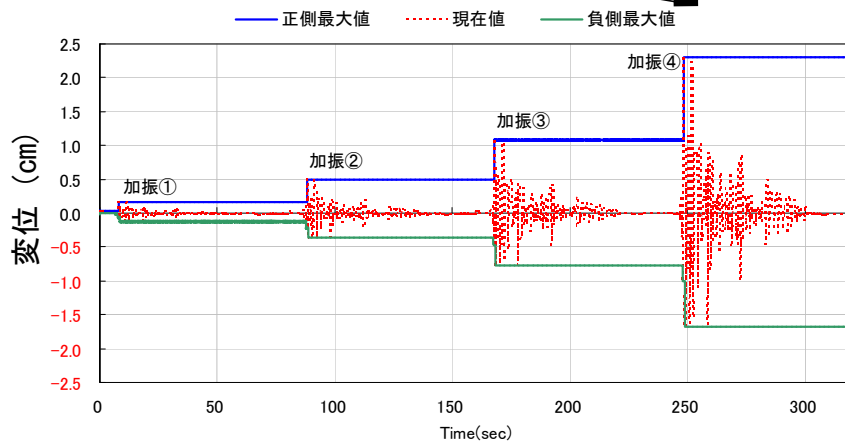


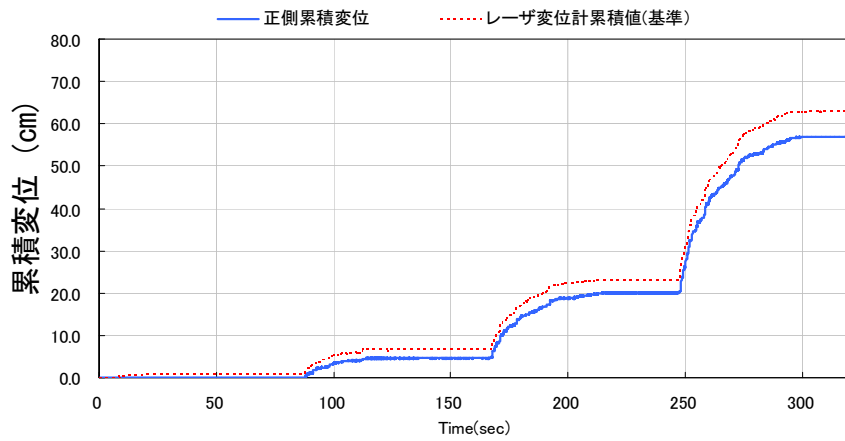
図 2.10 センサの動的変位記憶性能の試験状況



加振④前半10秒区間を拡大



(a) 最大・最小変位



(b) 累積変位

図 2.11 センサの動的変位記憶性能の試験結果

2.5 実建物への適用

2.5.1 システムの運用

本システムでの運用の基本は、ある程度の地震動強さ（例えば震度4を想定）であった場合に、建物の管理者などが非接触計測装置を持って建物内を巡回し、すべてのセンサの計測を行うことである。日常的には、建物管理者が運用方法を決めておけば良い。計測された情報は、記録シートを作成し判定記録を残して管理することが望ましい。

このシステムの運用手順を以下に示す。

- 1) 地震後に建物内を巡回
- 2) 計測位置で非接触計測装置を送信機に押し当てボタン操作して2秒程度計測
- 3) 計測後、測定値・判定値を直ちに表示
- 4) 赤（危険）・黄（要調査）・緑（継続使用可）の判定表示

本システムでは、計測装置が示す判定ランプの表示によって状況判断を明示している。図2.12に非接触計測装置の外観と構造物が損傷したと判断をする判定閾値の例を示す。判定は、構造技術者が設定した閾値によるものであり、構造物に損傷があり安全上の問題が無いかどうかを知らせることで、地震被災状況下での迅速な安全行動の判断に活用する。こうした運用手順は、日常の定期点検などを利用して、非常時においても迅速に計測作業ができる訓練をしておくことが必要である。

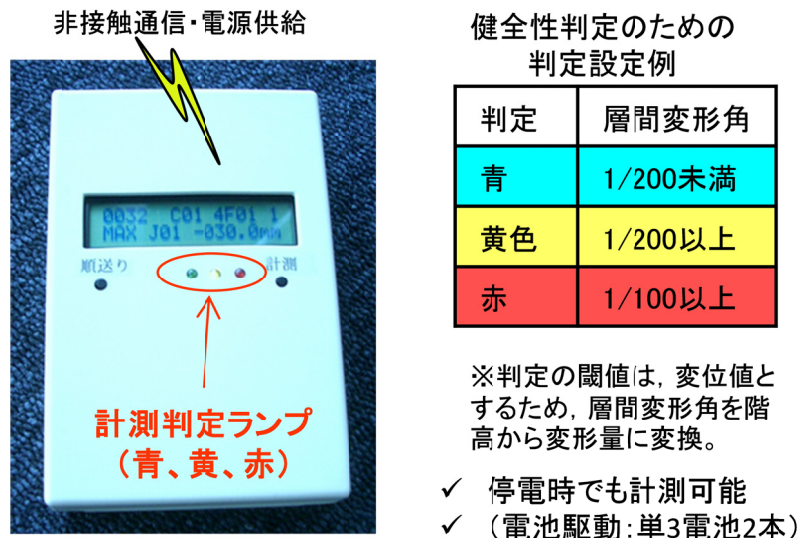


図 2.12 非接触計測装置と健全性判定設定例

2.5.2 適用事例

開発したシステムを、すでに 20 棟の建物へ組み込み、前節で示した方法によって大地震時の建物の健全性一次判断のために活用している。

図 2.13 は新築の鉄骨造建物に適用した例である。この建物には、低降伏点鋼材による制震ダンパーがブレース状に設置されており、このダンパーの伸縮部分に変位記憶型センサを取り付けた。階高に変化がないものとして、この部材の軸伸縮の最大変位値から層間変形を求め、構造体の損傷を判断している。また、伸縮の累積変位値を部材の寿命を判断する指標として利用している。こうした制震部材は、建物の中で隠れた部分（壁内）への取り付けとなることも多く、計測装置（送信機）の設置場所は、計測が実施しやすい場所に設置することが必要である。

図 2.14 は既存の鉄骨造建物に適用した事例である。この例では、前例で示したような制震ダンパーがないため、建物の上階と下階の層間の変位を計測するために、アルミ製の計測支柱を取り付けている。支柱の振動による計測誤差を低減するために、斜材を取り付けて剛性を高めている。支柱には、建物の 2 方向の変位を計測するために、それぞれの方向にターゲット板とセンサとを取り付け、バネ押し当てボールヘッド機構を採用することで水平 2 方向の相対変位（層間変位）を計測可能とした。この例では非接触計測システムが支柱に設置されている。さらに図に拡大して示してあるように、変位量（+側最大値、残留変位、-側最大値）が目視により読み取れるよう、センサにスケールが取り付けられている。こうすることにより計測装置が動作しない状況でも、記憶された値の読み取りが可能である。なお、こうした記憶機構は、機械的なものなので、手動リセットし初期状態に戻すことができる。

図 2.15 は、別の建物において層間に設置されたオイルダンパー設置用の K 型ブレースに設置した例である。同図でも、センサの設置状況を拡大して示す。ここでは常時電源を供給して観測を行っている。さらに同位置の階上下（天井、床）に加速度計が取り付けられている。この状態で観測された地震応答（2007 年新潟県中越沖地震）の波形を同図中に示した。観測された波形では、変位センサ部分で、変形を的確に捉えられ、正負最大値のピークが保持されながら記録されているのが分かる。その応答の比較検証のために、上下に設置された加速度記録を 2 回積分し、その差分から層間変形を求めた。同図にはその波形を重ね描いて示す。加速度センサから求めた波形の方が、やや大きな値となっているが両者は対応している。両者が生じていることの原因としては、建物の曲げ応答の影響、加速度積分の誤差などが考えられる。センサそのものの精度は振動台試験により保証されているので、両者の差異を明確にするにはより厳密な計測が必要である。

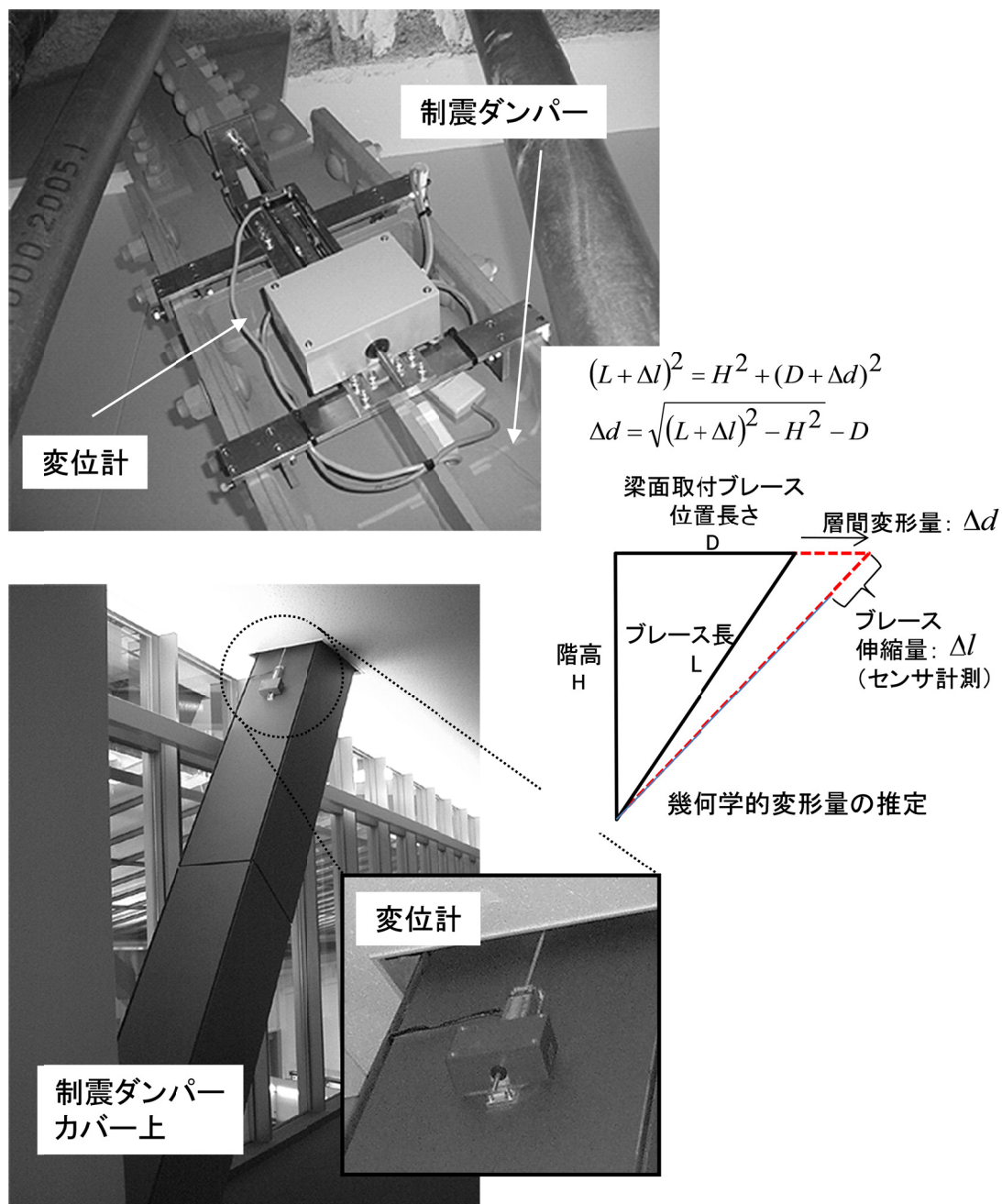


図 2.13 新築鉄骨造建物への設置例



図 2.14 既存鉄骨低層建物への設置例

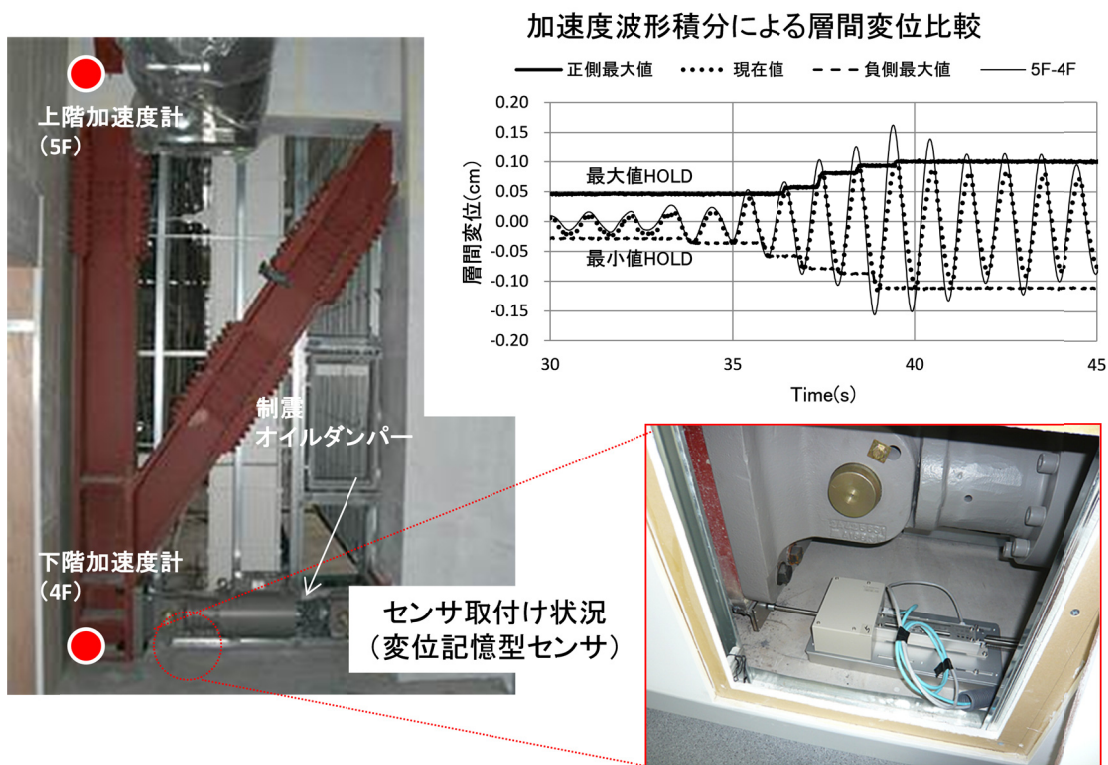


図 2.15 オイルダンパー取付用のK型ブレースへの設置例

2.5.3 東北地方太平洋沖地震の際の記録例

2011年3月11日に発生した平成23年東北地方太平洋沖地震(M9.0)の際に変位記憶型センサで取得された記録例を紹介する。

東京都内の研究施設(S造5階)に設置された変位記憶型センサの記録値を図2.16に示す。この建物には、オイルダンパーが設置されており、その位置での変位をセンサで捉えている。センサ設置階は、建物長辺(X)に4か所(1階から4階)、建物短辺(Y)に3か所(2階から4階)にあり、それぞれの位置で、変位最大値が記録されている。記録は、センサ位置にある計測装置で、大地震発生の日後に読み取った。建物層間変形の最大値は18mm、その値を層間変形角に直すと1/220程度であった。判定ランプの色は緑であり、建物には床、雑壁において軽微な損傷が見られたが、構造体としては問題のない状態であることが確認された。

宮城県仙台市に位置する事務所ビル(S造14階)の4階にある間柱制震ダンパー部に、変位記憶型センサが取り付けられている。同センサには、常時電源が供給され、他の加速度センサと合わせて地震応答として記録されている。記録された変位応答波形を図2.17に示す。波形から、変形の動きとともに最大値が保持されて動いていることが分かる。その変位は1cmを超え、本体の摺動する時のガタなどの影響は記録には見られなかった。また揺れの途中の最大変形量を経験したあたりで、マイナス側に0.2cm程度基線がずれて、最後まで残留変位が残ったことが分かる。累積変位部で記録された正負変位の累積値は、振幅の増加に伴い累積変位が蓄積されていることが分かる。最終的に、48cmの累積値が記録されており(ダンパーの累積変位の閾値設定はなし)、約250秒間程度の継続した揺れが続いていた。

同様に仙台市内にある低層事務所ビル(S造3階)にも、変位記憶型センサシステムが導入されていた。センサの取り付け方法は、前述した鉄骨建物と同じであり図2.14に示したようなアルミ製の計測支柱を利用している。計測方法は手動によりデータを読み取る方式(非接触計測)を採用している。今回の地震直後に管理者によって速やかに計測が行われ、判定ランプの点灯色が赤(層間変形角1/100以上)でないことを確認し、構造体が危険な状態ではないことを知ることができた。この計測時には、仙台市内の建物では停電が発生しており、無電源で記録が確認できる仕組みの有用性が確認された。

図2.18に、建物の外観図とセンサ配置(1階、2階の2か所)を示す。建物のX方向(長辺)で記録された変位値は、1階で2.83cm、2階で3.05cmであった。この記録について同建物に設置された加速度計記録(1階、3階)を数値積分することにより2層分の層間変形を求め検証を行った。2台の変位記録型センサが同時刻において最大値を記録したとは限らないが、1次モードが支配的に揺れたと仮定すると、1階と2階の最大変形量の和は5.9cmとなり、数値積分により求められた層間変形量は5.6cmとほぼ同じ値となる。このことは、変位記録型センサによる建物の層間変形計測の妥当性を示している^[7]。

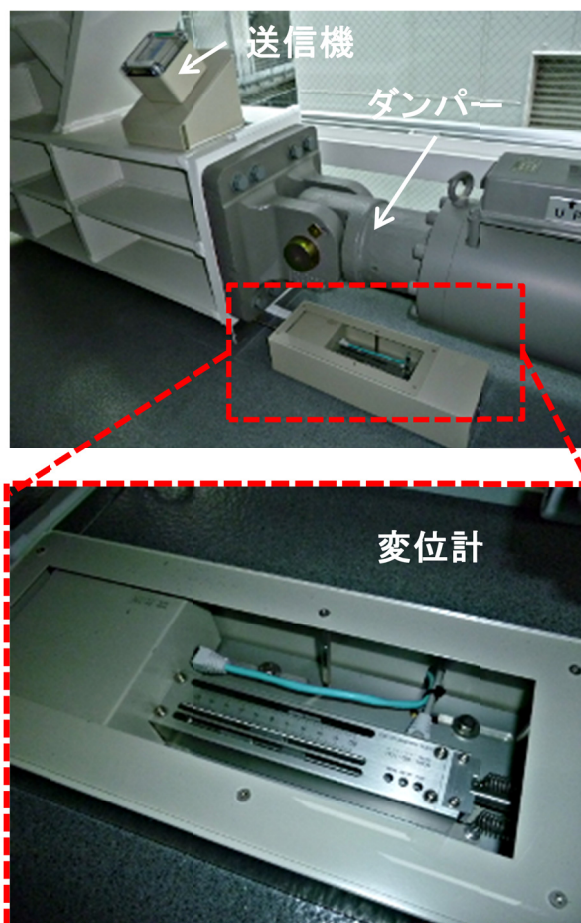
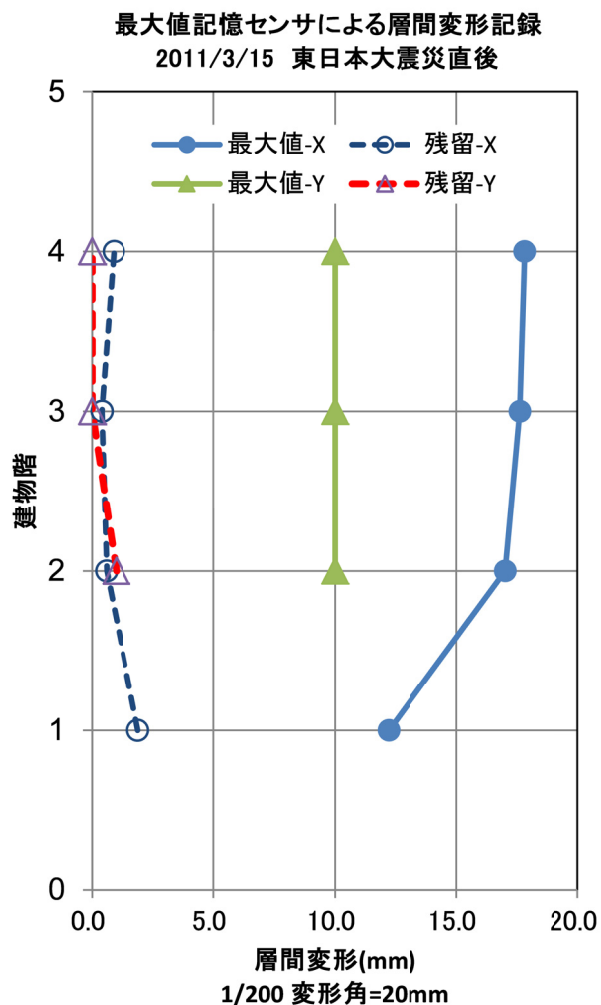


図 2.16 非接触計測装置での地震後の層間変位計測結果

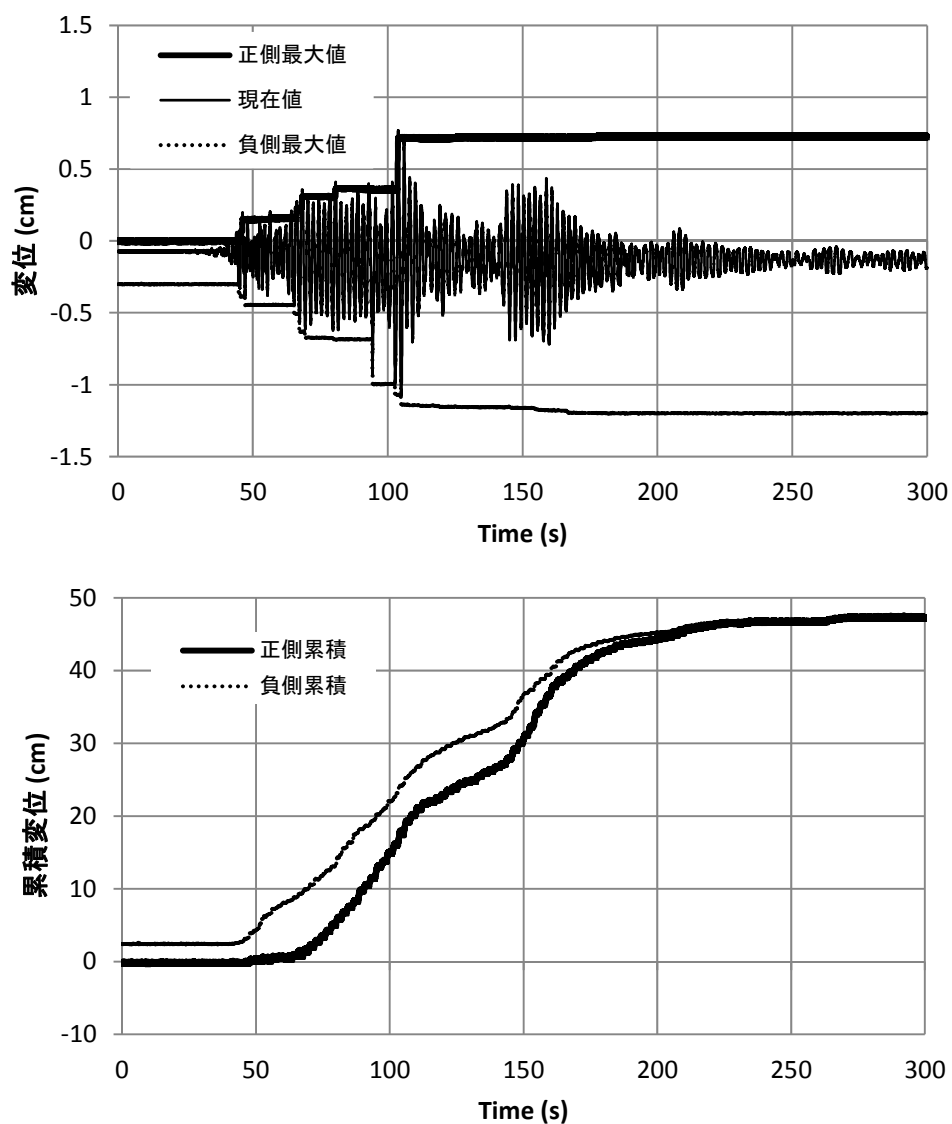


図 2.17 ダンパー部の層間変位の実地震記録（最大値、累積値）

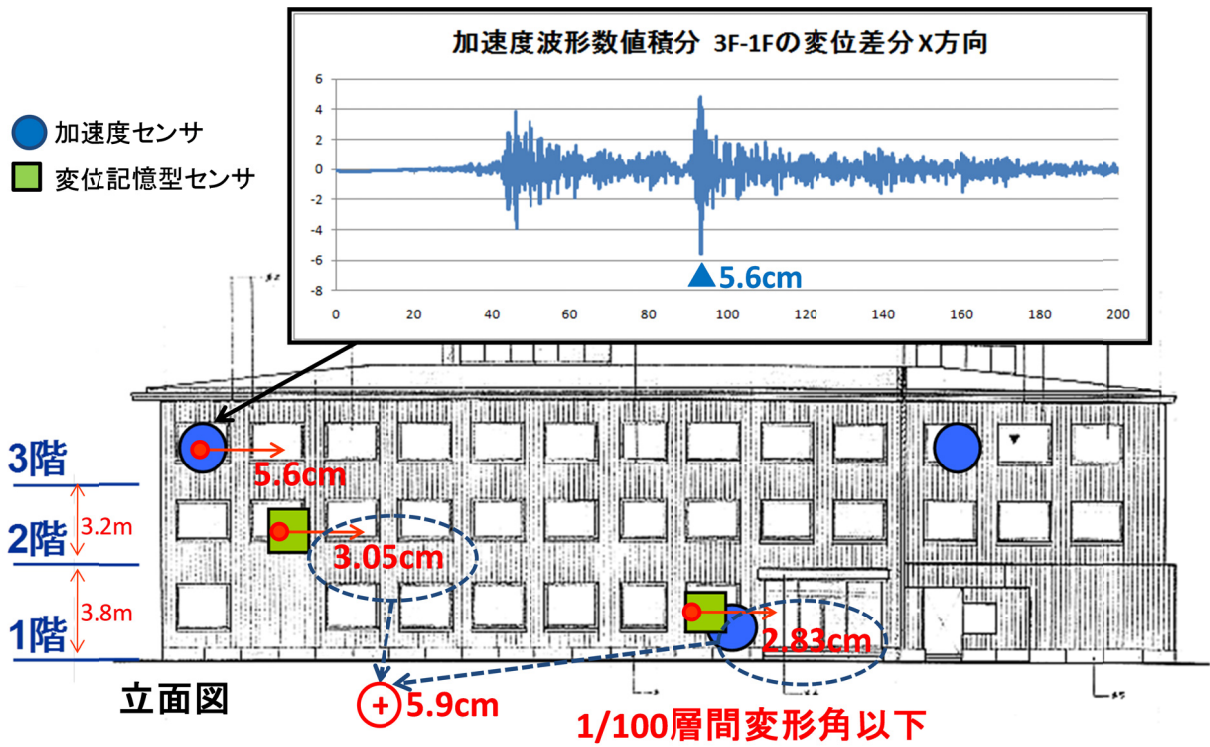


図 2.18 変位記録型センサの記録と加速度記録積分値との比較

2.6 まとめ

構造物の健全性の判断を目的とし、変位記憶型センサと非接触の計測装置を組み合わせたモニタリングシステムを開発した。開発に当たっては、低コストでの導入が可能で取扱も容易、簡便な計測方法により専門家でなくても計測し判断可能なセンサシステムをめざした。試作したシステムが、想定している使用状況下において十分な性能を持つことを各種試験によって確認した。

さらに、開発したシステムを実建物に適用した。建物の層間変位の検知を主たる目的とし、制震ダンパー部や層間支柱など計測が可能な場所に取り付けた。開発したシステムでは、2011年東北地方太平洋沖地震の記録を始め、多くの実稼働記録が得られている。得られたデータを別のセンサシステムの結果と比較し、提案システムの有用性を確認している。

今後は、長期耐久性の確認とともに、地震時の運用を含めデータを収集し、さらにシステムの有用性を確認していく。

参考文献

- 【1】 岡田敬一、白石理人ほか：変位記憶型センサによる構造モニタリングシステムの開発：その1 システムの概要、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造 II、2005 年、p.1-2.
- 【2】 白石理人、岡田敬一ほか：変位記憶型センサによる構造モニタリングシステムの開発：その2 装置特性の検証、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造 II、2005 年、p.3-4.
- 【3】 岡田敬一、白石理人：変位記憶型センサによる構造モニタリングシステムの開発(その3 センサシステムの動的性能確認と建物適用、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造 II、2006 年、p.859-860.
- 【4】 K.Okada、 M.Shiraishi：Peak Hold Sensor System for Post-Earthquake Structural Health Monitoring, The 23rd Sensor Symposium on Sensor, Micromachines and Applied System, C5-4, Oct. 2006, p.541-544.
- 【5】 岡田敬一：変位記憶型センサによるモニタリングシステム、計測自動制御学会、計測と制御、Vol. 46、2007.8、p.628-631.
- 【6】 岡田敬一、白石理人、片岡俊一：変位記憶型センサによる構造モニタリングシステムの開発と実建物への適用と検証、日本建築学会技術報告集、第20巻、第44号、2014年2月、pp.61-66.
- 【7】 「強震観測とモニタリング観測が災害時に果たすべき役割」、2012年日本建築学会大会(東海)、構造部門(振動)、パネルディスカッション資料、2012.9.

第3章

2ヶ所のセンサにより得られた地震記録を用いた 建物全層応答推定手法

3.1 はじめに

建物に各種のセンサを設置し、地震後に建物の健全度、被災程度の評価を行う際の問題点としては、どのようなセンサをいくつ、どの場所に設置するかが挙げられる。その一つの解決策として、ローカルモニタリングがある。この場合は、必要な箇所全てにセンサを設置することとなる。しかしながら、一般には、必要な箇所全てという条件を満たすことは出来ない。また、局所的のみでなく建物全体の地震時挙動を把握する必要もある。そこで考えられるのが建物全体としての損傷に着目するグローバルモニタリングである。その場合、建物の地震応答を計測するセンサとしては、地震計（加速度計）が一般的である。基礎あるいは最下階で観測された加速度を構造設計時の応答解析モデルに入力することにより建物応答に関する評価ができることから、加速度計による計測は有効である。現実的には、ローカルモニタリングシステムを導入せず、建物内に地震計を設置しているだけのことが多い。

建物全体の固有振動数や減衰定数の変化を把握することがグローバルモニタリングの本来の意味である。しかしながら、加速度記録を積分することにより、層間変形を求めることで、変位センサと同様に建物の層レベルの損傷評価も可能である。また、層間変形だけではなく、地震時の各階の応答加速度等が分かればその階の室内状況が推定可能となることから、地震後の安全性評価に有益である。そのためか、最近では、建築物に設置された限られた数の地震計から各階の応答を推定する手法が提案されるようになった。

センサ個数が限定された地震計による応答推定の手法としては、以下に示す複数の研究が報告されている。文献4では建物の最上階に取り付けた加速度センサ1台を用いて、振動モード形状の重ね合わせ応答を求めて構造物の最大層間変形角を求めている。また文献5では、3点以上のセンサを用いて、同様にモード形の刺激関数を同定し等価線形的手法によって応答推定を行っている。さらに文献6では、同定結果に基づいてベイズ更新を用いて設定設計モデルの刺激関数を修正し最適な応答推定を行っている。いずれの研究においても振動モード形もしくは層剛性を用いて応答推定を行うもので、文献5・6においては高次のモードまで考慮するためには、3点以上のセンサ情報が必要であるとしている。これらの手法ではセンサ個数を増やすことで、さらに高次の応答まで考慮することができ推定精度が向上する。

著者は、前述の論文が公表される以前から最下階（基礎）・最上階の2地点に設置された地震計記録を用いて建物全階の応答を推定する手法を研究してきている（文献1から文献3）。そこで本章では、著者が提案する地震記録を用いた建物全層の応答推定手法について述べる。まず手法の説明を行い、次に2つの実建物での記録を用いて精度の確認を行う。一般に実際の建築物では、全層に渡って層間変形が分かるような計測はなされていないが、ここで検討対象とした建築物は密に各種センサが設置されており、推定手法の精度を確認するには最適である。ただし、検討対象の建築物のうち1棟は特殊な設計をしていること、2棟とも同じ場所に建っていることなどからここで得られる結論が一般的である確証がない。そこで、最後に階数と入力地震動を様々に変えた数値実験を通じて誤差の評価を行う。

3.2 応答推定手法

3.2.1 線形応答解析

本論文で提案する手法はモーダル解析に基づいている。多自由度系の絶対応答は、モードに分解された各1自由度系の相対応答波形に各層の刺激関数をかけあわせ、各層毎に応答波形を重ね合わせることで相対波形を求め、さらに基礎入力を足し合わせることで求めることができる。これを周波数領域の伝達特性として表すと、モデルパラメータを用いて(3.1)式で表される。

$$H(f) = 1 + \sum_{j=1}^n \frac{\beta u_j f^2}{-f^2 + 2ih_j f_j f + f_j^2} \quad (3.1)$$

ここで、 f は振動数、 n は最高次のモード次数、 j は各モード、 h 、 βu_j 、 f_j は、それぞれ j 次の減衰数、刺激係数、固有振動数である。また i は虚数単位を表している。この式の第1項は基礎における入力を表しており、これを除いたものが各次の相対応答関数の重ね合わせである。図3.1に3層モデルでの基礎入力に対する各層でのモードに分解された伝達関数および応答波形を示す。同図に示す応答波形には、各モードの固有振動数を含む帯域を通過したフィルタ波形(図中: estimate)も示してある。本論文では、モード次数毎に帯域通過するフィルタ波形を求めて応答推定を行う。

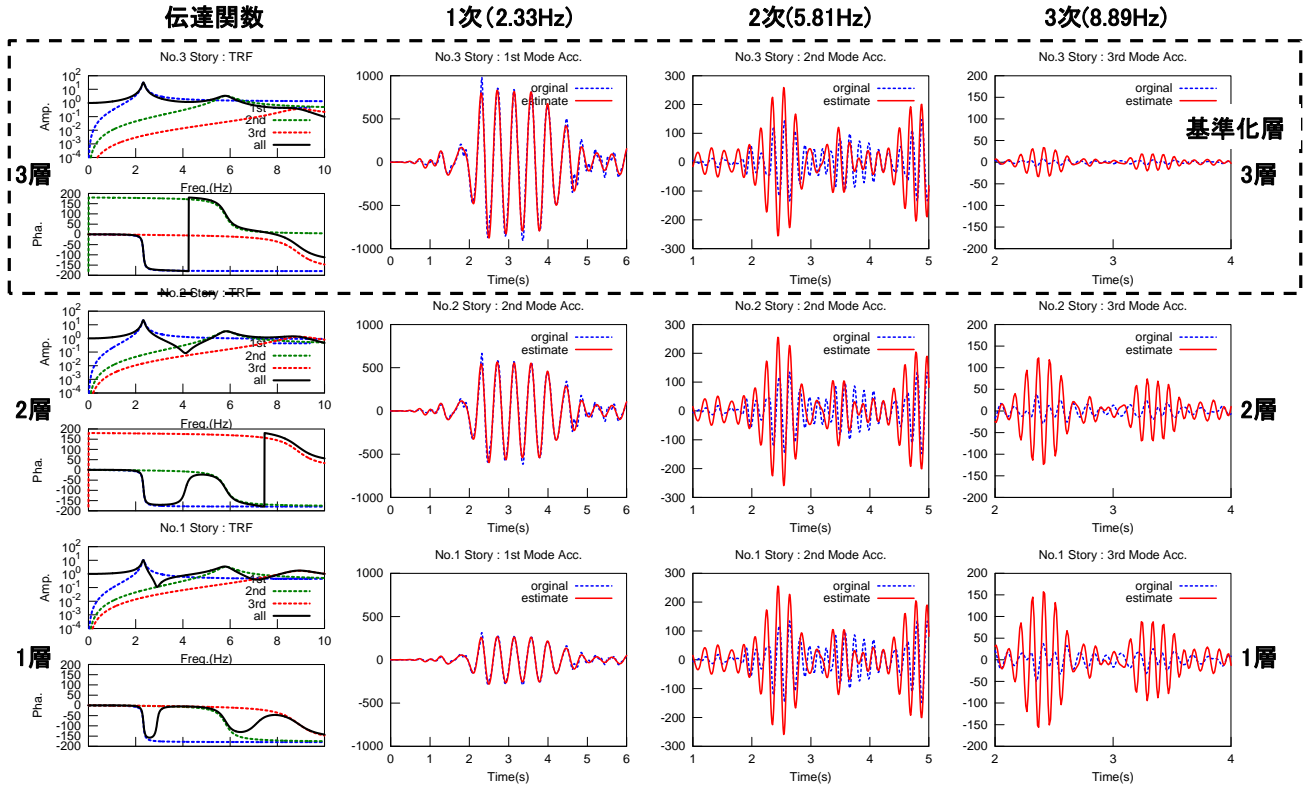


図3.1 3層の振動モデルにおける伝達関数と相対応答加速度波形(1次から3次モード)

3.2.2 応答推定手法^{[1][2][3]}

本論文では、図3.2に示すような地震計配置、つまり基礎（1階）および最上層（R階）に設置した加速度計の記録から建物の中間層の応答を推定する。なお、本論文では層を階と結び付けて表現する。つまり、本論文の第1層は、2階に相当し、1階は基礎として示す。前節で示した振動モデルでの線形応答解析のように応答からモデルパラメータを推定するには、振動系のモード係数（刺激関数）、固有振動数および減衰定数の同定が必要である。一般にはシステム同定手法によってモデルパラメータを求めており、時間領域ではARXモデル^[7]により、周波数領域では周波数伝達関数に対するモード解析^[8]のカーブフィットによってモデルパラメータを推定している。

しかしながら、本手法では、振動モデルの同定は行わず、固有振動数の検出のみを行う。また、応答推定に必要なパラメータとしては、前節で示すモードの刺激関数に相当する係数として、最上層を基準としたモード係数（以下：基準化モード係数）を用いる。このため提案する応答推定手法では、建物形状がほぼ整形であり、ねじれなどの振動モードによる影響が小さく、せん断型応答をすることを想定している。

建物の基礎・最上層での2点のセンサ記録から求めた相対加速度応答から、検出した固有振動数を中心としたバンドパス波形を求めて、その次数に対応する基準化モード係数をかけあわせ各層毎に波形の重ね合せを行う。図3.3に提案する線形応答推定手法による応答計算の方法をイメージ図で示す。前節で示したモーダル解析手法では、基礎入力データを元に応答計算をしているが、本手法では最上層における応答波形を利用している点が違っている。

本論文において提案する応答推定手法の計算処理手順について以下に詳しく説明する。ここでは、理解が進むように3層建物をイメージした3質点系モデル（表3.2）を利用して手順を説明する。モデルの詳細は後述するが、このモデルでは集中型質量として全ての質点で1500t、剛性は最上層を基準に最下層において2倍となる台形分布を仮定している。

手順①： 図3.2で示すように、基礎および最上層の波形記録により建物における固有振動特性を表す伝達関数 H を求める。伝達関数は、観測記録を扱うことからノイズの影響などを抑えるため式(3.2)に示す平均化処理により求める。

$$H(f) = \sum_{i=1}^n \frac{G_{yx}(f)}{G_{xx}(f)} \quad (3.2)$$

ここで、 G_{yx} は入力に対する出力の関係を示すクロススペクトル、 G_{xx} は入力のパワースペクトルを示す。ここでの伝達関数は、複素数データとして求められている。

手順②： 手順①で求めた伝達関数についてハミングウィンド処理によりスペクトルの平滑化を行い、その伝達関数の虚部データが極値となる振動数を、低次から順に固有振動数とする。図3.4には、手順①からの処理で求められる伝達関数と固有振動数を検出した例を示す。同図では3次モードまでの固有振動数が検出されている。

第3章 2ヶ所のセンサにより得られた地震記録を用いた建物全層応答推定手法

手順③： 基礎および最上層の絶対加速度波形記録からその差分を求めることで、最上層における相対加速度波形を得る。以降は、この相対加速度波形について信号処理を行う。

手順④： 手順③で求めた相対加速度波形について、手順②で求めた固有振動数を中心としたバンドパスフィルタ（以下:BPF）を施し、各振動モード次数の基準となる相対加速度波形を求める。図3.5に各モード次数におけるBPFの振動数特性を示す。フィルタ特性は矩形窓として、周波数領域で処理を行う。本手法では、1次モードのローカット振動数は0.15Hzとし、ハイカット振動数は隣接モードの固有振動数との中間の値としている。2次モード以上については、各次数の固有振動数の中間振動数が遮断振動数である。また最上位次数におけるハイカット振動数は、その固有振動数の $\sqrt{2}$ 倍の振動数とする。

手順⑤： 手順④で求めた各次モードの相対波形について、図3.6に示すような基準化モード係数を用い、各層の対応するモード次数の係数をかけあわせ、さらに層毎での波形を重ね合わせることで相対波形を求める。ここで用いた基準化モード係数は、解析モデルにおいて求められた刺激関数を用いる場合には、各次において最上階を基準にモード係数を求める。またモード係数が振動実験などから求められる場合は、最上階を基準としたモード係数を計算に用いる。

手順⑥： 手順⑤で求めた各層の相対波形について、基礎の加速度波形を加算することで絶対応答波形を計算する。ここで基礎における加速度波形は、手順④で示す対象としているモードの次数までの振動数だけを考慮することとする。つまり、0.15Hzから最上次数の固有振動数 f_n の $\sqrt{2}$ 倍の振動数までを対象とする。図3.7にここまでの手順で処理され推定された各層の絶対加速度波形を解析モデルの応答波形と重ねて示す。両者はほぼ一致しており、提案手法の妥当性が確認出来る。

手順⑦： 手順⑥で求めた各層の絶対加速度応答波形を周波数領域で数値積分することで、速度、変位波形を求める。数値積分では、低振動数における積分誤差の影響があることから、積分時のローカット振動数を手順④で示した最低次のローカット振動数と同じ0.15Hzとして処理をする。

手順⑧： 手順⑦で求められた変位波形について、隣接層との差分をとることで層間変位を求める。

以上が処理手順であり、その結果を図3.7に示す。図からは推定結果は真値とほぼ等しいことが分かる。ただし、詳細に見ると、推定結果は真値と同じ位相であるが、やや振幅が異なり、その差は下層になるほど大きくなっている。また、図3.8に示した最大値での比較のうち、変位応答は真値とほぼ一致しているが、速度、絶対加速度の順に推定精度が悪化していくことが分かる。変位応答の最大値は適切に推定していたが、それを差分して求めた層間変位においては、最上層において誤差がやや大きい。

第3章 2ヶ所のセンサにより得られた地震記録を用いた建物全層応答推定手法

ここで評価する誤差については、波形の最大値の推定誤差 $Error$ として式(3.3)のように定義する。

$$Error = \frac{|Xe_{max}| - |Xt_{max}|}{|Xt_{max}|} \cdot 100 (\%) \quad (3.3)$$

ここで、 $|Xt_{max}|$ は観測の応答波形の最大値の絶対値、 $|Xe_{max}|$ は推定された波形の最大値の絶対値である。

本提案手法は厳密なものではないので、誤差の特徴を理解しておくことは重要であろう。例題とした3層モデルの誤差の傾向を再度まとめると、変位応答に比べ加速度応答における推定精度が良くない。また、低層の方で誤差が大きいことが指摘できる。この原因は、バンドパス処理することで求めた高次モードの基準波が、真の振動モデルの各モードの応答波形と異なることが挙げられる。図3.1に示した伝達関数のように、本来の応答は各次のモードの応答を総て重ねあわせたものであり、区分した周波数域には通常複数のモードの影響が含まれている。本手法では、モード毎に周波数範囲を区分しており、この点が厳密なものとは異なる。高周波数域ほど、この影響を強く受けることは図3.1に示した伝達関数からも明らかである。したがって、推定精度は建造物の振動特性に加えて、入力地震動の周波数特性にも左右されることになる。つまり、高周波数に富み高次モードの応答が顕著になる場合では誤差が大きくなる可能性を含んでいる。

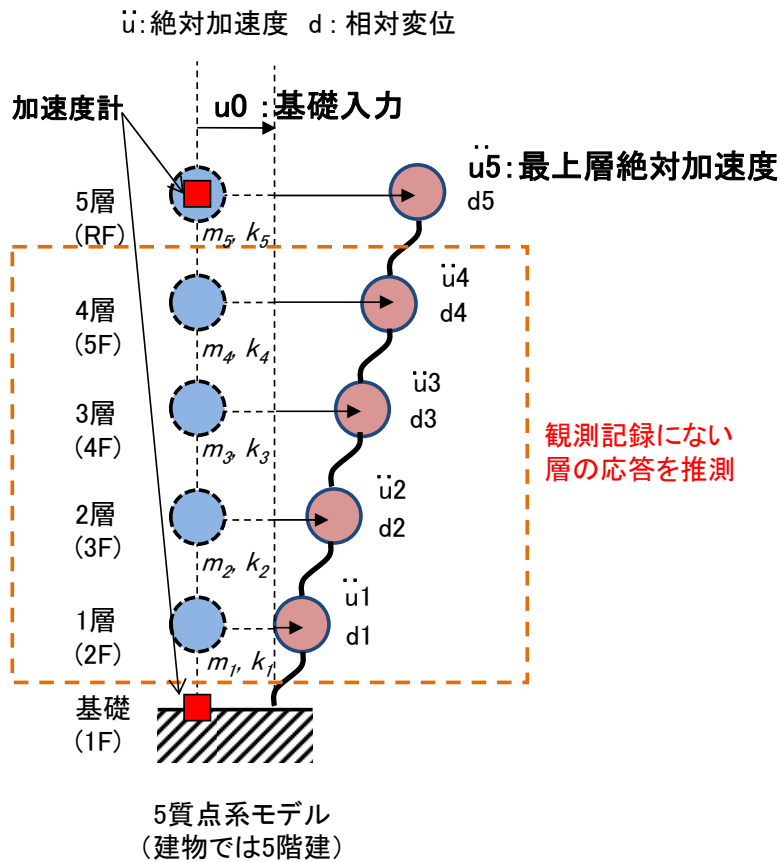


図3.2 応答推定のための振動モデルの概念 (5層の振動モデル例)

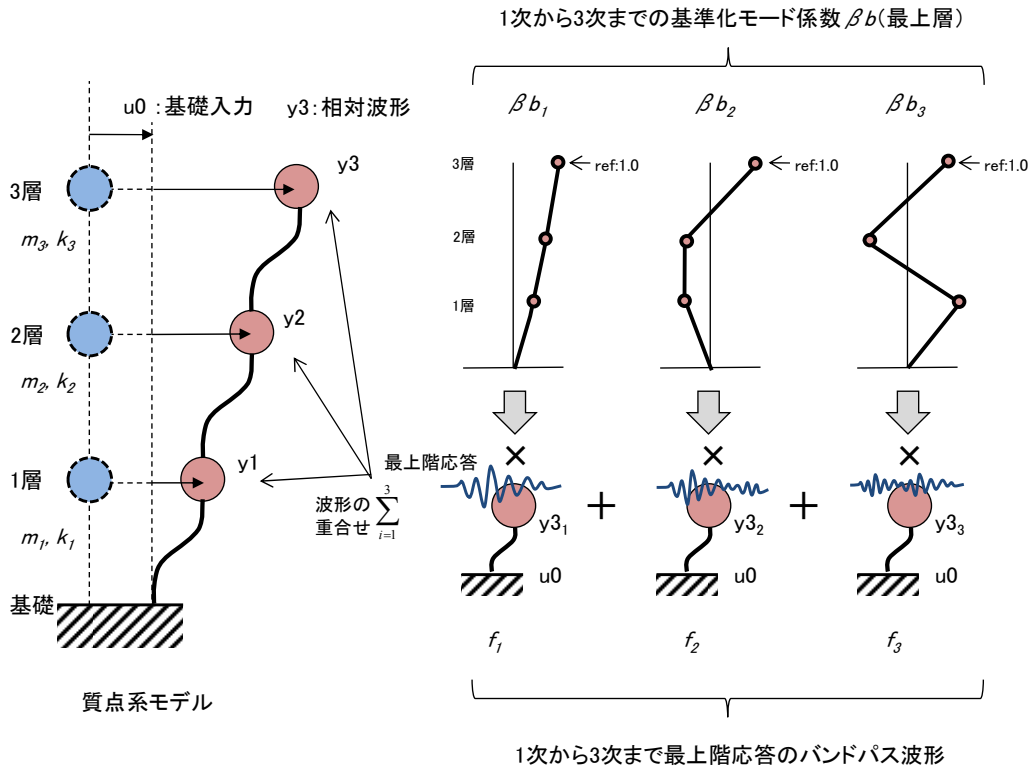


図3.3 提案する簡易線形応答推定手法による応答計算

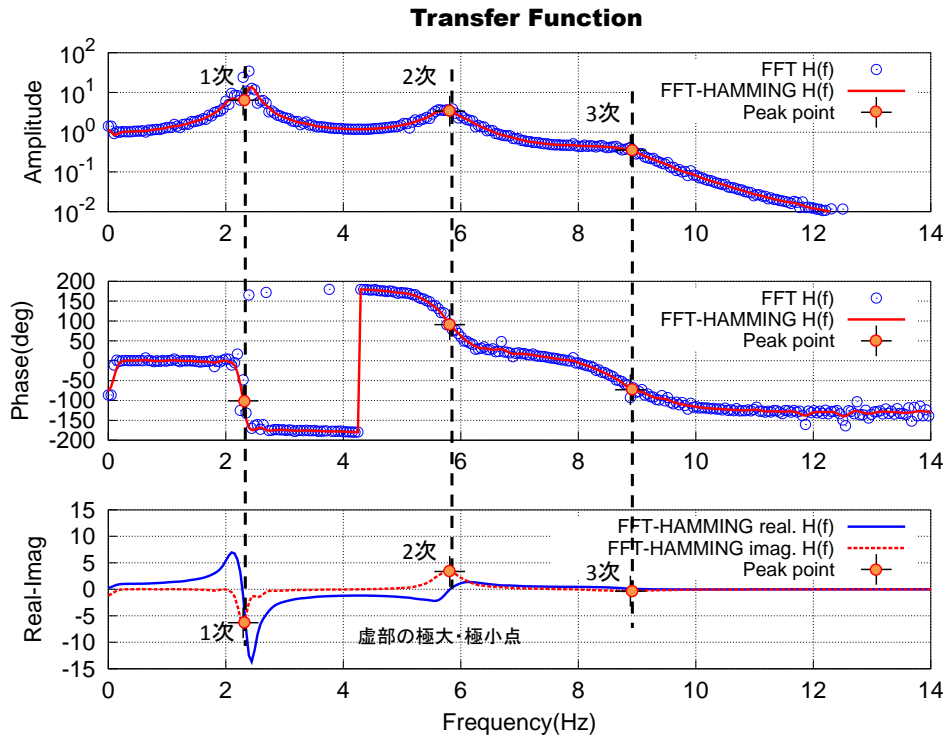


図3.4 伝達関数とそのピークによる固有振動数の抽出 (虚部データの極大・極小点で抽出)

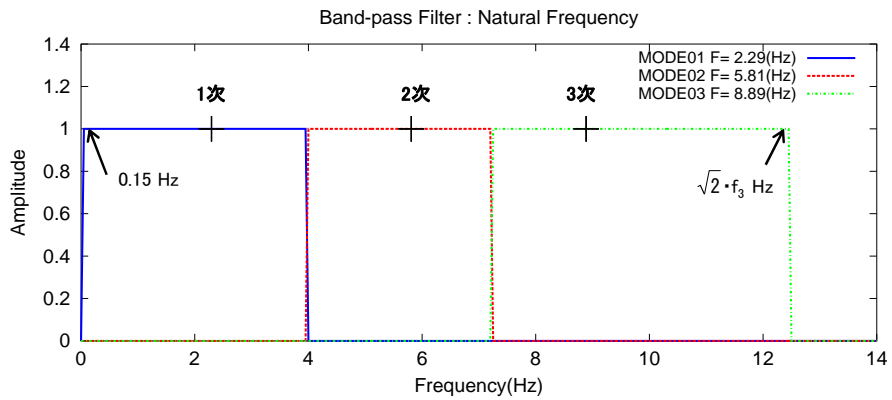


図3.5 各モード次数におけるバンドパスフィルタ特性（1次から3次）

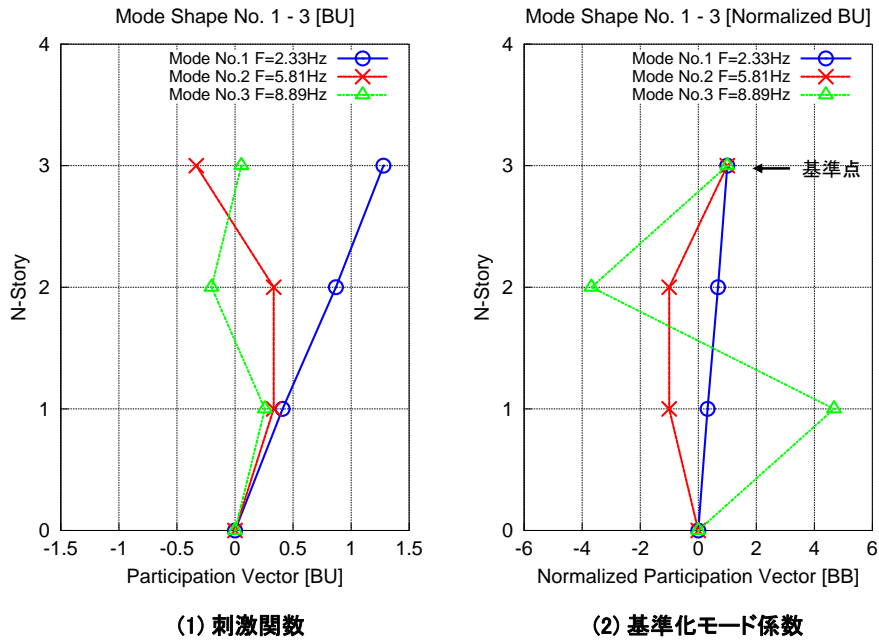


図3.6 3層の解析モデルにおけるモード係数（刺激関数を基準化係数へ変換：最上層基準）

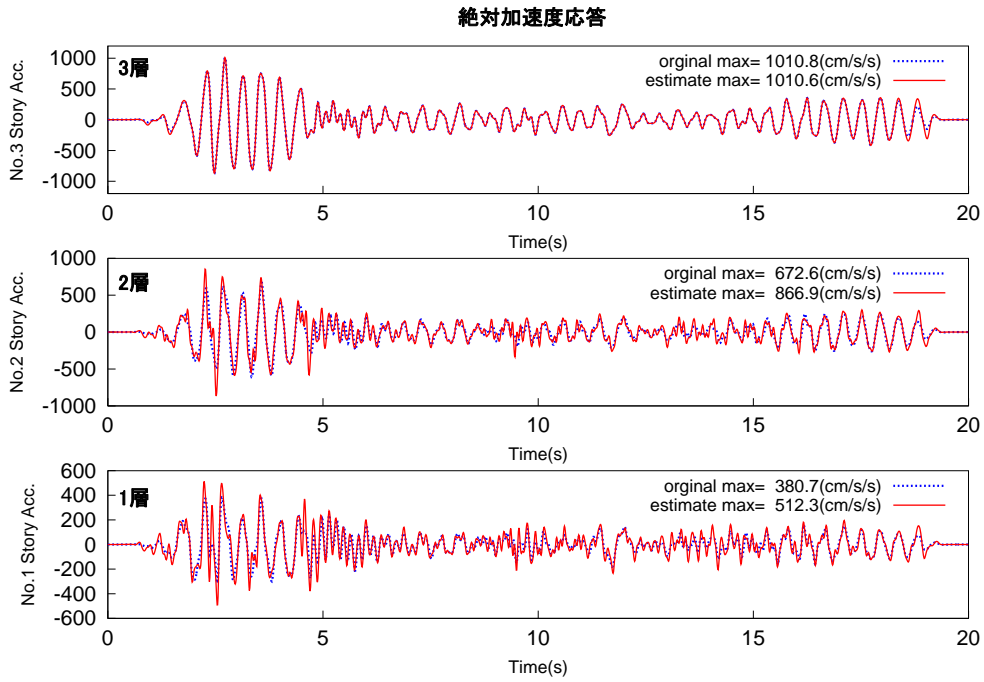


図3.7 3層の解析モデルを利用した応答推定波形の比較（入力：エルセントロNS波 200cm/s²に基準化）

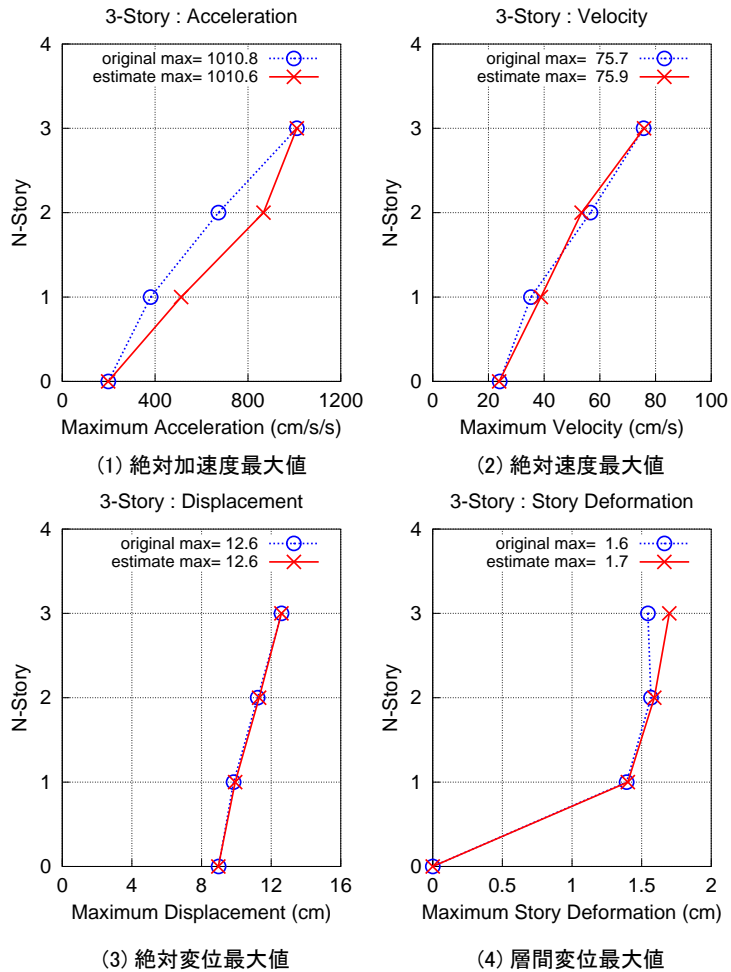


図3.8 3層の解析モデルを利用した応答推定結果（最大値分布図）

3.3 実建物での観測応答推定 1

3.3.1 観測対象建物の概要

対象建物は東京都江東区越中島にある研究所実験施設の鉄骨造建物（5階）である。本建物では、全層の応答が観測されていることから、モデルを介した計算をすることなく本手法の妥当性が検証可能である。建物は正方の平面形状をしているが、実験施設であることから、一般建物とは違い変則的な階高となっている。1階部分においては、柔部材と剛部材の混合配置により地震エネルギーを集中し応答低減する制震構法が採用されている。このため、各階には加速度計（2方向：6台）および各階の層間変形が観測できるように変位計（2方向：5台）が設置されている。図3.9に建物立面・平面図とセンサ配置を示す。観測データは、100Hzのサンプリング周波数で、地震の揺れによってトリガレベルを超えた場合に、観測装置で自動記録をしている。なお、観測は、2011年12月をもって終了し、建物は解体されている。

ここでは、1階基礎を入力点、最上層のRFLを出力点として2地点の観測地震記録から全層の応答推定を行った。

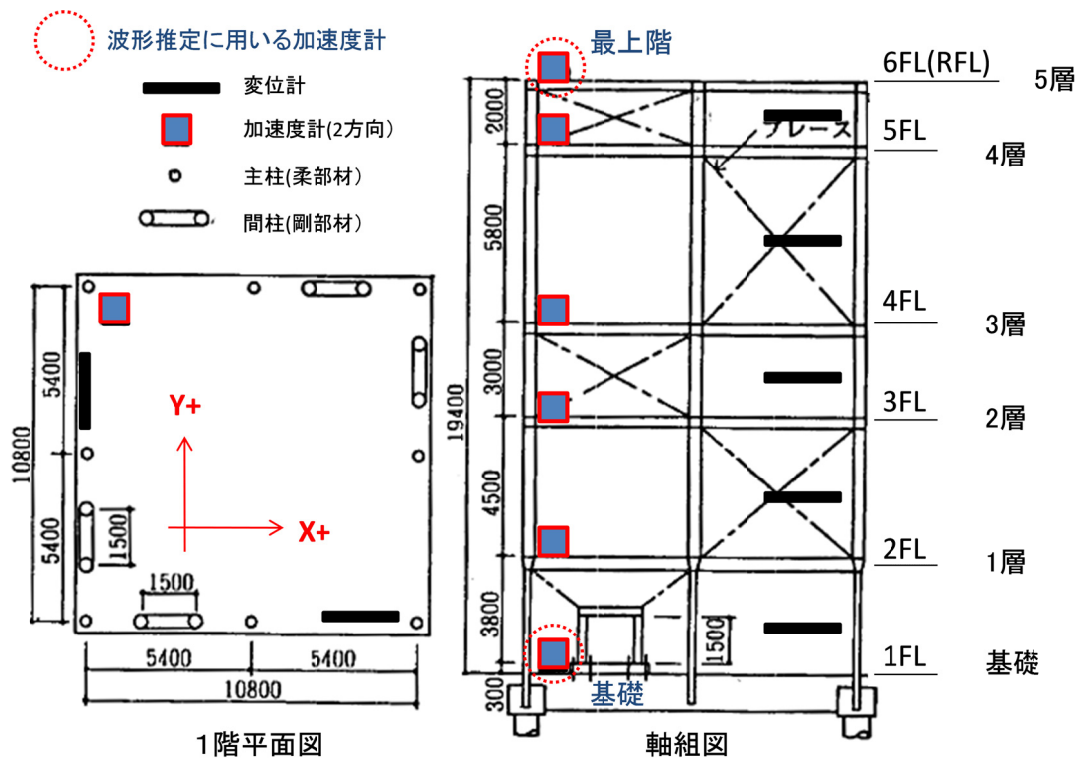
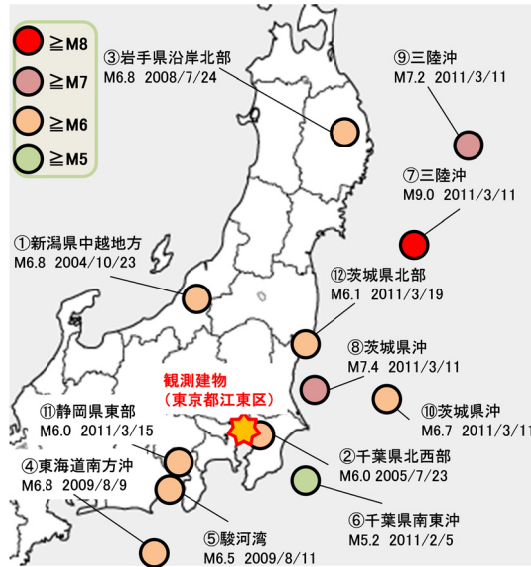


図3.9 実建物での観測位置（5層モデル）

3.3.2 建物振動モード係数の推定

提案手法では基準化された振動モード係数が必要となる。前節で示した例では、3層の解析モデルであるので、その解析モデルでの刺激関数を基準化モード係数に変換して用いた。本節で対象とした建物は、地震観測のために加速度計が全層に配置されていることから、そのセンサで観測された実地震記録から基準化モード係数を求めることができるのでそれを用いることとする。具体的には、本建物において観測された図3.10に示す12地震の記録から、水平2方向における1次から3次までの固有振動数を同定し、頂部（RFL）を基準として各階の伝達関数を求め、固有振動数に対しての振動モード係数を求めた^[1]。



No.	地震発生時刻	観測地震の諸元				建物応答				推定された固有振動数 (Hz)					
		震源名	深さ (km)	M	震央距離 (km)	1F		6F		X方向 1次から3次			Y方向 1次から3次		
						計測震度	ACC (cm/s ²)	計測震度	ACC (cm/s ²)	1次	2次	3次	1次	2次	3次
1	2004/10/23 17:56	新潟県中越地方	13	6.8	199	3.2	23	4.6	112	1.83	3.00	5.74	1.86	3.56	5.47
2	2005/07/23 16:34	千葉県北西部	73	6.0	32	4.2	55	5.1	206	1.83	5.18	6.93	1.83	3.59	5.54
3	2008/07/24 00:26	岩手県沿岸北部	108	6.8	480	2.5	10	3.8	47	1.90	3.83	5.86	1.86	3.86	5.71
4	2009/08/09 19:55	東海道南方沖	333	6.8	309	3.0	24	4.3	95	1.86	5.76	6.49	1.88	3.86	5.03
5	2009/08/11 05:07	駿河湾	23	6.5	153	3.4	32	4.6	138	1.86	4.96	5.57	1.95	5.44	7.79
6	2011/02/05 10:56	千葉県南東沖	64	5.2	117	2.8	17	4.1	65	1.73	5.08	6.18	1.93	6.06	9.16
7	2011/03/11 14:46	三陸沖	24	9.0	384	5.1	163	5.9	508	1.61	4.52	7.18	1.56	5.76	8.20
8	2011/03/11 15:15	茨城県沖	80	7.4	132	4.6	89	5.4	257	1.73	3.71	4.88	1.76	3.20	5.20
9	2011/03/11 15:26	三陸沖	10	7.2	508	2.7	12	3.8	40	1.83	5.01	6.91	1.78	5.08	5.93
10	2011/03/11 17:19	茨城県沖	0	6.7	207	2.9	12	4.1	60	1.78	5.44	7.23	1.83	5.44	8.79
11	2011/03/15 22:31	静岡県東部	10	6.0	107	2.9	20	4.2	66	1.83	5.18	8.06	1.86	5.37	7.15
12	2011/03/19 18:56	茨城県北部	20	6.1	141	2.9	17	4.3	96	1.76	5.18	6.25	1.83	3.96	5.74

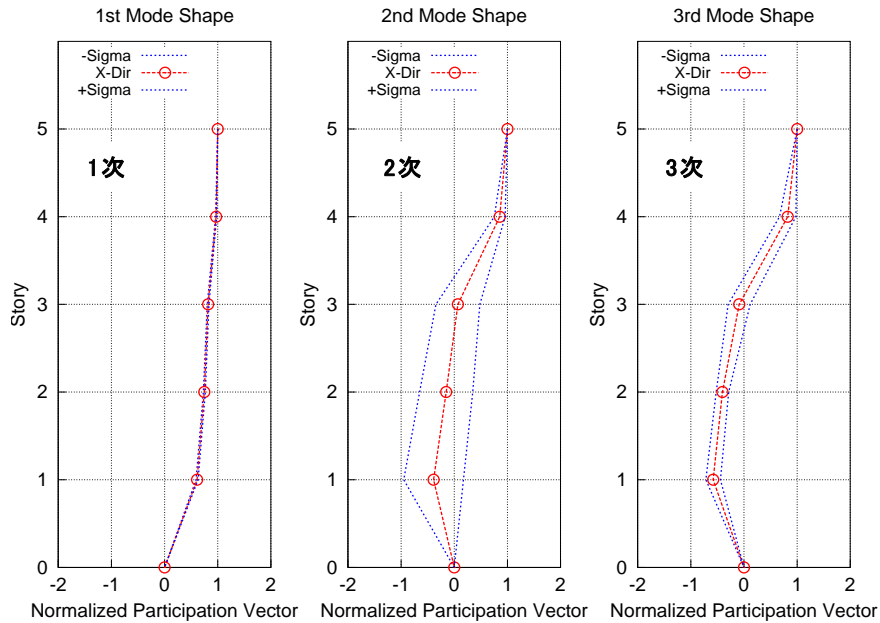
注) ・ No. 7 の地震は、甚大な被害があった2011年東北地方太平洋沖地震(本震) ・ Mはマグニチュード ・ ACCは加速度で、水平2方向の合成最大値

図3.10 応答推定に必要なモード係数を求めた12観測地震の震央位置と諸元

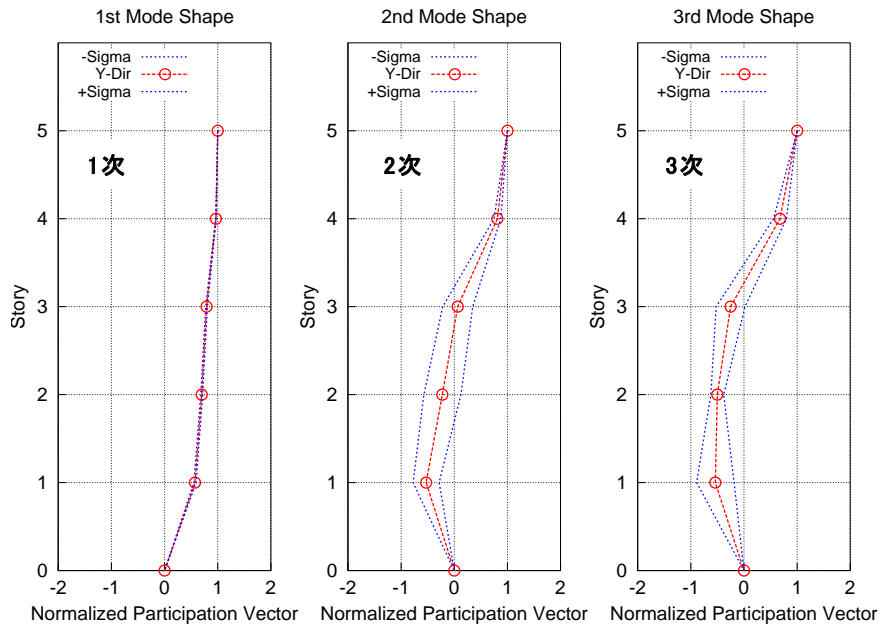
図3.10に示す地震別の観測記録から求められた周波数伝達関数の固有振動数は、X・Yいずれの方向においても低次から順に、1.8Hz、4.7Hz付近、6.4Hz付近にあった。低次の固有振動数は地震によらなかったが、高次のモードにおいては、地震によって固有振動数が変化していた。この振動数に対応するモード形状を図3.11に示す。同図には、固有振動数の変化に対応してモード形状の変化がどの程度あるかを見るため、地震毎に求めたモード係数の平均値と土標準偏差の範囲を点線（1階と最上階以外が対象）で示している。固有振動数の変動は、建物振動特性に振幅依存性が見られたことに起因しているとも考えられるが、主振動モードである1次のモード形状は、地震の違いによる影響が見られていない。これらの観測地震には、構造体の層間変位が1/200を超えた2011年東北地方太平洋沖地震の本震記録も含まれて

第3章 2ヶ所のセンサにより得られた地震記録を用いた建物全層応答推定手法

いるが、1次振動モードにおいての形状変化は見られなかった。12地震によって得られた1次のモード形は、建物構造の特徴（1階部分での地震エネルギー吸収の柔構造）どおり1層の変形が大きくなっている。2次および3次のモード形は、両者とも3層付近を節とする形状でほぼ同様である。伝達関数では、2次のピークは明瞭であることから、2次の固有振動数は、4.7Hz付近と考えられる。3次のモードについては、鉛直方向の形状が2次モード形状となるねじれのモードであると考えられる。ただし、ねじれモード形状を見るためのセンサの配置での観測が行われていたため、その状態を確認できていない。



(1)X方向



(2)Y方向

図3.11 応答推定に用いた水平2方向の基準化モード係数（12観測地震より計算：破線±σ）

3.3.3 東北地方太平洋沖地震の本震記録の応答推定

本節では、建物で観測された2011年東北地方太平洋沖地震の本震記録（地震No. 7 : M9.0）について応答推定手法を適用し評価を行った。この地震時には建物最上層では 400cm/s^2 以上を観測した。

建物X方向について基礎(1FL)および最上層(RFL)の記録から伝達関数を求め、そのピークを検出した。求めた伝達関数を図3.12に示す。検出された振動数は、1次が1.76Hz、2次が5.27Hz、3次が7.03Hzとなった。前節の同定によって推定された固有振動数（図3.10）と比べ、高次のモードではやや高い振動数側に検出されている。

図3.13は、推定された各層の応答加速度および変位波形である。同図では実記録の波形（破線）と推定結果（実線）を重ね描いており、100秒間から120秒の区間の結果をさらに拡大して示してある。実記録と推定波形とは、ほぼ一致しており、波形の形状、位相、最大値ともに非常に良い推定ができています。図3.13からみかけの卓越周期は約0.5秒であり、一次モードに対応している。つまり、応答波形はほぼ一次モードで構成されていると考えられ、そのために推定精度が高かったのである。

図3.14には、建物X方向における波形推定から求められた最大応答分布図を示す。同図には、加速度、速度、変位、層間変位を高さ方向の層応答として、実記録（実線）および推定（破線）を重ね描いている。図3.15には、建物Y方向での最大応答分布図を示す。各方向における最大推定誤差（式3.3）は、X方向、Y方向の順に加速度で4.9%と5.4%、速度で0.9%と1.0%、変位で1.4%と1.7%であった。また層間変位においては、層間変位の最大点（1層）以外のところでの誤差が大きくみられるが、最大点における誤差は、0.5%と7.1%である。これらの結果から最大値分布は、加速度・層間変形でややずれているが、速度、変位では、観測値とほぼ一致した結果となっている。

層間変形は最下層である第1層でもっとも大きく、X方向で2.1cm、Y方向で2.6cmを記録している。層の階高は3.8mであることから、その層間変形角は、X方向で $1/180$ 、Y方向で $1/138$ となる。この層間変形角は $1/200$ を超えており構造体は塑性域に入ったものと考えている。事実、同時に計測されている第1層の層間変位計の記録からは4mm程度の残留変形が観測されている。

本論文で提案している手法は、基本的には線形応答である。しかしながら、上述のように塑性域に入った構造物の応答も推定できている。その理由として、前節で示したように1次固有振動モード形の変化が見られていないことが挙げられる。よって、弱塑性域に入った構造物の応答においても、主な固有振動モード形の変化が見られない場合には、本手法による応答推定が妥当な結果となる可能性がある。

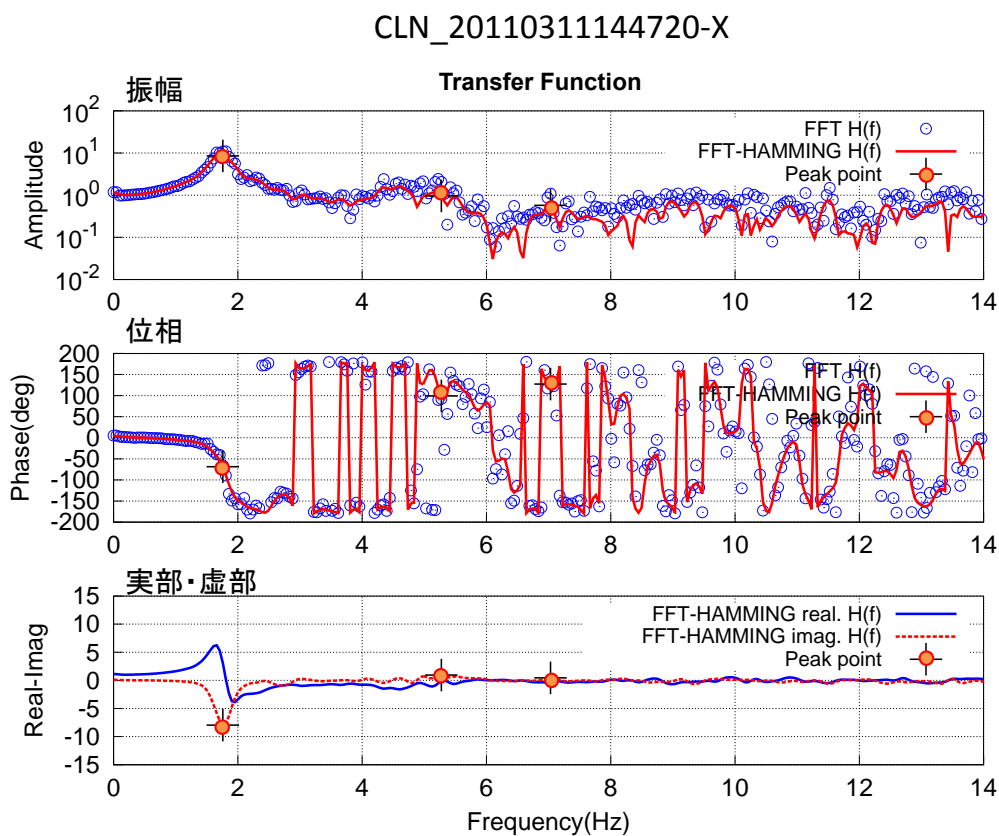


図3.12 東北地方太平洋沖地震(本震)での建物X方向の伝達関数 (固有振動数の抽出)

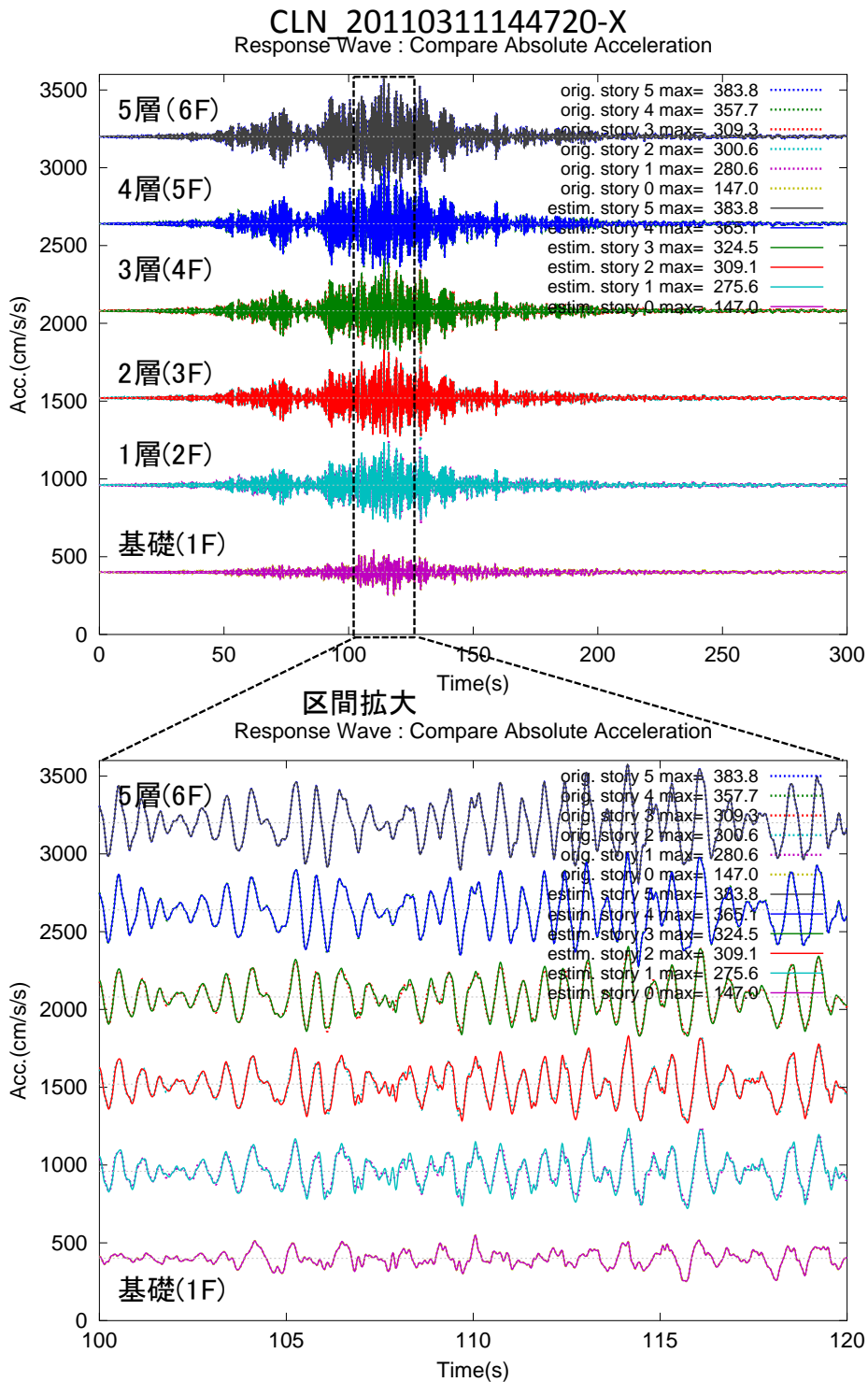


図3.13 東北地方太平洋沖地震(本震)での建物X方向の応答波形の推定結果(絶対加速度・変位)

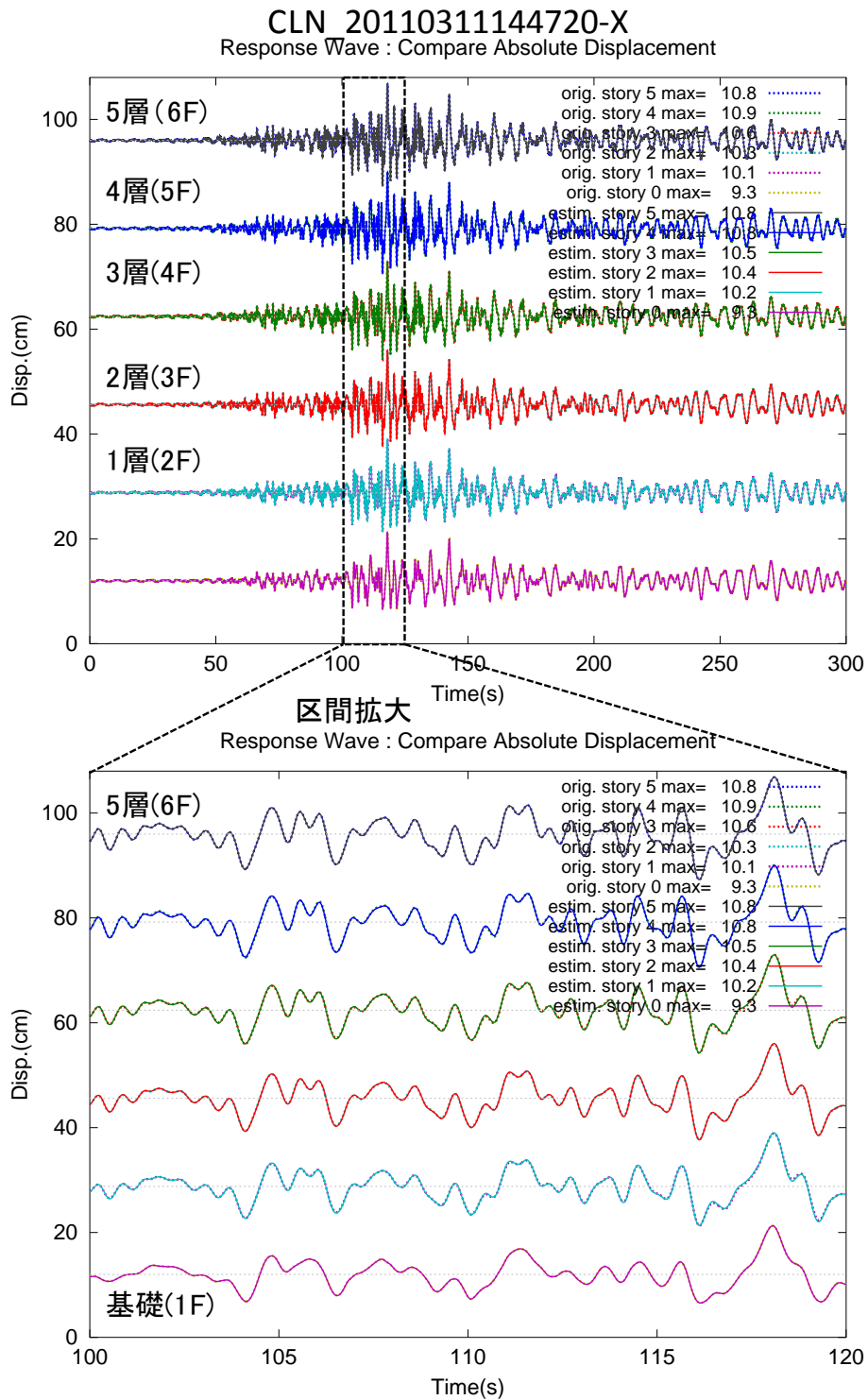


図3.13(続き) 東北地方太平洋沖地震(本震)での建物X方向の応答波形の推定結果(絶対加速度・変位)

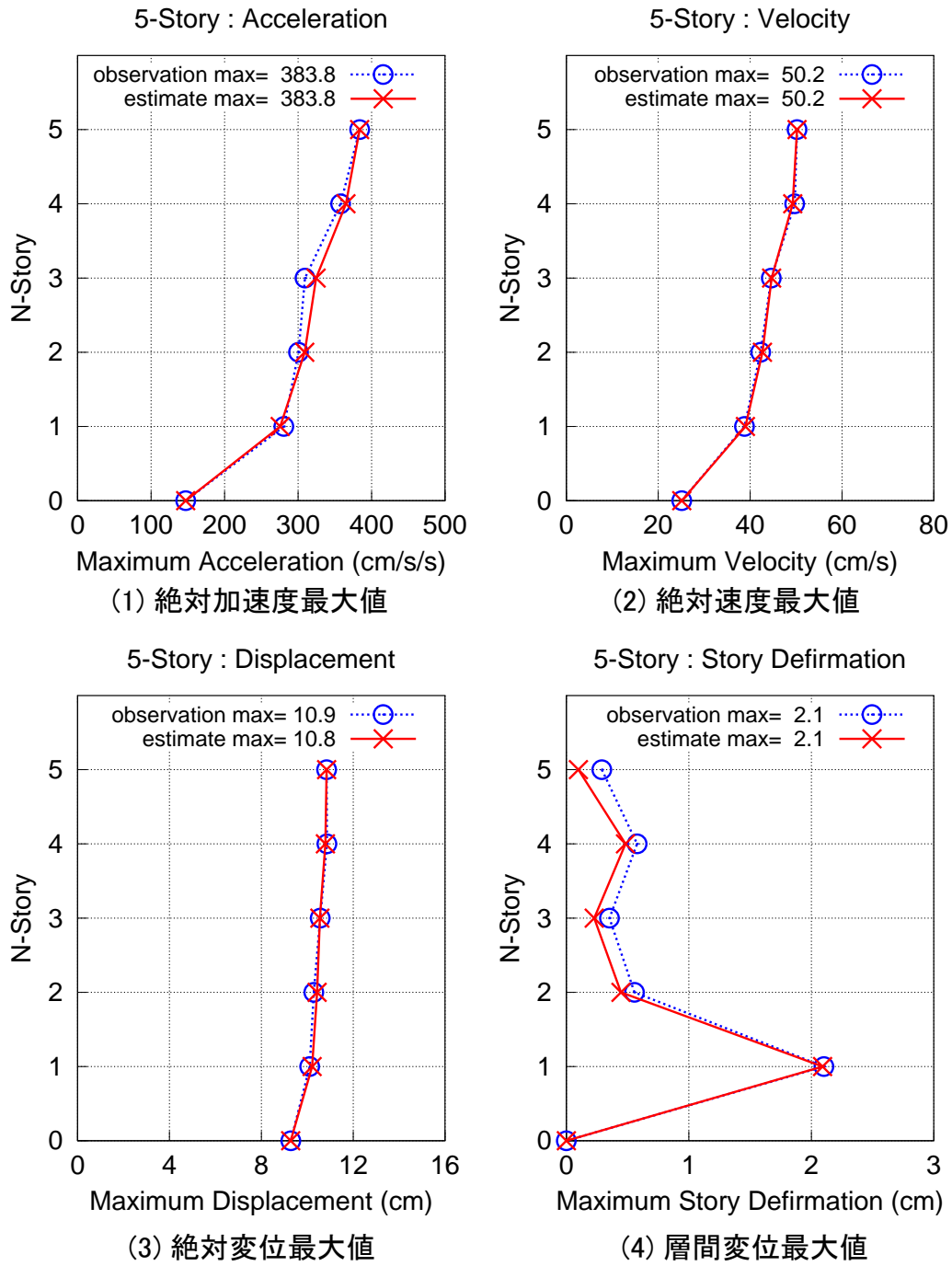


図3.14 建物X方向の応答推定結果（最大値分布図）

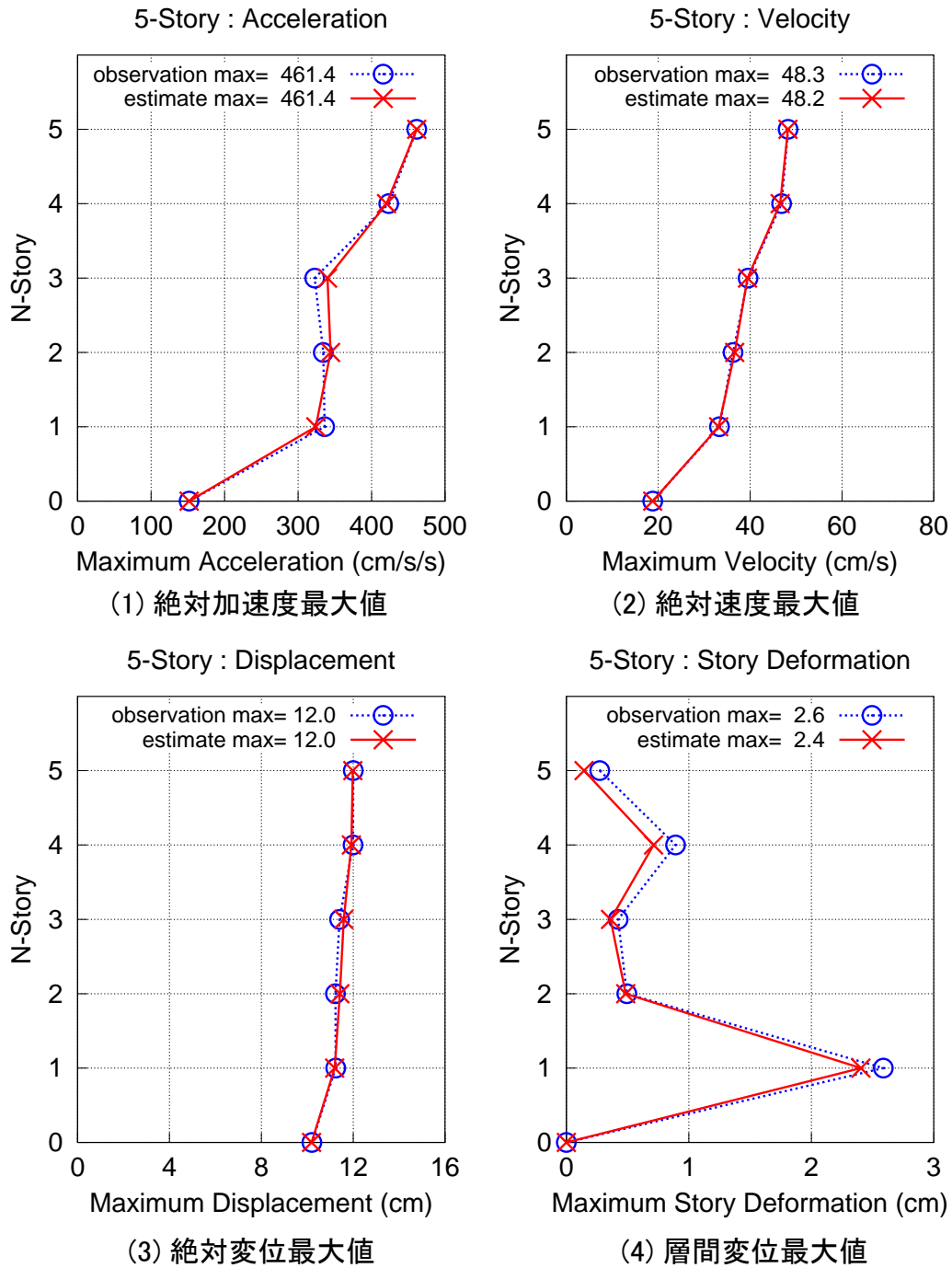


図3.15 建物Y方向の応答推定結果（最大値分布図）

3.3.4 東北地方太平洋沖地震の余震記録の応答推定

本節では、建物で観測された2011年東北地方太平洋沖地震の余震記録（地震No. 8 : M7.4）について応答推定手法を適用し評価を行った。この地震時には建物最上層Y方向では 236cm/s^2 を観測した。

建物Y方向について基礎(1FL)および最上層 (RFL) の記録から伝達関数を求め、固有振動数を求めた検出した。求めた伝達関数を図3.16に示す。検出された振動数は、1次が1.76Hz、2次が4.93Hz、3次が6.64Hzとなった。前節の本震で推定された固有振動数と比べ、高次のモードではやや高い振動数側に検出されている。

図3.17は、推定された各層の応答加速度および変位波形である。同図の波形は実記録の波形（破線）と推定結果（実線）を重ね描いており、80秒間から100秒の区間の結果をさらに拡大して示してある。実記録と推定波形とは、ほぼ一致しており、波形の形状、位相、最大値ともに非常に良い推定ができていいる。図3.17からみかけの卓越周期は約0.5秒であり、一次モードに対応している。つまり、応答波形はほぼ一次モードで構成されていると考えられ、そのために推定精度が高かったと考えられる。

図3.18には、建物X方向における波形推定から求められた最大応答分布図を示す。同図には、加速度、速度、変位、層間変位を高さ方向の層応答として、実記録（実線）および推定（破線）を重ね描いている。図3.19には、建物Y方向での最大応答分布図を示す。両方向とも推定値は観測値とほぼ同じとなっていることが分かる。最大推定誤差は、X方向、Y方向の順に加速度で4.1%と5.6%、速度で3.9%と4.2%、変位で0.8%と4.1%であった。また層間変位においては、層間変位の最大点である1層と2層以外のところでの誤差が大きくみられる。最大点における誤差は、6.2%と3.2%である。これらの誤差は、前節の本震記録での推定誤差と同程度になっている。

層間変形は最下層である第1層でもっとも大きく、X方向で0.94cm、Y方向で0.96cmを記録している。層の階高は3.8mであることから、その層間変形角は、X方向およびY方向で1/400程度である。本震で観測された1/180の層間変形角と比べ、半分以下の応答変形であった。

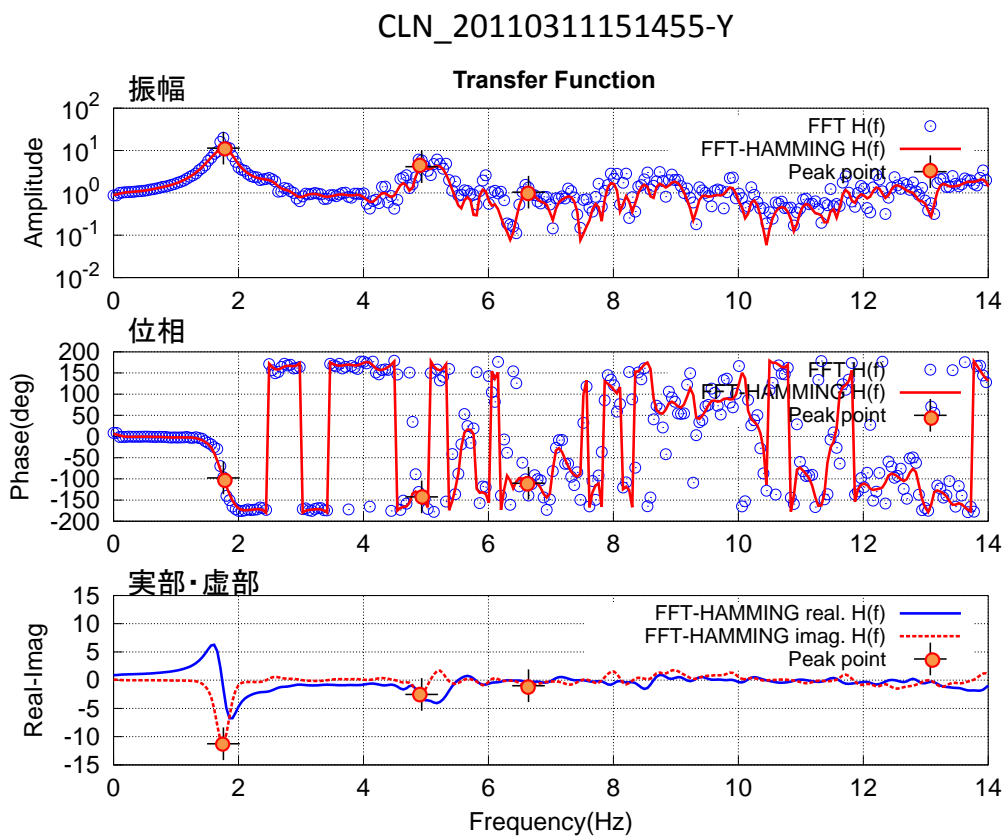


図3.16 東北地方太平洋沖地震(余震)での建物Y方向の伝達関数 (固有振動数の抽出)

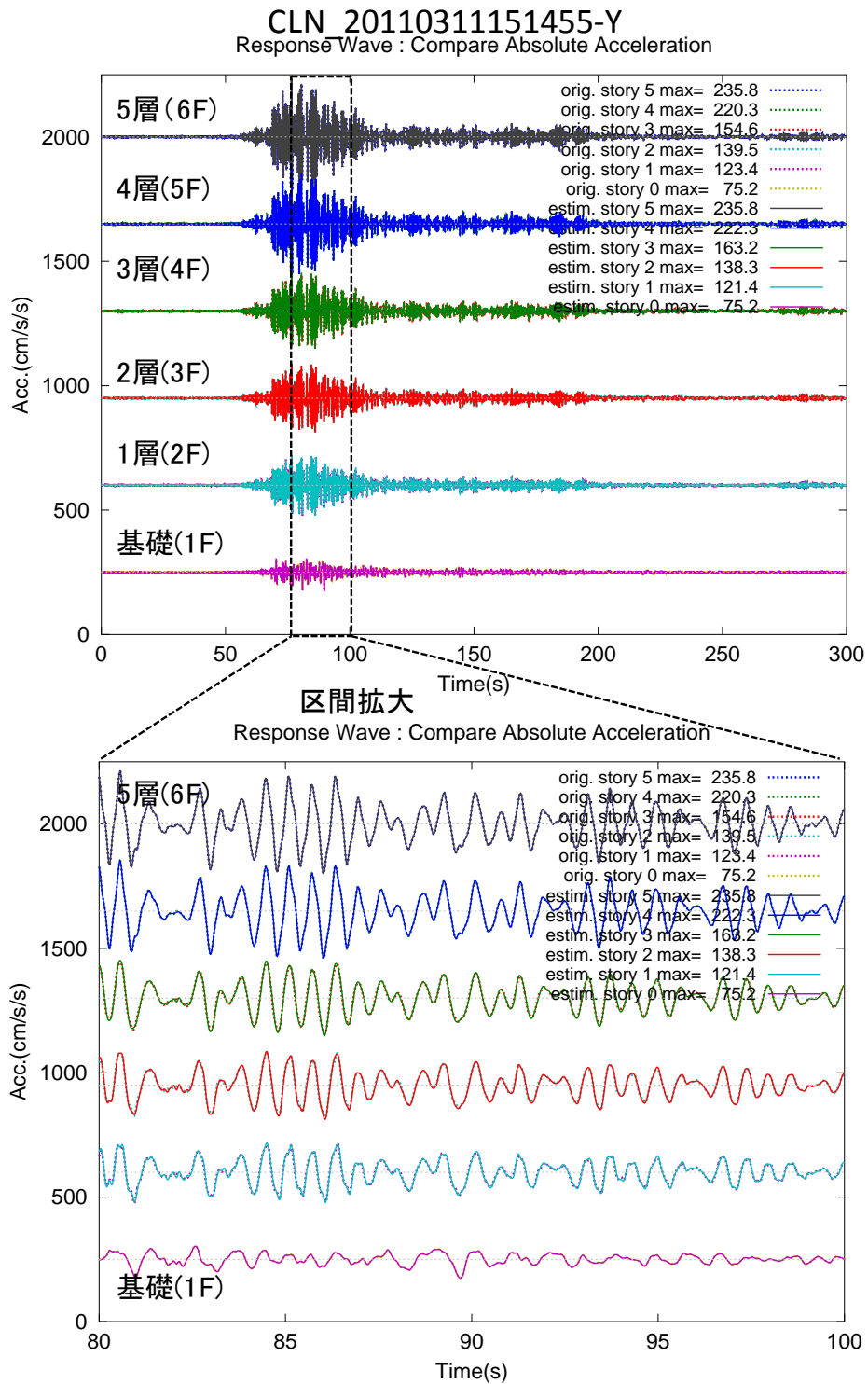


図3.17 東北地方太平洋沖地震(余震)での建物Y方向の応答波形の推定結果 (絶対加速度・変位)

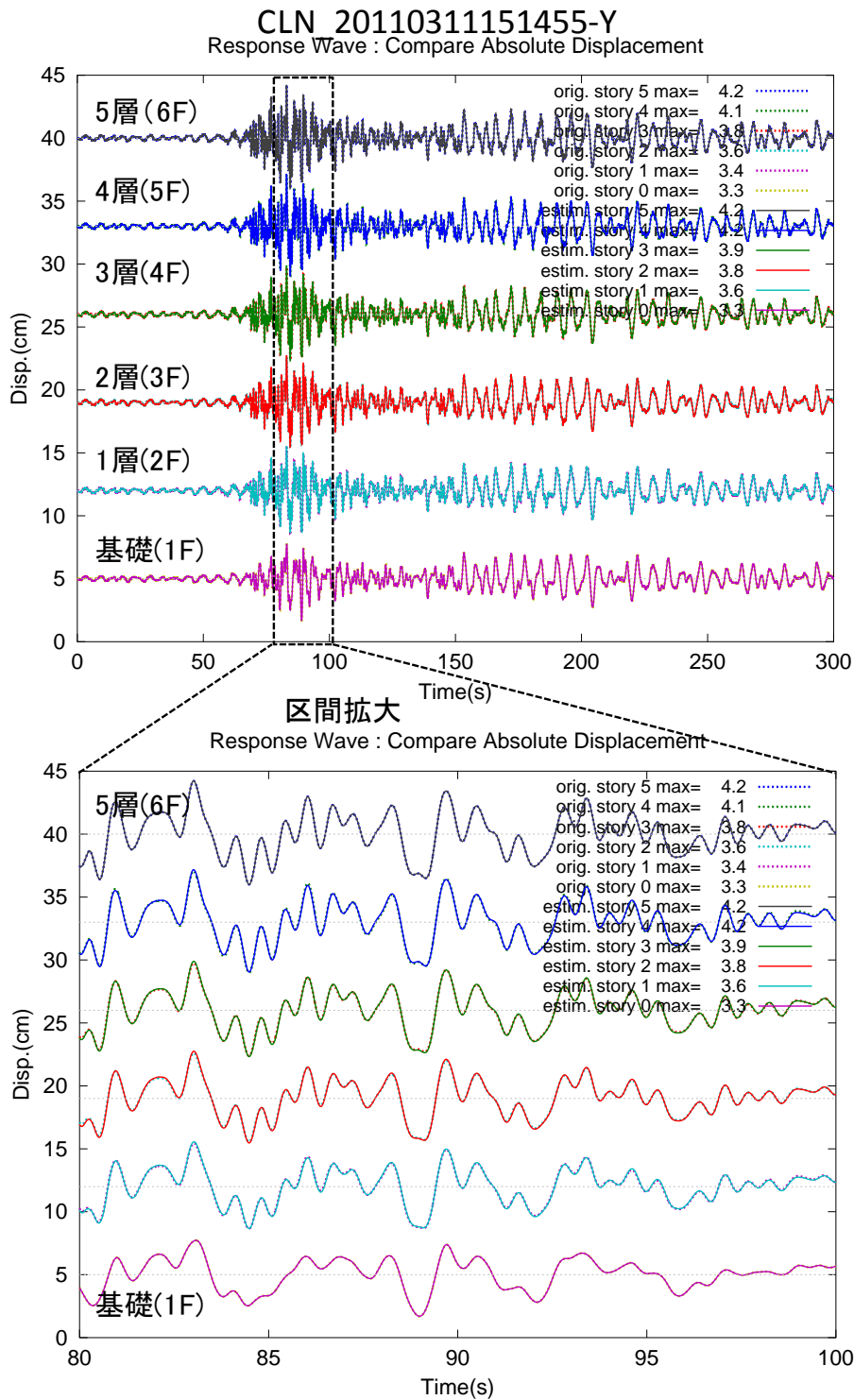


図3.17(続き) 東北地方太平洋沖地震(余震)での建物Y方向の応答波形の推定結果(絶対加速度・変位)

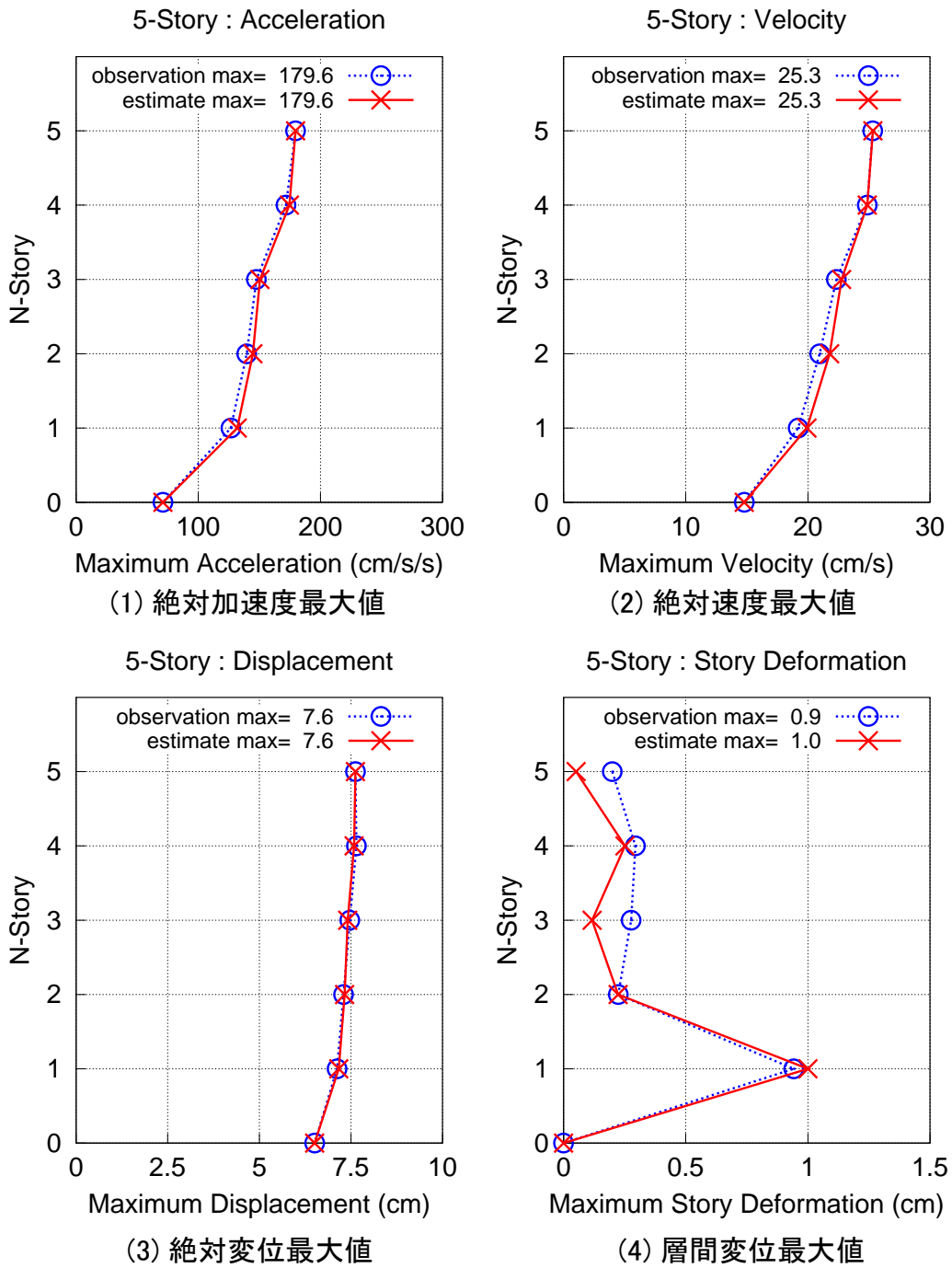


図3.18 建物X方向の応答推定結果（最大値分布図）

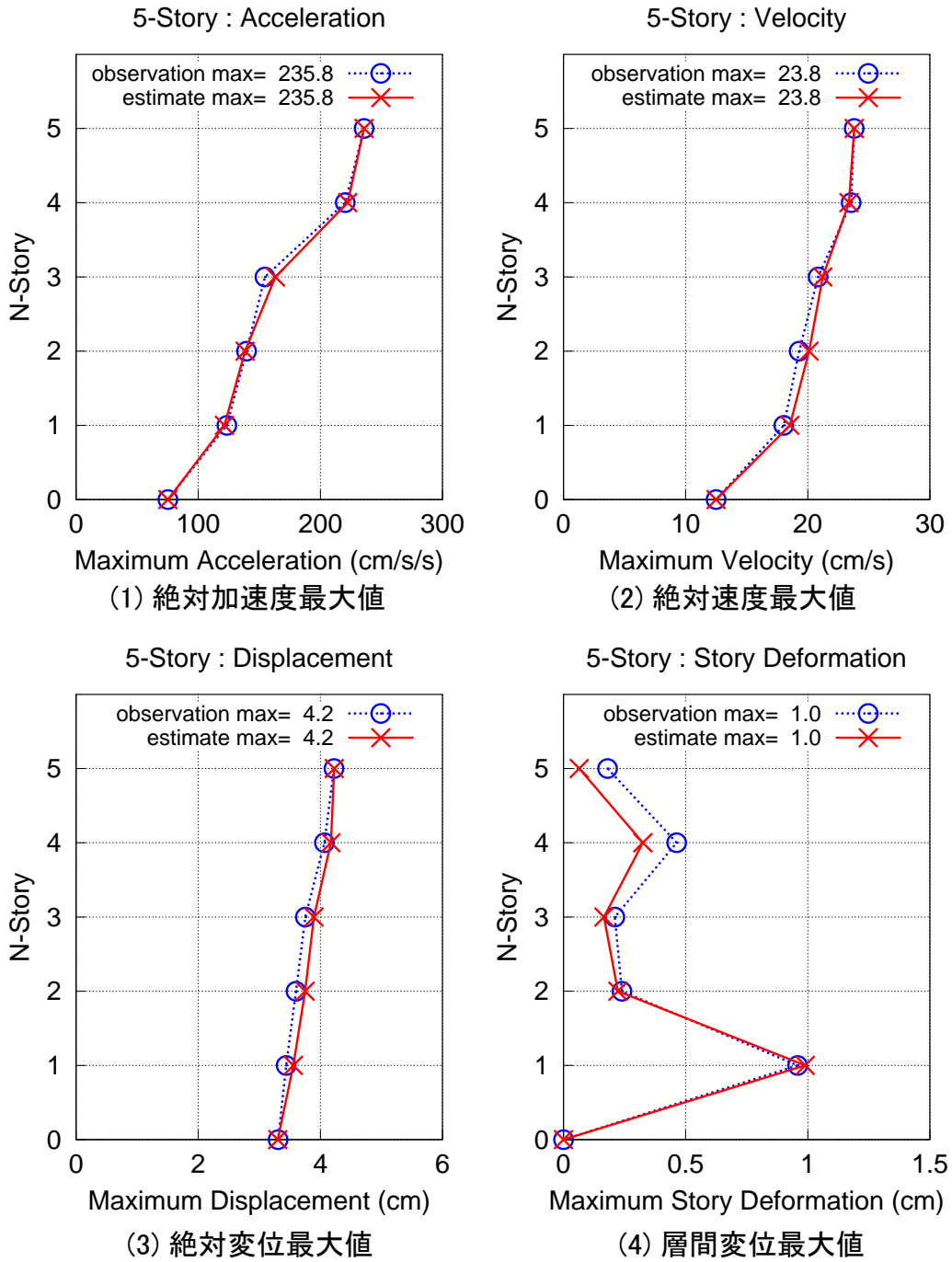


図3.19 建物Y方向の応答推定結果（最大値分布図）

3.3.5 12地震の記録による推定誤差の統計的評価

本節では、前節で述べた東北地方太平洋沖地震の本震、余震に加え10地震の記録から全層の応答最大値を推定し、推定誤差を統計手的に評価する。

図3.20に応答推定結果の最大値分布図をまとめて示す。同図には、観測された記録と推定結果の重ね描き（観測：○線、推定：×線）で示す。12地震の全ケースにおいて、観測と推定はおおむね良い対応を示しており、本章で提案した手法により中間層での最大値が推定できていると言えよう。なお、建物基礎（0層：1FL）と最上層（5層：RFL）については、推定に用いる観測点であり、観測値と推定値は同じである。

さらに、これらの結果について、地震毎に層応答での最大値について推定誤差（式3.3）を求め精度について検証を行うこととした。

12地震によって推定された結果について、推定する中間の各層の誤差を箱ひげ図を用いて図3.21に示す。同図では、横軸を高さ方向の層位置で表し、縦軸に推定誤差を示す。結果は、加速度、速度、変位および層間変位についてそれぞれ示している。この箱ひげ図は、ばらつきのあるデータについて、最小値、第1四分位点（25%データ点Q1：箱底辺）、中央値（50%データ点Q2：箱中線）、第3四分位点（75%データ点Q3：箱上辺）と最大値を表現し、細長い箱（50%データ範囲）と両側に出たひげ（箱長さQ3-Q1の1.5倍点）で表現される。また、これらの範囲から外れた点を外れ値（異常値）として、点（ドット）でグラフに示す。

同図より、加速度最大値の推定誤差は、低層側に向かって誤差が正側に大きくなる傾向（過大評価）がみられる。さらに速度最大値、変位最大値になるに従い、推定誤差が小さくなる。1層における加速度最大値の第3四分位点の推定誤差は6.4%であり、変位最大値では1.8%となる。これらの誤差は十分小さいと思える。また、層間変位最大値は、上層ほど負の推定誤差（過小評価）となり、上層において、第1四分位で-85%の誤差となった。

図3.22には、全層をまとめた最大応答値の推定誤差を箱ひげ図で示す。この建物において本手法を適用した場合の推定誤差は、加速度最大値の第1・第3四分位点の範囲（50%のデータ）において-0.7%から4.0%、速度最大値で-1.8%から1.8%、変位最大値で-0.7%から2.4%、層間変位最大値で-54.8%から-8.5%という結果となった。層間変位最大値の推定誤差が、他に比べて非常に大きいのが、これは隣り合う層での変位差分によって求めており、各層の変位がそれぞれに誤差を含んでいることから、結果として誤差がさらに大きくなったのだと考えている。

図3.23に 実観測応答と推定応答の各層最大値を比較して示す。図では両者の関係は1:1の直線上に位置しているように見える。諸量のうち最も誤差が大きかった層間変位最大値について見ると、層間変位値が小さい範囲で、25%誤差ラインを下回り過小評価をしている。つまり、誤差で表すと、その値は大きいのが、その値自体はそれほど大きくはないことが分かる。よって、推定値から建築物の健全性や被災状況の評価する上では、どの様な範囲の値を利用して評価するかによって、誤差が実用上で問題がない場合も考えられる。つまり、推定誤差の結果を一様に評価して扱うことについては、注意が必要である。

たとえば、構造体の健全性を判断する指標として層間変形角（変形量 / 階高）があり、1/200、1/100の変形角が生じた場合に、構造体に損傷が発生してくるとした判断に利用することを考えてみる。鉄骨造の平均階高4mとした場合には、その変位値は2cm、4cmとなる。今回のケースにおいては、図3.23の層間変位最大値を見ると、データは少ないが1cm以上の場合には、誤差が非常に小さく本手法により適切な

第3章 2ヶ所のセンサにより得られた地震記録を用いた建物全層応答推定手法

評価ができると考えている。同様なことは加速度最大値やその他の最大値にも言えよう。これらの諸量には目安となる値はないが図を見ると振幅が大きい範囲では誤差が小さいことから本手法はこの建築物で適用可能と考えている。

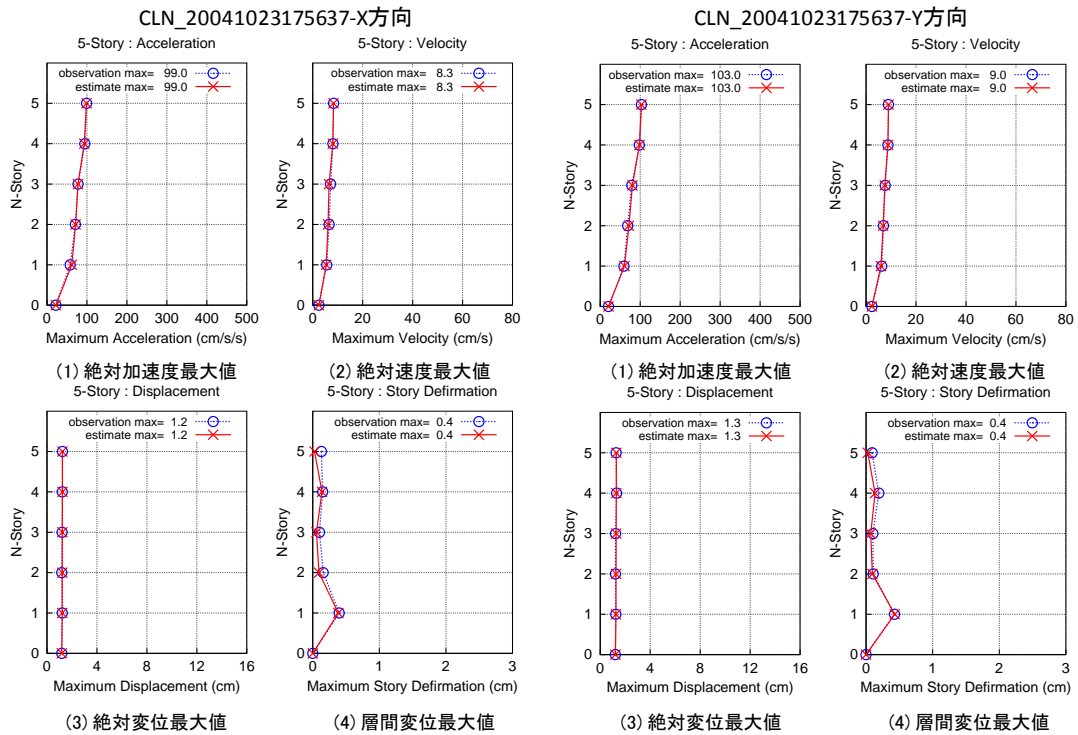


図 3.20 地震 No. 1 の応答推定結果（最大値分布図）

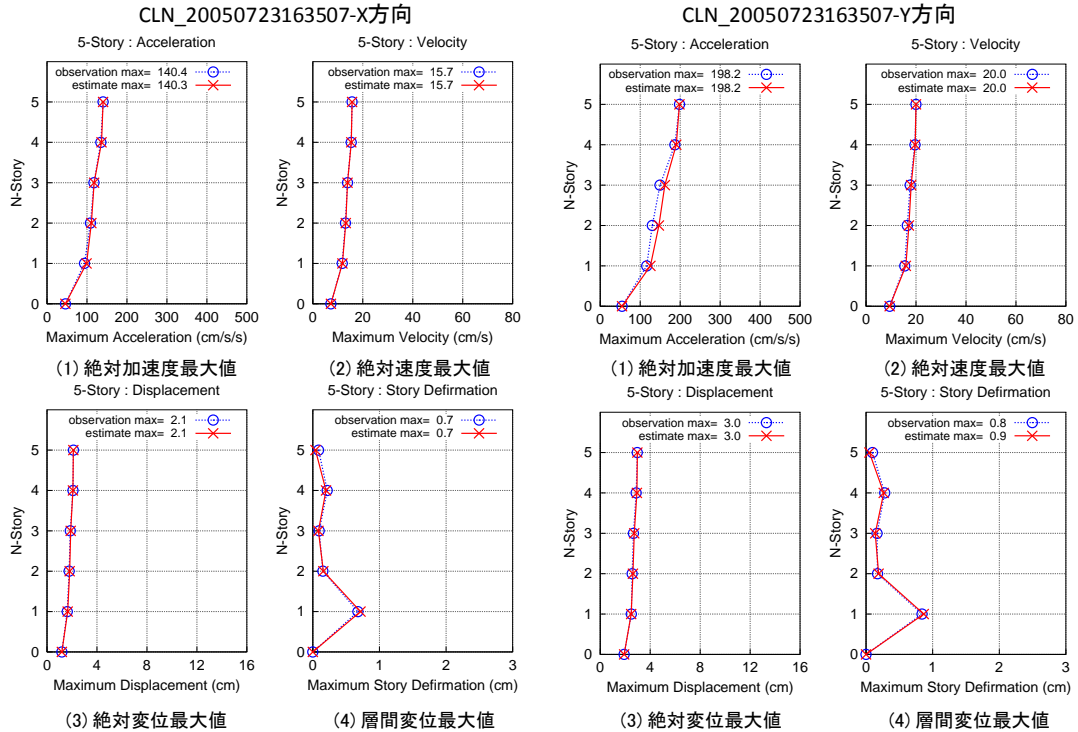


図 3.20 (続き) 地震 No. 2 の応答推定結果（最大値分布図）

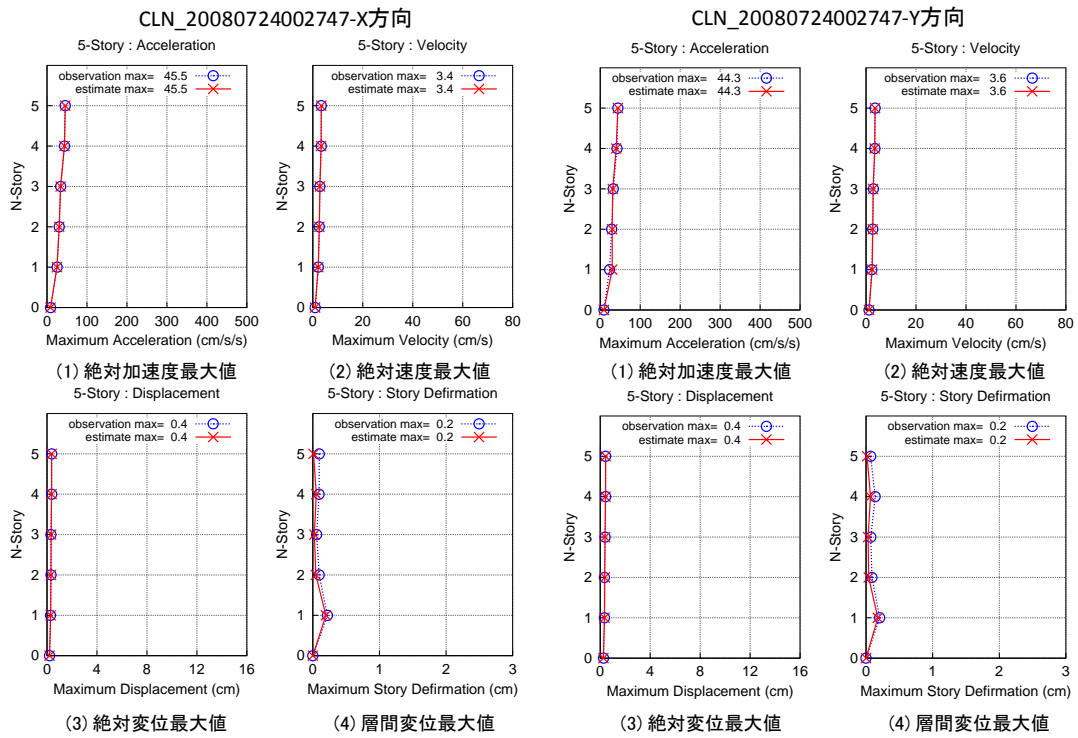


図 3.20 (続き) 地震 No. 3 の応答推定結果 (最大値分布図)

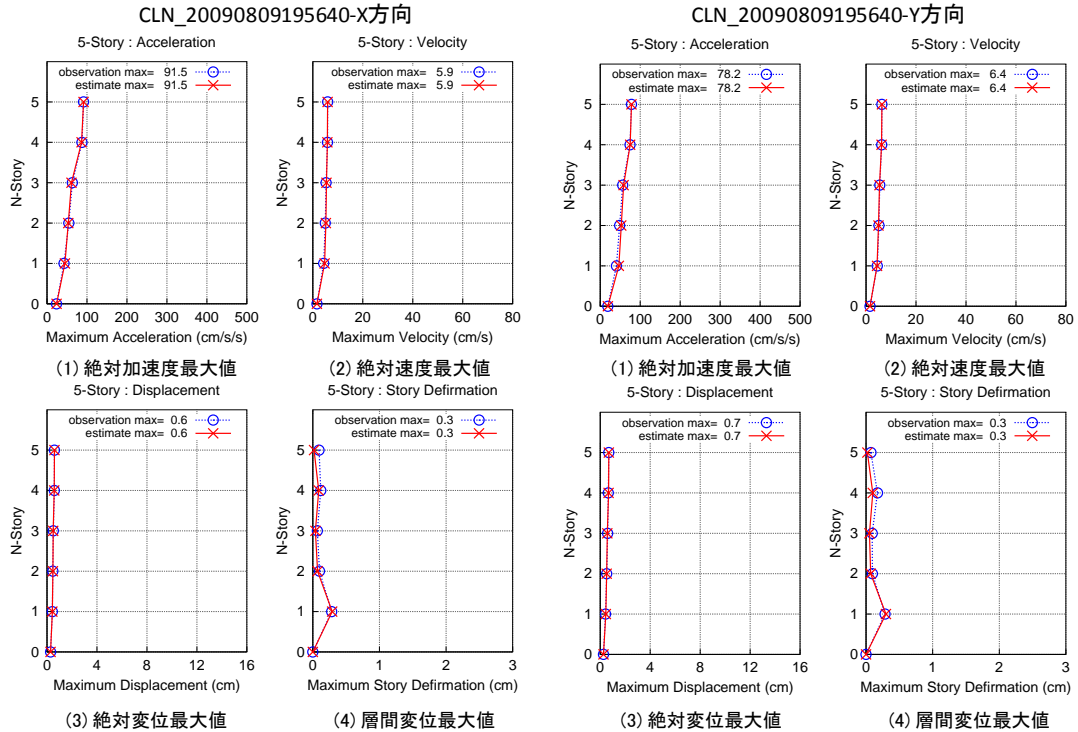


図 3.20 (続き) 地震 No. 4 の応答推定結果 (最大値分布図)

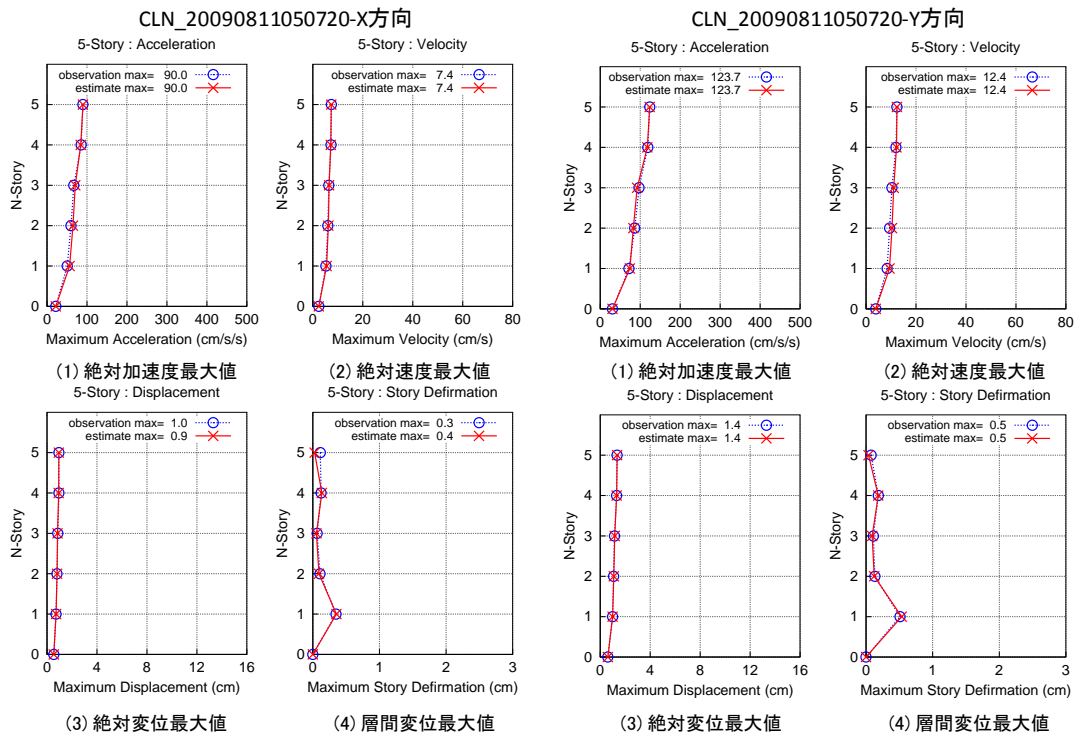


図 3.20 (続き) 地震 No. 5 の応答推定結果 (最大値分布図)

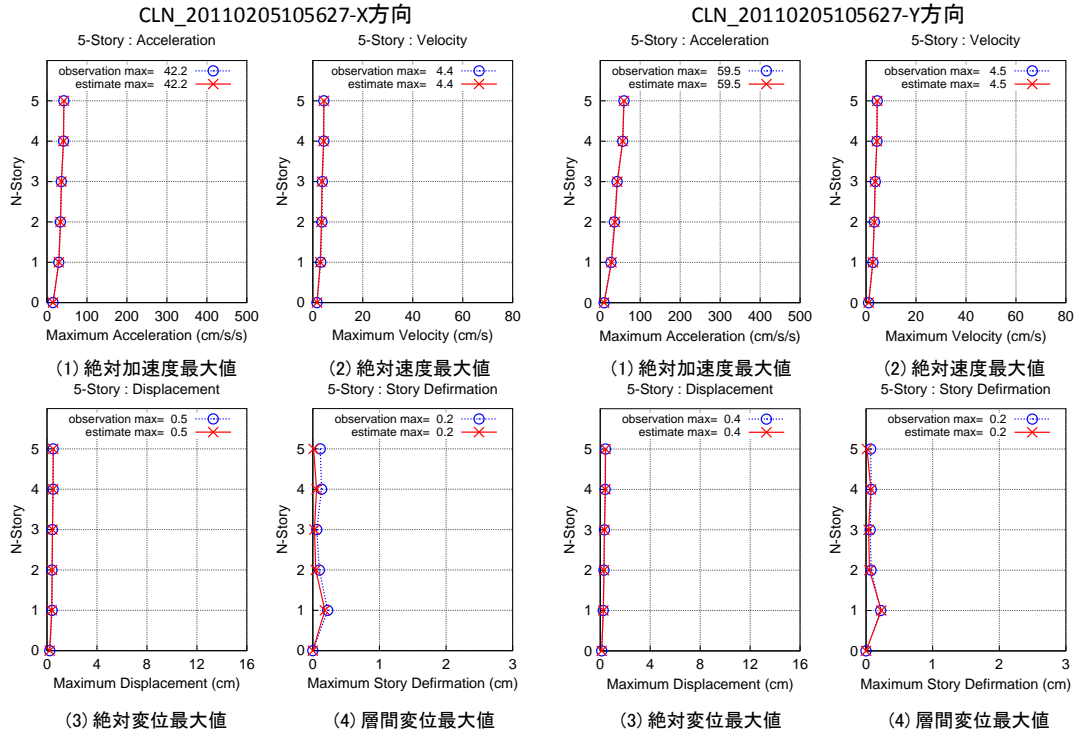


図 3.20 (続き) 地震 No. 6 の応答推定結果 (最大値分布図)

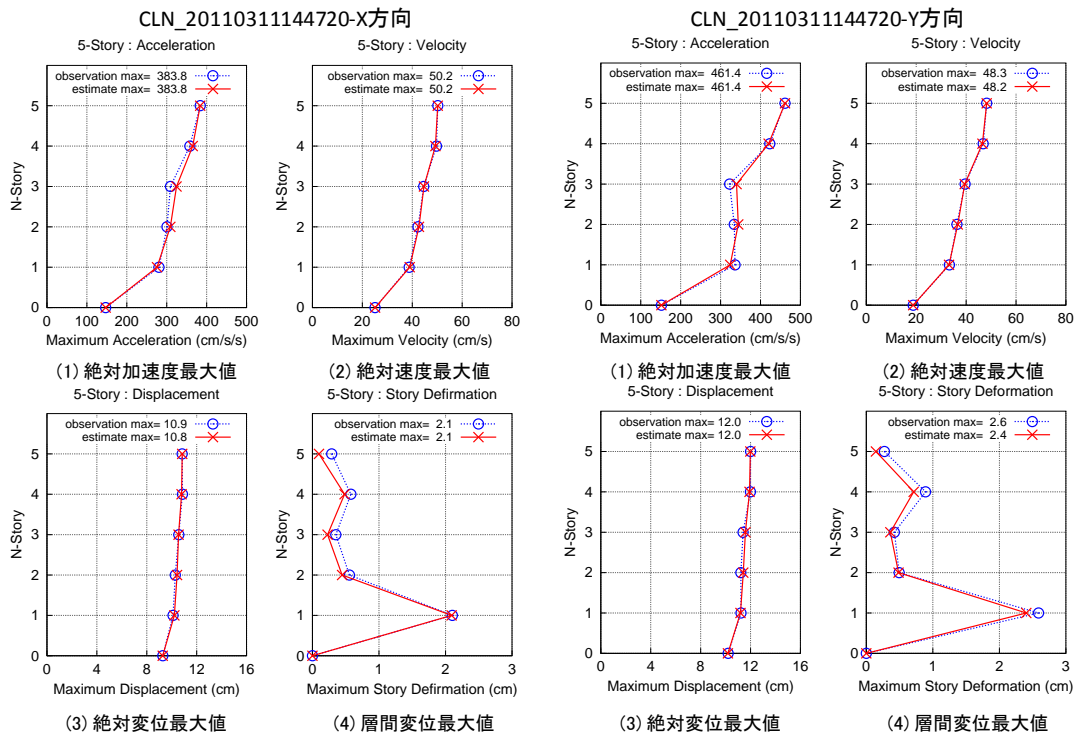


図 3.20 (続き) 地震 No. 7 の応答推定結果 (最大値分布図)

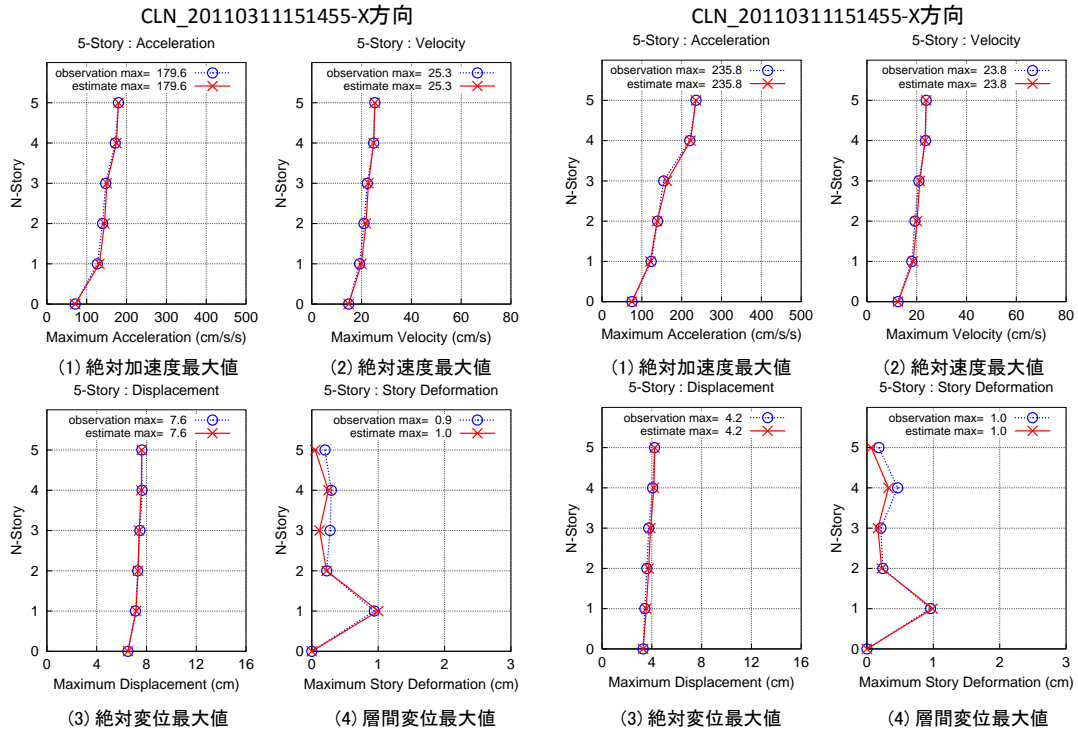


図 3.20 (続き) 地震 No. 8 の応答推定結果 (最大値分布図)

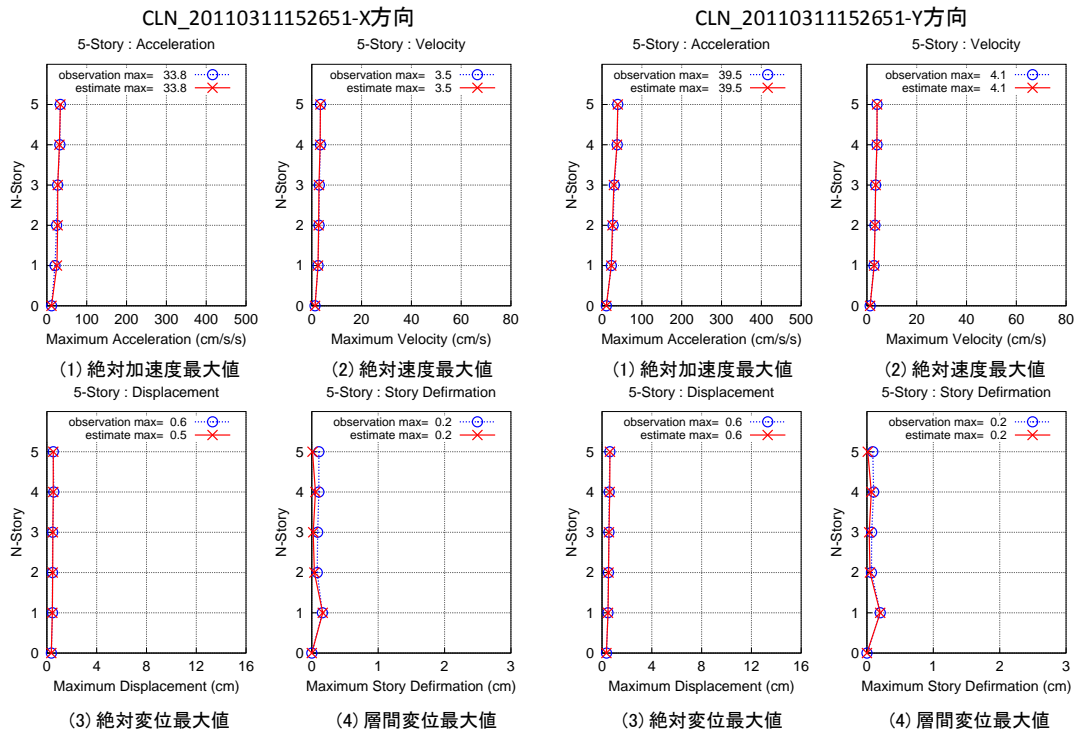


図 3.20 (続き) 地震 No. 9 の応答推定結果 (最大値分布図)

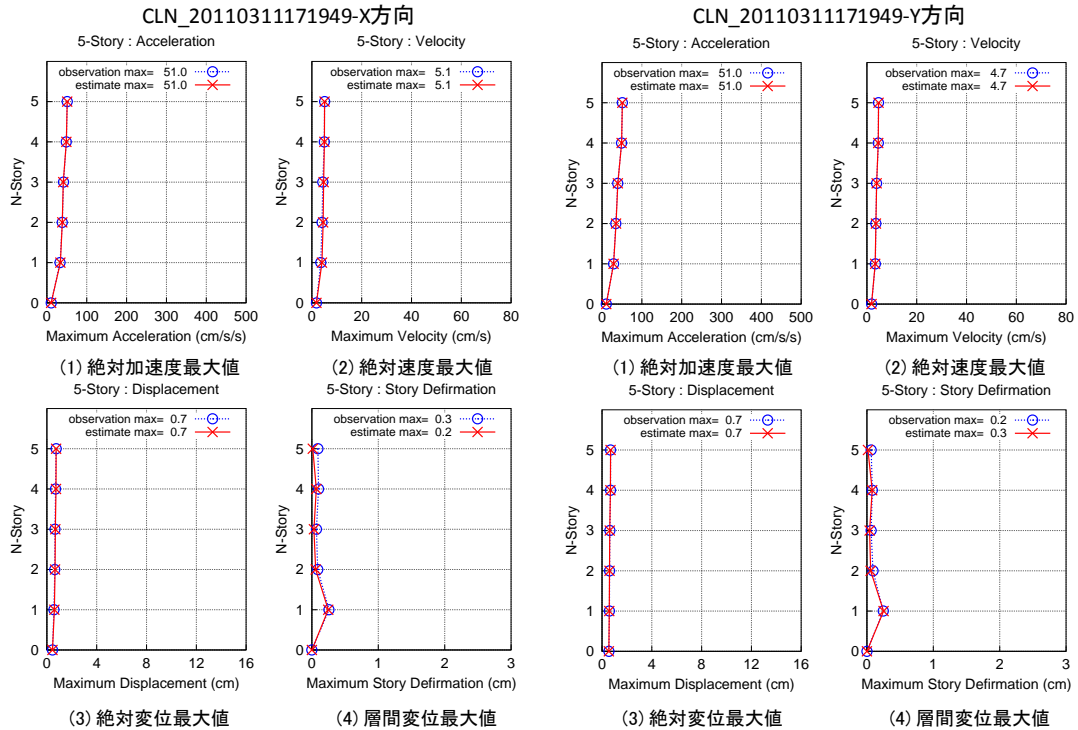


図 3.20 (続き) 地震 No. 10 の応答推定結果 (最大値分布図)

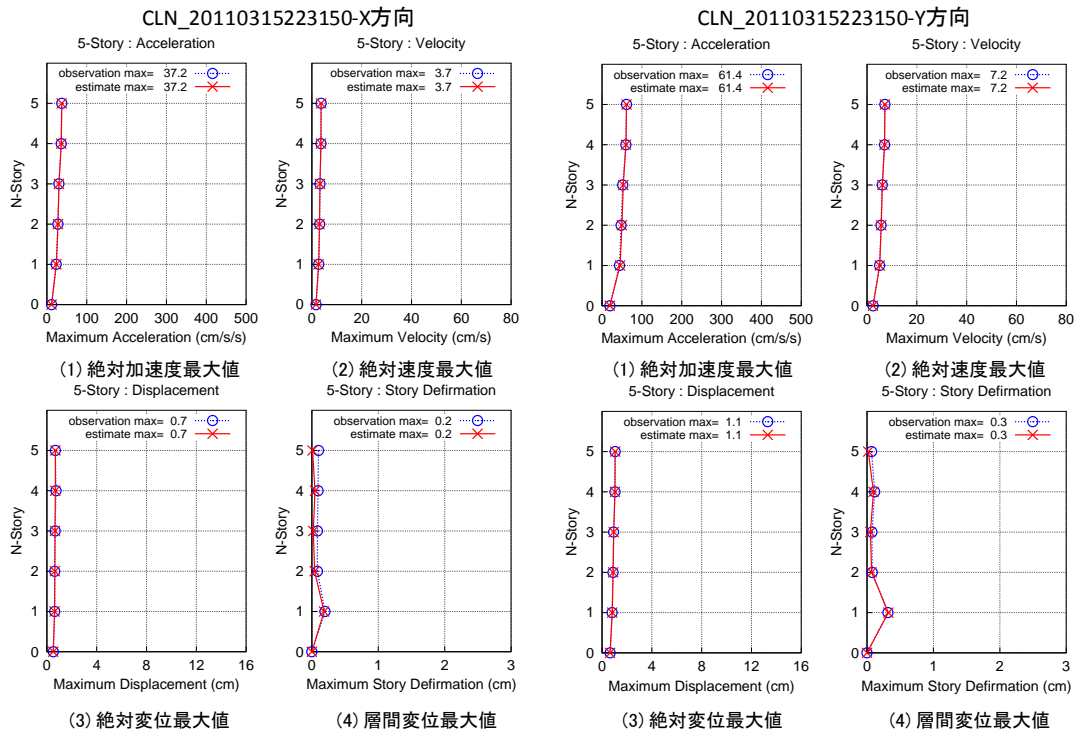


図 3.20 (続き) 地震 No. 11 の応答推定結果 (最大値分布図)

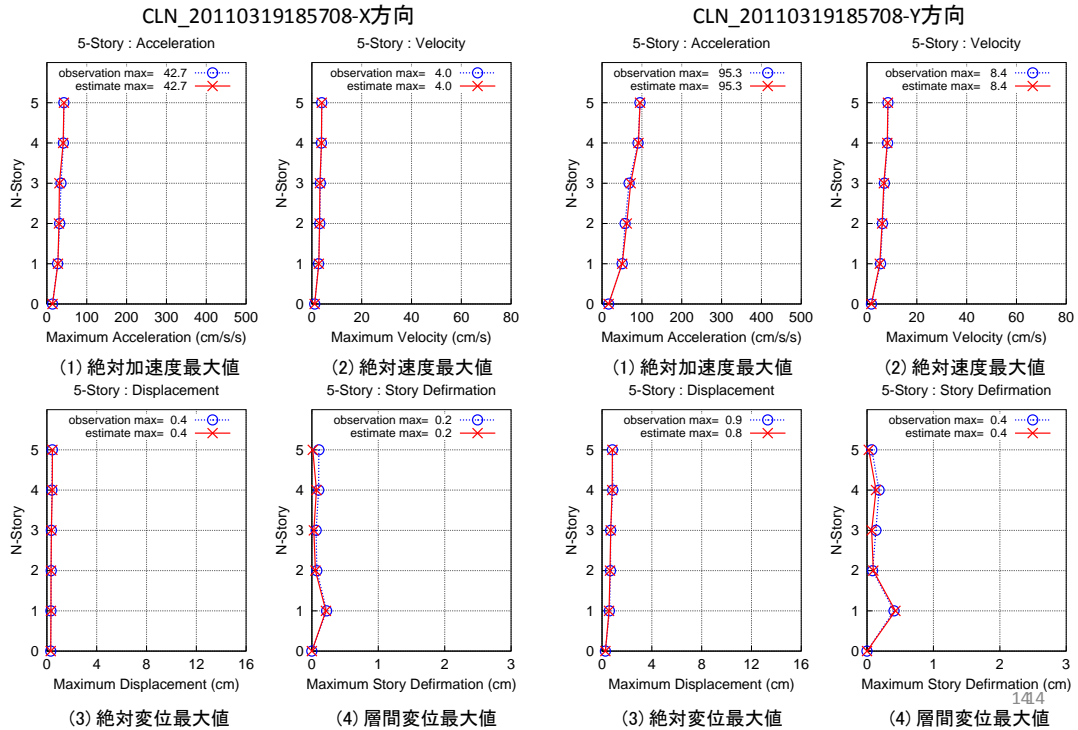


図 3.20 (続き) 地震 No. 12 の応答推定結果 (最大値分布図)

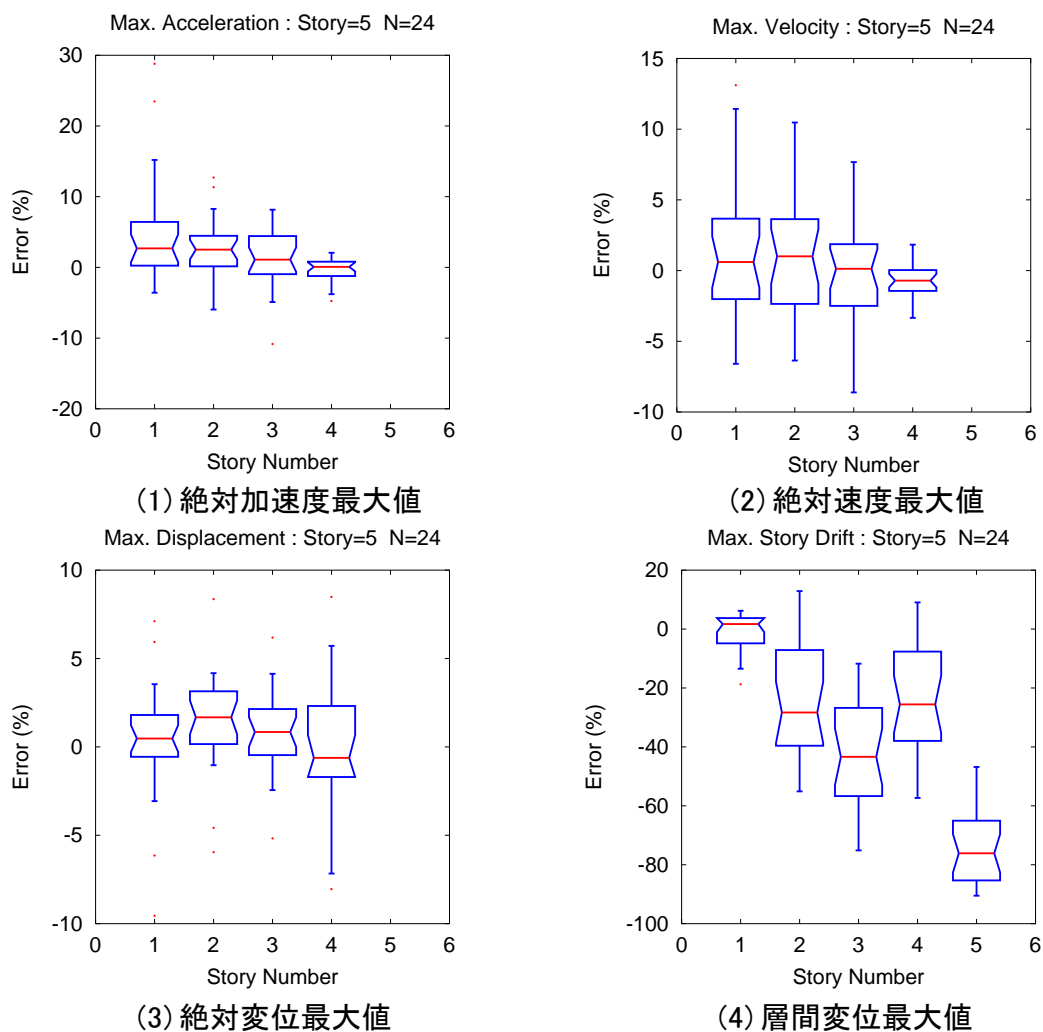
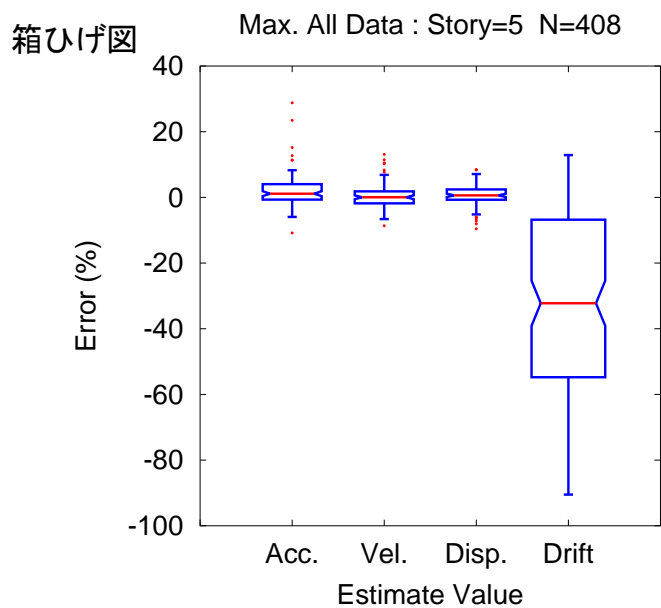


図 3. 21 12 地震の各層最大値応答の推定誤差 (箱ひげ図)

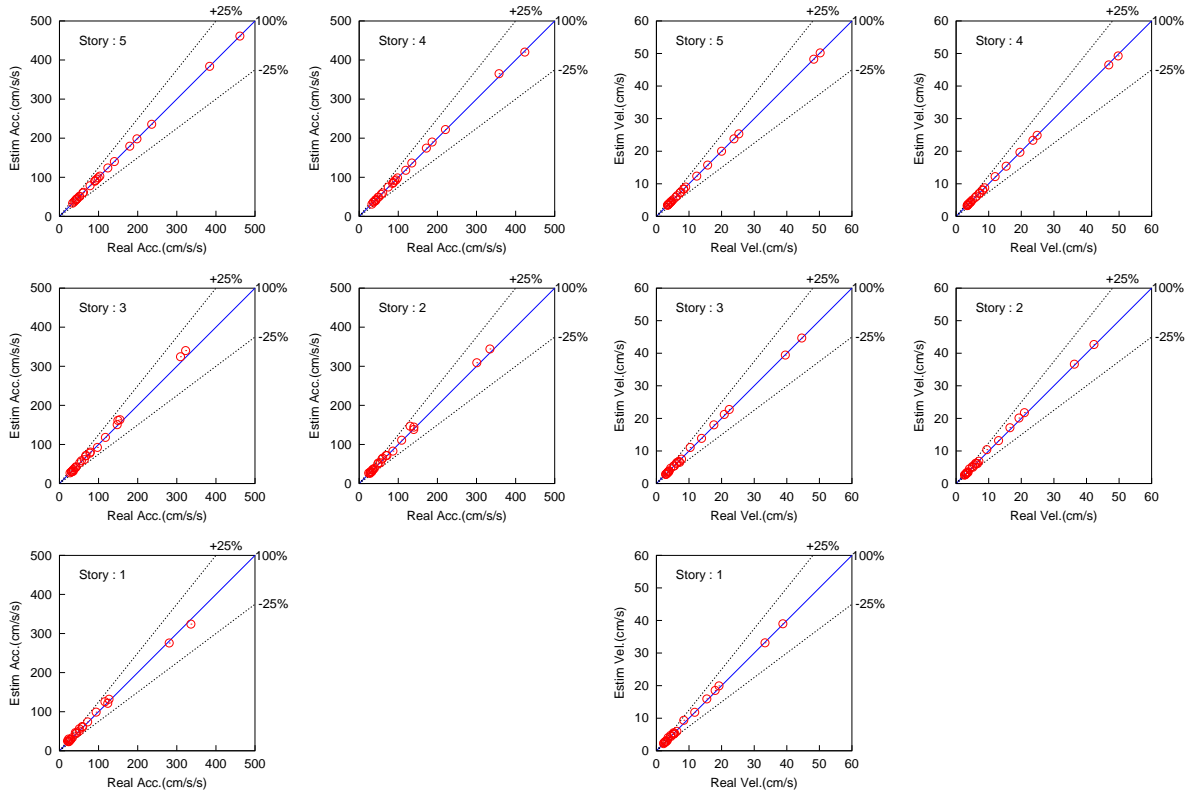


箱ひげ統計値

箱ひげ値 / 変数	加速度 Acc.	速度 Vel.	変位 Disp.	層間変位 Drift
最小値	-10.84	-8.62	-9.55	-90.50
第1四分位数	-0.67	-1.82	-0.72	-54.77
中央値	1.13	0.03	0.62	-32.24
第3四分位数	4.03	1.84	2.43	-6.80
最大値	28.79	13.11	8.49	12.89

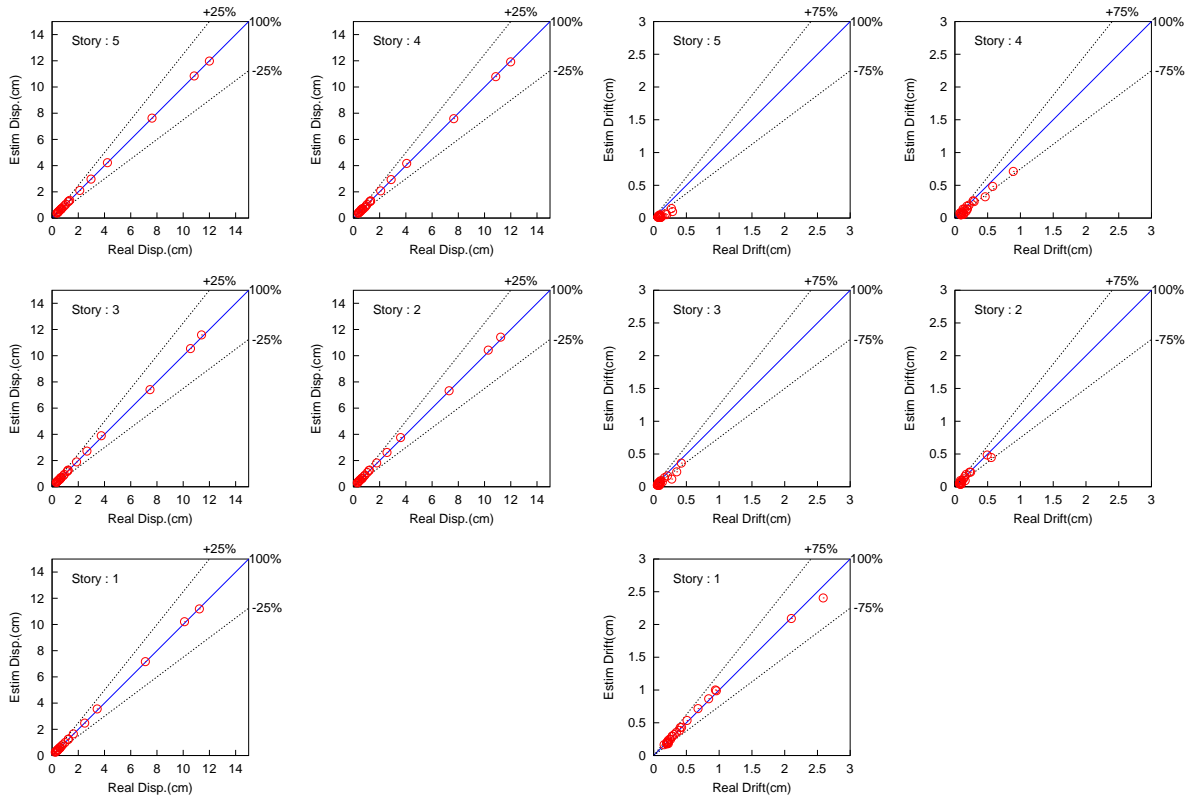
図 3.22 全層の最大応答値の推定誤差 (箱ひげ図)

第3章 2ヶ所のセンサにより得られた地震記録を用いた建物全層応答推定手法



(1) 絶対加速度最大値

(2) 絶対速度最大値



(3) 絶対変位最大値

(4) 層間変位最大値

図 3.23 実観測応答と推定応答の各層最大値比較（散布図：±25%誤差範囲）

3.4 実建物での観測応答推定 2

3.4.1 観測対象建物の概要

対象建物は東京都江東区越中島にある研究所実験施設の鉄骨造建物で、地上6階、軒高32mで延床面積は2,628m²である。図3.24に建物の外観を示す。建物の2階には、慣性質量ダンパーを備えた制御構造としている。建物の地震観測では、立体的な各層応答を確認するために加速度計（3成分）を1階から6階までの各階同一平面位置に計6台を配置することで全層応答を計測するとともに、揺れ応答が確認できるように5階では反対側にも加速度計を1台設置している。図3.25に建物でのセンサ配置を示す。加速度計の観測軸は、建物の長辺をX方向、短辺をY方向としている。観測データは、100Hzのサンプリング周波数で、地震の揺れによってトリガレベルを超えた場合に、観測装置で自動記録をしている。本建物では、全層の応答が観測されていることから、モデルを介した計算をすることなく中間層の応答を推定する提案手法の妥当性が検証可能である。

ここでは、1階基礎を入力点、最上層のRFLを出力点として2地点の観測地震記録から全層の応答推定を行った。この応答推定には、基準化された振動モード係数が必要であることから、次節において実施した観測加速度計を用いた常時微動計測によりモード係数を求めている。



図 3.24 建物の外観

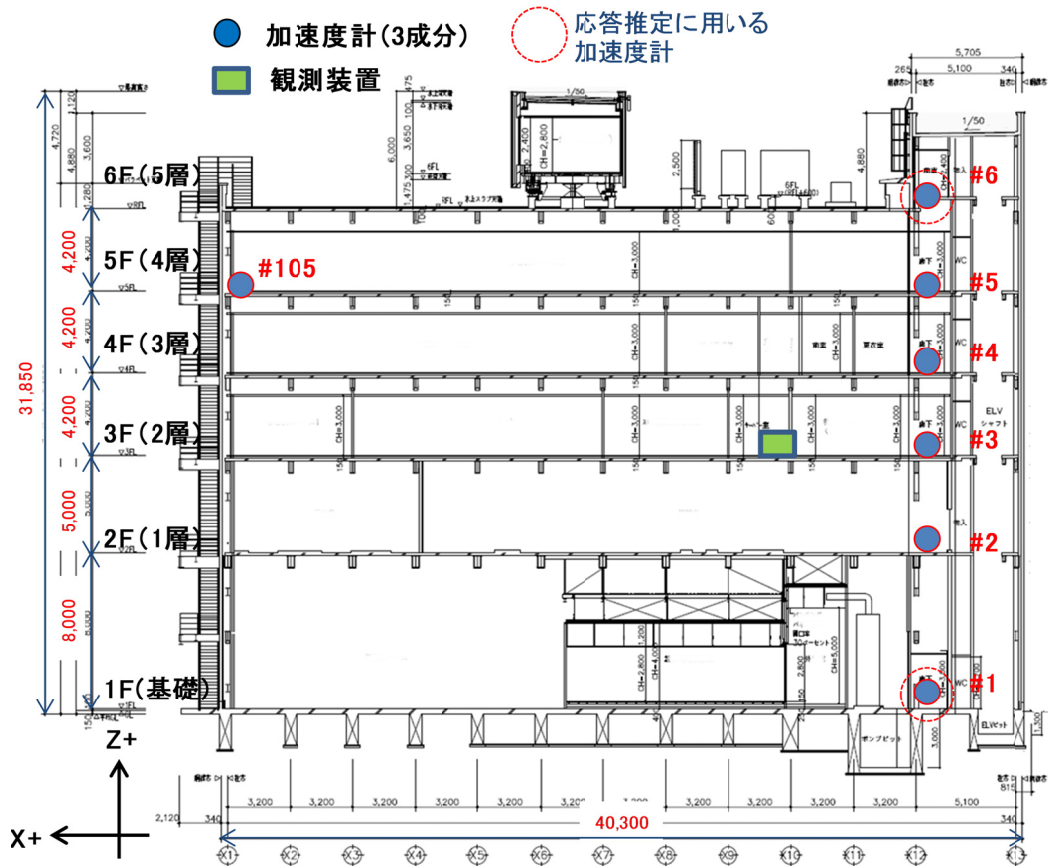
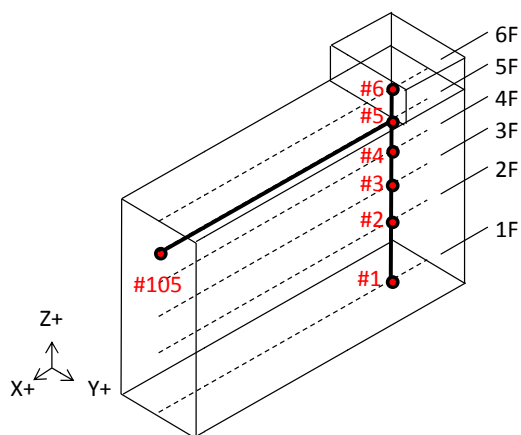


図3.25 実建物での観測位置（5層モデル）

3.4.2 建物振動モード係数の推定

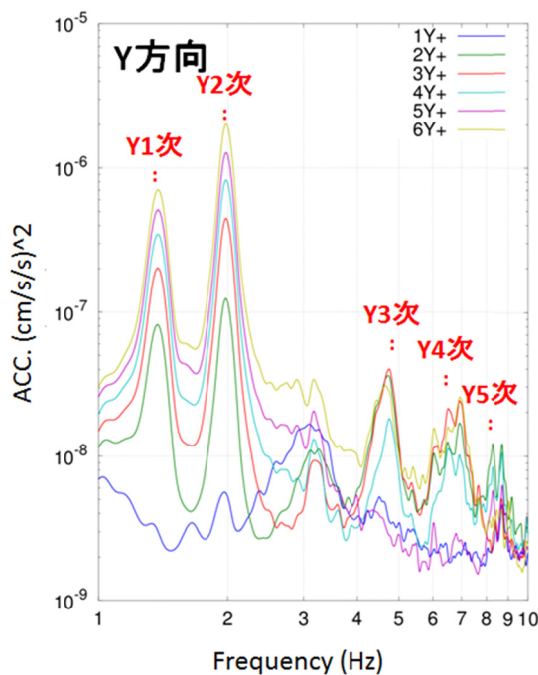
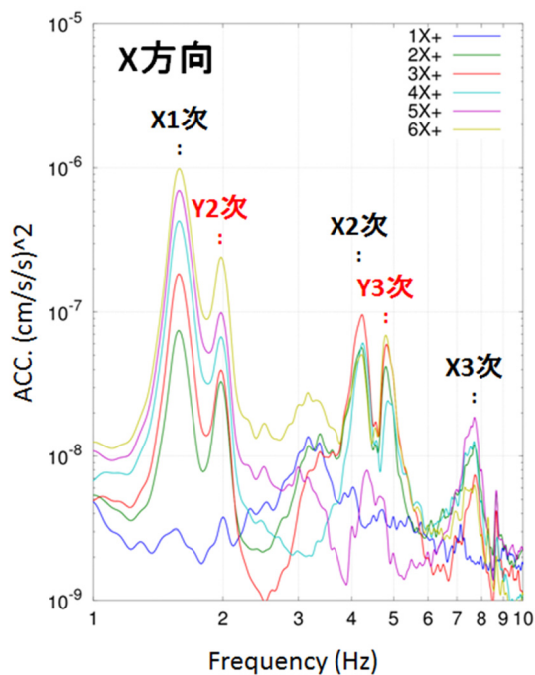
提案手法では基準化された振動モード係数が必要となる。本建物では、全層の応答が観測できるように加速度計が各階に配置されていることから、その加速度計を利用し常時微動を計測することで振動モード係数を求めた^[3]。建物に設置された加速度計のフルスケールは2Gであり、主な観測目的は地震のモニタリングである。常時微動のデータを得るには感度不足であることから装置内蔵の増幅器で感度を上げ常時微動を計測し、建物の基本特性の把握を行った。常時微動の計測では100Hzサンプリングで30分間計測しFFTによるスペクトル解析で各点の伝達関数（1F基準）を求め振動特性を評価している。図3.26には、長辺（X）・短辺（Y）方向の固有振動数を読み取った各階のパワースペクトルを示す。このスペクトルのピークについて、最上階基準の伝達関数を求めて振動モード係数を得た。図3.27にY方向での振動モード形（軌跡図）を示す。同図より、固有振動モードは、1次、4次および5次が並進のモード形であり、2次および3次が建物上部においてねじれる形状の応答をしている。このようにして得られた並進の振動モード係数を利用して、全層（各階）での地震応答推定を行う。なお、図3.28に常時微動で得たモード係数を解析モデル（設計）との比較で示す。設計でのモード係数は、刺激関数を最上層（6階）の振幅で基準化している。同図より、常時微動と解析モデルのモードを比較すると高次モードにおいて差が大きいことが分かる。本手法では実測から求められたモード係数を利用した方が推定誤差を小さくすることができるので、常時微動計測で得られたモード係数を用いる。



(1) 建物加速度計配置

方向	モード次数	振動数	減衰定数	モード形
X方向 (長辺)	1次	1.56Hz	2.51%	並進1次
	2次	4.16Hz	--	並進2次
	3次	7.56Hz	--	並進3次
Y方向 (短辺)	1次	1.34Hz	2.35%	並進1次
	2次	1.97Hz	--	ねじれ1次
	3次	4.78Hz	--	ねじれ2次
	4次	6.05Hz	--	並進2次
	5次	8.07Hz	--	並進3次

(2) 固有振動特性



(3) パワースペクトル

図 3.26 常時微動パワースペクトルと観測位置（建物各階）

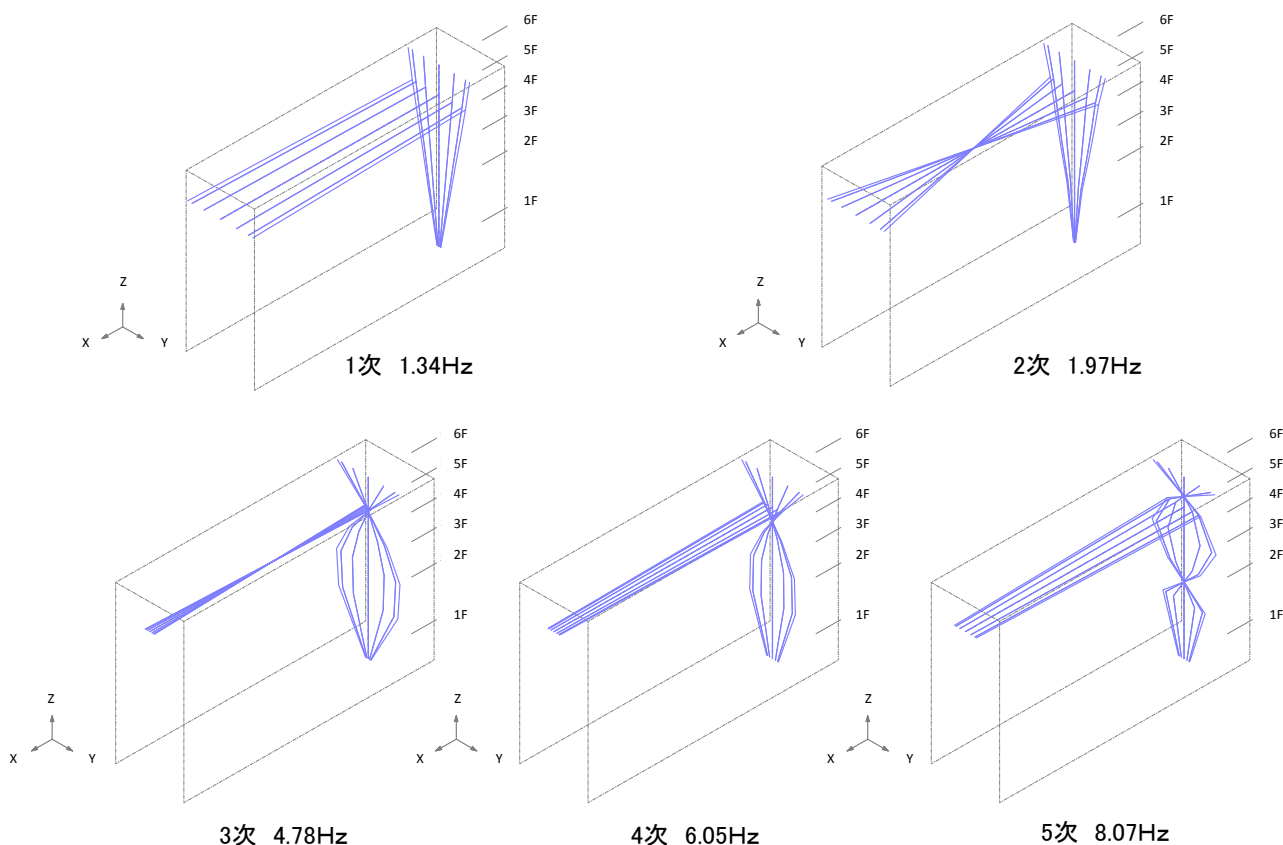


図 3.27 常時微動計測で求められた固有振動モードの軌跡 (Y 方向)

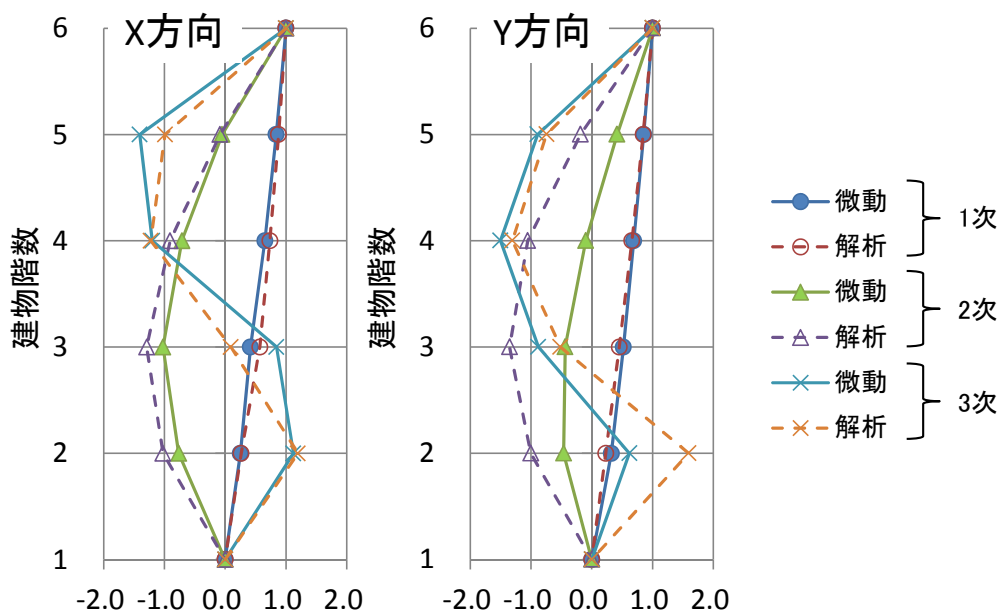


図 3.28 基準化振動モード形 1次から3次 (実線：常時微動 破線：解析モデル)

3.4.3 地震記録を用いた応答推定

本節では、本建物で観測された2013年11月10日に発生した茨城県南部（M5.5）の地震記録について応答推定手法を適用し評価を行う。この地震時には建物最上層では 140cm/s^2 以上を記録している（次節：図3.35の地震No.10）。

建物X方向について基礎(1FL)および最上層(6FL)の記録から伝達関数を求め、固有振動数のピークを検出した。求めた伝達関数を図3.29に示す。検出された振動数は、建物X方向（長辺）で1次が1.37Hz、2次が3.71Hz、3次が6.1Hzとなった。図3.30には、応答推定で用いる各振動モード次数の基準となる相対加速度波形を計算するための、固有振動数のピークを中心としたバンドパスフィルタ特性を示す。

図3.31は、推定された各層の応答加速度および変位波形である。同図の波形は実記録の波形（破線）と推定結果（実線）を重ね描いており、20秒間から40秒の区間の結果をさらに拡大して示してある。この応答加速度の波形において、1層から3層の20秒から25秒の区間において、高次モードの応答が出ており波形振幅の大きさがやや違っている。全体的に実記録と推定波形とは、ほぼ一致しており、波形の形状、位相、最大値ともに非常に良い推定ができています。また変位応答波形は、ほぼ一次モードで構成されていると考えられ、そのために応答加速度と比べ推定精度が高かった。

同様に建物Y方向について基礎(1FL)および最上層(6FL)の記録から伝達関数を求め、固有振動数のピークを検出した。求めた伝達関数を図3.32に示す。検出された振動数は、建物X方向（長辺）で1次が1.27Hz、2次が4.4Hz、3次が6.0Hzとなった。図3.33には、応答推定で用いる各振動モード次数の基準となる相対加速度波形を計算するための、固有振動数のピークを中心としたバンドパスフィルタ特性を示す。

図3.34は、推定された各層の応答加速度および変位波形である。同図の波形は実記録の波形（破線）と推定結果（実線）を重ね描いており、20秒間から40秒の区間の結果をさらに拡大して示してある。実記録と推定波形とは、ほぼ一致しており、波形の形状、位相、最大値ともに非常に良い推定ができています。波形は、ほぼ一次モードで構成されていると考えられ、そのために推定精度が高かった。

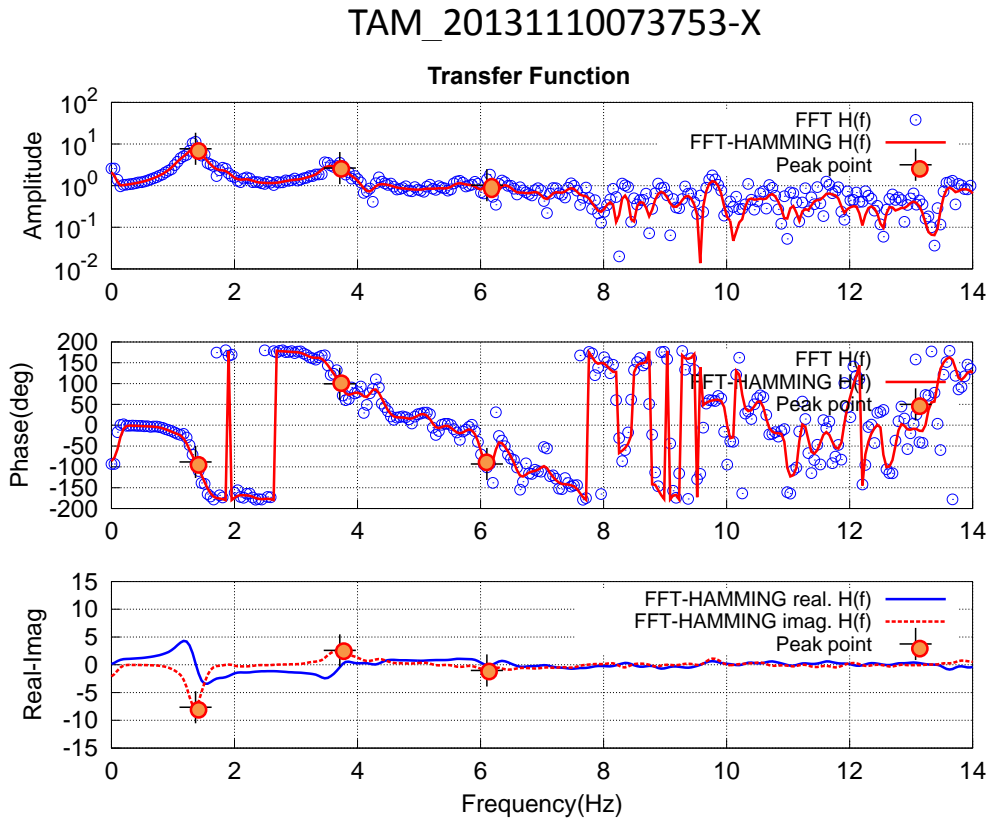


図3.29 2013/11/10 茨城県南部(M5.5)の地震での建物X方向の伝達関数(固有振動数の抽出)

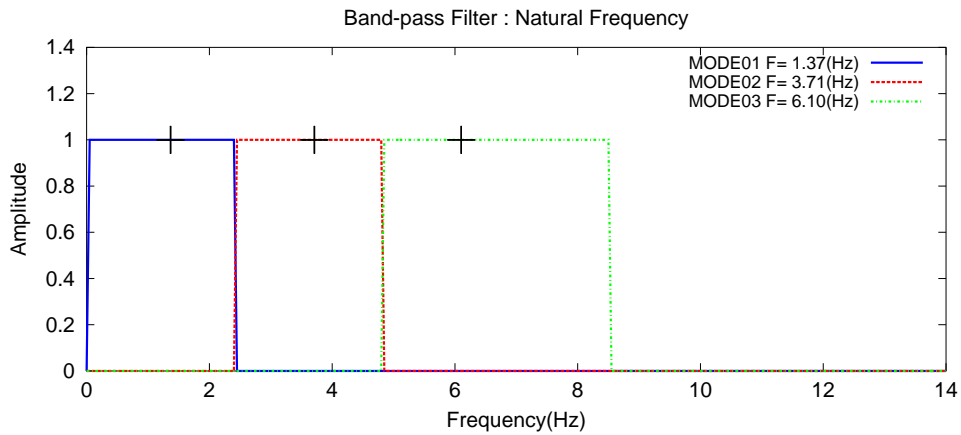


図3.30 各モード次数におけるバンドパスフィルタ特性(1次から3次)

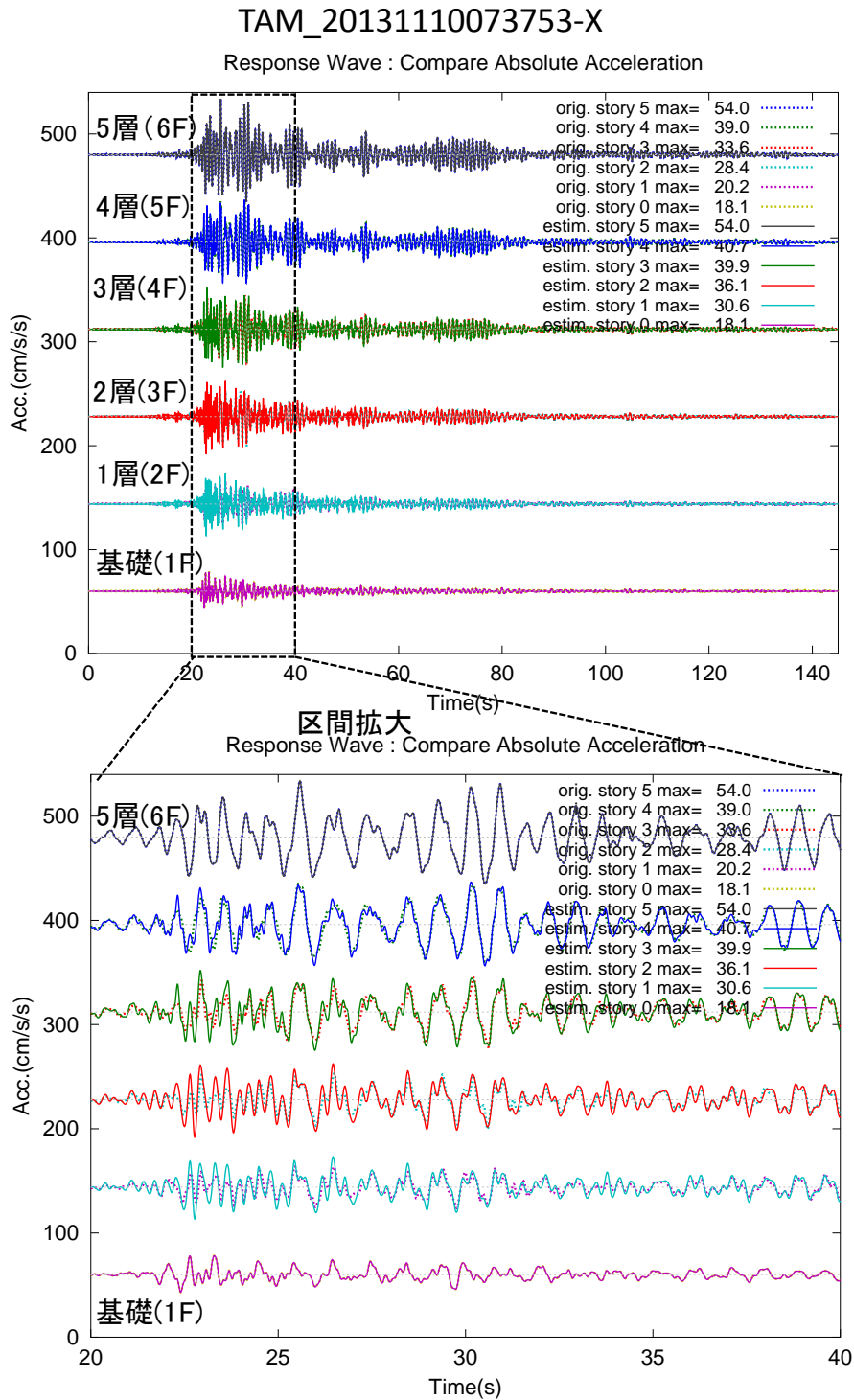
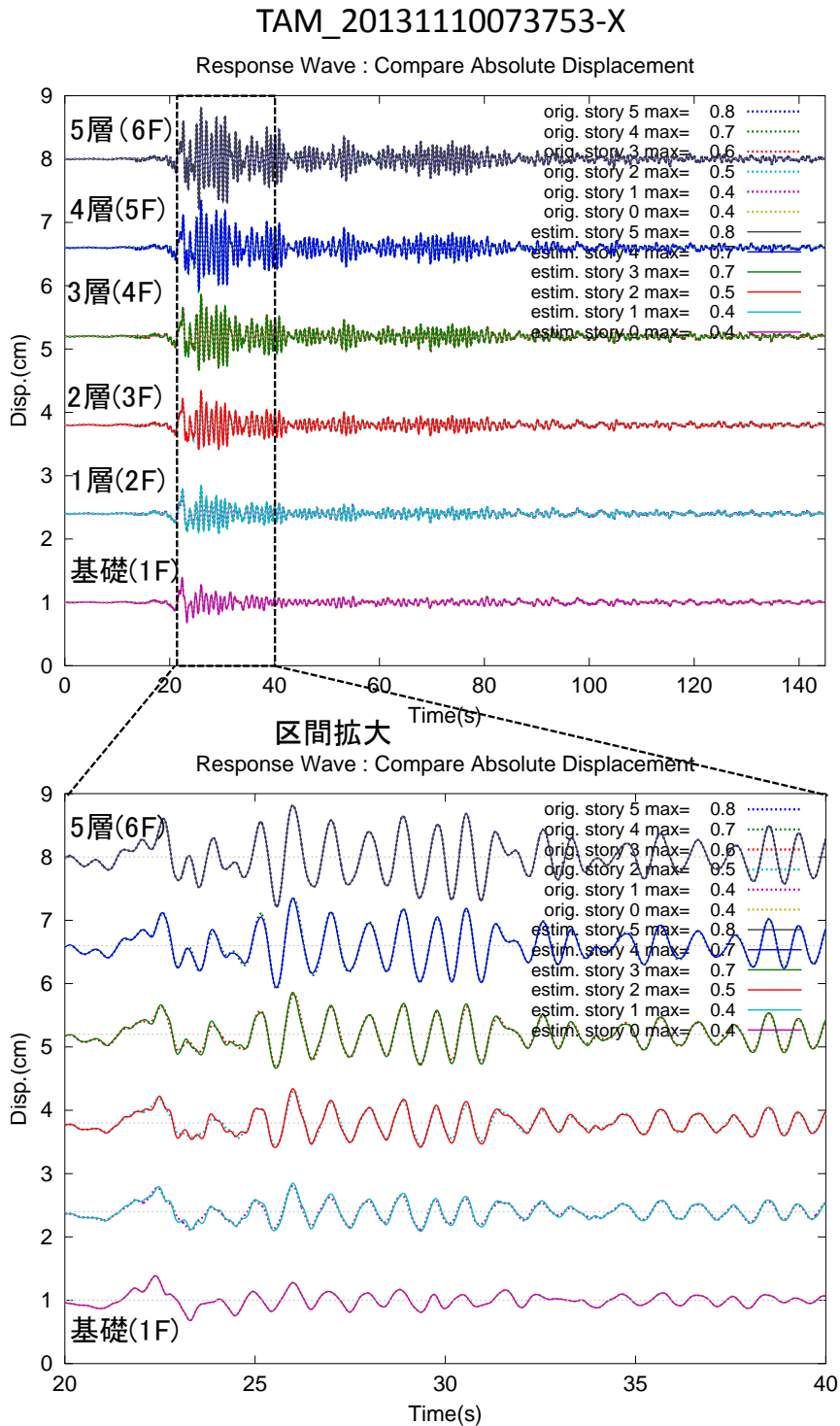


図3.31 2013/11/10 茨城県南部 (M5.5) の地震での建物X方向の応答波形の推定結果
(絶対加速度・変位)



(2) 絶対変位波形

図3.31(続き) 2013/11/10 茨城県南部(M5.5)の地震での建物X方向の応答波形の推定結果
(絶対加速度・変位)

TAM 20131110073753-Y

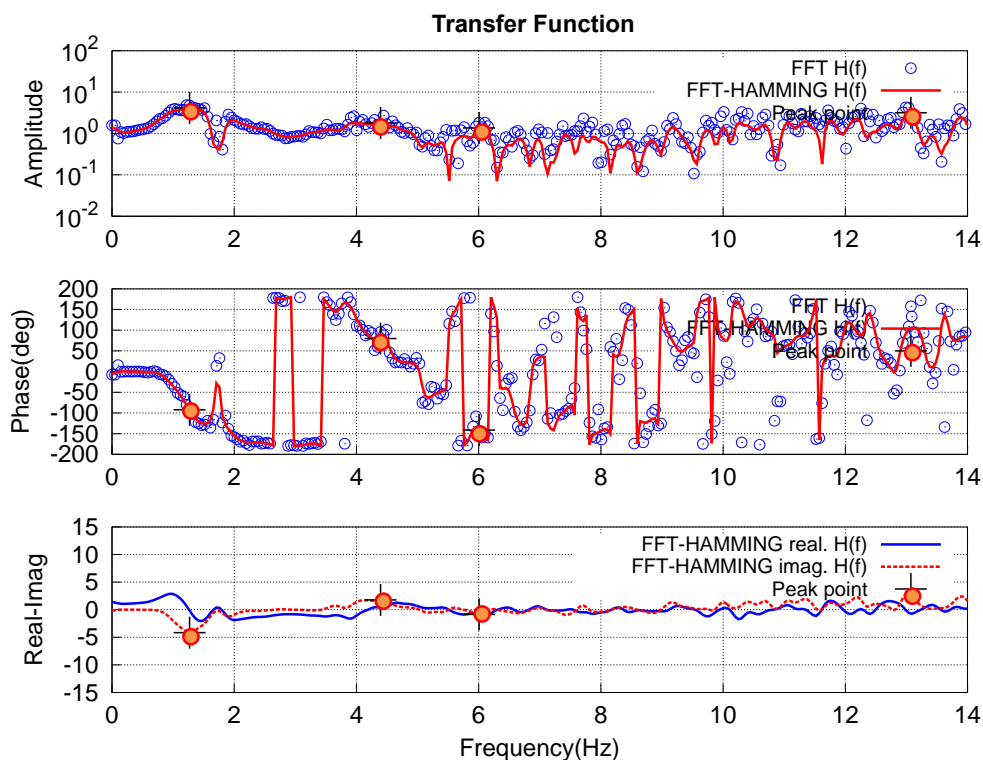


図3.32 2013/11/10 茨城県南部(M5.5)の地震での建物Y方向の伝達関数(固有振動数の抽出)

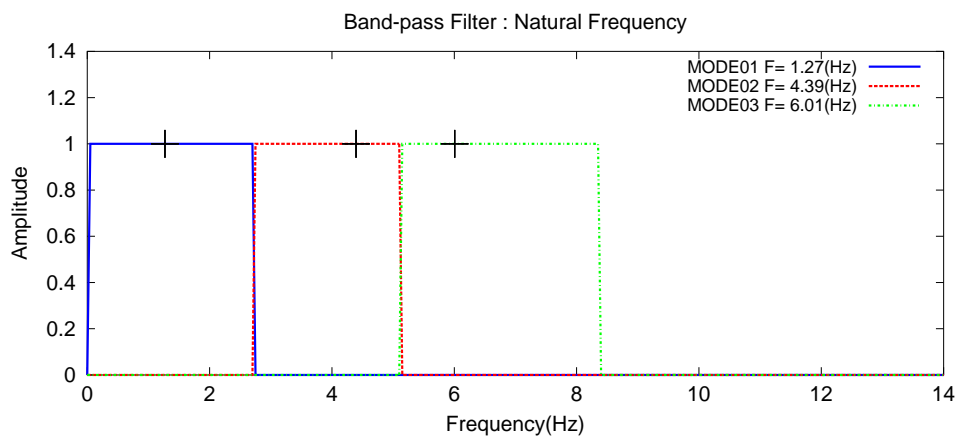
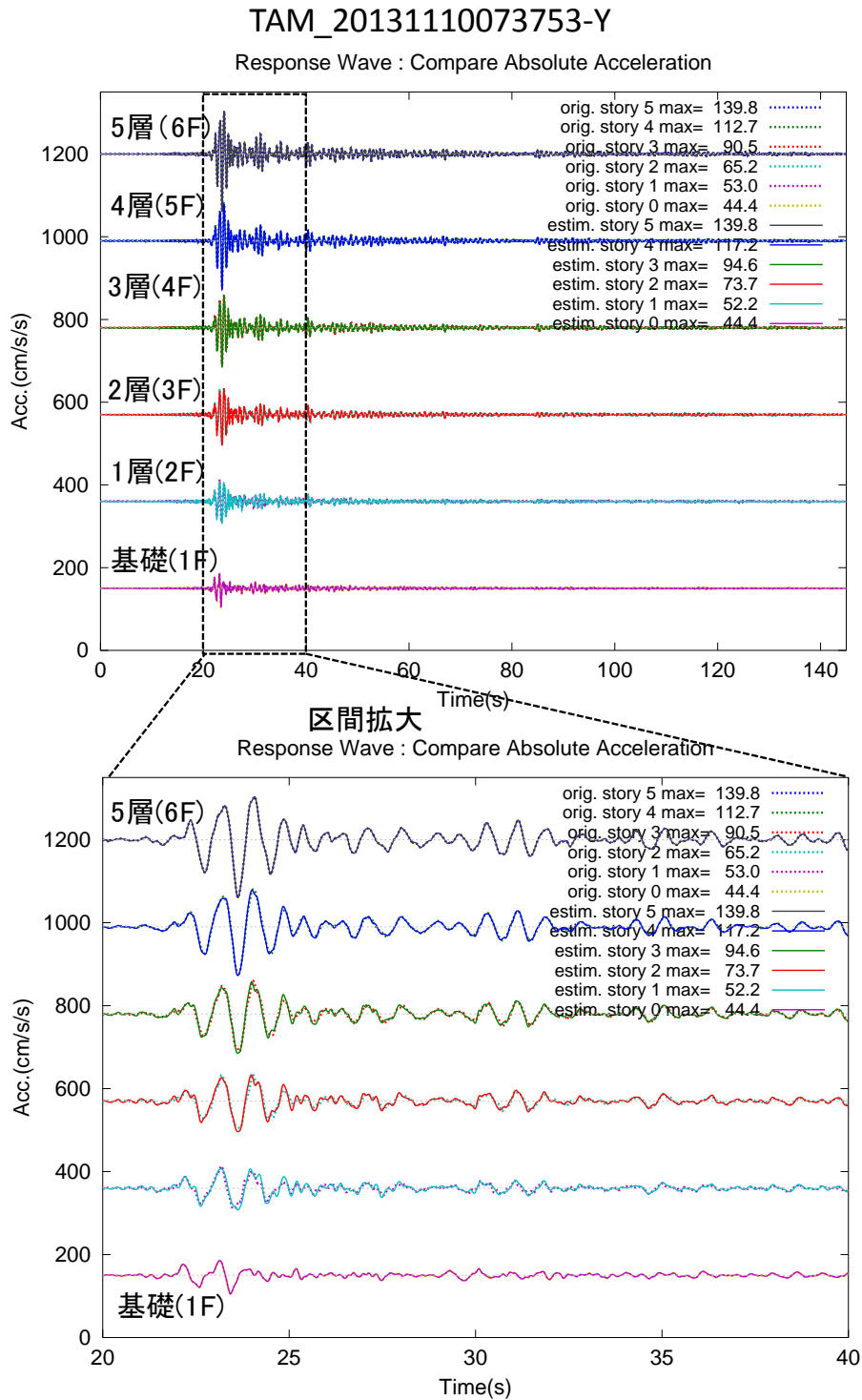
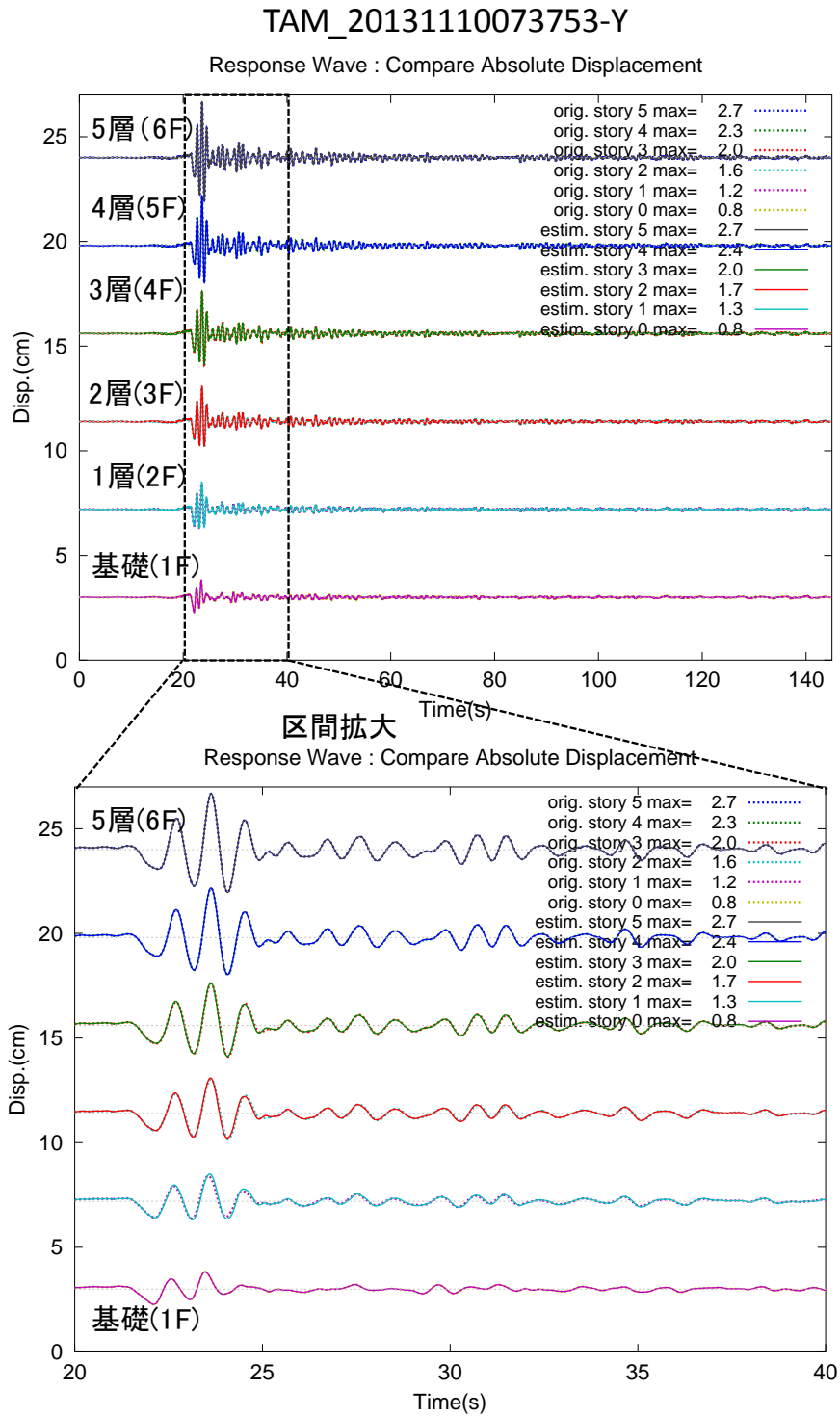


図3.33 各モード次数におけるバンドパスフィルタ特性(1次から3次)



(1) 絶対加速度波形

図3.34 2013/11/10 茨城県南部 (M5.5) の地震での建物Y方向の応答波形の推定結果
(絶対加速度・変位)



(2) 絶対変位波形

図3.34(続き) 2013/11/10 茨城県南部(M5.5)の地震での建物Y方向の応答波形の推定結果
(絶対加速度・変位)

3.4.4 12地震の記録による推定誤差の統計的評価

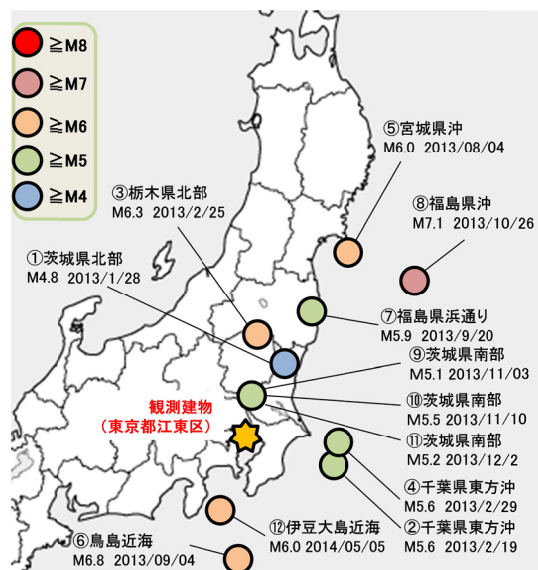
本節では、前節で述べた地震記録を含み図3.35に示した12地震の記録から全層の最大値を求め、推定誤差を統計的に評価する。これらの地震は、建物の竣工直前から現在までの約1.3年間に記録されたものである。

図3.37に応答推定結果の最大値分布図をまとめて示す。同図には、観測された記録と推定結果の重ね描き（観測：○線、推定：×線）で示す。図から、12地震の全ケースにおいて、観測と推定はおおむね良い対応を示しており、提案手法の目的である中間層での最大値推定が適切にできていることが分かる。なお、建物基礎（0層：1FL）と最上層（5層：RFL）については、推定に用いる観測点であり、観測値と推定値は同じである。

これらの結果について、地震毎に各層での最大値について推定誤差（式3.3）を求め、精度について確認を行う。12地震記録の推定誤差を各層毎に箱ひげ図を用いて図3.38に示す。同図では、横軸を高さ方向の層位置で表し、縦軸に推定誤差を示す。図は、加速度、速度、変位および層間変位についてそれぞれ示している。同図より、傾向は前節のものと同じである。つまり、加速度最大値の推定誤差は、低層側に向かって誤差が正側に大きくなる。さらに速度最大値、変位最大値になるに従い、推定誤差が小さくなる。特に誤差が大きい1層における加速度最大値の第3四分位点の推定誤差は26.1%であり、変位最大値では10.5%となり前節の結果と比較すると大きな値である。また、層間変位最大値は、上層ほど負の推定誤差（過小評価）となり、4層において、第1四分位で-44.8%の誤差となった。

図3.39には、全層をまとめて最大応答値の推定誤差を箱ひげ図で示す。この建物において本手法を適用した場合の推定誤差は、加速度最大値の第1・第3四分位点の範囲（50%のデータ）において7.4%から37.2%、速度最大値で1.8%から14.5%、変位最大値で-0.1%から6.2%、層間変位最大値で-37.3%から-6.3%という結果となった。層間変位最大値の推定誤差が、他の指標の推定誤差と比べて相対的に大きいのが、前3.3.5節の実建物の統計評価で示した結果と同様な傾向にある。

図3.40に 実観測応答と推定応答の各層最大値の比較を示す。観測値と推定値とは対応しているが、前節と異なり地震記録の振幅が大きくても、誤差が大きい場合もある。特に加速度最大値を比較すると3層以下の応答推定値は、振幅値が大きい場合でも大幅に25%誤差を超えることがある。このように推定誤差が大きくなる要因として、本建物に付属している制震構造による影響が考えられる。建物の1層（2階）には、回転慣性のダンパーが水平2方向に取り付けられており、建物応答が大きくなるほど、その減衰効果が高くなる。そのため、振幅に依存して振動モード形状が変化していると考えられる。今回の推定では、常時微動において求められた振動モードを利用しているが、前節のように地震応答データを用いた振動モード形状を推定し直す必要があるだろう。本推定手法では、振動モード形が必要であるが、それは解析結果を利用するよりも竣工後の微動測定結果から求める方が妥当であると考えてきた。本建物での適用結果を考えると、振動モード形状の設定が本推定手法の課題として残っていることが改めて確認できた。



No.	地震発生時刻	震源名	深さ (km)	M	震央距離 (km)	建物応答				推定された固有振動数 (Hz)					
						1F		6F		X方向 1次から3次			Y方向 1次から3次		
						計測震度	ACC (cm/s ²)	計測震度	ACC (cm/s ²)	1次	2次	3次	1次	2次	3次
1	2013/01/28 03:41	茨城県北部	74	4.8	122	1.6	4	2.6	10	1.47	4.00	6.25	1.32	4.54	7.08
2	2013/02/19 21:27	千葉県東方沖	37	5.6	132	1.9	5	3.1	17	1.42	4.15	4.69	1.32	2.98	4.30
3	2013/02/25 16:23	栃木県北部	3	6.3	139	1.9	5	3.0	15	1.42	3.91	4.74	1.32	4.49	—
4	2013/04/29 22:01	千葉県東方沖	34	5.6	121	1.4	3	2.5	9	1.47	3.91	4.79	1.32	4.40	—
5	2013/08/04 12:28	宮城県沖	58	6.0	330	1.3	2	2.7	11	1.42	4.59	7.28	1.32	4.44	5.47
6	2013/09/04 09:18	鳥島近海	445	6.8	636	2.8	12	4.0	46	1.37	3.76	5.32	1.32	4.44	5.57
7	2013/09/20 02:25	福島県沖	17	5.9	174	2.0	7	3.3	21	1.37	3.76	6.49	1.27	4.30	6.01
8	2013/10/26 02:10	福島県沖	56	7.1	434	2.1	7	3.2	20	1.42	3.86	6.79	1.32	4.40	5.27
9	2013/11/03 14:25	茨城県南部	63	5.1	48	2.7	12	4.0	42	1.37	3.76	4.49	1.32	4.44	5.81
10	2013/11/10 07:37	茨城県南部	64	5.5	46	3.7	44	4.8	140	1.37	3.71	6.10	1.27	4.40	6.01
11	2013/12/21 01:10	茨城県南部	62	5.2	42	3.2	28	4.4	79	1.37	4.20	6.30	1.27	4.44	7.13
12	2014/05/05 05:18	伊豆大島近海	156	6.0	84	3.7	46	4.9	149	1.32	3.66	5.91	1.27	4.35	6.40

注) ・Mはマグニチュード ・ACCは加速度で、水平2方向の合成最大値

図3.35 応答推定誤差の評価に用いた12観測地震の諸元

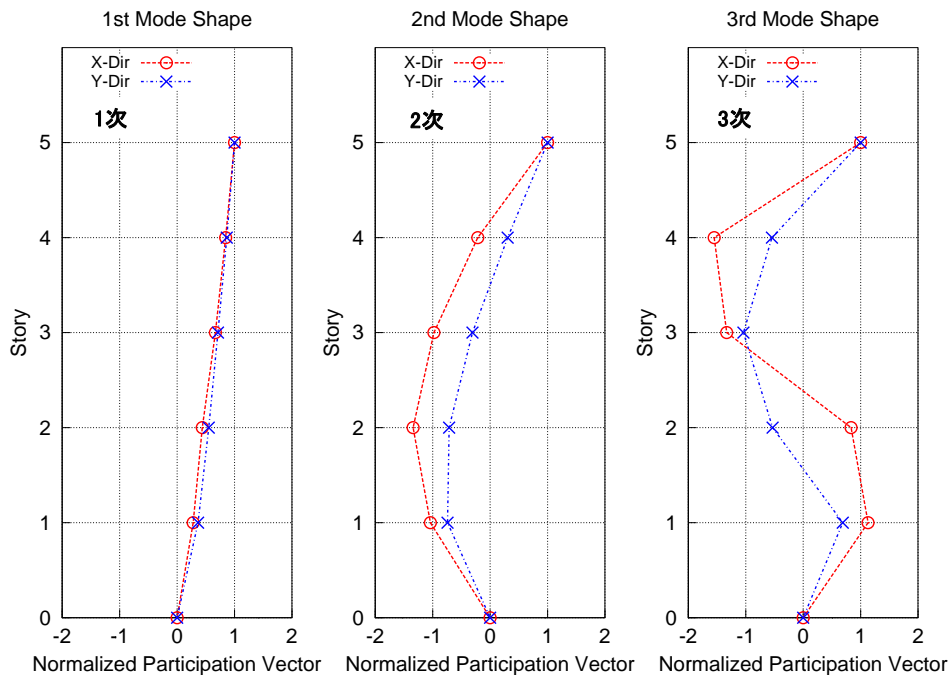


図3.36 応答推定に用いた水平2方向の基準化モード係数 (常時微動計測より計算)

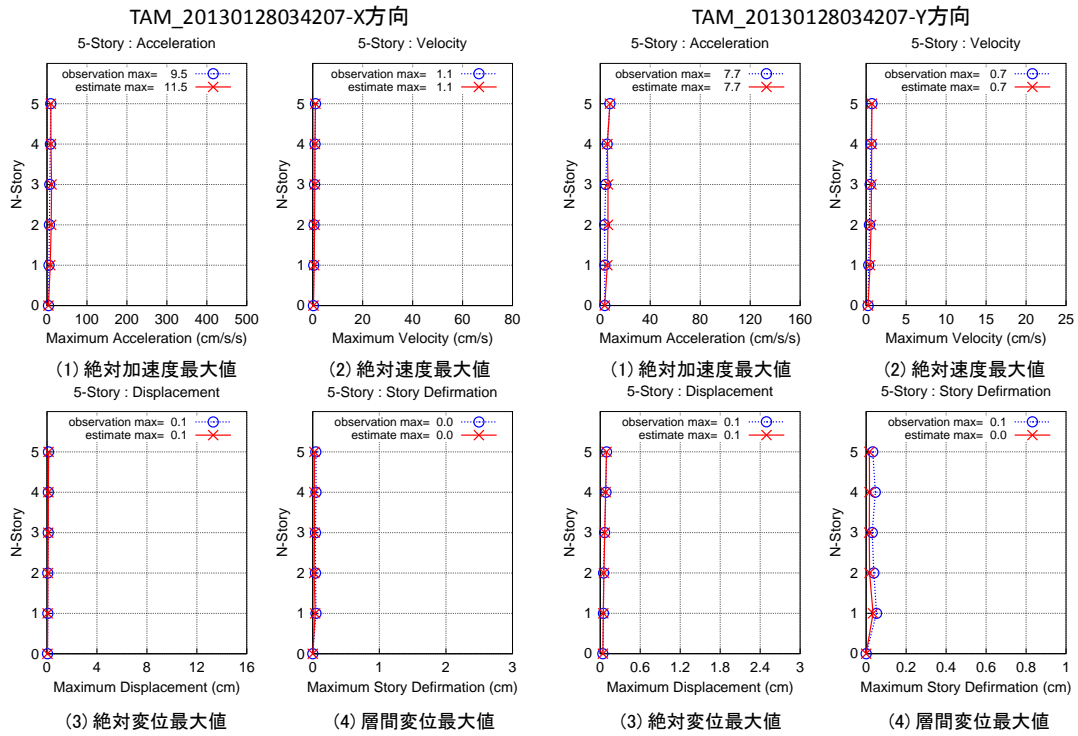


図3.37 No. 1地震の応答推定結果（最大値分布図）

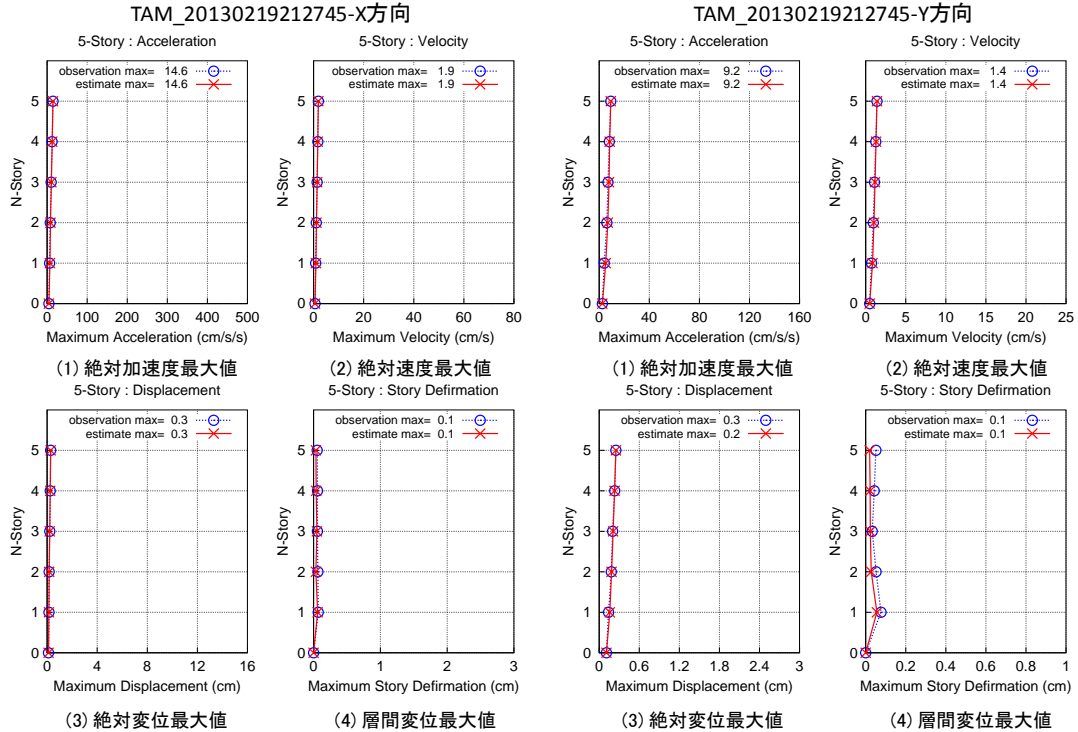


図3.37（続き） No. 2地震の応答推定結果（最大値分布図）

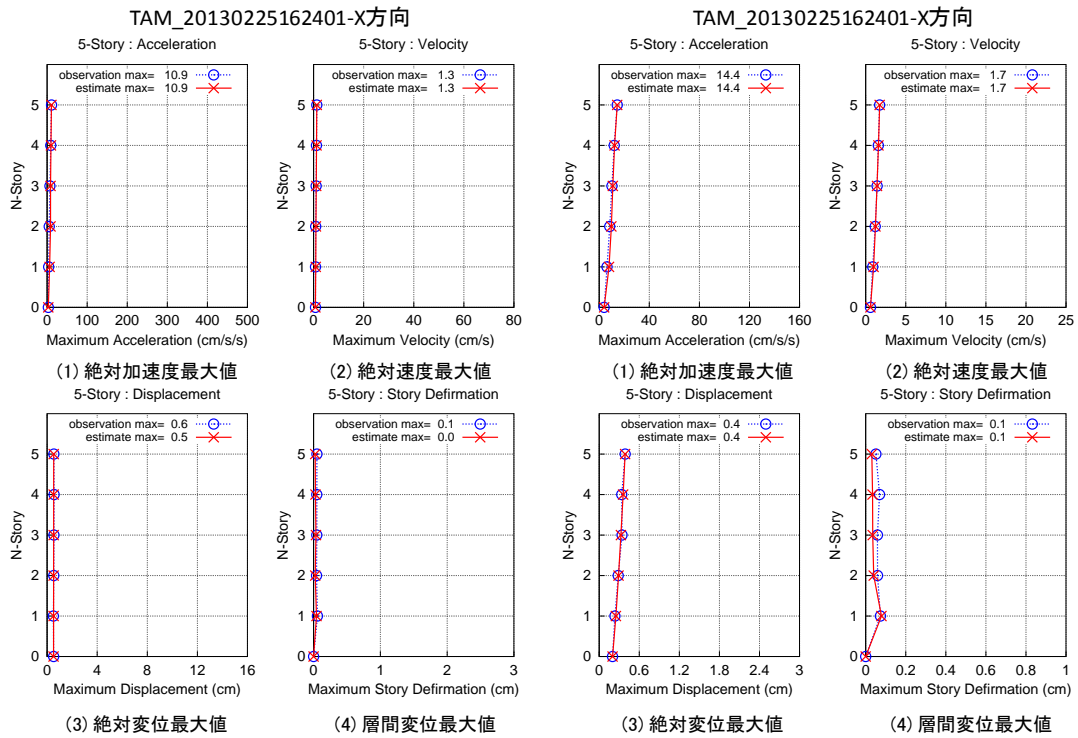


図3.37 (続き) No. 3地震の応答推定結果 (最大値分布図)

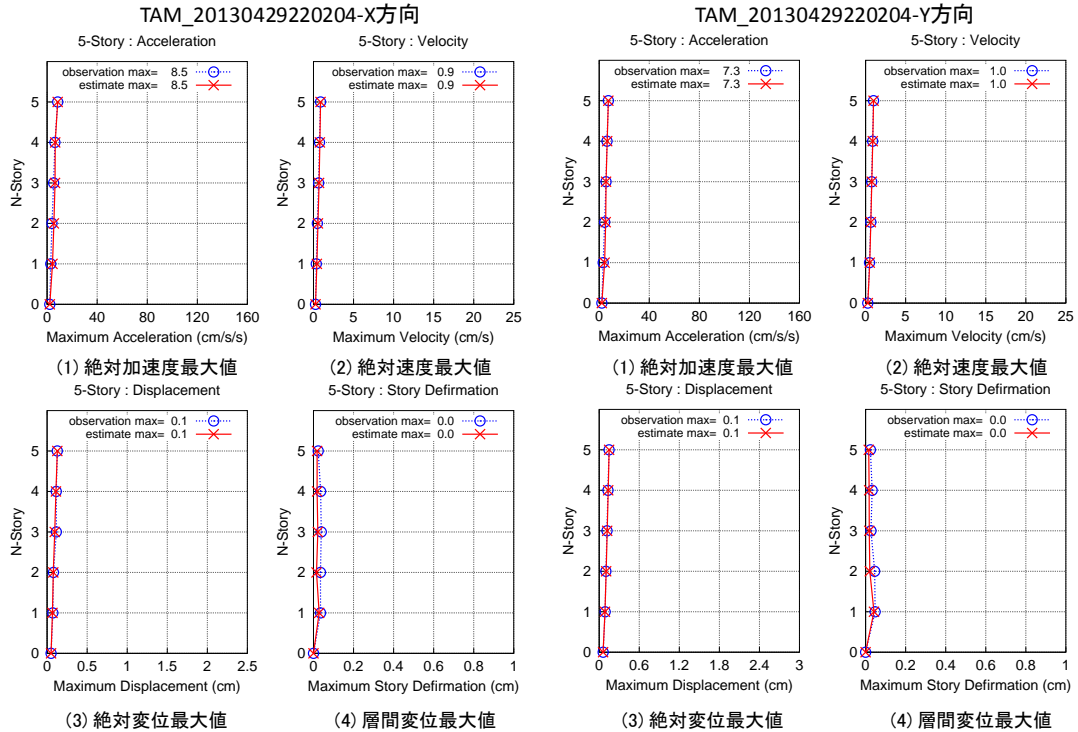


図3.37 (続き) No. 4地震の応答推定結果 (最大値分布図)

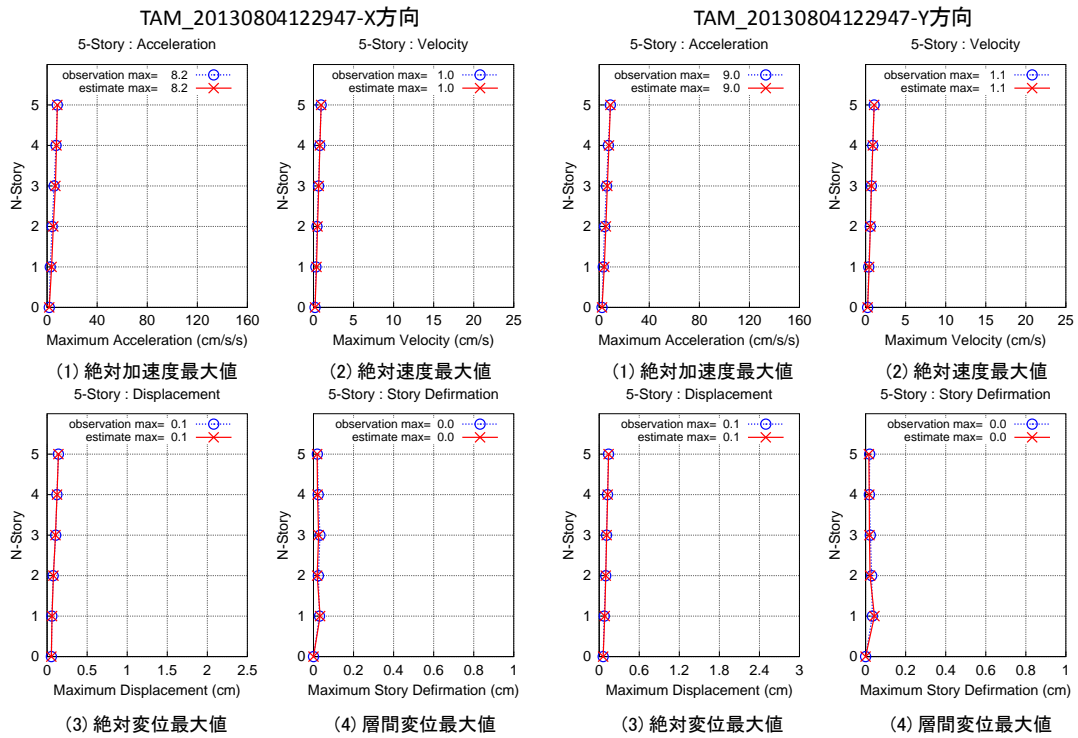


図3.37 (続き) No. 5地震の応答推定結果 (最大値分布図)

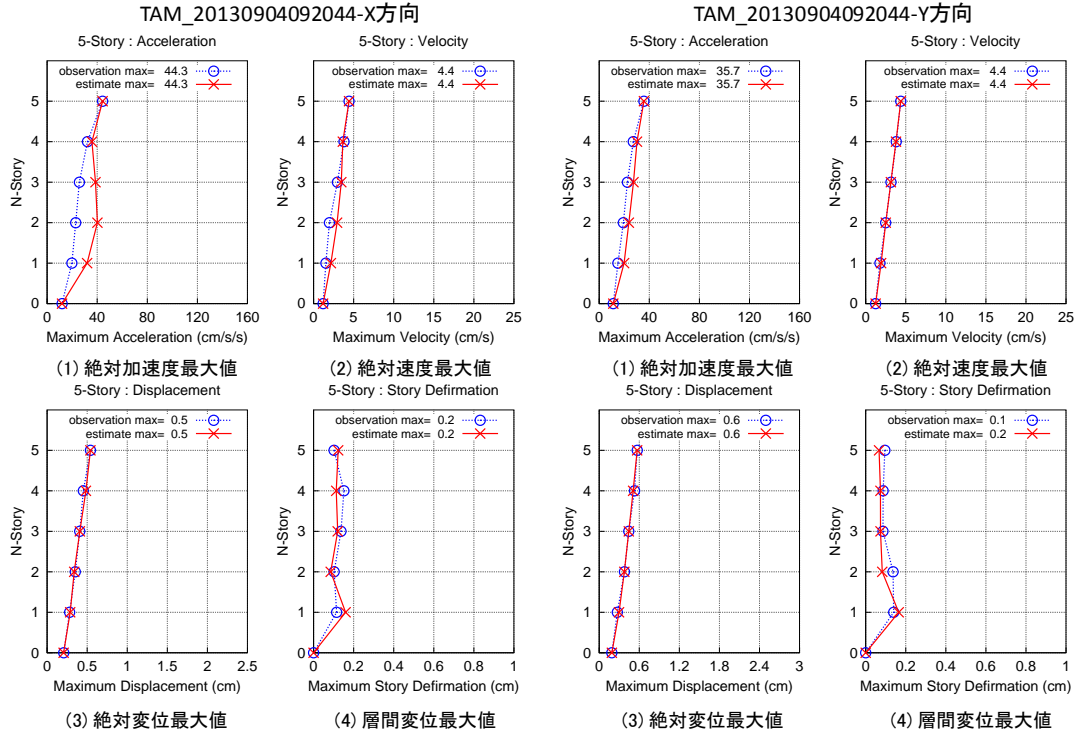


図3.37 (続き) No. 6地震の応答推定結果 (最大値分布図)

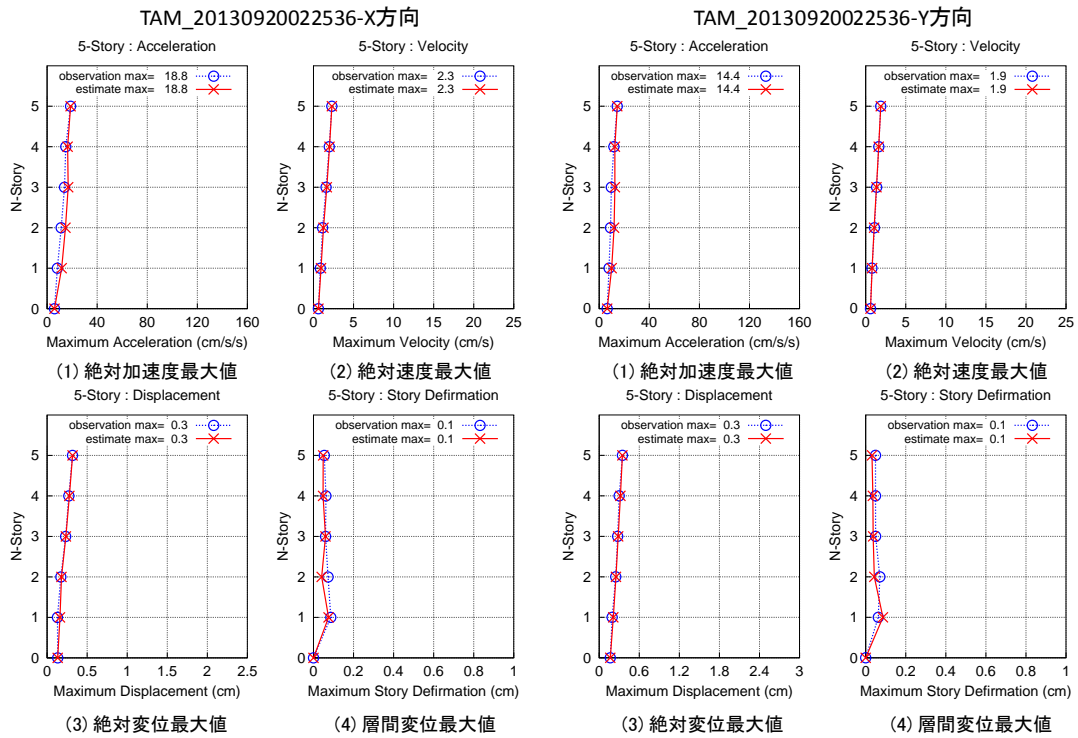


図3.37 (続き) No.7地震の応答推定結果 (最大値分布図)

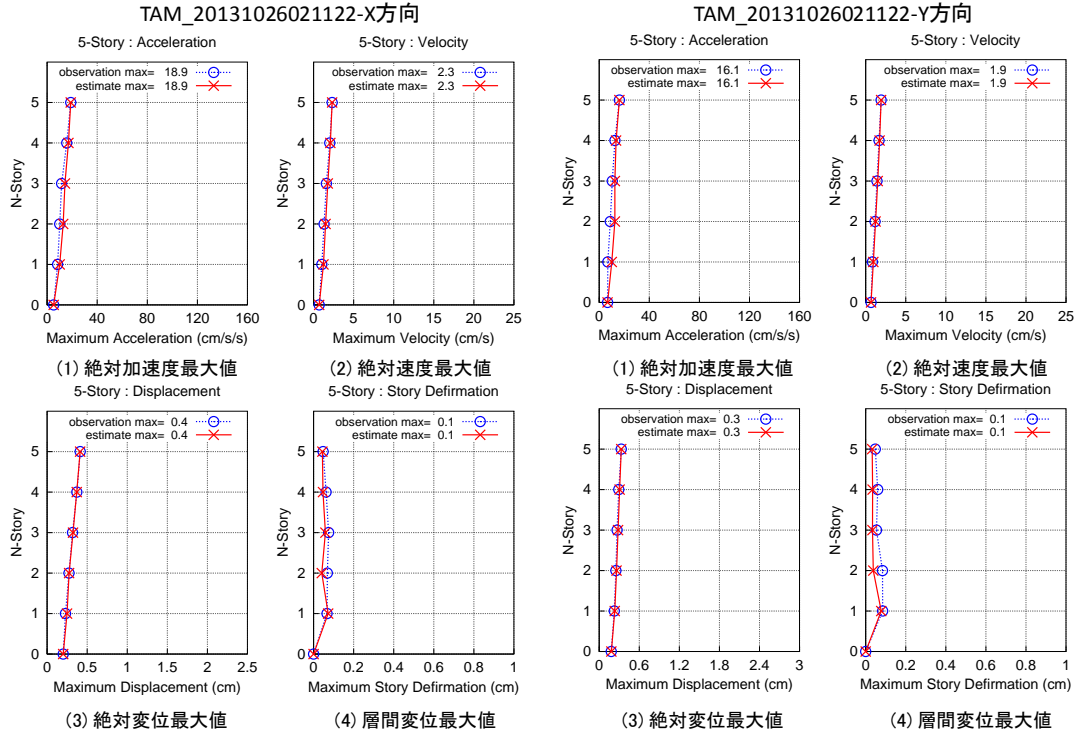


図3.37 (続き) No.8地震の応答推定結果 (最大値分布図)

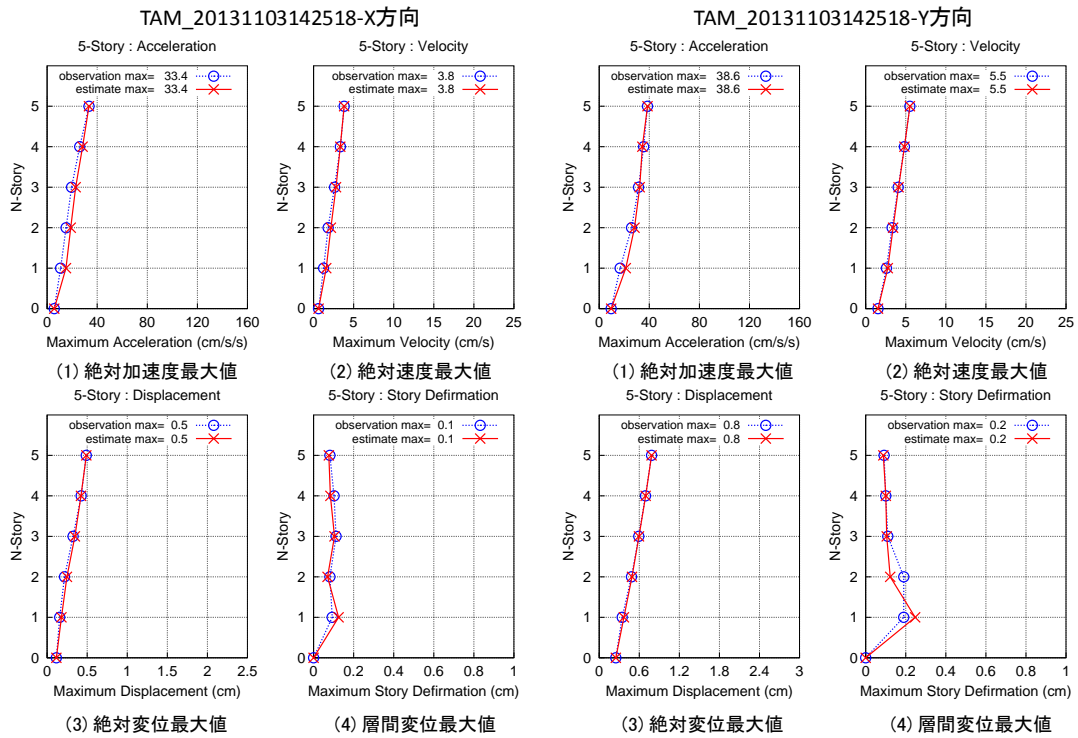


図3.37 (続き) No. 9地震の応答推定結果 (最大値分布図)

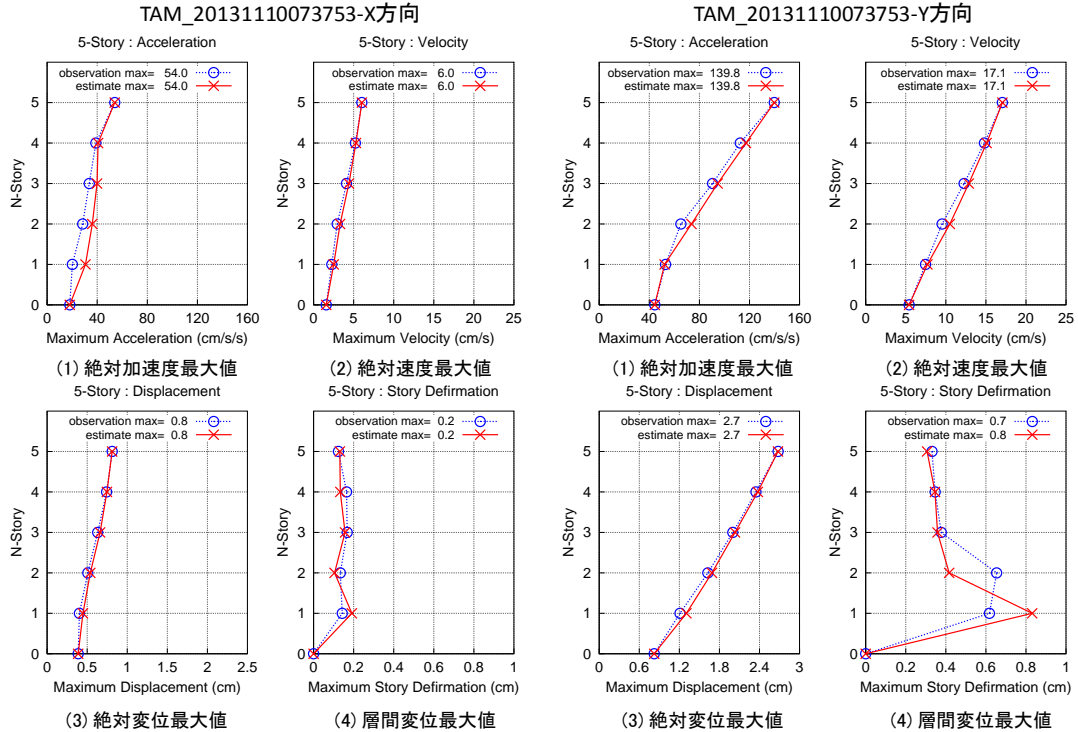


図3.37 (続き) No. 10地震の応答推定結果 (最大値分布図)

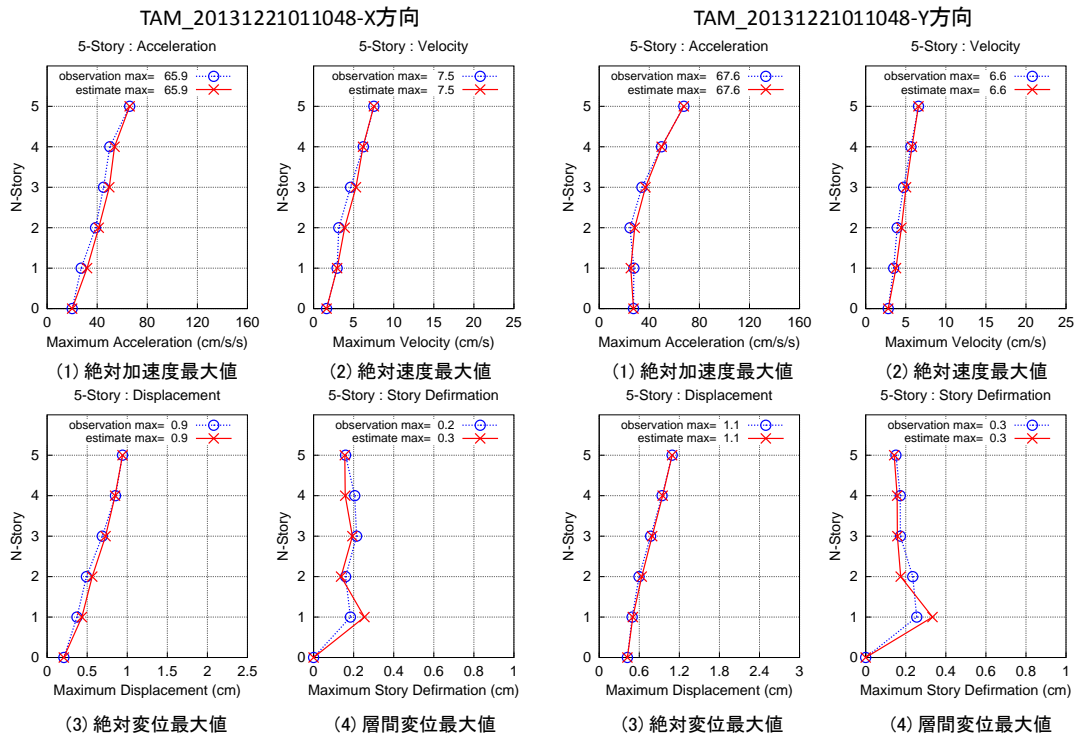


図3.37 (続き) No. 11地震の応答推定結果 (最大値分布図)

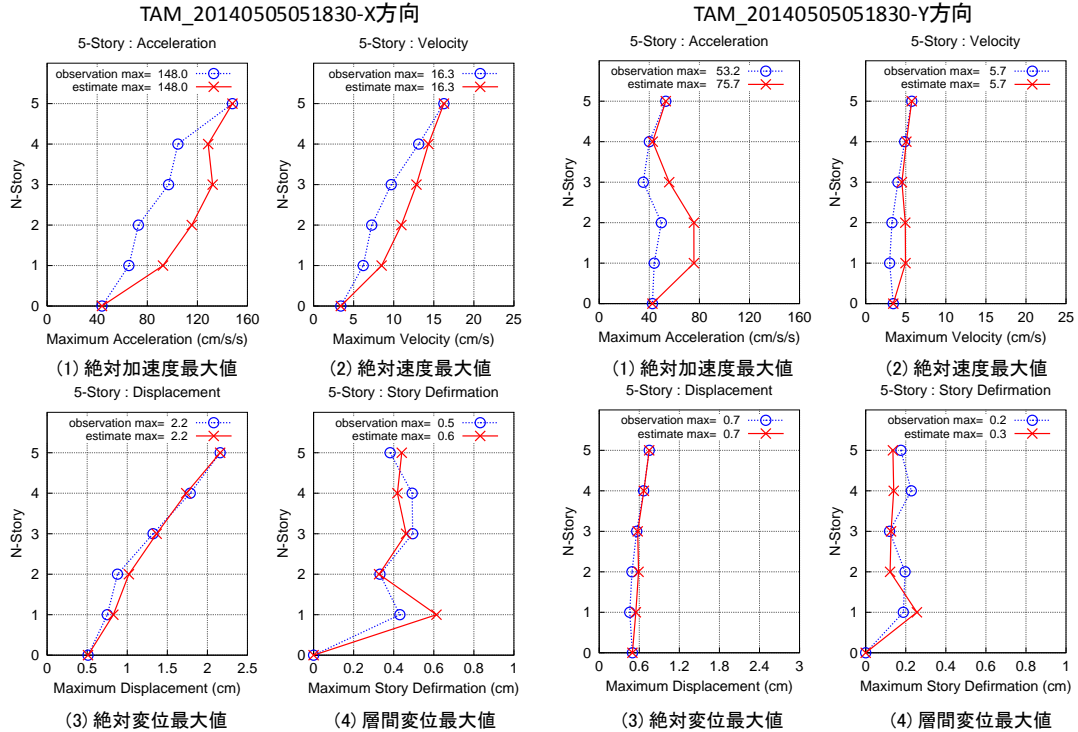


図3.37 (続き) No. 12地震の応答推定結果 (最大値分布図)

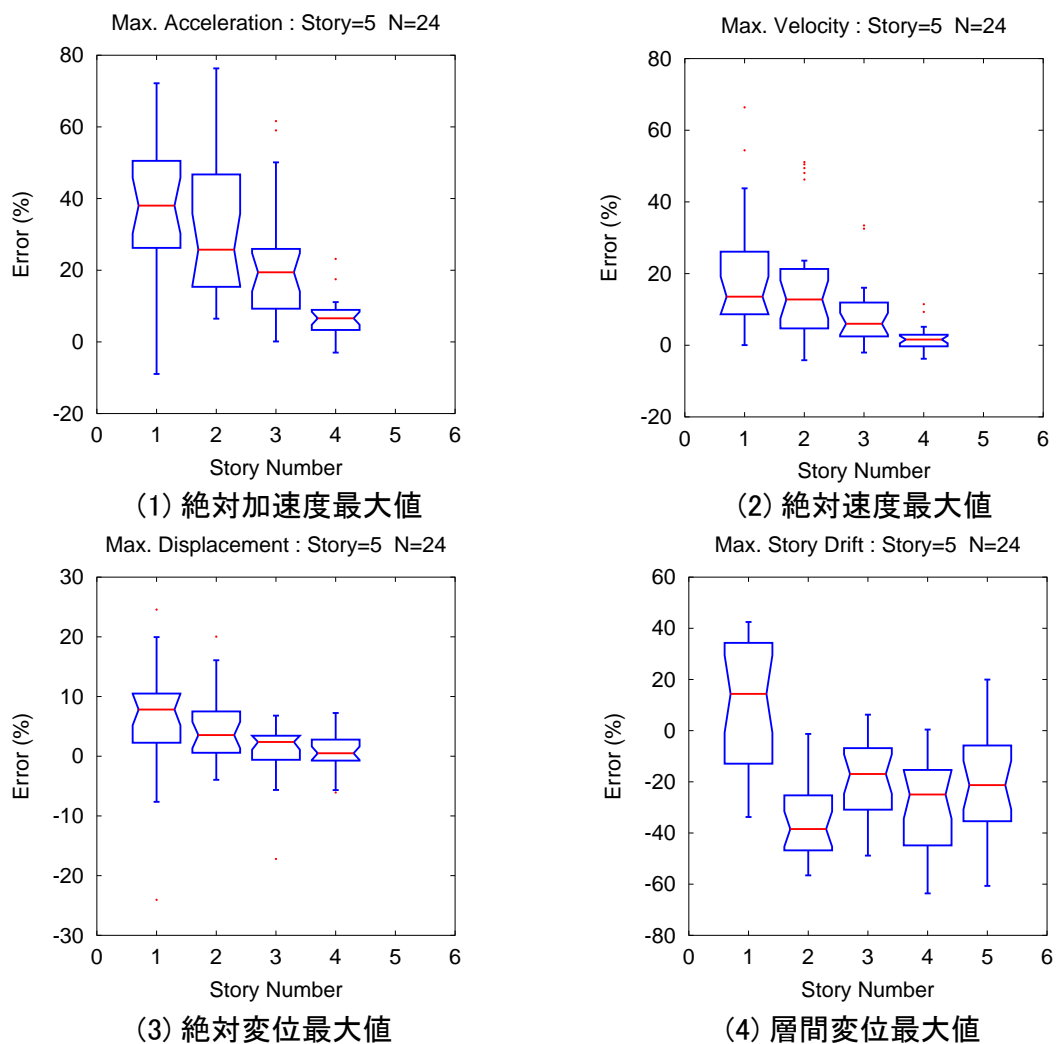
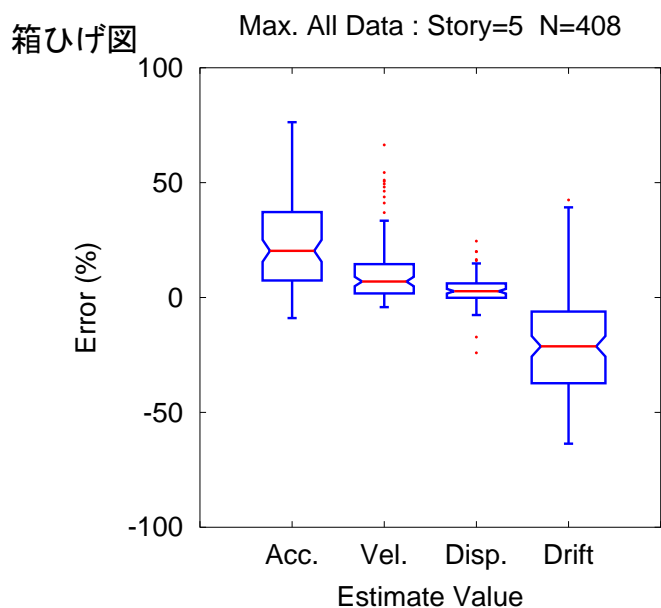


図 3.38 12 地震の各層最大値応答値の推定誤差 (箱ひげ図)

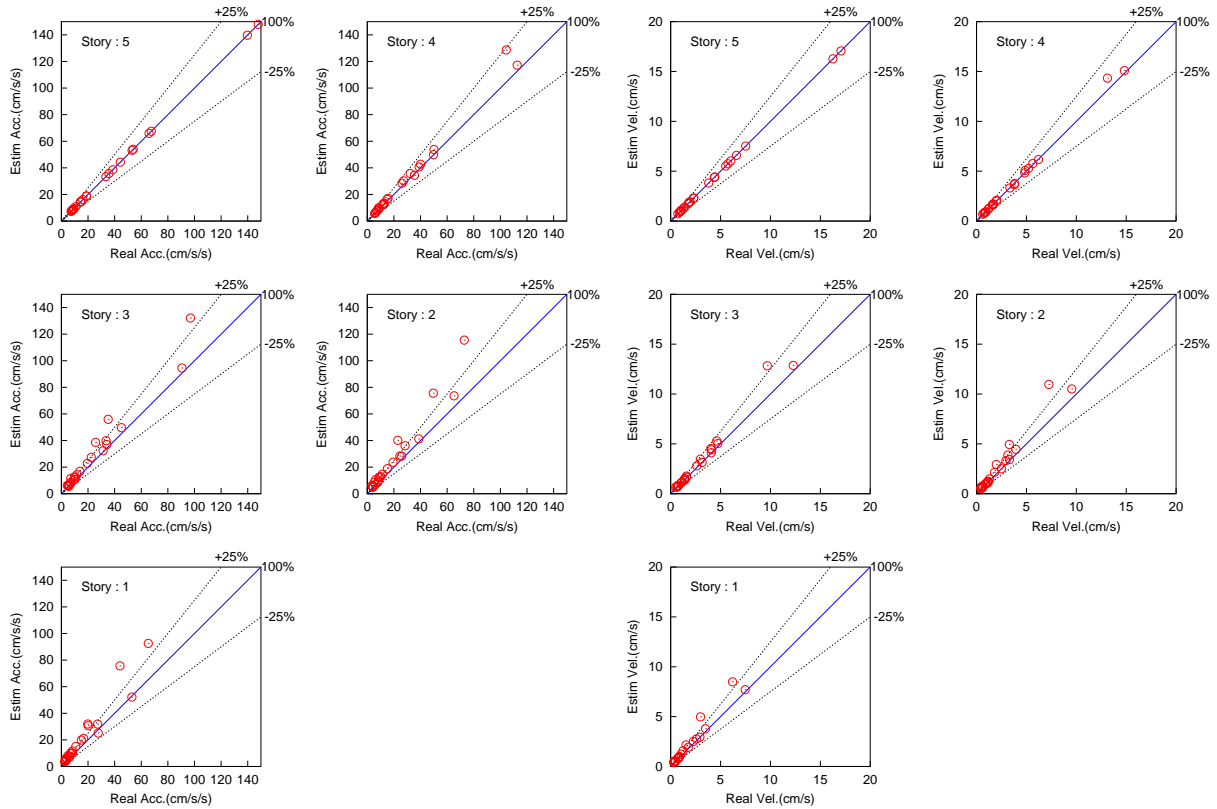


箱ひげ統計値

箱ひげ値 / 変数	加速度 Acc.	速度 Vel.	変位 Disp.	層間変位 Drift
最小値	-8.95	-4.18	-24.05	-63.61
第1四分位	7.40	1.77	-0.12	-37.30
中央値	20.32	6.96	2.73	-21.24
第3四分位	37.18	14.52	6.15	-6.13
最大値	76.32	66.39	24.57	42.46

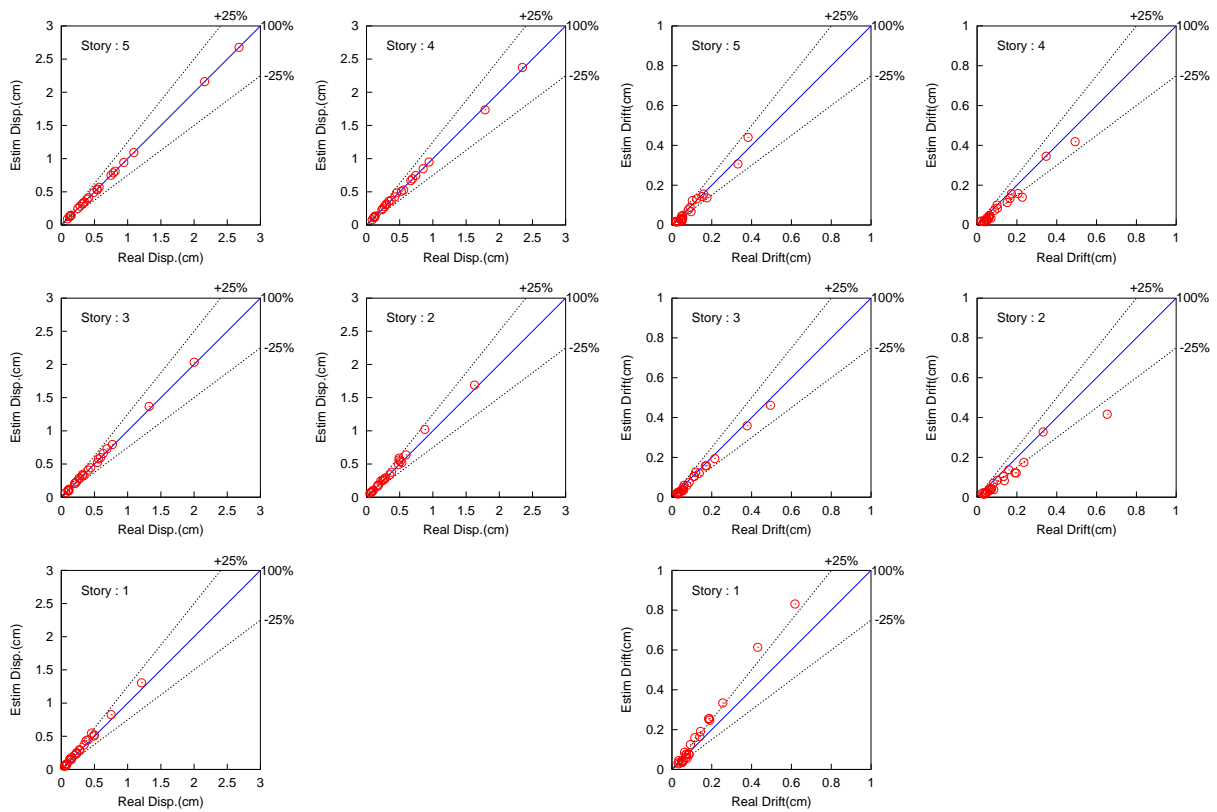
図 3.39 全層の最大応答値の推定誤差 (箱ひげ図)

第3章 2ヶ所のセンサにより得られた地震記録を用いた建物全層応答推定手法



(1) 絶対加速度最大値

(2) 絶対速度最大値



(3) 絶対変位最大値

(4) 層間変位最大値

図3.40 実観測応答と推定応答の各層最大値比較 (散布図: 25%誤差範囲)

3.5 解析モデルによる手法の精度確認

本前節では、実際の建築物2棟の記録を用いて本手法の妥当性を示した。しかしながら、検討に用いた建築物のうち1棟は特殊な構造をしている。また、2棟とも同じ場所に建っており、入力地震動の特性が偏っている。そこで、本節では提案手法の妥当性を示すために、高さの違う4種類の解析モデルによる検討を多数行い、その誤差を確認した。

3.5.1 検証地震波

解析モデルへの入力波は、防災科学技術研究所の強震観測網(K-NET)で記録された2011年東北地方太平洋沖地震における加速度記録を用いる。対象とした地震波観測点の一覧を表3.1に示す。観測点がある地域は、青森県から神奈川県までの太平洋沿岸に位置する9都県におよび、震源からの距離が近距離から遠距離までの記録を用いていることになる。観測点数は94点であり、水平動記録は2成分独立に扱うことから合計188成分の加速度を入力地震動とした。

これらの地震記録は、図3.41に示すような特徴がある。最大加速度と最大速度の比で表される等価卓越固有振動数 ($F_{eq}=PGA/PGV/2\pi$) を見ると、0.5Hzから8Hzの範囲に広く分布している。そのうち約1.5Hz以下であるものが約半数の88地震である。一方、次節で応答推定精度を検証する解析モデル(表4.2)での1次の固有振動数は0.41Hzから2.33Hzであり、各層モデルへの入力地震動としては幅広い振動数成分を有していると考えられる。

表3.1 推定手法の誤差評価に用いる記録が得られたK-NET観測点
(東北地方太平洋沖地震 03111446. NS/EW)

都県名	観測点名	記録点数	都県名	観測点名	記録点数
青森県	AOM	12	千葉県	CHB	13
岩手県	IWT	9	埼玉県	SIM	7
宮城県	MYG	12	東京都	TKY	13
福島県	FKS	10	神奈川県	KNG	5
茨城県	IBR	13	観測点数 (NS・EW記録数) 合計		94 (188)

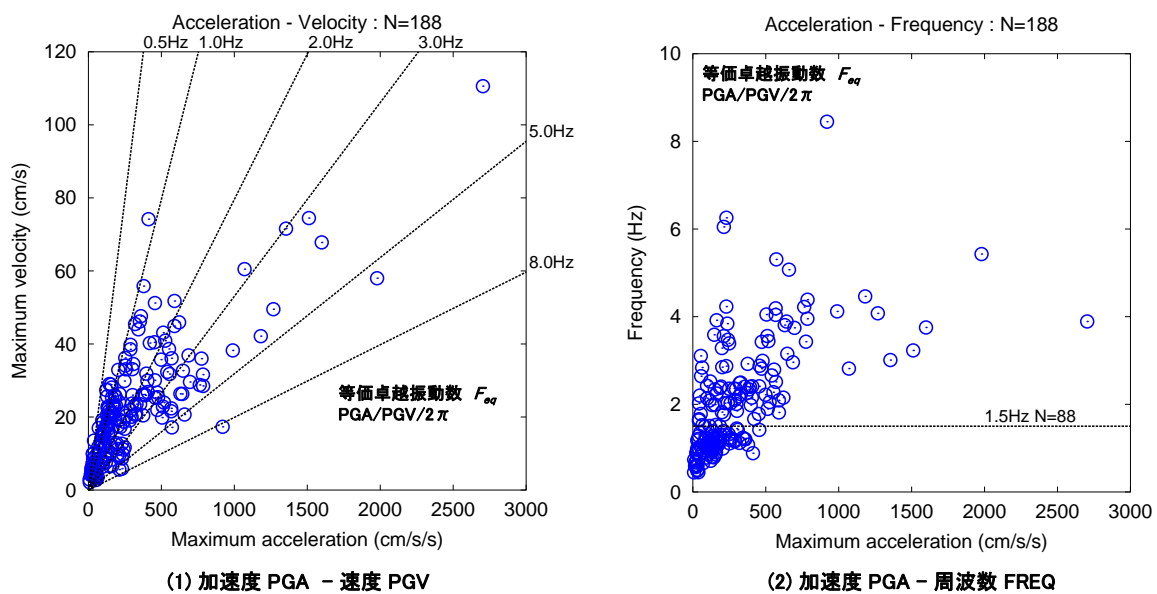


図3.41 入力地震動の特性

3.5.2 解析モデル

解析モデルの諸元一覧を表3.2に示す。本研究では、正方形の平面形状で2000m²程度の広さを持つ鉄骨造のオフィスを想定し、構造骨組を質点とばね、減衰要素からなるせん断型線形が多質点系モデルとした。解析モデルにおける質量分布 m は全層一様とし、その剛性 k の分布は最上層を1として最下層の剛性が2倍となる台形分布で均等に与えている。また減衰は、1次の減衰定数を2%とする剛性比例型とした。これらの解析モデルの固有振動特性を表3.3にまとめて示す。表中に、最上層、中間層、最下層における伝達関数を示している。3層モデルの伝達関数は、3.2.1節の図3.1に示している。

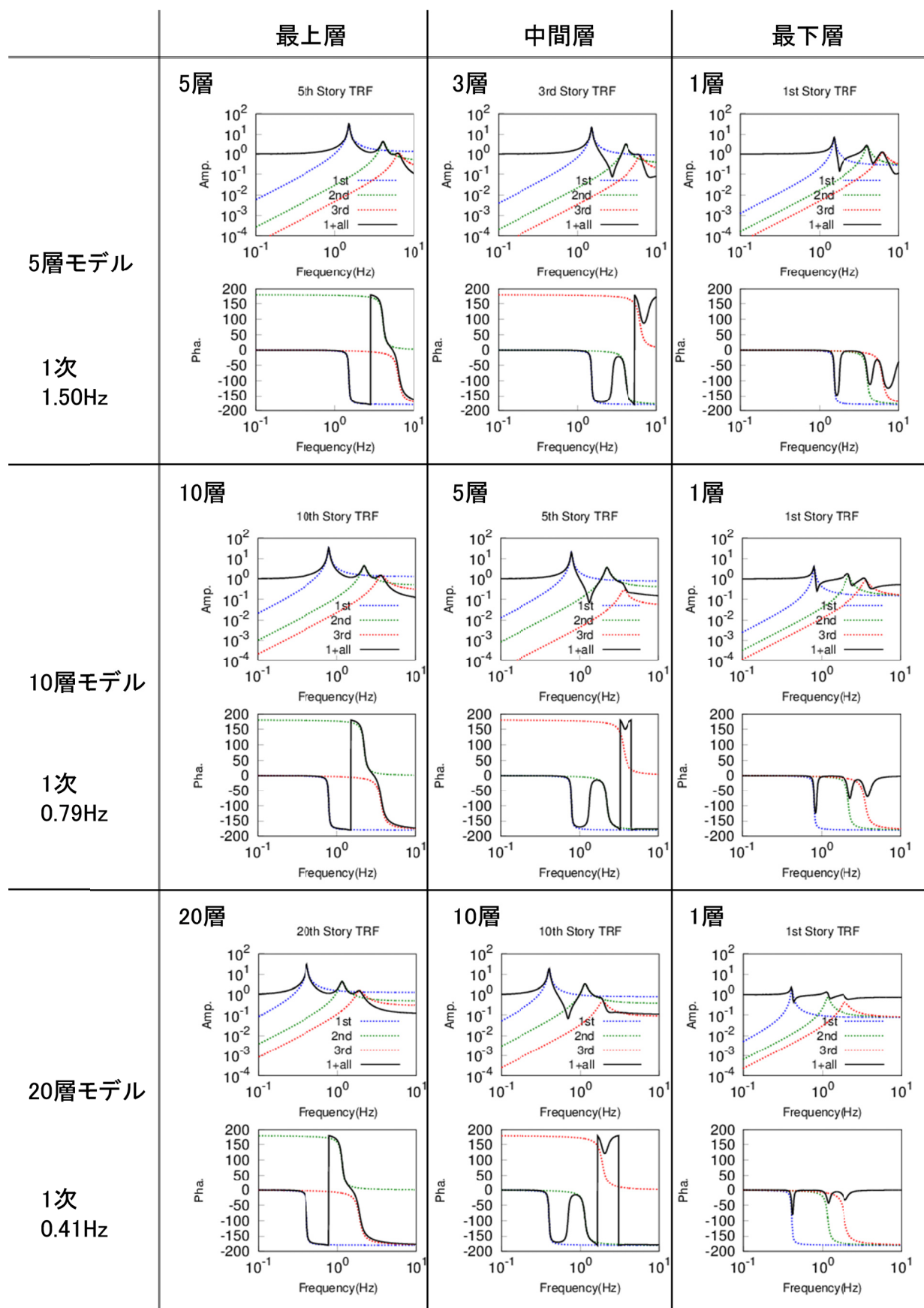
図3.42には、各モデルにおける各次の基準化モード係数を、高さ方向に層を基準化したもので示す。各モデルとも、質量、剛性分布とも同様に割り当てていることから、低層モデルであるの3層解析モデルの2次・3次のモード係数以外は、高さを基準化することによって応答特性のモード形状はほぼ同一となる。

表3.2 解析モデルの諸元

条件 / モデル	3層	5層	10層	20層
質量 m 一様分布	全層 1500 (t)			
剛性 k 台形分布 最下層2倍	最上層 1.0E+6 (kN/m) 最下層 2.0E+6 (kN/m)			
1次 固有振動数 (減衰定数)	2.33Hz (2.00%)	1.50Hz (2.00%)	0.79Hz (2.00%)	0.41Hz (2.00%)
2次 固有振動数 (減衰定数)	5.81Hz (5.00%)	4.01Hz (5.34%)	2.20Hz (5.54%)	1.14Hz (5.61%)
3次 固有振動数 (減衰定数)	8.89Hz (7.64%)	6.26Hz (8.33%)	3.58Hz (9.03%)	1.88Hz (9.25%)

注) 減衰定数は1次を2%とする剛性比例型

表3.3 解析モデルの固有振動特性（伝達関数）



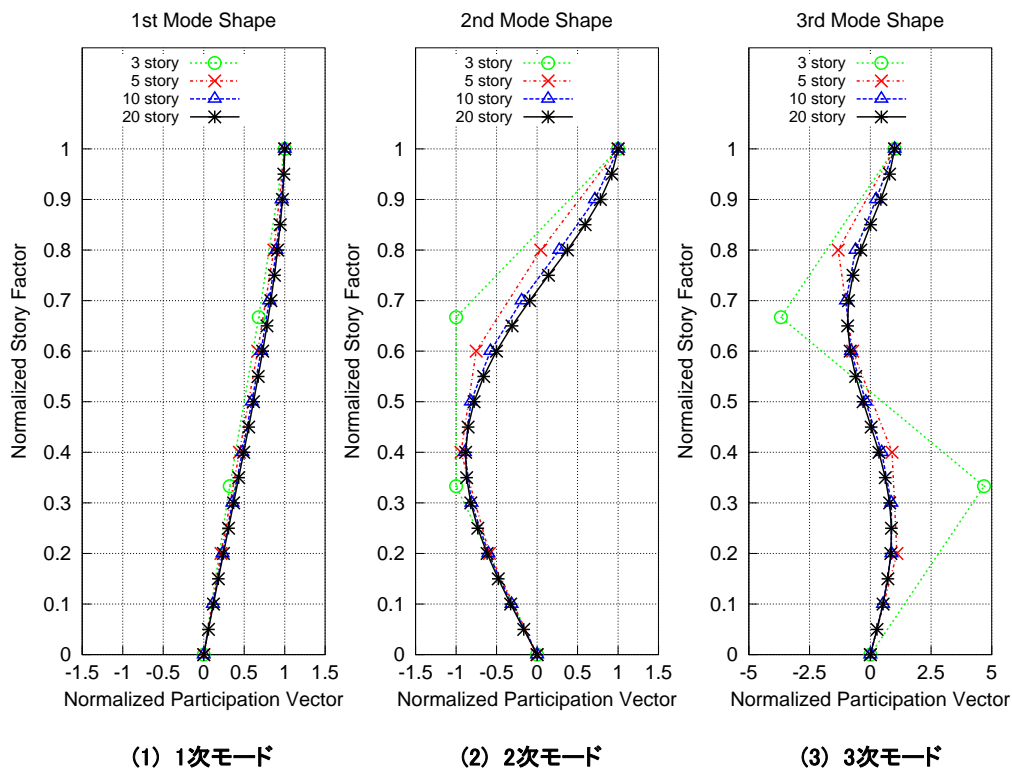


図3.42 解析モデルの基準化モード係数（1次から3次）

3.5.3 推定精度

前節に示した4ケースの解析モデルについて、入力地震動188データを 200cm/s^2 に基準化して時刻歴応答解析を行い検証用の応答波形を作成した。この作成された時刻歴データの基礎と最上層の波形から、3.2.2節で示した処理手順を適用し、自動的に処理することで応答を推定した。

図3.43に20層の解析モデルの応答波形の例を示す。図3.44は応答推定を行った結果と真値とを波形で比較したものである。同図より地震の前半部分（100秒から120秒）では、中間層では推定値と観測値とはあまり対応しておらず、最下層では推定波形の振幅はやや大き目に評価している。この区間においては、高次振動数の成分が多く含まれていることから、高次モードの影響が誤差として表れているものと考えられる。しかしながら、波形の後半部では、1次モードが支配的であることから両者は非常に良い対応を示している。

図3.45は層の高さ方向での最大値分布図である。図から加速度応答、速度応答の推定結果は、理論計算値より大きくなっていることが分かる。一方、変位分布は、中間層部分において推定値がやや小さいものの、全般に誤差は小さい結果となった。層毎の変位波形の差分から求められた層間変形の結果では、中間層を節にした弓なりの応答分布を示し、下層での推定結果は応答解析値（理論値）よりも小さく、逆に上層側では大きく推定されている。

これらの結果は一例であり、入力地震の特性の違いにより、応答推定の精度も変わってくると考える。本研究では応答最大値が建築物の健全性判定に重要と考え、推定精度を最大応答値で評価することとし

第3章 2ヶ所のセンサにより得られた地震記録を用いた建物全層応答推定手法

た。ここで評価する推定誤差は3.2.2節で示した式(3.3)を用いる。

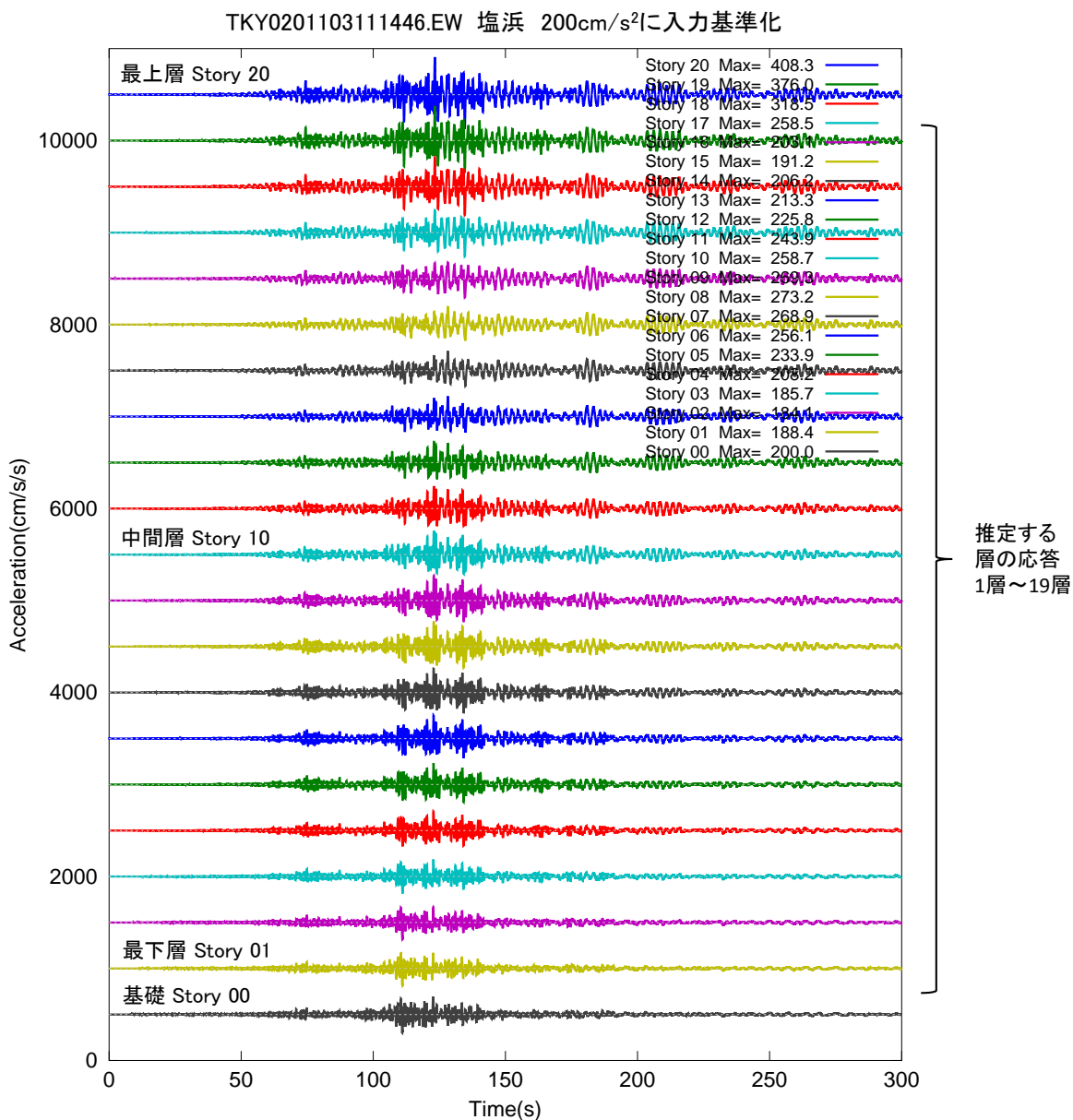


図3.43 20層の解析モデルによる応答検証波形（東北地方太平洋沖地震 K-NET:塩浜）

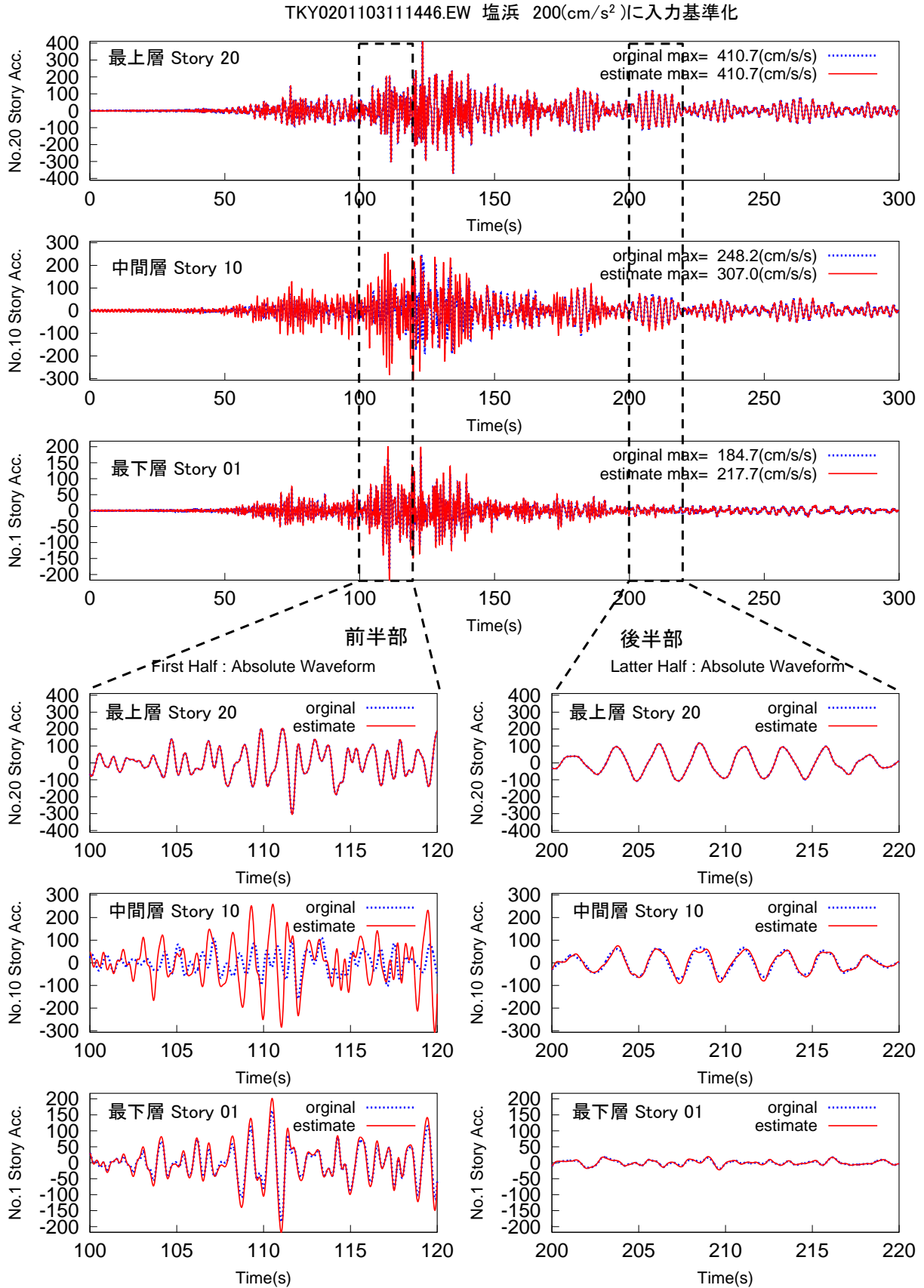


図 3.44 20 層の解析モデルによる応答推定結果 (東北地方太平洋沖地震 K-NET: 塩浜)

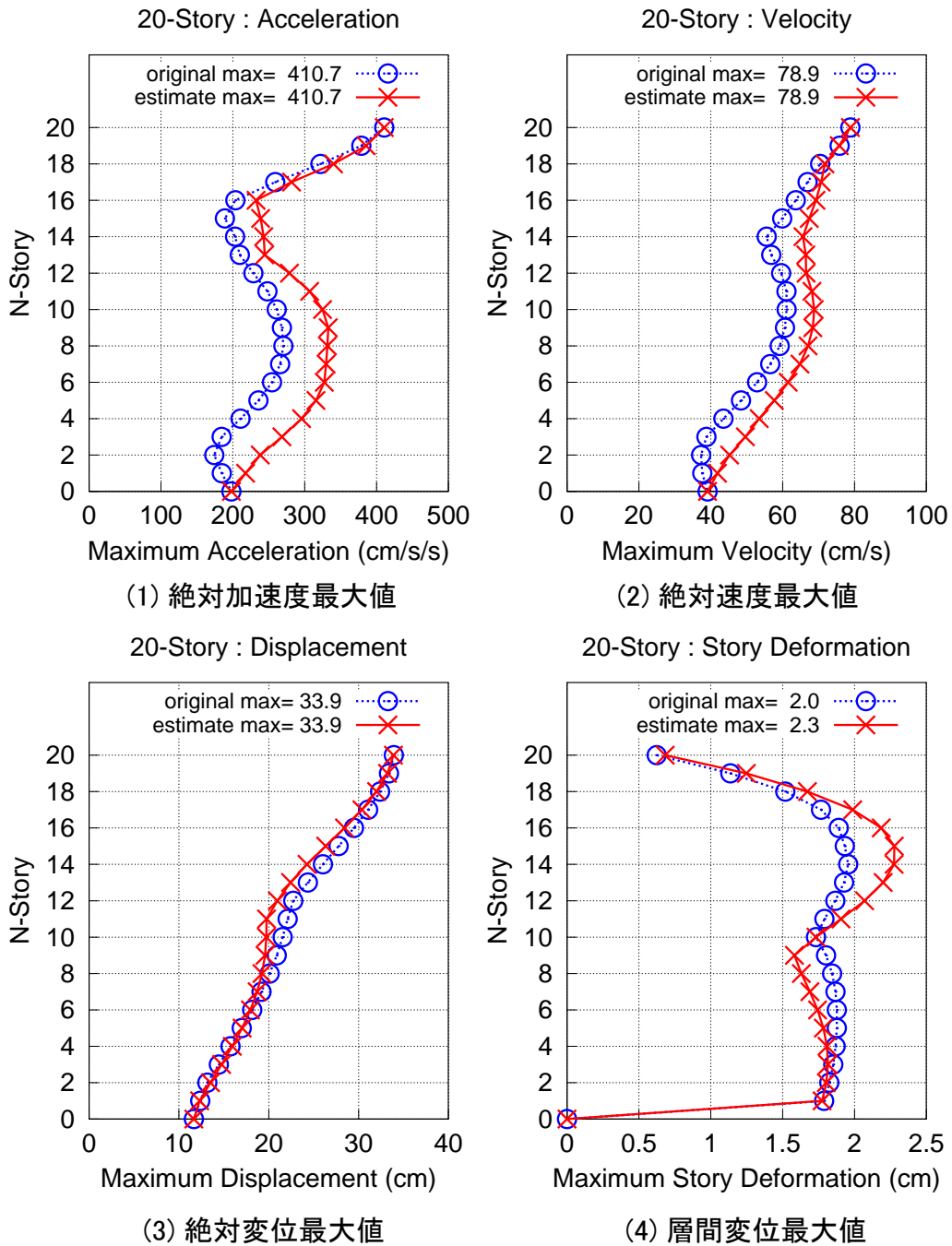


図3.45 20層の解析モデルによる応答推定の最大値分布図による結果
(東北地方太平洋沖地震 K-NET:塩浜)

第3章 2ヶ所のセンサにより得られた地震記録を用いた建物全層応答推定手法

図3.46に3層モデルにおける188記録に対する推定誤差の分布を箱ひげ図で示す。同図では、横軸を高さ方向の層位置で表し、縦軸に推定誤差を示す。図中には、最小値、第1四分位点（25%データ点Q1：箱底辺）、中央値（50%データ点Q2：箱中線）、第3四分位点（75%データ点Q3：箱上辺）と最大値が表現されており、細長い箱（50%データ範囲）と両側に出たひげ（箱長さQ3-Q1の1.5倍点）でデータ分布が表現される。また、これらの範囲から外れた点を外れ値（異常値）として、点（ドット）でグラフに示す。最大加速度分布では、最大の推定誤差は112%（2層）となり、2倍以上の応答として推定されたことになる。誤差はプラス側に多くあり過大に推定される場合が多い。層毎に誤差の中央値(Q2)を比較するとそのうちの最大値は1層で見られ、その値は21.4%であった。また、その第3四分位点(Q3)は43.1%である。ただし、加速度よりは速度、変位の順に推定誤差が小さくなっており、変位応答では中央値(Q2)の最大値は-0.1%、第3四分位点(Q3)は0.4%であり、誤差は非常に小さくなっている。一方層間変位においては、誤差は小さいものの変位ほどではなく中央値(Q2)の最大は第3層で生じ5.5%となった。また、全体的に箱ひげの範囲外にある異常値（ドット）も多くみられ、誤差の中央値が最も小さかった変位応答であっても最大で26.3%となるケースもある。

図3.47から図3.49は、5層から20層までの3ケースの誤差の分布である。これらの結果は先に示した3層モデルと同様に、加速度よりは速度、変位の順に推定誤差が小さくなる傾向にある。さらに、全般的に層数が増えるにつれ推定誤差の精度が悪くなる傾向にある。20層の解析モデルにおいては、加速度最大値の推定誤差は最大で346%になる例もある。層毎に誤差の傾向を見ると、加速度最大値では上層において誤差が大きく、速度最大値では層によらずほぼ一定値、変位最大値においては下層において誤差が大きくなる。層間変位最大値においては、中間層で誤差が小さく、中間層を中心に下層と最下層に向かって誤差が大きくなる傾向がみられる。

図3.50から図3.53は、3層から20層までの4ケースについて、全層の最大値に対する誤差分布を箱ひげ図でプロットしている。同図下には、図データの統計値表も示す。図中で示す推定誤差は、絶対加速度、絶対速度、絶対変位、層間変位をそれぞれに示している。全体の傾向として、加速度よりは速度、変位の順に推定誤差が小さくなる傾向にあり、層数が増えるにつれ推定誤差の精度が悪くなる傾向にある。

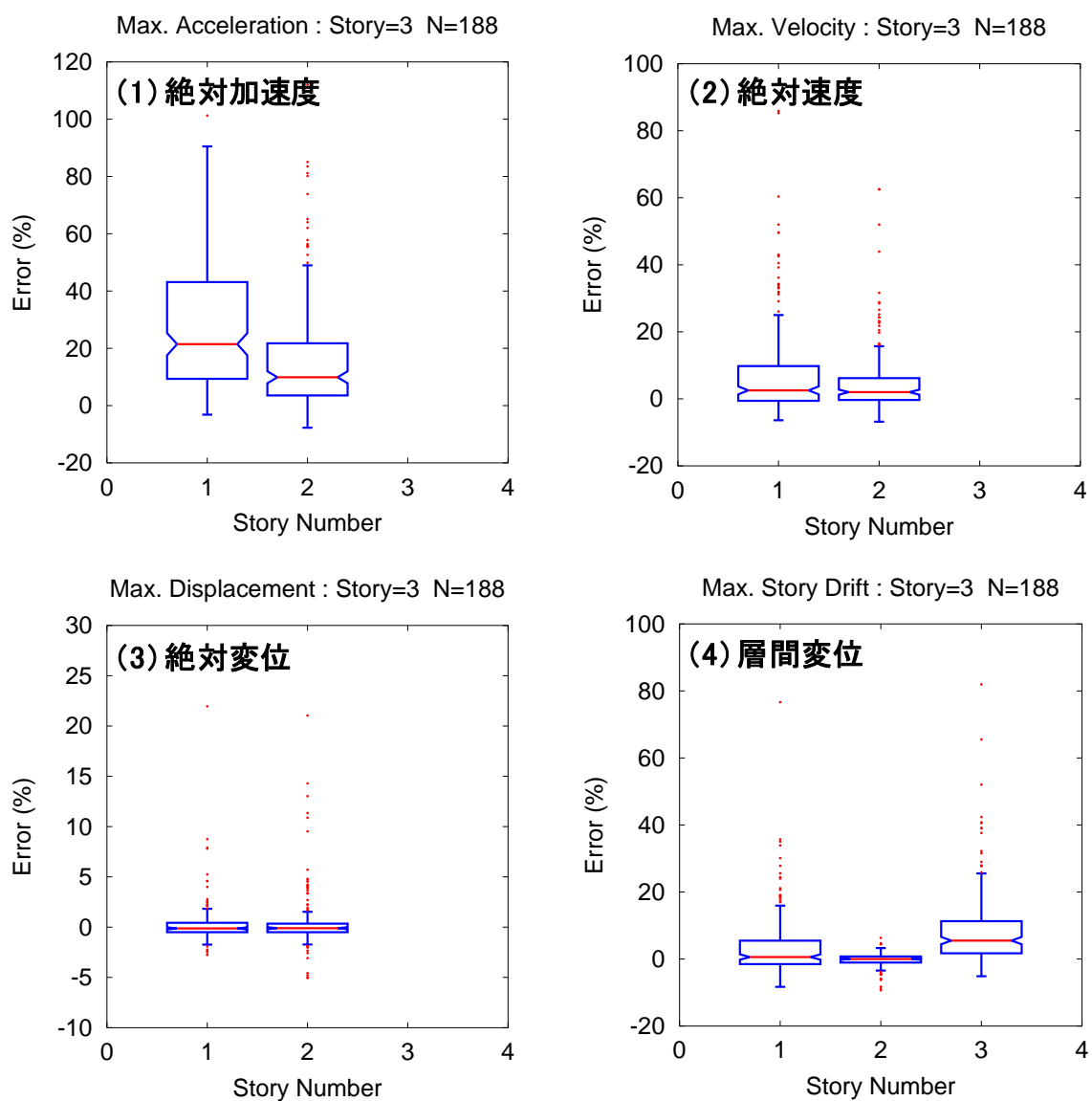


図3.46 3層の解析モデルによる各層応答推定誤差 (箱ひげ図)

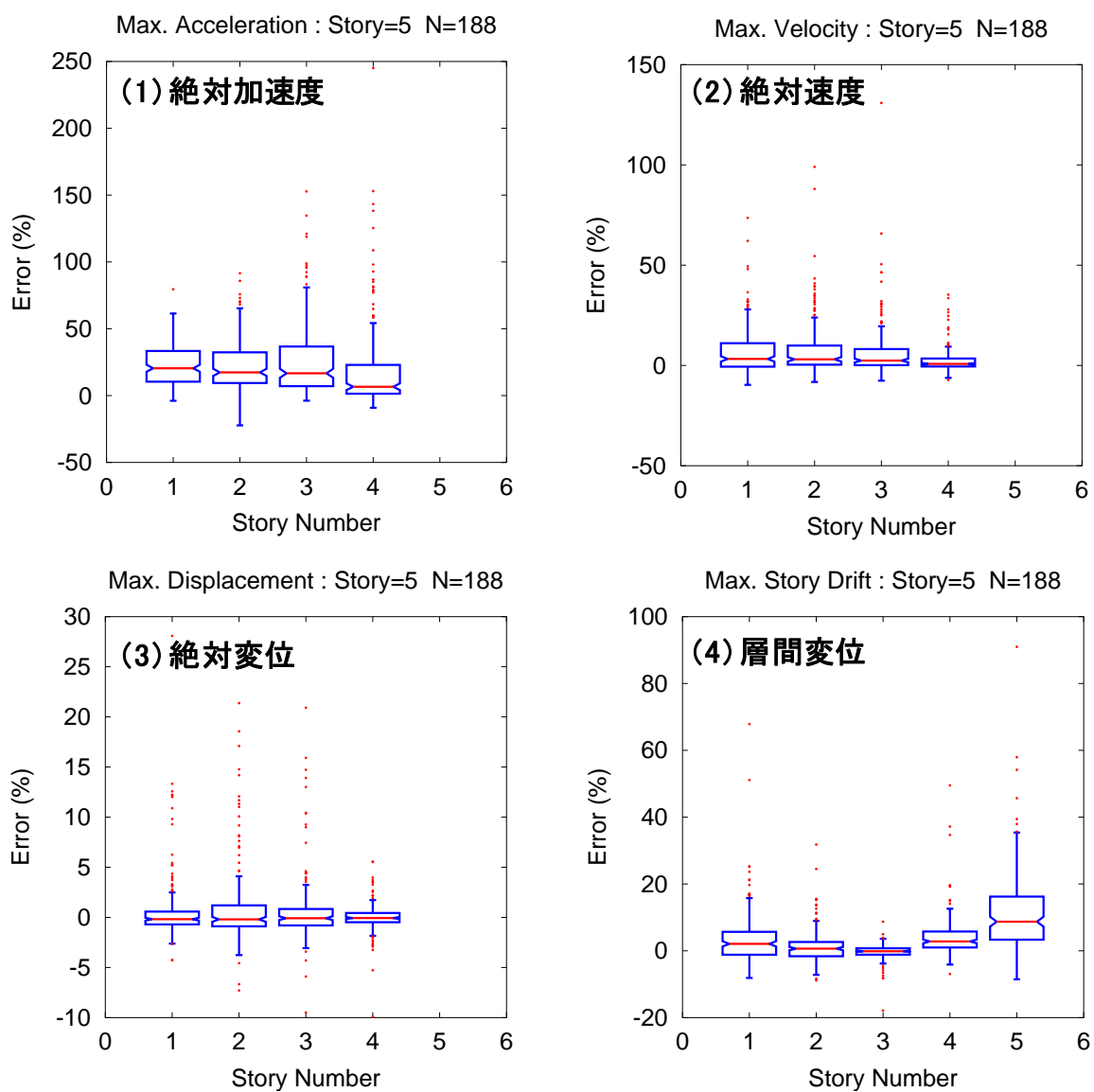


図3.47 5層の解析モデルによる各層応答推定誤差（箱ひげ図）

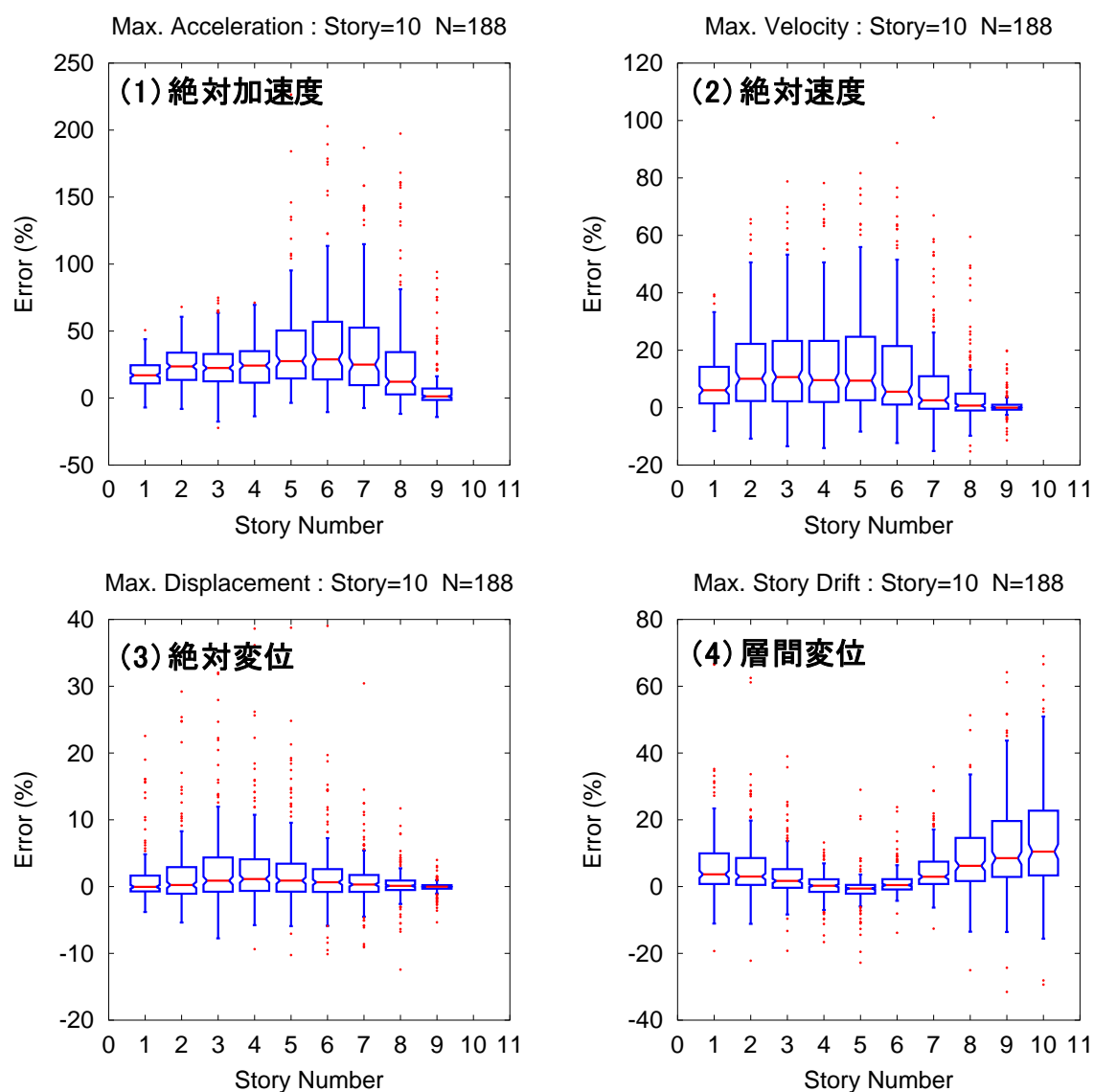


図3.48 10層の解析モデルによる各層応答推定誤差 (箱ひげ図)

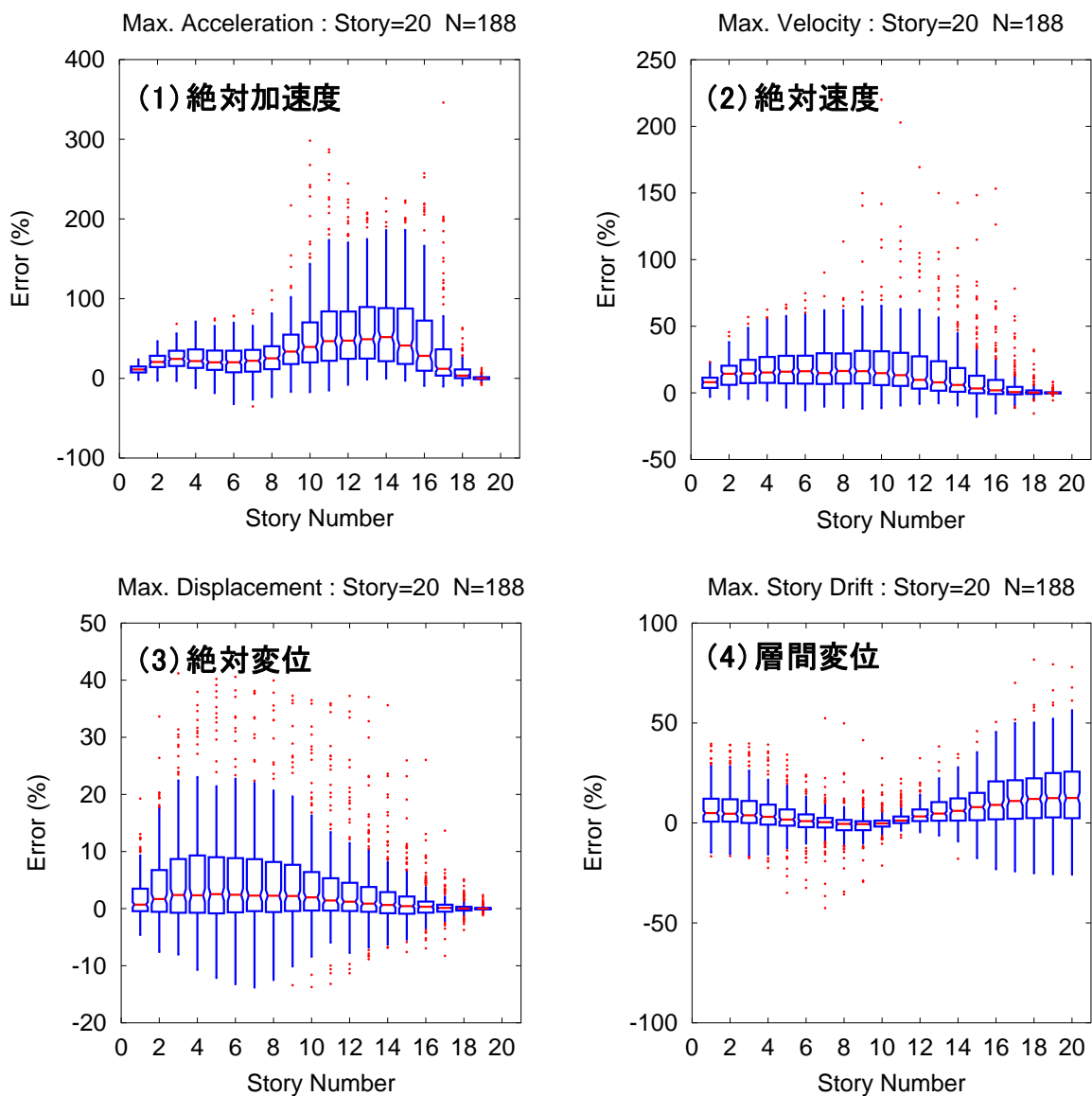
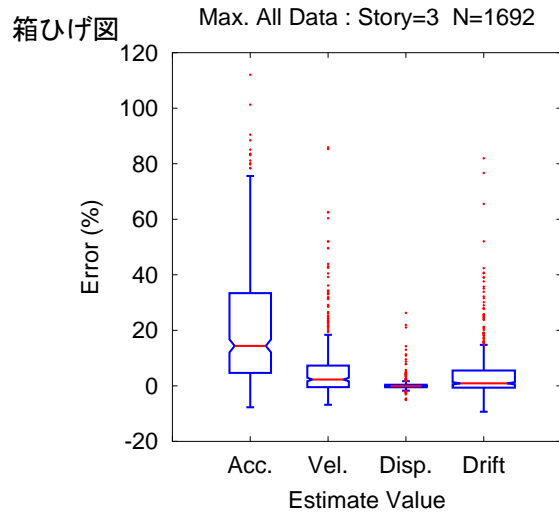


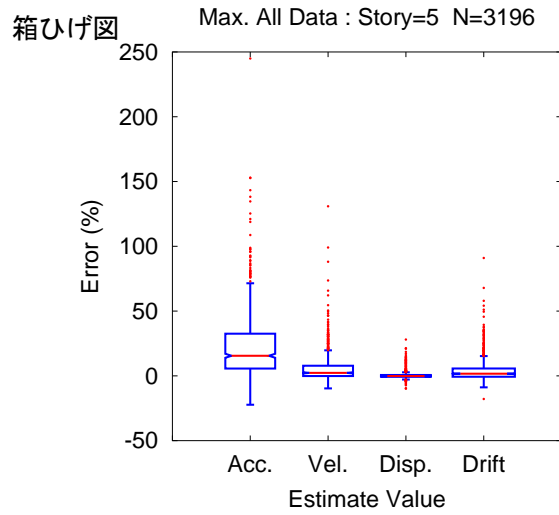
図3.49 20層の解析モデルによる各層応答推定誤差（箱ひげ図）



箱ひげ統計値

箱ひげ値 / 変数	加速度 Acc.	速度 Vel.	変位 Disp.	層間変位 Drift
最小値	-7.73	-6.82	-5.06	-9.33
第1四分位数	4.67	-0.46	-0.50	-0.65
中央値	14.39	2.28	-0.12	0.90
第3四分位数	33.39	7.31	0.40	5.52
最大値	112.04	85.91	26.29	81.96

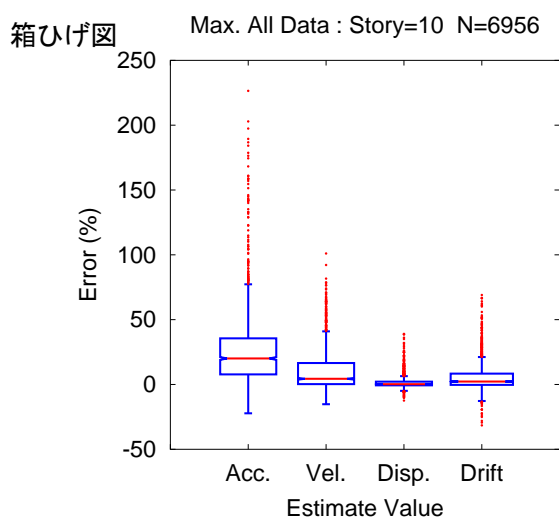
図3.50 3層の解析モデルによる全層応答推定誤差



箱ひげ統計値

箱ひげ値 / 変数	加速度 Acc.	速度 Vel.	変位 Disp.	層間変位 Drift
最小値	-22.29	-9.66	-9.91	-17.86
第1四分位数	5.65	-0.13	-0.71	-0.68
中央値	15.52	2.31	-0.13	1.65
第3四分位数	32.56	7.84	0.69	5.70
最大値	244.99	130.89	28.09	91.00

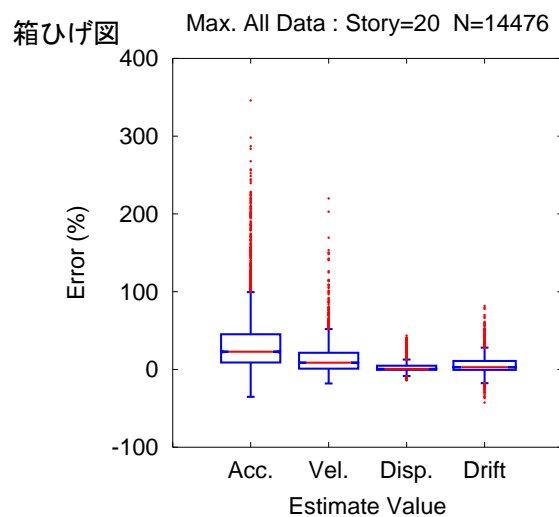
図3.51 5層の解析モデルによる全層応答推定誤差



箱ひげ統計値

箱ひげ値 / 変数	加速度 Acc.	速度 Vel.	変位 Disp.	層間変位 Drift
最小値	-22.26	-15.25	-12.43	-31.54
第1四分位数	7.78	0.25	-0.68	-0.30
中央値	20.07	4.40	0.24	2.27
第3四分位数	35.59	16.55	2.15	8.35
最大値	226.50	101.05	39.03	68.98

図3.52 10層の解析モデルによる全層応答推定誤差



箱ひげ統計値

箱ひげ値 / 変数	加速度 Acc.	速度 Vel.	変位 Disp.	層間変位 Drift
最小値	-35.17	-18.00	-13.81	-42.59
第1四分位数	8.93	1.01	-0.48	-0.57
中央値	22.84	8.71	0.64	2.96
第3四分位数	45.28	21.43	4.83	10.90
最大値	345.94	219.98	43.61	81.72

図3.53 20層の解析モデルによる全層応答推定誤差

第3章 2ヶ所のセンサにより得られた地震記録を用いた建物全層応答推定手法

以上までに示した箱ひげ図による推定誤差を、解析モデル毎にまとめたものを表3.4に示す。また、同表の推定誤差を、グラフ化したものを図3.54に示す。同図より解析モデルの層数が増えると、その推定誤差が大きくなっていく傾向が分かる。層数が最も多い20層モデルでは、誤差の中央値(Q2)は加速度最大値で22.8%、速度では8.7%、変位においては0.6%となり、誤差は、加速度から変位になるに従い小さくなっていく。この傾向は、どの解析モデルでも同じである。変位波形は加速度波形に比べて、高振動数成分の影響が小さいことからこのような誤差傾向になっていると考えられる。また、全般的に中央値と同様に、第3四分位点(Q3)においても、加速度から変位になるに従い小さくなっていく。

図3.55から図3.58に 実解析応答と推定応答の各層最大値の比較を示す。箱ひげ図においても、解析モデルの層数が増えると、その推定誤差が大きくなっていく傾向があることを示したが、モデルによらず加速度最大値には、中間層での振幅応答が小さい側において推定誤差が大きくなる傾向がみられる。また、加速度については、地震の特徴により高次成分を多く含むもあり、変位値よりは、誤差が非常に大きくなることもある。

同様に各層の図より層間変位最大値について見ると、層間変位値が小さい範囲で、25%誤差ラインを下回り過小評価をしていることが分かる。図からは読み取りがたいが誤差を求めると、その値は大きなものとなっていた。本検討の結果では、層間変位の誤差は小さくないが、大振幅であれば適切に推定できることになり健全性判断という目的は達せられると考えている。

表 3.4 解析モデルの全層での推定誤差の統計量（箱ひげ図）

解析モデル 層数	箱ひげ値 / 変数	加速度 Acc.	速度 Vel.	変位 Disp.	層間変位 Drift
3層	最小値	-7.73	-6.82	-5.06	-9.33
	第1四分位数	4.67	-0.46	-0.50	-0.65
	中央値	14.39	2.28	-0.12	0.90
	第3四分位数	33.39	7.31	0.40	5.52
	最大値	112.04	85.91	26.29	81.96
5層	最小値	-22.29	-9.66	-9.91	-17.86
	第1四分位数	5.65	-0.13	-0.71	-0.68
	中央値	15.52	2.31	-0.13	1.65
	第3四分位数	32.56	7.84	0.69	5.70
	最大値	244.99	130.89	28.09	91.00
10層	最小値	-22.26	-15.25	-12.43	-31.54
	第1四分位数	7.78	0.25	-0.68	-0.30
	中央値	20.07	4.40	0.24	2.27
	第3四分位数	35.59	16.55	2.15	8.35
	最大値	226.50	101.05	39.03	68.98
20層	最小値	-35.17	-18.00	-13.81	-42.59
	第1四分位	8.93	1.01	-0.48	-0.57
	中央値	22.84	8.71	0.64	2.96
	第3四分位	45.28	21.43	4.83	10.90
	最大値	345.94	219.98	43.61	81.72

注) 数値は推定誤差(%)

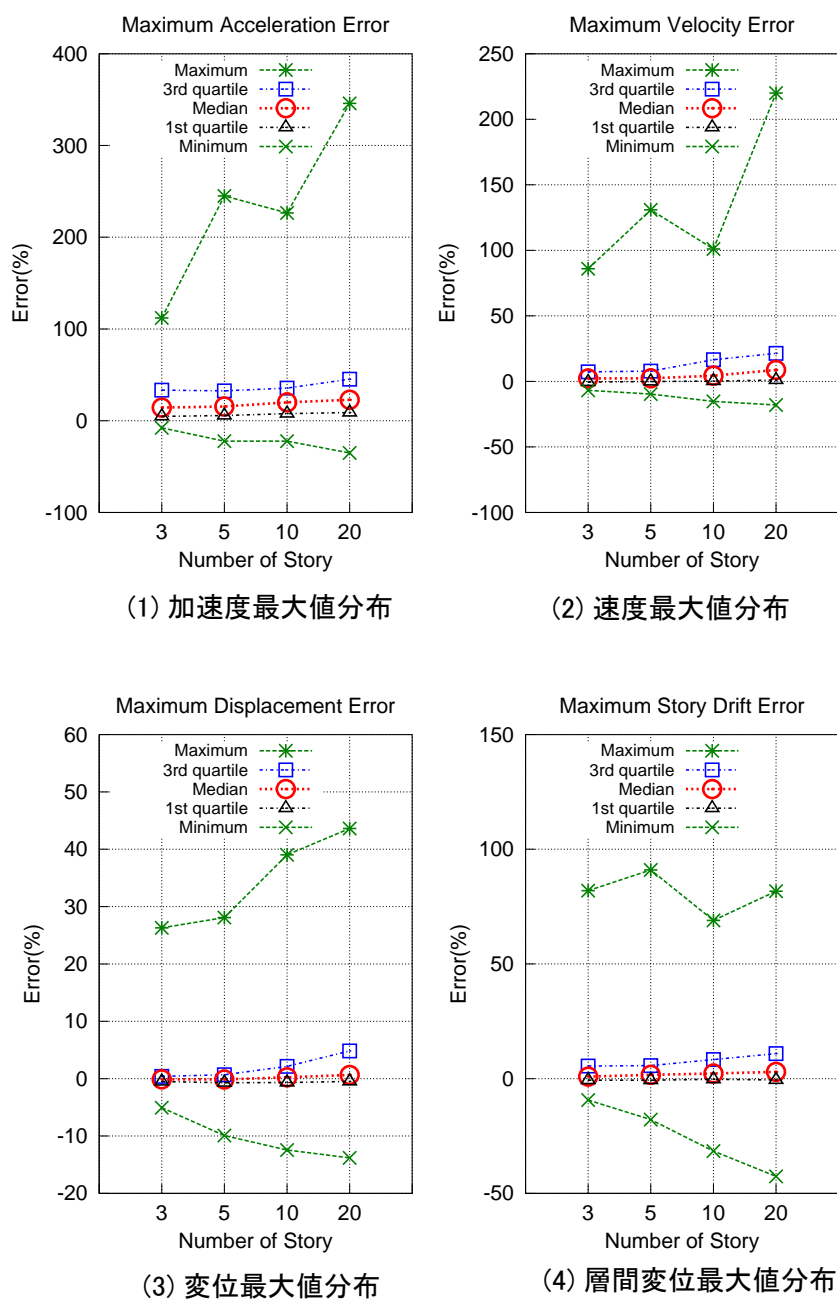
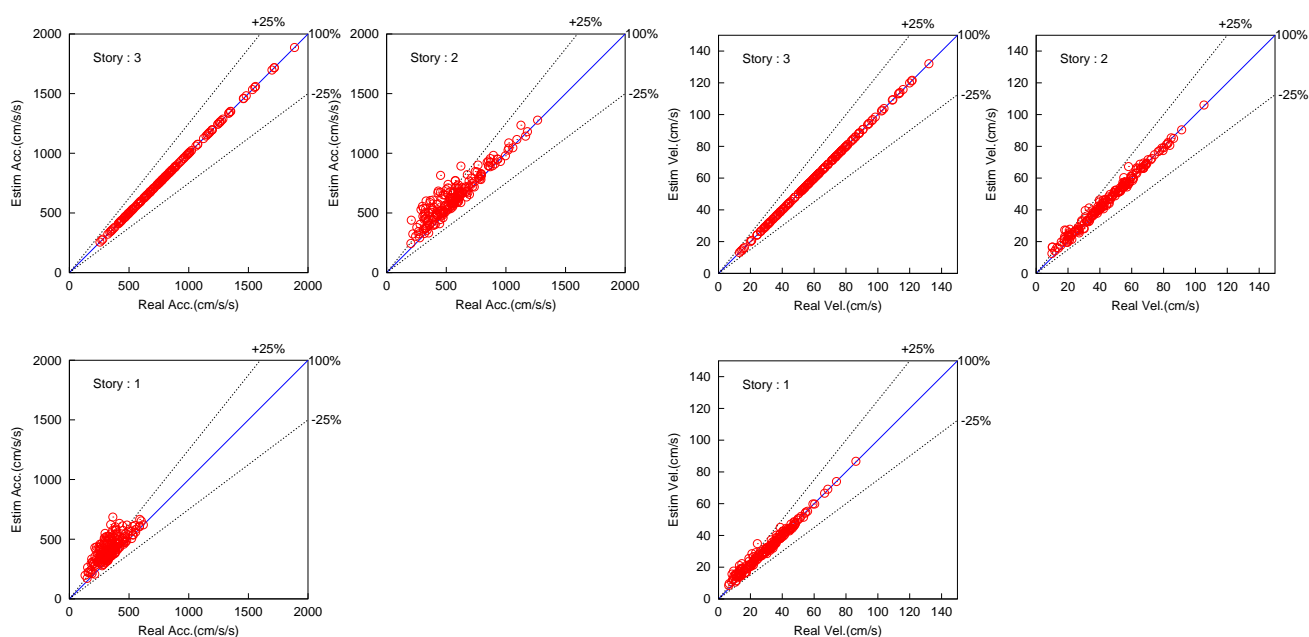


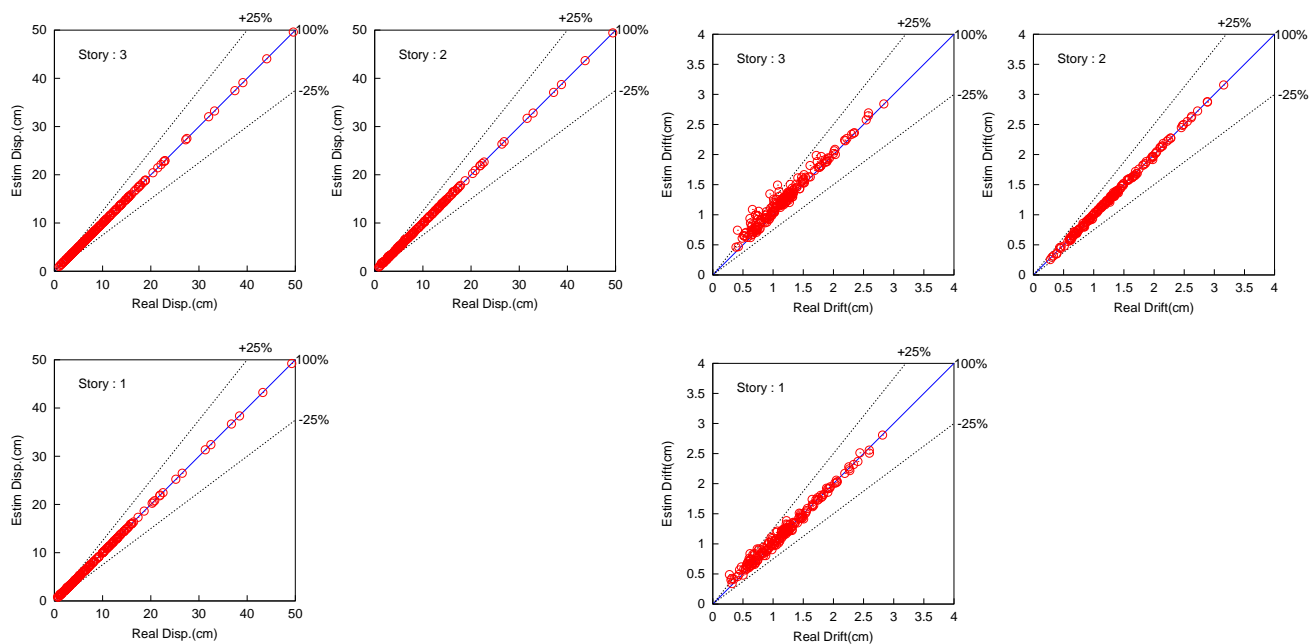
図 3.54 解析モデルの全層での推定誤差 (箱ひげ図の統計値)

第3章 2ヶ所のセンサにより得られた地震記録を用いた建物全層応答推定手法



(1) 絶対加速度最大値

(2) 絶対速度最大値

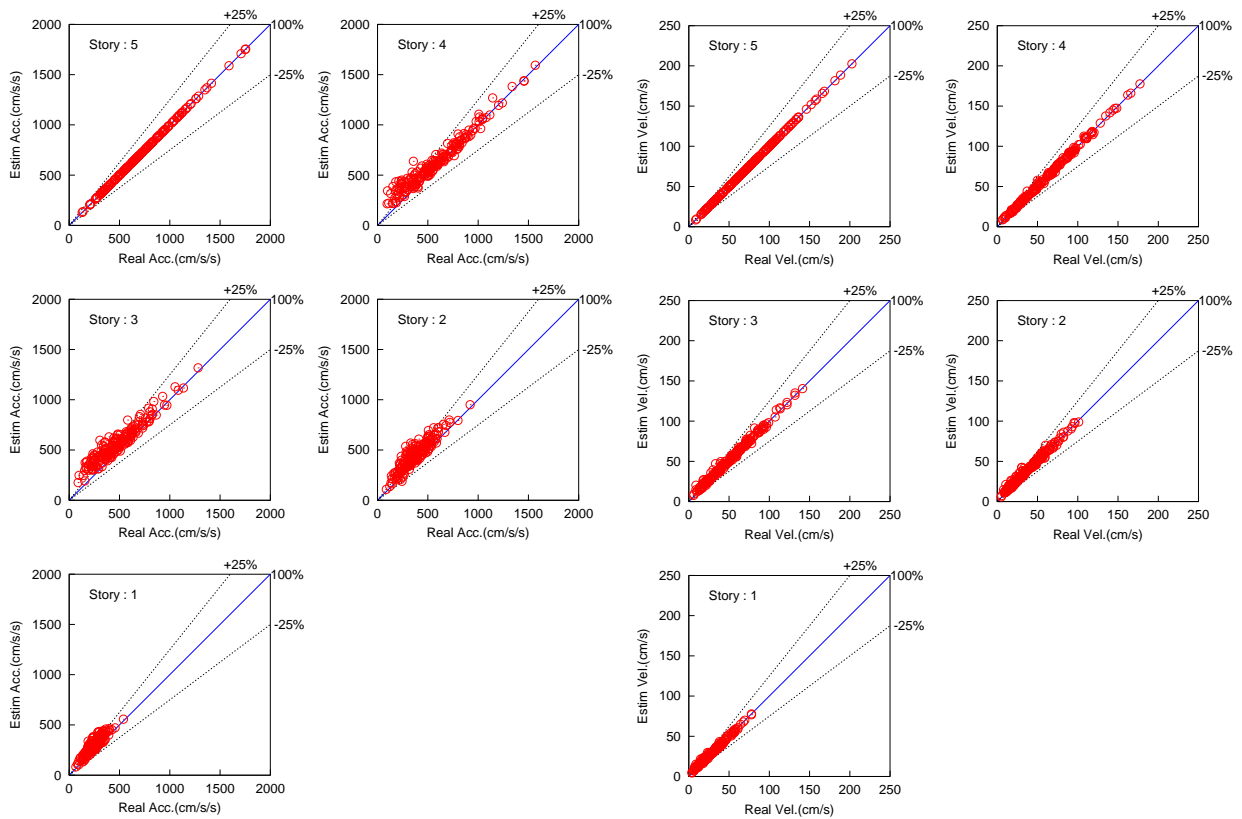


(3) 絶対変位最大値

(4) 層間変位最大値

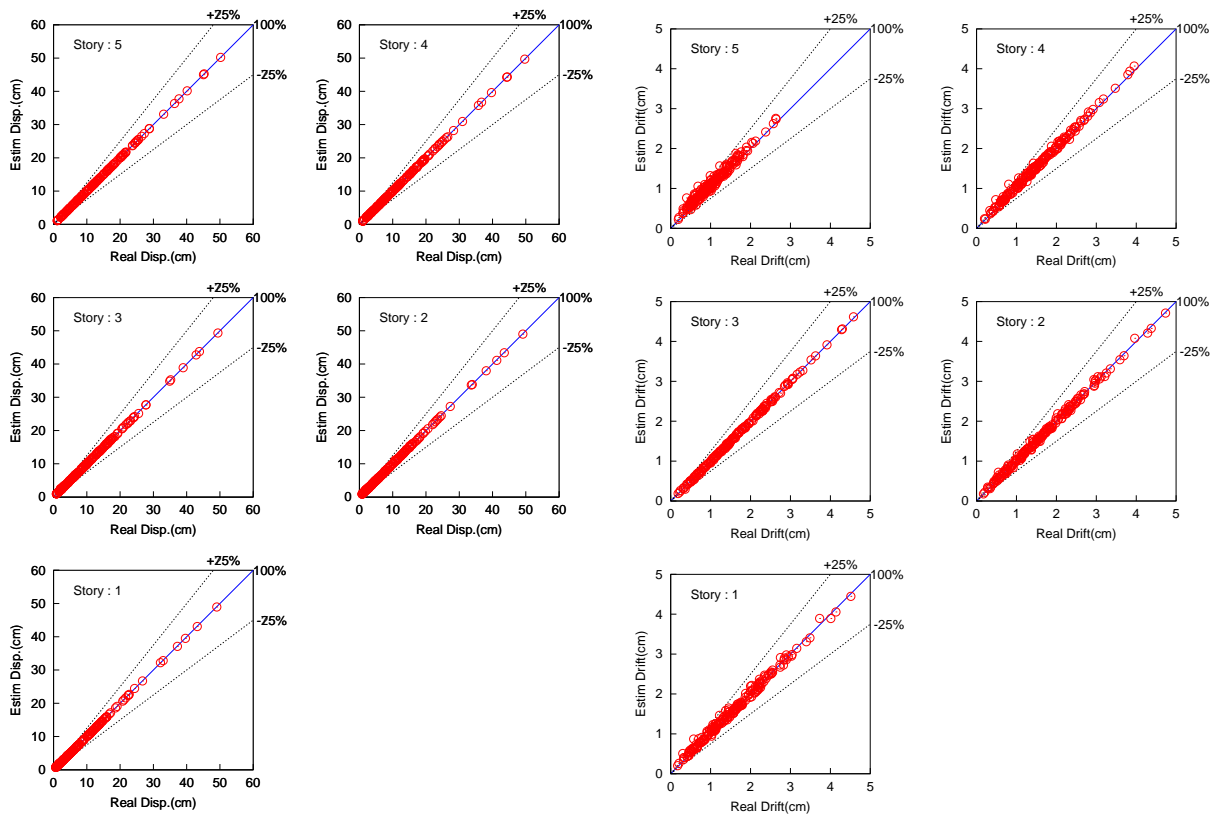
図3.55 3層解析モデルにおける応答推定最大値の比較（散布図：25%誤差範囲）

第3章 2ヶ所のセンサにより得られた地震記録を用いた建物全層応答推定手法



(1) 絶対加速度最大値

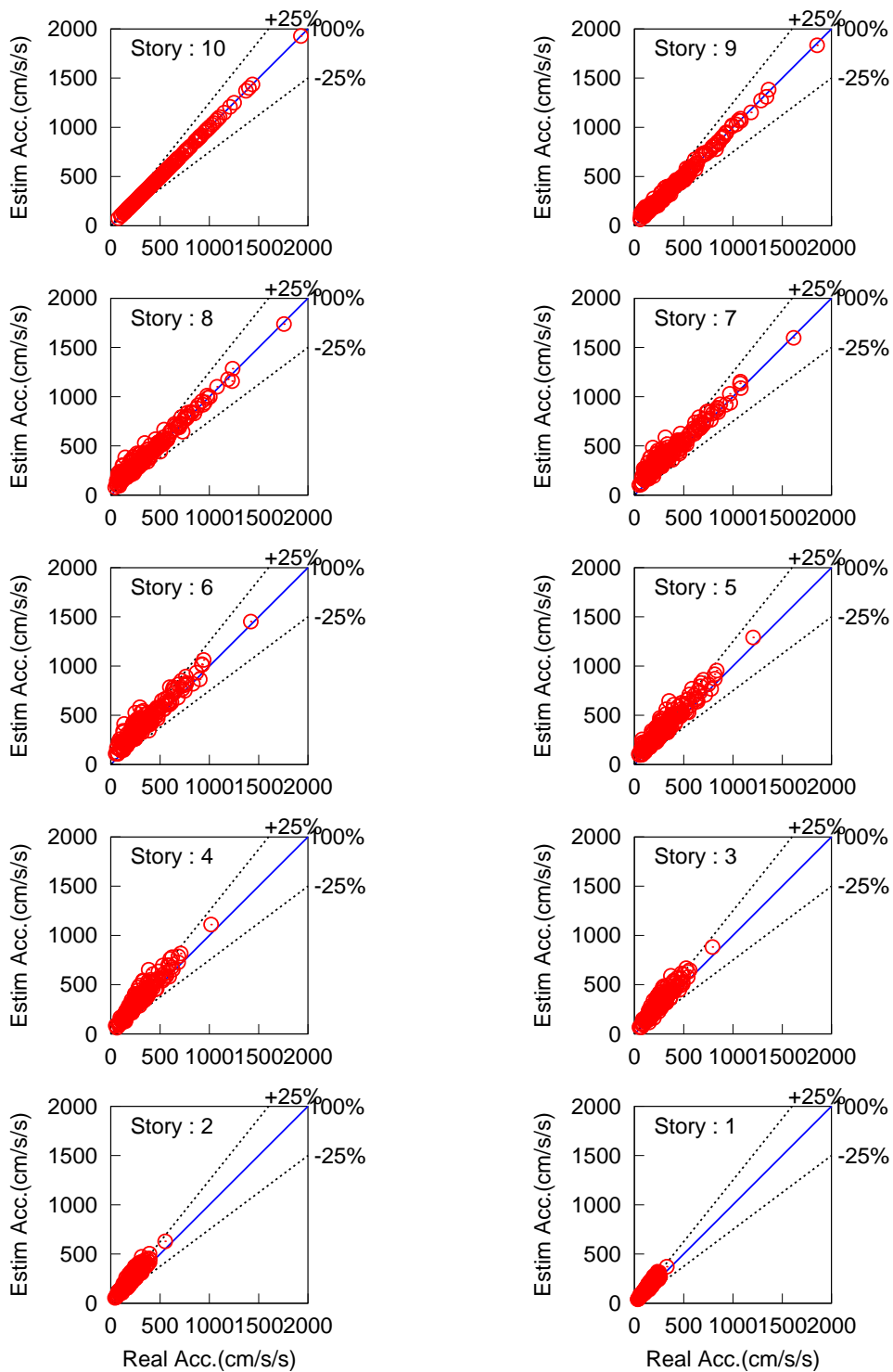
(2) 絶対速度最大値



(3) 絶対変位最大値

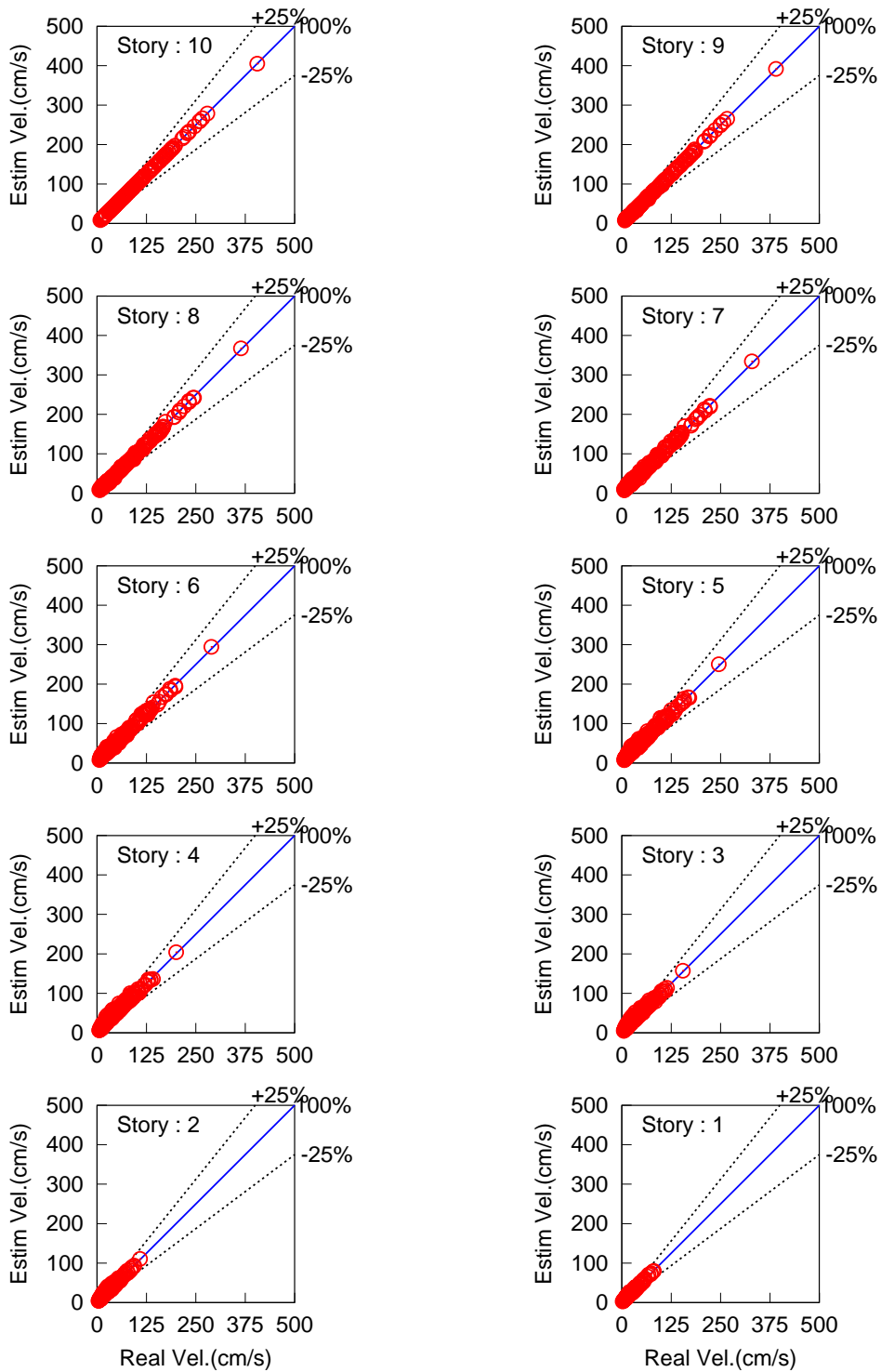
(4) 層間変位最大値

図3.56 5層解析モデルにおける応答推定最大値の比較 (散布図: 25%誤差範囲)



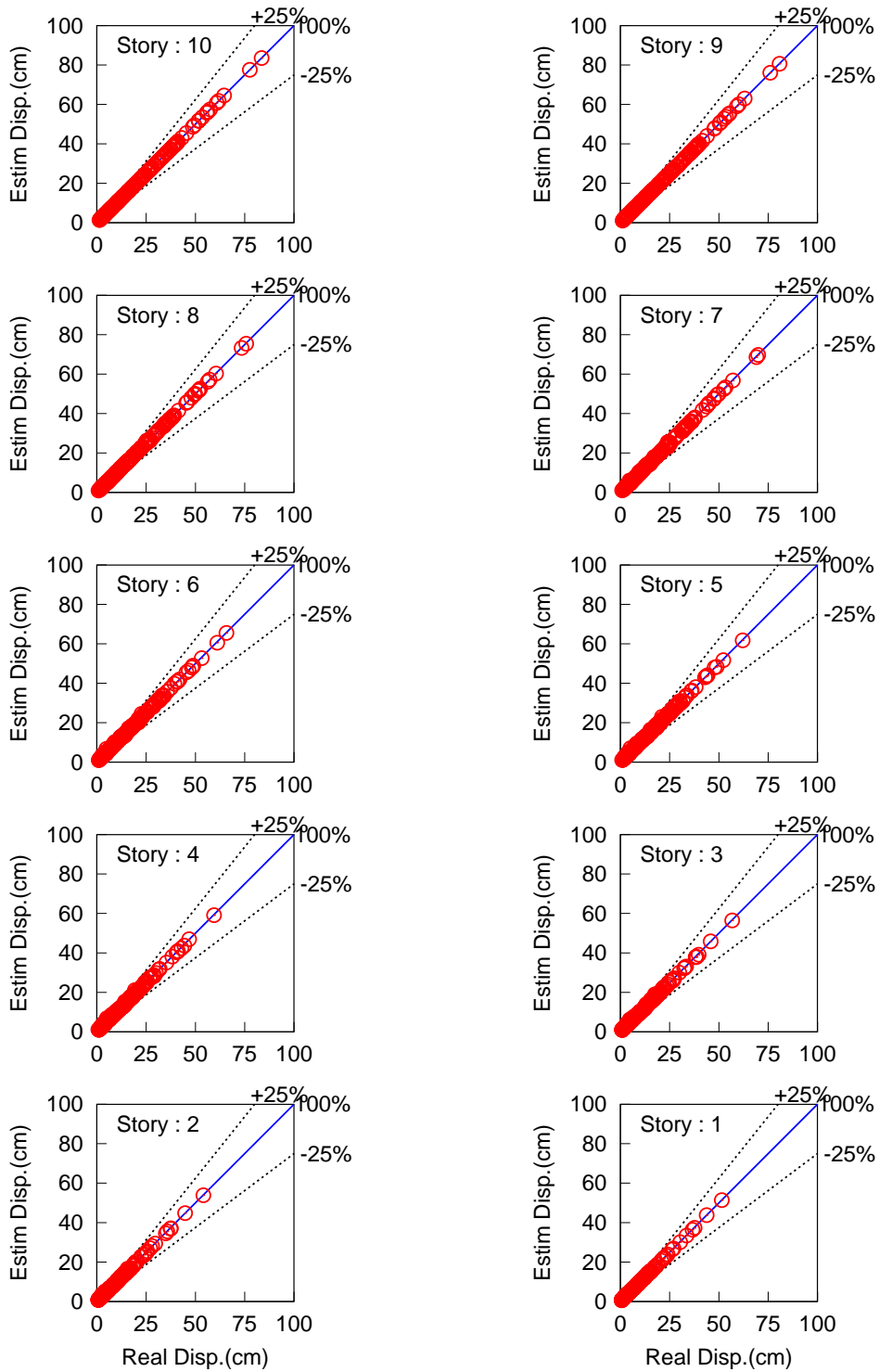
(1) 絶対加速度最大値

図3.57 10層解析モデルにおける応答推定最大値の比較（散布図：25%誤差範囲）



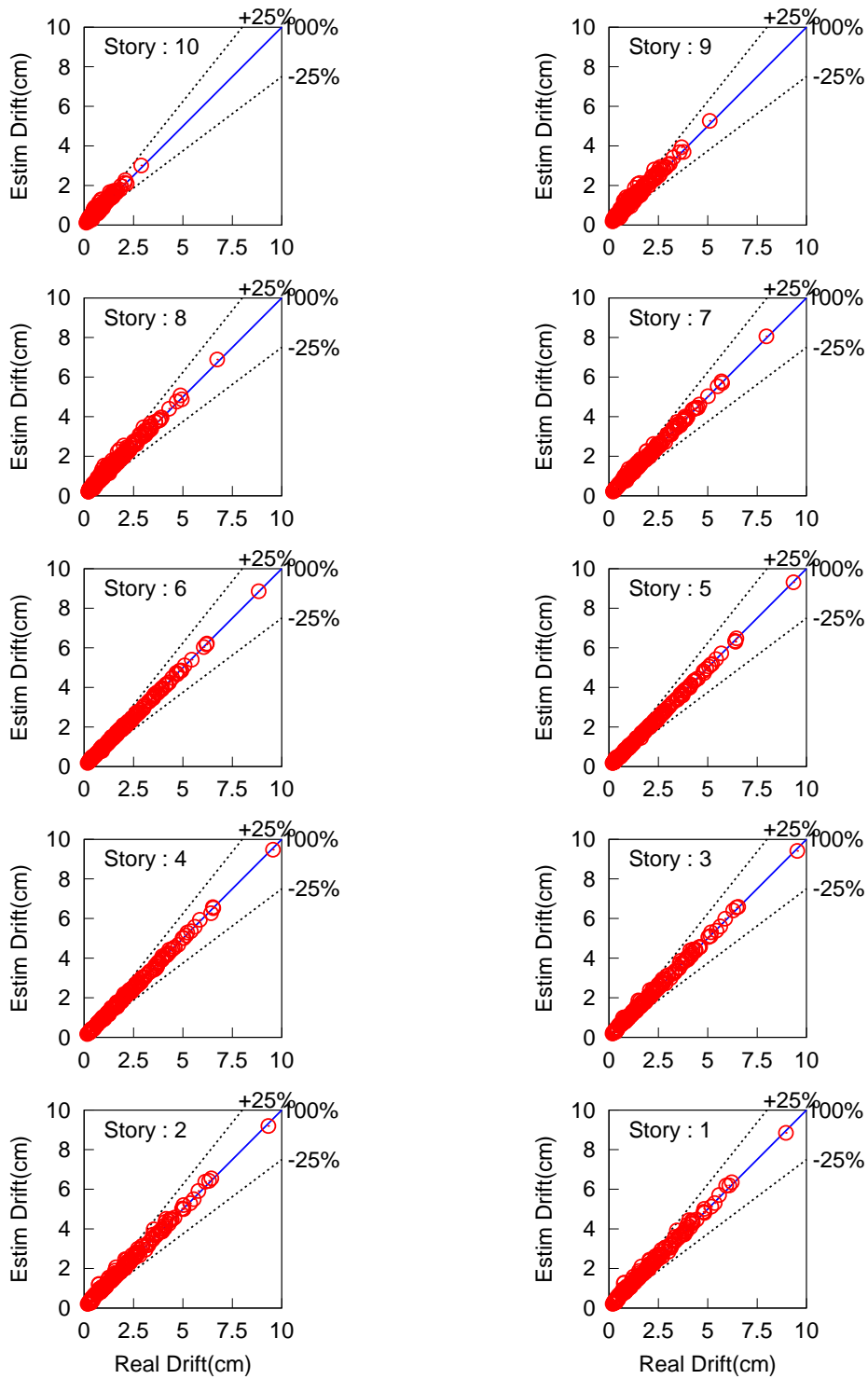
(2) 絶対速度最大値

図3.57 (続き) 10層解析モデルにおける応答推定最大値の比較 (散布図: 25%誤差範囲)



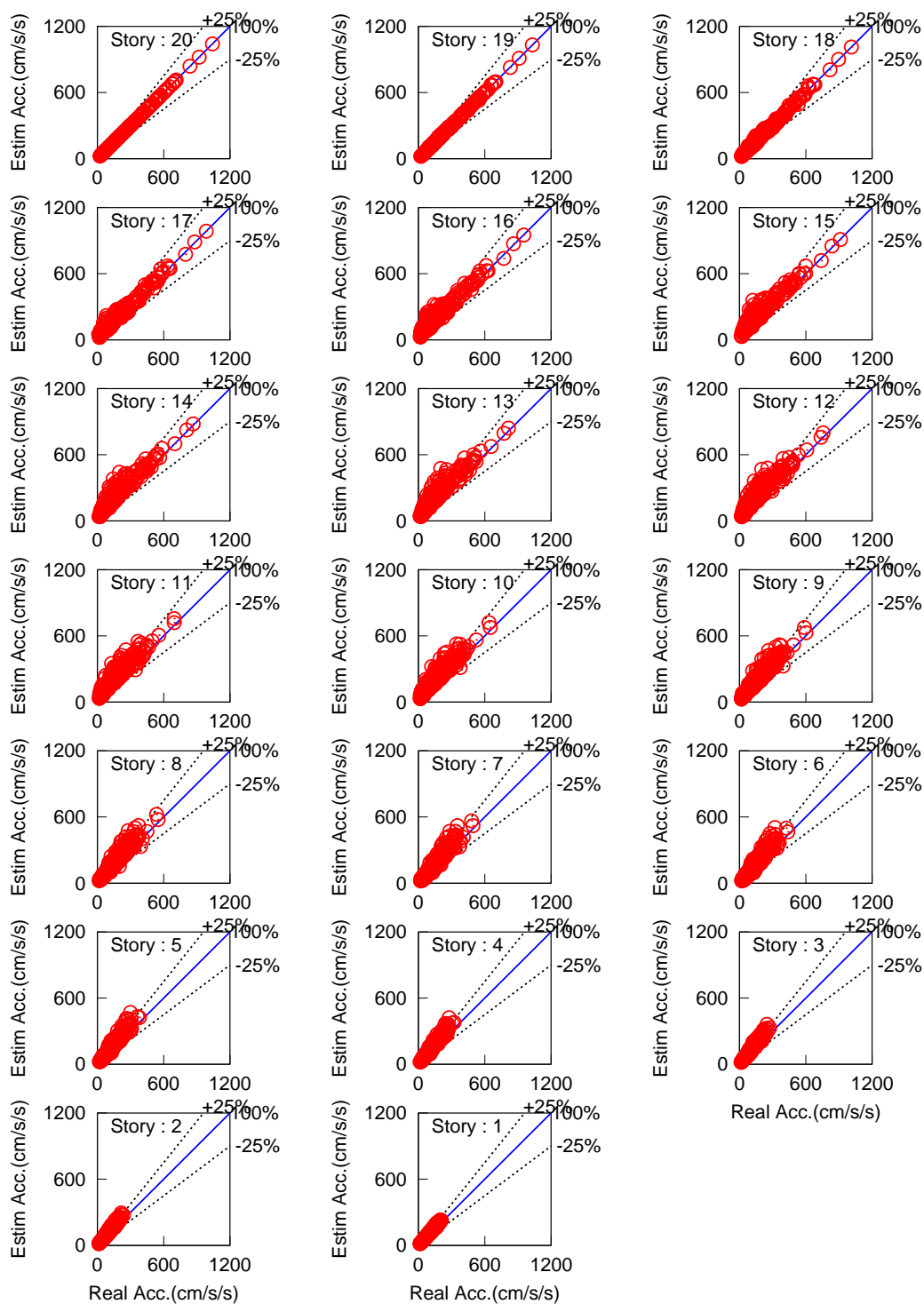
(3) 絶対変位最大値

図3.57 (続き) 10層解析モデルにおける応答推定最大値の比較 (散布図: 25%誤差範囲)



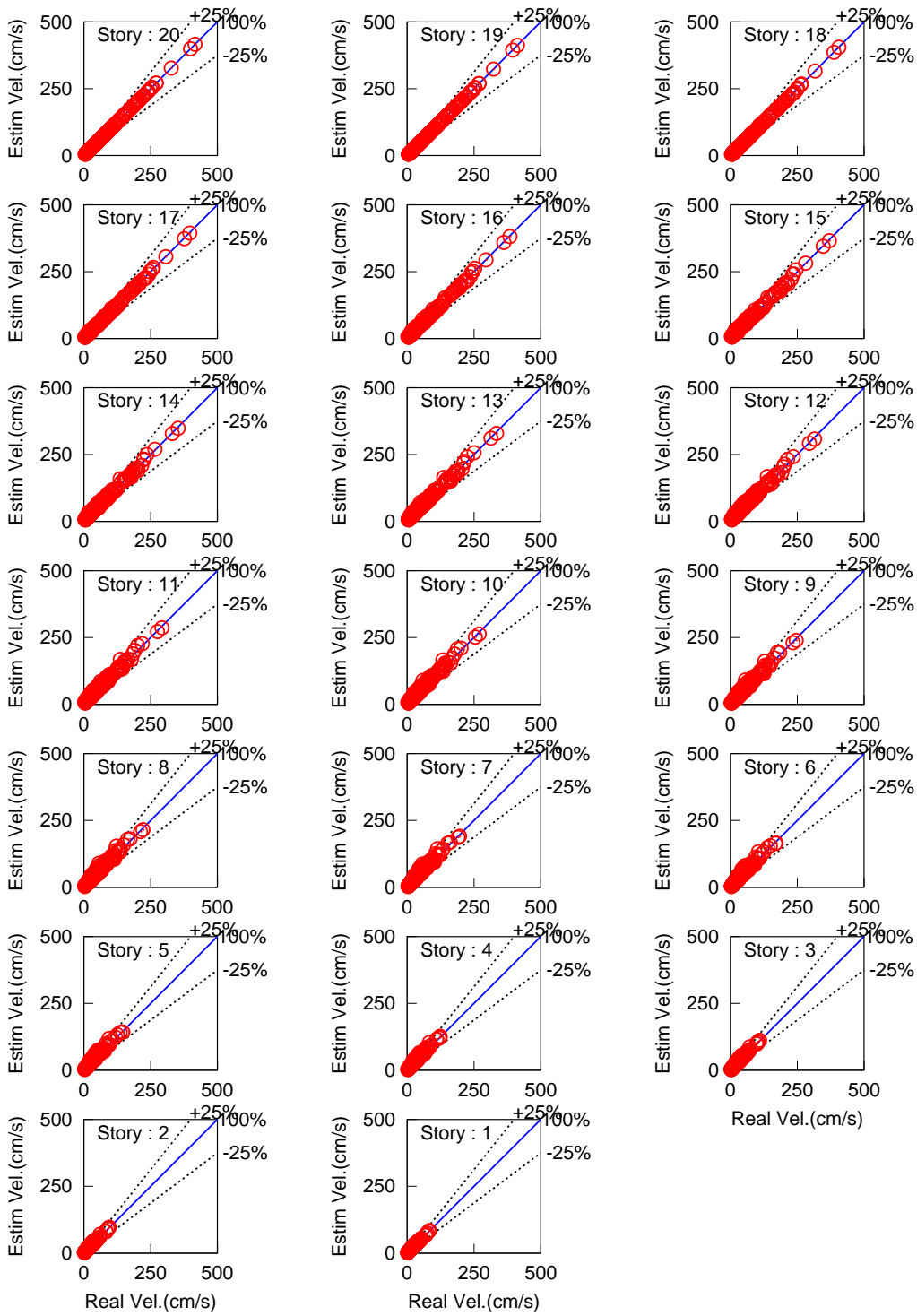
(4) 層間変位最大値

図3.57 (続き) 10層解析モデルにおける応答推定最大値の比較 (散布図: 25%誤差範囲)



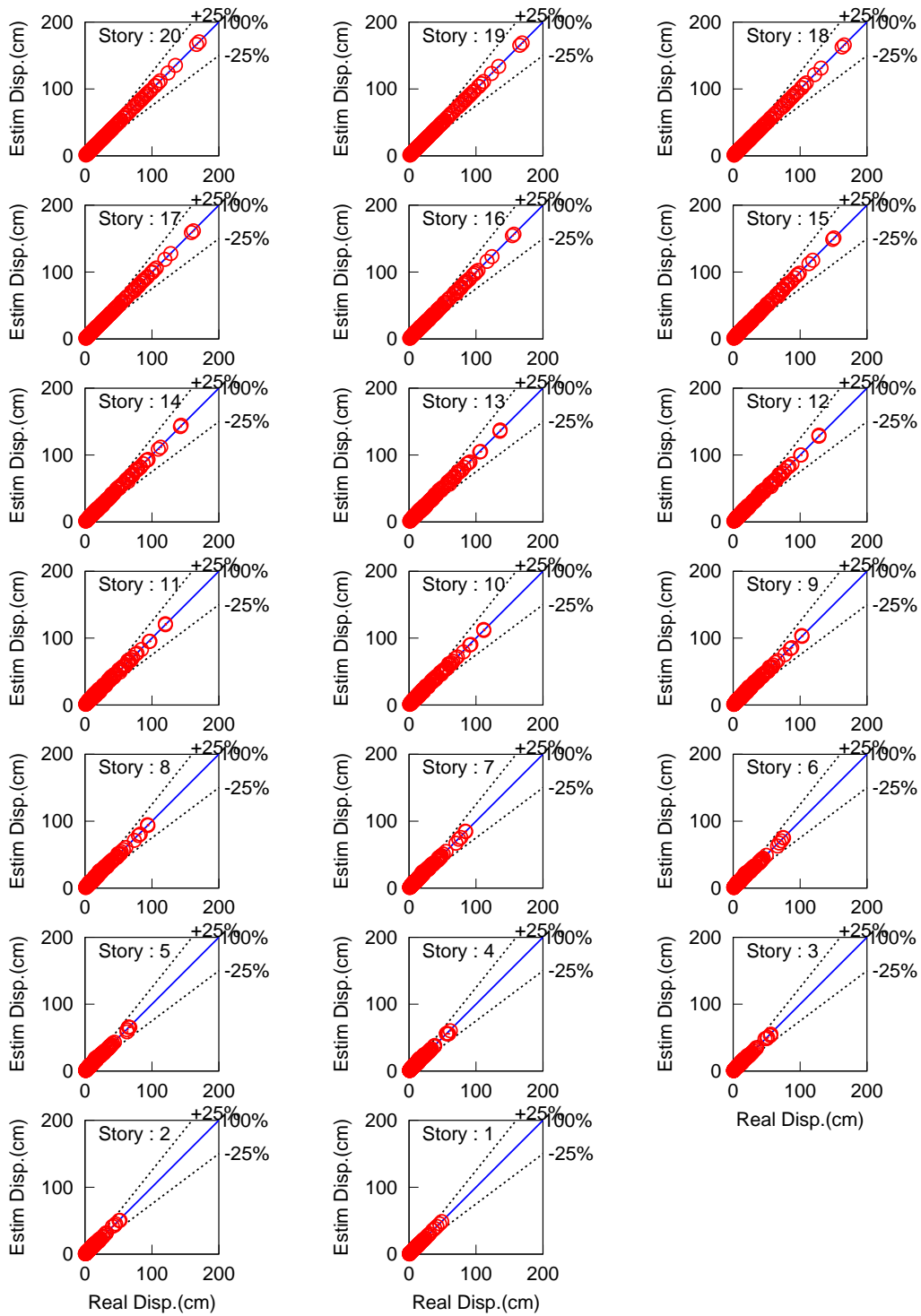
(1) 絶対加速度最大値

図3.58 20層解析モデルにおける応答推定最大値の比較 (散布図：25%誤差範囲)



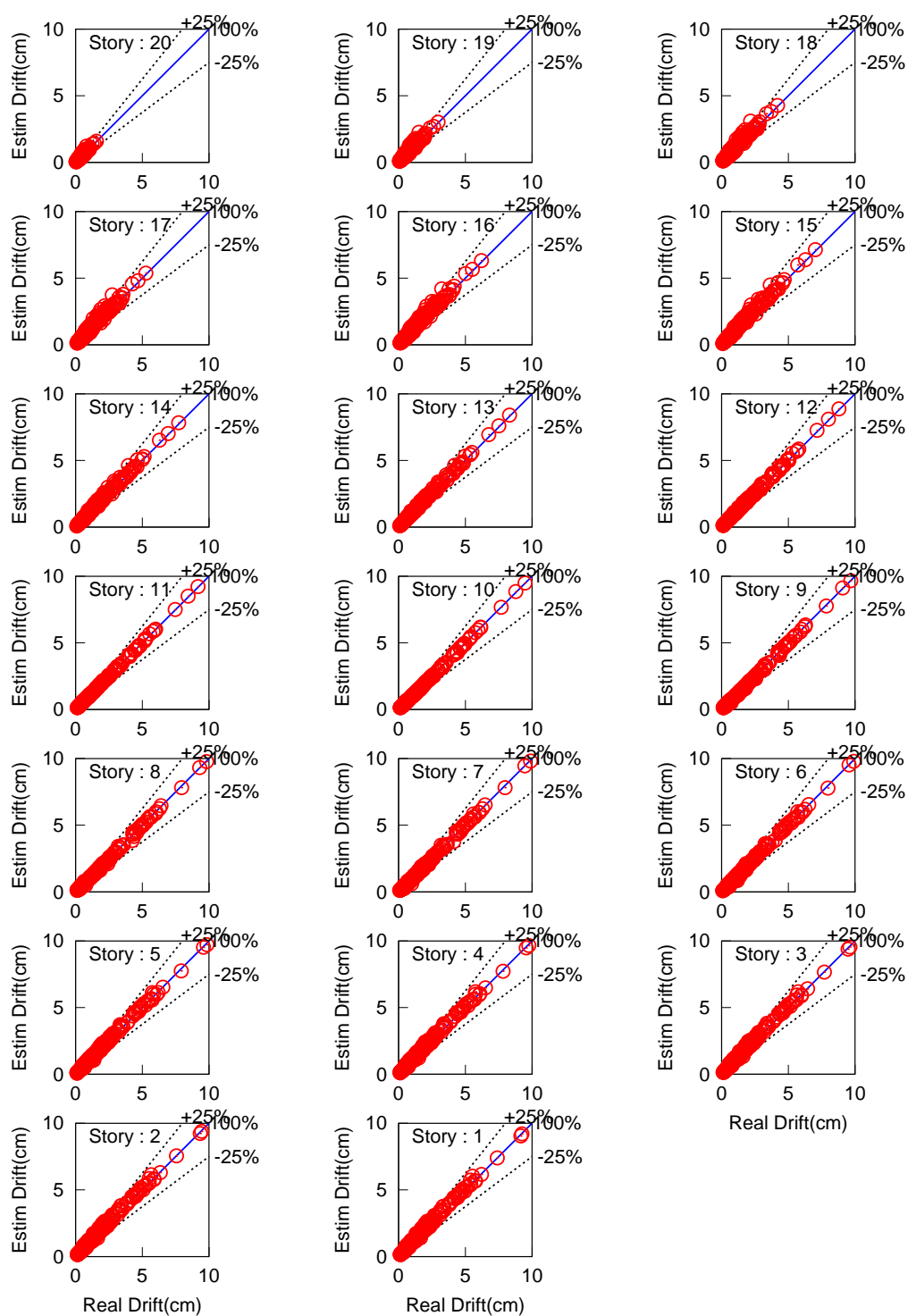
(2) 絶対速度最大値

図3.58 (続き) 20層解析モデルにおける応答推定最大値の比較 (散布図: 25%誤差範囲)



(3) 絶対変位最大値

図3.58 (続き) 20層解析モデルにおける応答推定最大値の比較 (散布図: 25%誤差範囲)



(4) 層間変位最大値

図3.58 (続き) 20層解析モデルにおける応答推定最大値の比較

3.6 まとめ

地震計（加速度計）は構造ヘルスマニタリングにおいて健全性を判断するために有効なセンサであるが、建物の限られた階（層）にしか設置されないことが多い。そこで、建物内の2ヶ所に設置された加速度計の地震記録を用いて、設置階以外の層における応答波形を推定する手法を提案した。建物内の2ヶ所で得られた地震動記録の伝達関数から建物の固有振動数を同定し、その振動数に対応した帯域を通過する応答波形に対して基準化した固有振動モード係数を掛け合わせ、それらを重ね合わせることで、観測点以外の層における時刻歴応答波形を推定する方法である。

まず2つの実建物で観測された地震記録を用いて提案した推定手法の評価を行った。ここで検討対象とした建築物には全階に各種センサが設置されており、推定手法の精度を確認するには最適であり応答推定結果を直接比較し確認することができる。この応答推定の誤差を確認するために、統計学で用いられる箱ひげ図を用いて評価した。

1例目の建物は、研究所実験施設の5階建ての実建物である。本建物は実験施設であることから、一般建物とは違い変則的な階高となっているのが特徴的であり、1階部分においては、柔部材と剛部材の混合配置により地震エネルギーを集中し応答低減する制震構法が採用されている。この建物で観測された東北地方太平洋沖地震の本震・余震の記録を含んだ、12地震について応答推定を行った。建物での振動モードは、観測された12地震記録から求めた。東北地方太平洋沖地震の本震・余震の記録で推定された応答波形は、非常に精度よく再現できた。当然、最大値の対応も良好であり本震における層間変位最大点における誤差は7.1%以下であった。このことは、本論文で提案している手法は実建物の応答推定に十分適用できることを意味している。また12地震の最大応答推定値の誤差は、全層をまとめた場合、加速度最大値の第1・第3四分位点の範囲（50%のデータ）が-0.7%から4.0%、速度最大値で-1.8%から1.8%、変位最大値で-0.7%から2.4%、層間変位最大値で-54.8%から-8.5%という結果となった。層間変位最大値においては、小さめに評価をしていることが分かった。

2例目の建物は、1例目と同じ敷地にある研究所実験施設の鉄骨造建物（6階）である。この建物は、2階に慣性質量ダンパーを備えた制震構造となっている。本建物でも、全層の応答が観測されていることから、モデルを介した計算をすることなく本手法の妥当性の確認が可能である。この建物における基準化振動モード係数は、設置されている加速度計により常時微動計測から求めた。例として、茨城県南部の地震記録の推定応答波を示しており、その加速度波形は、高次モードの影響で波形振幅がやや異なっているが、全体的に実記録と推定波形とは、ほぼ一致しており、波形の形状、位相、最大値ともに非常に良い推定ができています。また変位応答波形は、ほぼ一次モードで構成されていると考えられ、非常に精度よく推定できた。全層をまとめた最大応答値の推定誤差は、加速度最大値の第1・第3四分位点の範囲（50%のデータ）が7.4%から37.2%、速度最大値で1.8%から14.5%、変位最大値で-0.1%から6.2%、層間変位最大値で-37.3%から-6.1%という結果となった。全体的な誤差は、1例目の建物より大きくなっている。その理由として、2階にある制震ダンパーによって、地震応答時の振動モードが振幅により変化していることが考えられる。つまり、本推定手法のように基準化振動モードを用いた手法では誤差に影響するため、適切なモード形状を設定する必要がある。

最後に、提案した推定手法の精度を確認するために、質点系解析モデルに対して3次までの振動モードを考慮して線形の時刻歴応答解析を行い、その応答波形について本手法を適用し応答を推定した。解

第3章 2ヶ所のセンサにより得られた地震記録を用いた建物全層応答推定手法

析モデルは、3、5、10、20層の4ケースとし、入力地震動として2011年東北地方太平洋沖地震における強震ネットワーク K-NET の188記録を用いた。頂部の応答波形を基に加速度、速度、変位および層間変形の波形を推定し、応答値の最大値に関する誤差を求めて、本手法の精度を確認した。

その結果、入力された地震波特性によっては、大きな誤差をもって推定されるケースがみられるが、低層であればあるほど誤差は小さく、成分としては加速度、速度、変位の順に精度が良く推定される傾向がみられた。解析モデルの層数が増えると、その推定誤差が大きくなる傾向が見られた。具体的には、層数が最も多い20層モデルでは、誤差の中央値(Q2)は加速度最大値で22.8%、速度では8.7%、変位においては0.6%となり、誤差は、加速度から変位になるに従い小さくなっていく。この傾向は、どの解析モデルでも同じである。変位波形は加速度波形に比べて、高振動数成分の影響が小さいことからこのような誤差傾向になっていることが確認された。

以上をまとめると、同一地点に建つ2棟の建築物の結果では、大きな振幅であれば本手法で推定した中間層の応答は、安全側での評価と考えられよう。小さな振幅であっても、第1・第3四分位の範囲であれば、変位最大値は10%程度の誤差に収まる。層間変位はこれよりも誤差範囲が広がり小さめに推定されることが多い。質点系解析モデルの結果から、様々な入力と様々な建築物を考えると、本推定手法の誤差は拡大してゆく。ただし、変位応答、速度応答の推定誤差の中央値(20質点モデル:Q2)はそれぞれ0.6%、8.7%であり、この2つの指標の推定には使えるであろう。

本手法の課題としては、高次モード成分における波形の推定誤差を小さくする処理方法を考える必要がある。入力地震動の特性により、高次振動が卓越するケースでは大きな誤差をもって評価されることもあることから、適切なモード係数の設定が必要である。今後は、こうした問題の改善を考え、推定精度を向上させ、さらに実験や観測による検証を行っていきたい。

参考文献

- 【1】 岡田敬一、片岡俊一：長期地震観測データによる建物振動特性の変化とその応答変形推定に関する一考察、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造 II、2011.8、pp.851-852.
- 【2】 岡田敬一、片岡俊一：観測データによる建物全層の地震応答推定に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造 II、2012.9、pp.539-540.
- 【3】 岡田敬一、片岡俊一：鉄骨造建物の常時微動特性と地震観測データによる全層応答推定、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造 II、2013.8、pp.117-118.
- 【4】 品川 祐志、三田 彰：1 台の加速度センサのみを用いた建築構造物の振動応答推定手法、日本建築学会技術報告集、第 19 巻、第 42 号、2013 年 6 月、pp.461-464.
- 【5】 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、第 13 巻、第 4 号、2013 年 4 月、pp.38-54.
- 【6】 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、第 78 巻、第 683 号、2013 年 1 月、pp.61-70.
- 【7】 斎藤知生：モード解析型多入力多出力 ARX モデルを用いた高層建物のシステム同定、日本建築学会構造系論文集、第 508 号、1998 年 6 月、pp.47-54.
- 【8】 長松 昭男：モード解析、培風館、1985 年、pp.275-293.

第4章

減災のためのモニタリングシステム開発

4.1 はじめに

前2章で開発したシステムを建築物に導入することにより、地震直後に建築物の健全性を確認することが、これまでに比べて極めて容易にかつ精度よく行えるようになる。第2章で述べた変位記憶型センサシステム（ローカルモニタリング）は、地震直後における構造体の健全性を判断可能なシステムであると同時にリアルタイムな処理への組み込みも可能である。筆者が開発し研究に利用している構造ヘルスマニタリングシステム^{[1][2]}のような、地震の揺れを観測する加速度センサ（グローバルモニタリング）と同時に設置し記録することにより、2つのシステムからの情報が入手できることからより確度の高い判断が可能となる。さらにシステムが2重化されたことで信頼性の向上にもつながる。また、第3章で述べた建物全層応答推定手法では、振動センサが設置されていない階の地震応答が推定でき、室内を含んだ建物全体の被害状況を推定する情報が得られる。第2章で開発した変位記憶型センサシステムが設置されている階では、システムが2重となり、別個のデータが得られることからより正確なデータが得られることは勿論である。

しかしながら、大きな意味での被害軽減あるいは総合的な防災性能の向上を目指すのであれば、前2章で開発されたものだけでは不十分であろう。最近では、IT技術の進歩とともに、さまざまな地震災害軽減用のシステムが開発され、簡単に利用できるようになってきている。例えば、既存のシステムと緊急地震速報^{[3][4]}を組み合わせることで、地震の揺れが来る前にエレベータの停止、非常放送の発報などが可能となり、建物を利用する人々が2次的な災害に合う前に危険な状態から脱出することが可能となる。つまり、地震に対する減災を考える上では、既存システムと構造ヘルスマニタリングシステムとを組み合わせ利用することが考えられる。大地震の事前、最中、直後といった様々な場面・時点で、既存システムと構造ヘルスマニタリングシステムとを組み合わせたシステムが活用可能であろう。

本章では、まず2章、3章で示したセンサシステムや推定手法を実装した建物を紹介する。次に、緊急地震速報をはじめとする既存システムを活用した複合システムの構築を示す^[5]。

4.2 開発したセンサおよび推定手法を導入した建物

4.2.1 変位記憶型センサと加速度計測システム

本節では、第2章で示した変位記憶型センサシステムを構造ヘルスマニタリングシステムに組み込み実用化した例を示す。この建物での変位センサシステムは、常時の地震監視には動的観測の変位計として稼働し、非常時においては、単独での計測利用が可能としている、

システムが導入された建物は、東京都港区に立地する延べ床面積が、47,135m²、地下2階、地上25階建ての上部構造が鉄骨造の制震建物である。図4.1に建物でのセンサ配置を示す。建物には3成分加速度計がB1階、13階、最上階の24階の3か所に設置している。本建物は、制震構造であり、その装置としてオイルダンパー（建物Y方のみ）とパネル型ダンパー（建物X方向のみ）が設置されている。このうち7階、13階、19階の2方向のダンパー装置に計6台の変位記憶型センサ（直線変位のみ計測：以下、変位計）を取り付けた。また、これらの階のEPS（電気設備パイプスペース）には、非常時にそれぞれの変位計の出力を計測するための非接触計測装置を配置している。同時に各センサからアダプタアンプで分岐されたケーブルを、地下にある防災センターに設置された地震収録装置まで配線している。図4.2にこれらセンサシステムの外観を示す。図4.3には、構築されたセンサシステムのブロック図を示す。

図4.4には、加速度計と変位計の設置状況を示す。加速度計は、床面にアンカーボルトで固定している。変位計は、ダンパー部の伸縮する位置にスタットボルトで固定し、計測に必要な長さのロッドを継ぎ足している。

本システムでは、加速度計の出力から地震の揺れを検知して地震収録装置に記録する。加速度計、変位計（自動切替えアダプタアンプ付）の出力が計測パソコンに内蔵されているA/D変換器にて取り込まれる。サンプリング周波数は、100Hzとして、地震を検知すると、最低80秒間の記録が収録され、揺れが続く限り記録を取り続ける。地震の揺れが収まると、各種の計算処理を行い情報表示器に表示を行う。図4.5に地震収録システムの稼働状況を知らせる情報表示器とプリンタの動作状況を示す。本システムでは、大地震の際に停電が発生することを想定し、システム全体が稼働可能なように無停電電源装置を標準装備としている。停電時の稼働時間は10分間を想定し、地震記録5分間を最長区間として一連の動作・計算処理を繰り返す。こうすることで最低限、本震の揺れの処理ができるようにしている。これにより、プリンタに結果が確実に出力され、停電したことで情報が分からなくなるような状況を回避している。

次に防災センター管理者の変位計システム活用方法を説明する。地震が発生し、防災センターに設置された情報表示器に震度5強以上の強い揺れが表示された場合は、図4.6のように変形計システムの受信機（データ読取装置）を用いて変形を速やかに確認する。受信機を各階の変位計の発信機に近づけると、無線通信でデータを取得し、ダンパーの変形の度合を赤・黄・緑の3段階のランプ点灯で示す。赤または黄が表示された場合はビル管理会社に連絡し、建物の詳細点検が必要かを判断する運用手順となっている。

変位計の特徴として、図4.7に示すようにEPS内部において変位計を直接見ることができ、状態を確認できる。また壁内に納められた制震ダンパー（パネルダンパー）は、専用の点検口（階段室内）で数値目盛を確認することができるようになっている。最悪の場合、計測システムとしての機能を満たすこ

第4章 減災のためのモニタリングシステム開発

とができなくても、こうした目視による確認が行えることは、非常に有用な計測手段となる。

建物に設置したシステムでは、変位計に記憶された変形から建物の健全性判定を簡易的に判断している。建物は層間変形角 1/200 までは損傷しないように、1/100 までは著しい損傷が生じないように設計されており、その変形角に対応する層間変形量を判定値としている。具体的な数値を表 4.1 に示す。

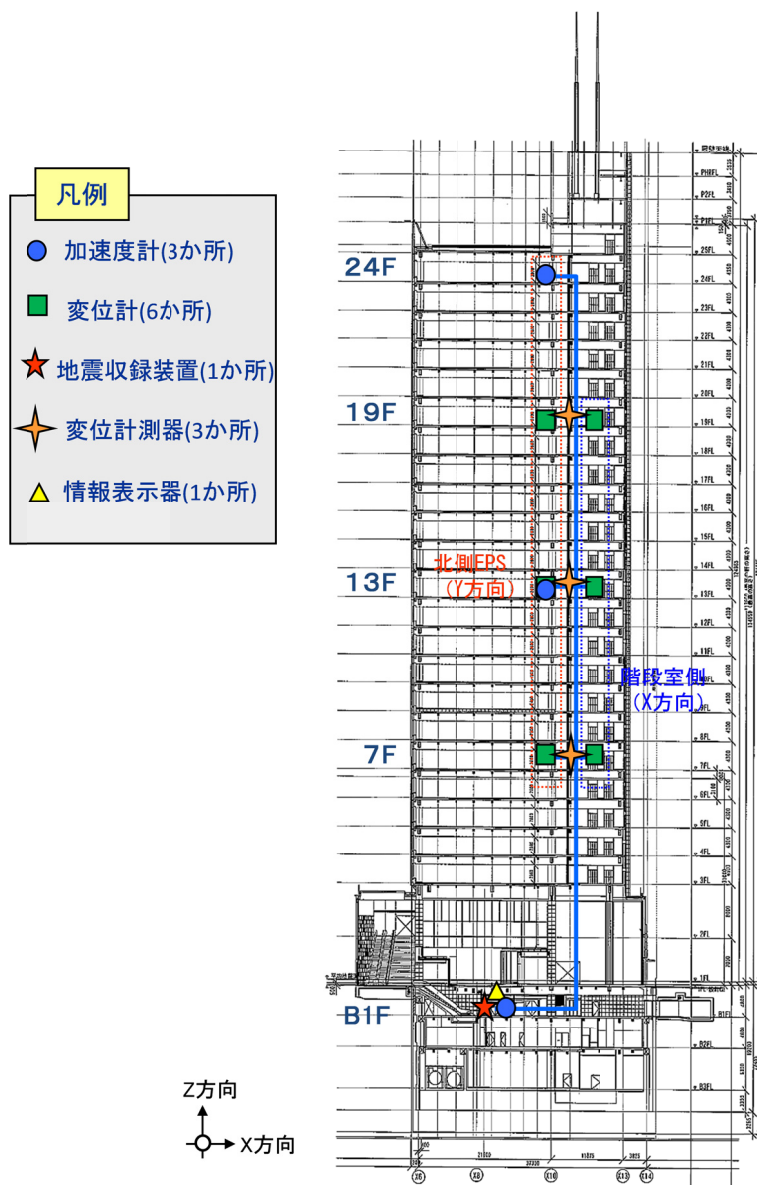
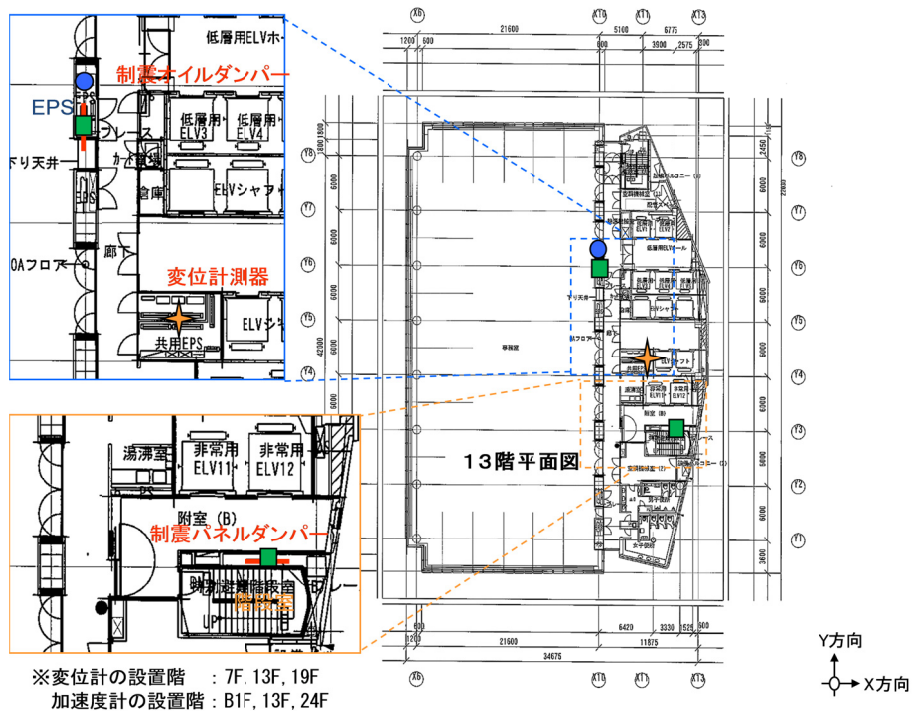
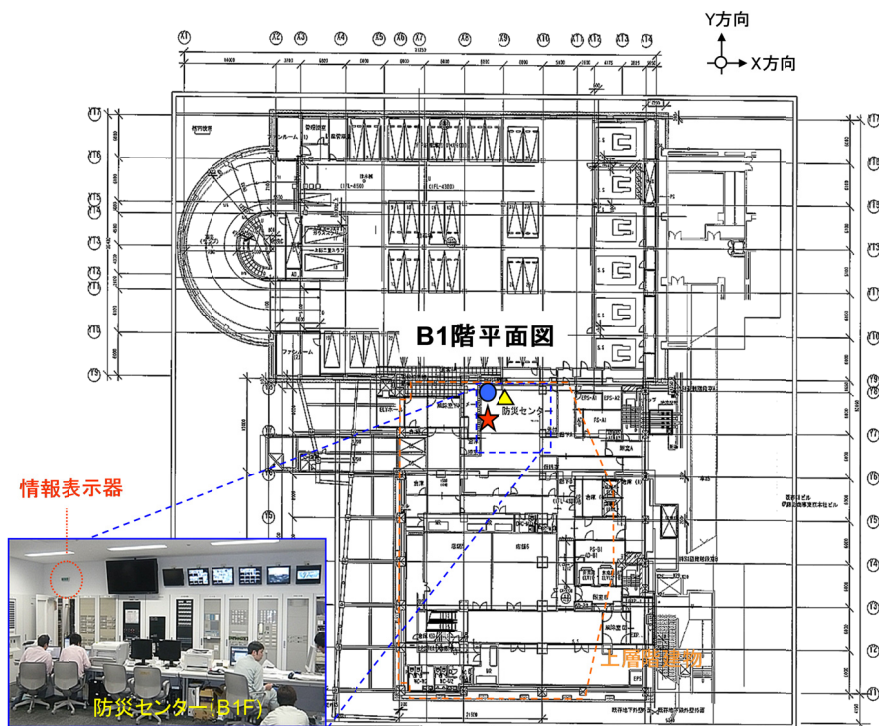


図 4.1 建物センサ配置 (立面位置)



(1) 変位記憶型センサ設置階



(2) 収録装置設置階

図 4.1 (続き) 建物センサ配置 (平面位置)



(1) 地震収録装置（収納ラックと内部パソコン）



(2) 文字情報表示器



(3) 非接触変位計測機器と変位センサ用アダプタアンプ



(4) 加速度センサ



(5) 最大記憶変位センサと非接触計測器

図 4.2 構造ヘルスマニタリングシステムの外観例

第4章 減災のためのモニタリングシステム開発

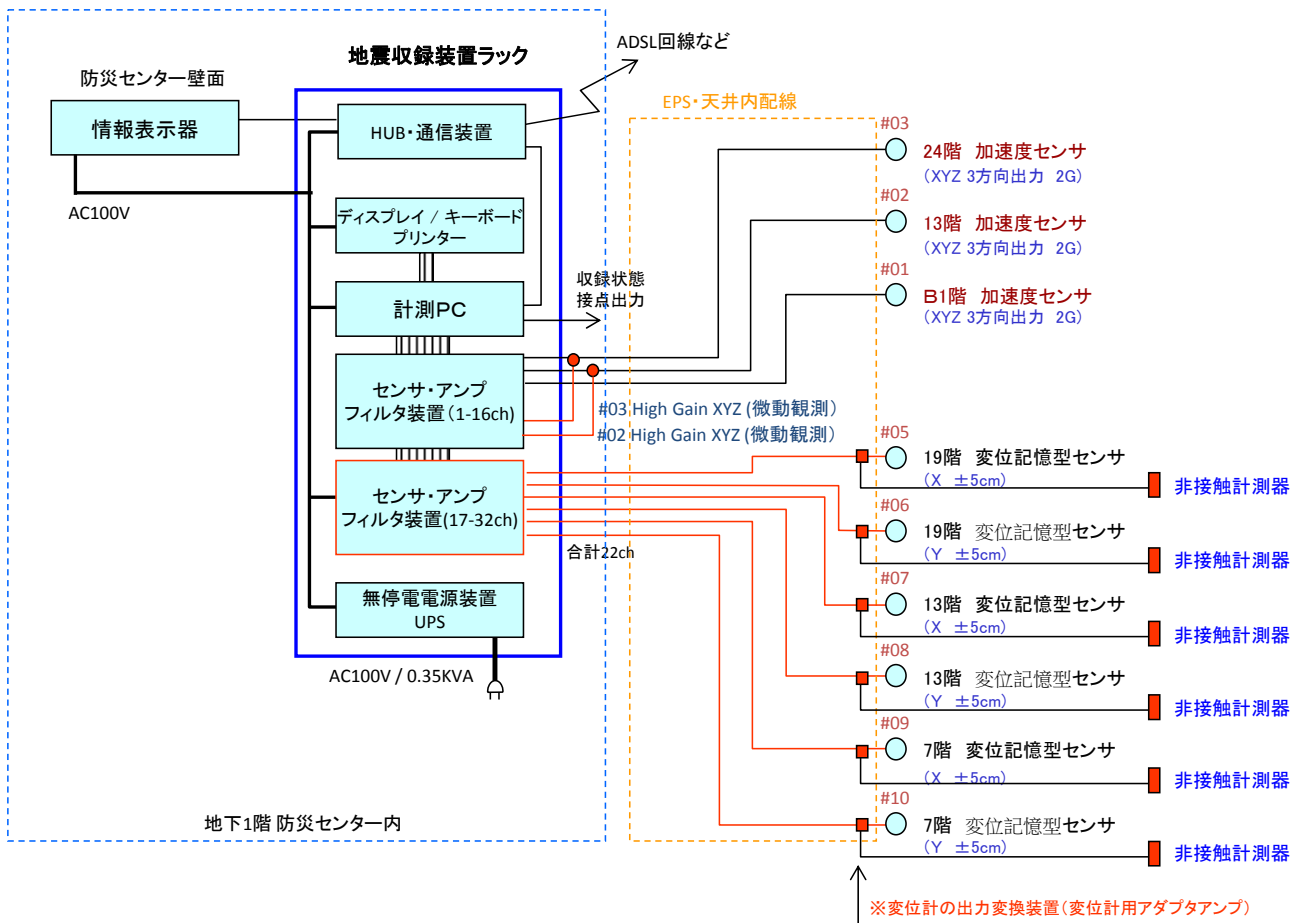
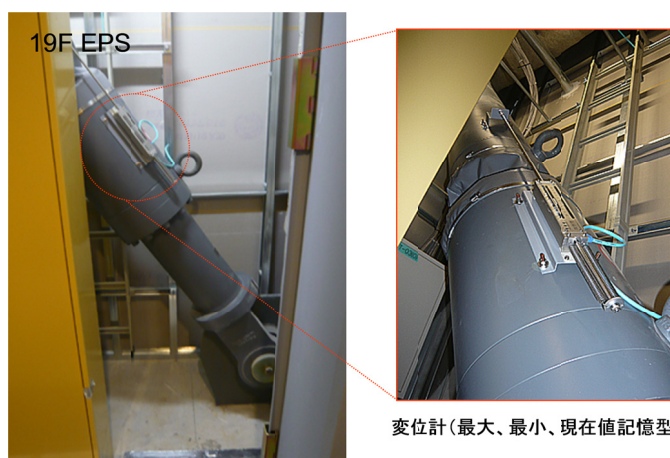


図 4.3 システムのブロック図



(1) 加速度センサの設置



(2) 制震ダンパー（オイルダンパー）への変位記憶型センサの設置



(3) 制震ダンパー（パネル型ダンパー）への変位記憶型センサと非接触計測器の設置

図 4.4 各種センサシステムの設置状況

- 1) 地震が発生すると下記のメッセージがスクロールします。ただいま地震を検知しました。
発生時刻 14:13 落ちていて行動してください。<<地震記録中>>



- 2) 揺れが収まると、発生日時、加速度計の位置、計測された震度、最大加速度が表示されます。
この表示は最低60分間保持されます。



- 3) 地震後の停電時でも、また60分後以降も表示内容が確認できるように、文字情報表示器と同じ内容が、プリンタへ印字されています。



※収録装置ラックの中にプリンタが設置されています。

- 4) 平常時には、毎正時、システムが動作していることを示す内容が約5分間(0分から5分まで)に表示されます。この時間帯以外は、無表示(黒)状態にあります。



図 4.5 地震収録システムの稼働状況を知らせる情報表示器とプリンタの動作

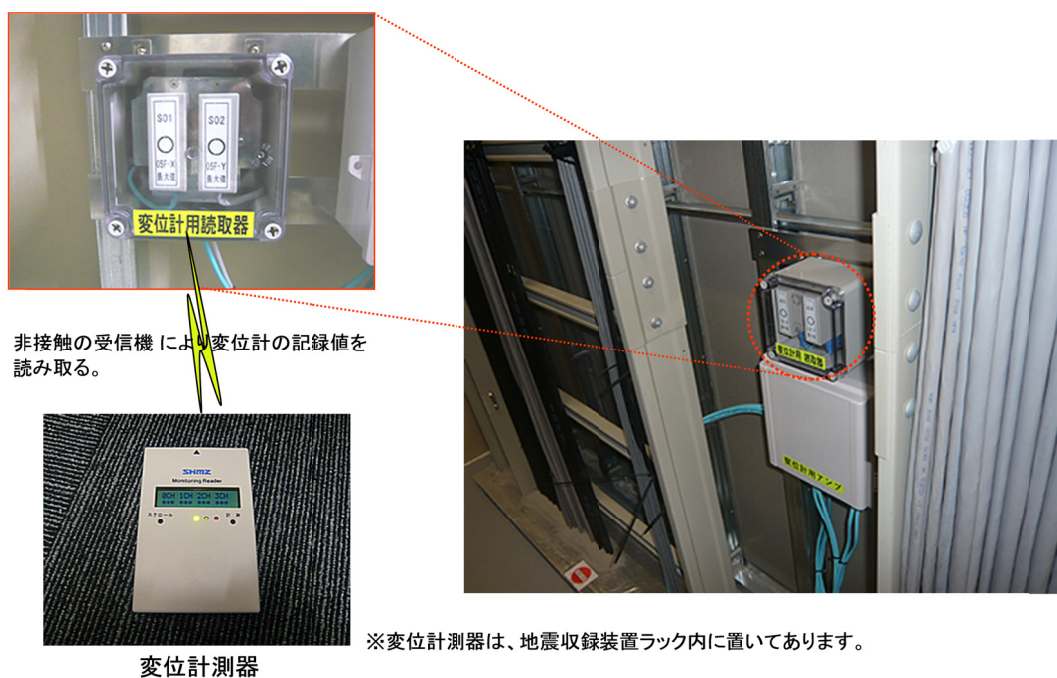


図 4.6 変位センサの計測装置（手動計測時に利用）

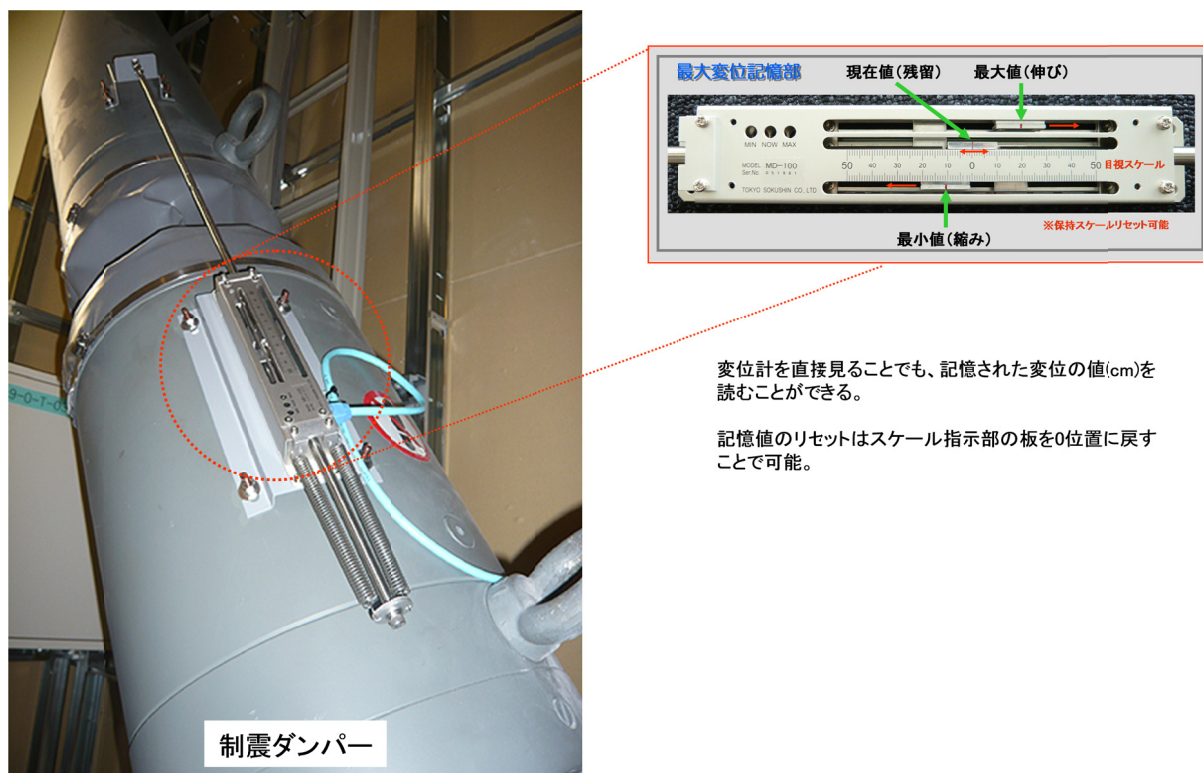


図 4.7 制震ダンパーの変位記憶型センサの設置状況

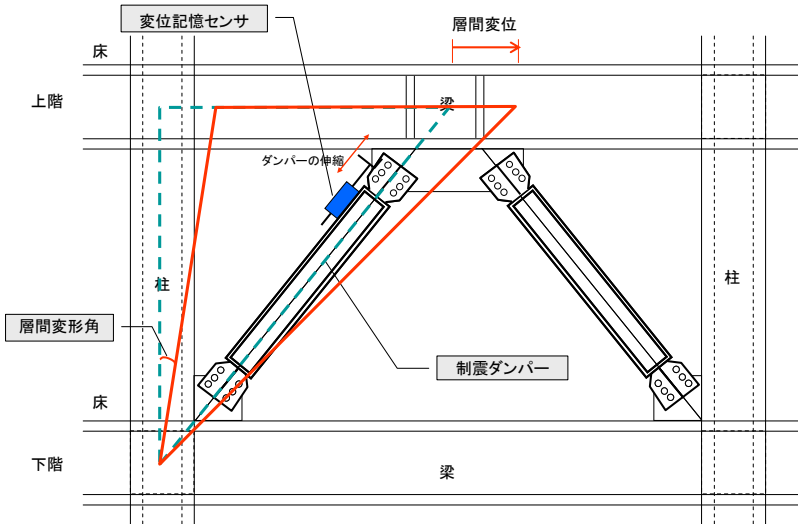
表 4.1 判定値と層間変形角の対応

(1) 建物層間変形角による健全性判断指標値

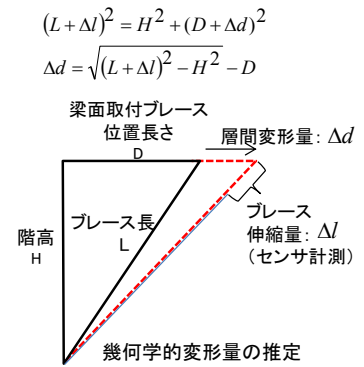
判定結果	最大・残留変形センサ
緑色：正常	層間変形角 < 1/200
黄色：判定値(1)を超過	1/200 ≤ 層間変形角 < 1/100
赤色：判定値(2)を超過	1/100 ≤ 層間変形角

(2) 建物層間変形角とダンパー部変形計測量の対応

層間変形角	7階・13階・19階 X方向の 制震ダンパーに生じる変形（設計値） パネルダンパー	7階・13階・19階 Y方向の 制震ダンパーに生じる変形（設計値） オイルダンパー
1/200	2.2cm	1.2cm
1/100	4.3cm	2.5cm



(3) ダンパー部変形計測量の計測イメージ



(4) 斜めブレースの水平変位量の計算

第4章 減災のためのモニタリングシステム開発

4.2.2 応答推定を自動化したモニタリングシステム

対象建物は、3.4章に示した建物である。この建物では、建物全層（全階）に加速度計を設置した構造ヘルスモニタリングシステムを構築している。そのため、センサ数を限定した応答推定手法を検討する際に、実測値との比較検証が可能となる。また、本建物は制震構造をしており、2階には回転慣性質量ダンパー（DS）とチャンネル拘束型ブレースダンパー（CS）の2種類が配置され、それぞれに変位計を配置している。この変位計の応答は、制震効果を把握し、解析モデルを検証する目的のために利用する。図4.8に、これら各種センサの設置位置を示す。図4.9は、観測システムの設置状況を示す。

このシステムでは、応答推定プログラムにより計測PC上で地震が記録された直後に自動的にバッチプログラムとして実行するようにアプリケーションを設定している。図4.10に建物応答推定の計算におけるプログラム処理のフローを示す。ここで示した応答推定のプログラムは、GNU Octave¹ によるフリーのソフトウェアを用いて作成している。このGnu Octaveは、主に数値計算に使用される対話的なスクリプト型の高級水準数値演算言語であり、Windows やLinux マシンなど一般的なパソコンでの実行が可能である。

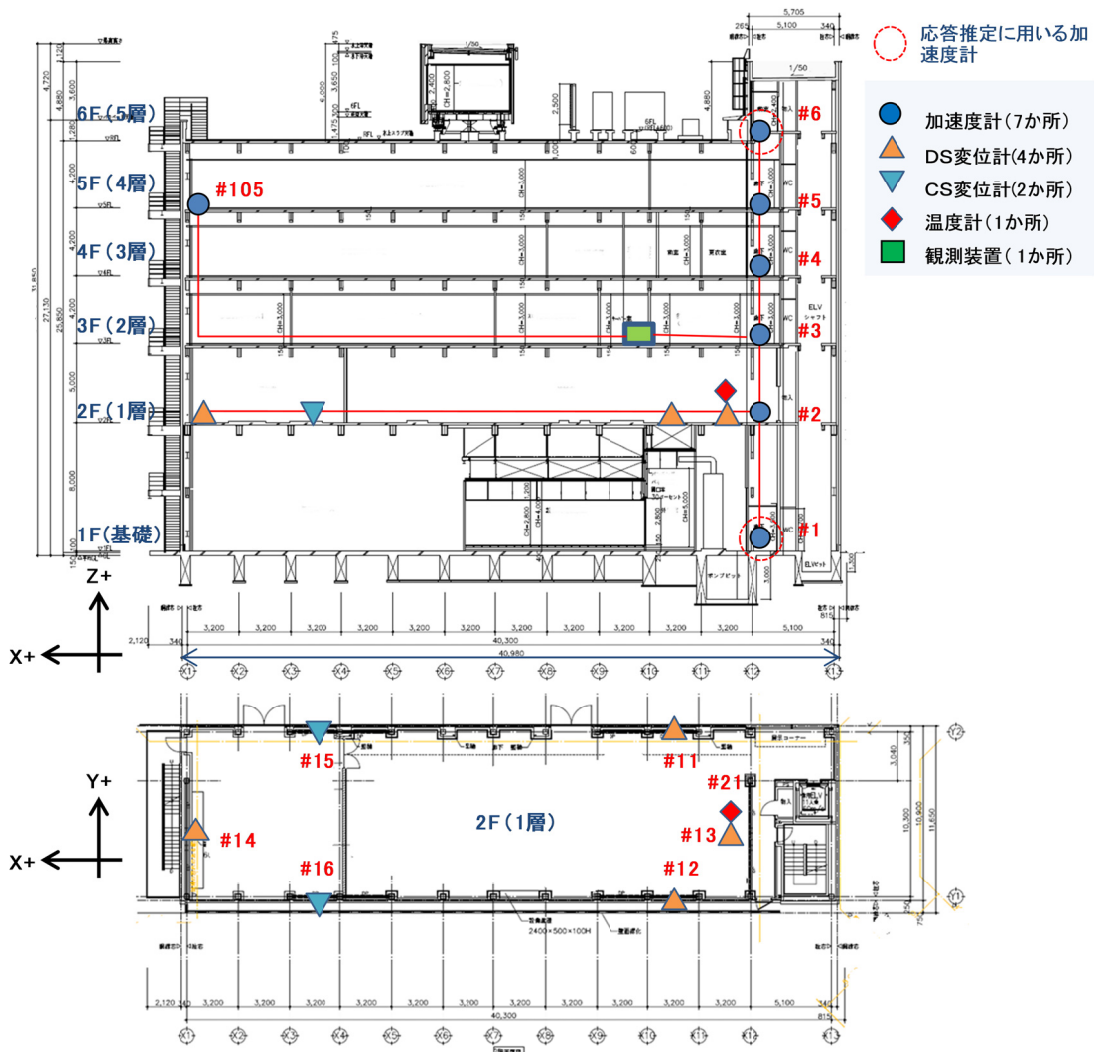
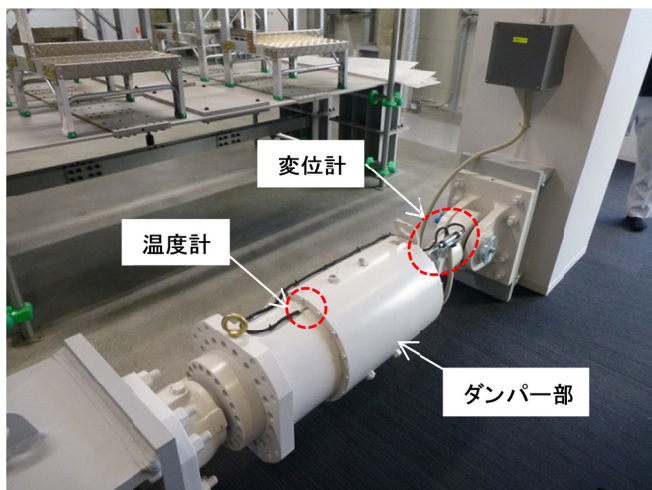


図 4.8 建物における各種センサの配置

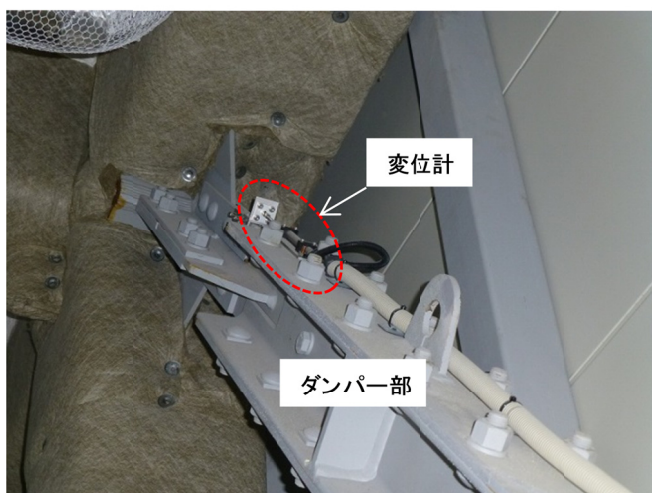
¹ <http://octave.sourceforge.net/> Octave-Forge Web Page



(1) 慣性質量ダンパー部(DS)の変位計



(2) 床面設置の加速度計(カバー付)



(3) CSダンパー部の変位計



(4) ラック収納した観測装置

図 4.9 観測システムの設置状況

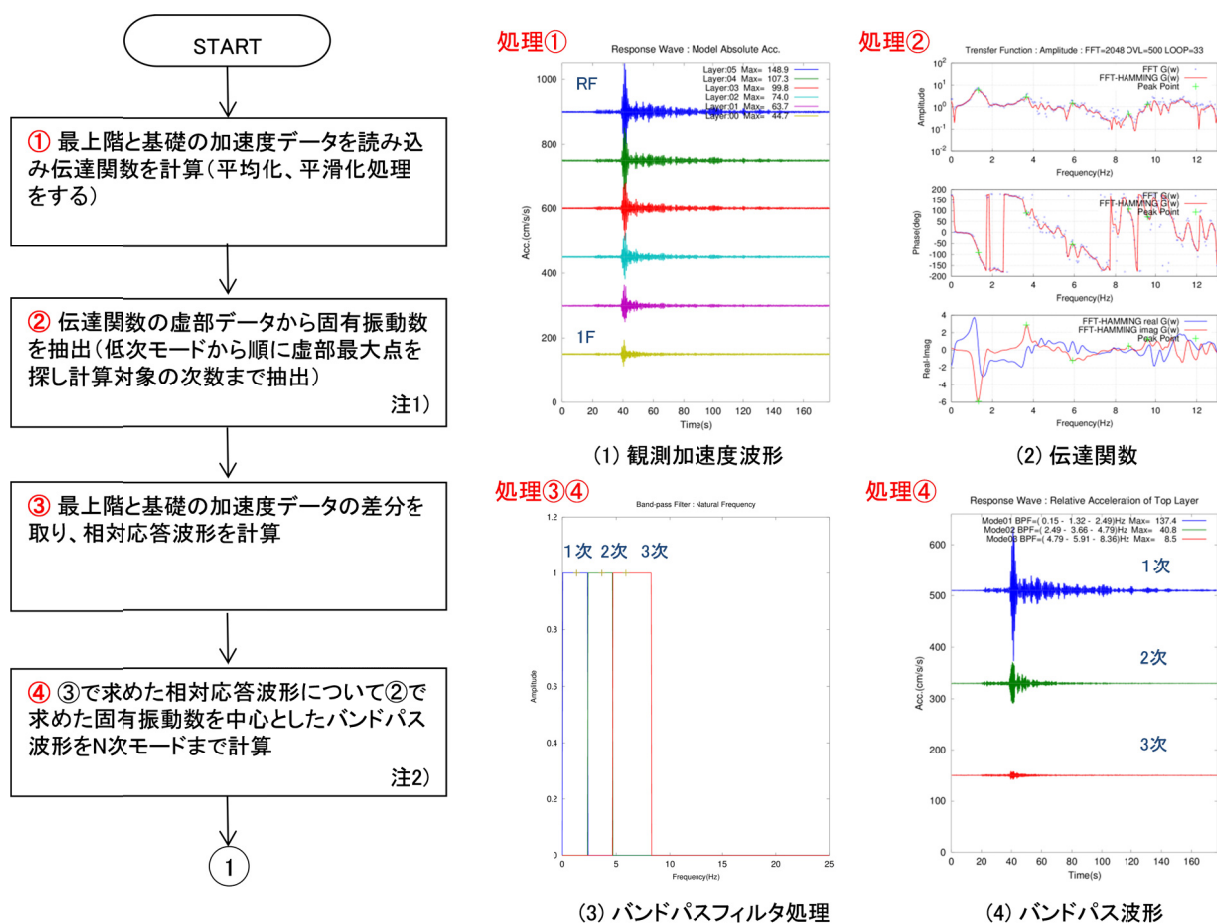
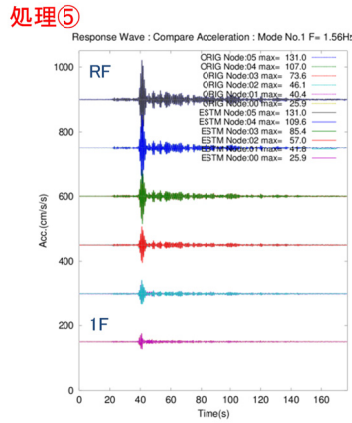
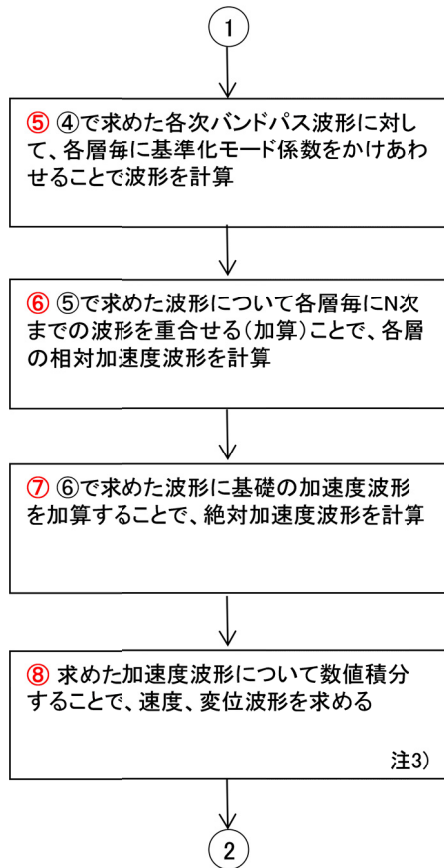
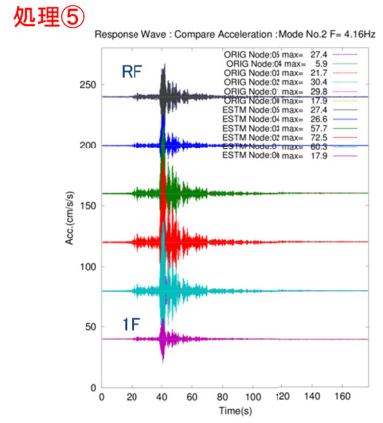


図 4.10 建物応答推定におけるプログラム処理

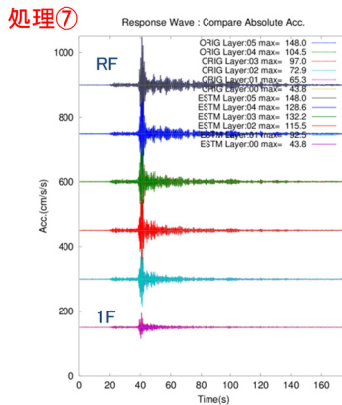
第4章 減災のためのモニタリングシステム開発



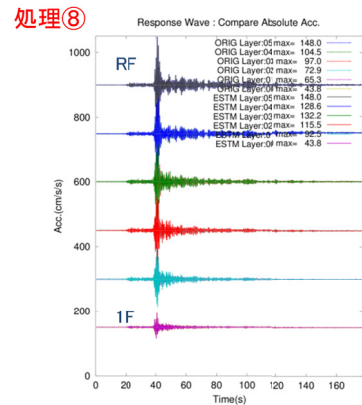
(1) 1次モード加速度波形



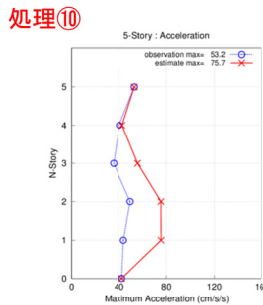
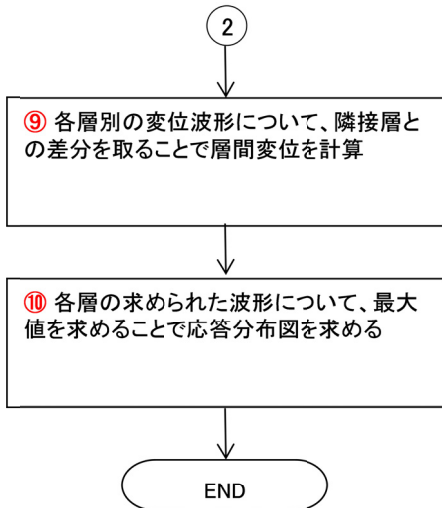
(2) 2次モード加速度波形



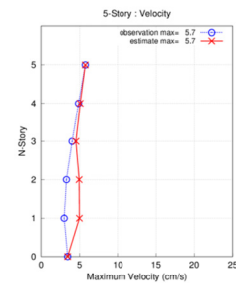
(3) 推定加速度波形



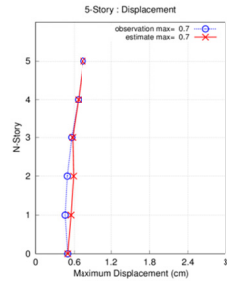
(4) 推定変位波形



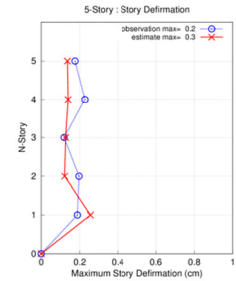
(1) 加速度



(2) 速度



(3) 変位



(4) 層間変位

注1) 固有振動数の抽出では3次モードまでで打ち切る

注2) バンドパスフィルタはFFTを利用した矩形窓となる振動数範囲を限定して処理

注3) 数値積分はFFTを利用した ω のカーブで処理

図 4.10 (続き) 建物応答推定におけるプログラム処理

第4章 減災のためのモニタリングシステム開発

構造ヘルスマニタリングでは、次に示すような常時の観測を行うことで、様々なデータ分析評価が行える。この観測に使用する計測プログラムは、前述の計測 PC (Windows マシン) 上で実現されている。データの取得としては、図 4.11 に示す収録フローのように常時監視 (自動計測モード) することで以下の3項目について収録する。

- (1) 定常状態記録 (レベル、最大値、平均値など波形統計値)
- (2) 定時波形記録 (常時微動波形など)
- (3) 非定時波形記録 (地震・台風時波形、トリガ記録)

(1)および(2)は、日・月・年間的な経時変化を知るためのもので、地震後における構造特性の変化と劣化など評価に用いるデータ収録である。また、こうしたデータを収録しておくことで、センサや機器の不具合などをチェックに利用し、データの信頼性を高めるとともに、システムの稼働状況の定期確認に活用することができる。(3)は、地震直後における構造体の健全性評価のために利用する。また、波形記録を得ていることから、解析モデルの入力として利用することで、設計モデルの検証にも利用することが可能である。

このようなモニタリングシステムでは、コンピュータを利用し情報技術 (IT) を活用することで、ネットワークを通じてデータベースサーバに観測データを登録、データ情報を管理し自由に引き出すことが可能になる。筆者は、モニタリングによる観測データを一括管理するために、常時監視データ (定時・非定時) は、計測 PC からネットワークを介してサーバにデータを転送 (http プロトコルを利用) して、自動的に情報が集められ評価と診断のデータベース化したシステムでの運用を行っている。

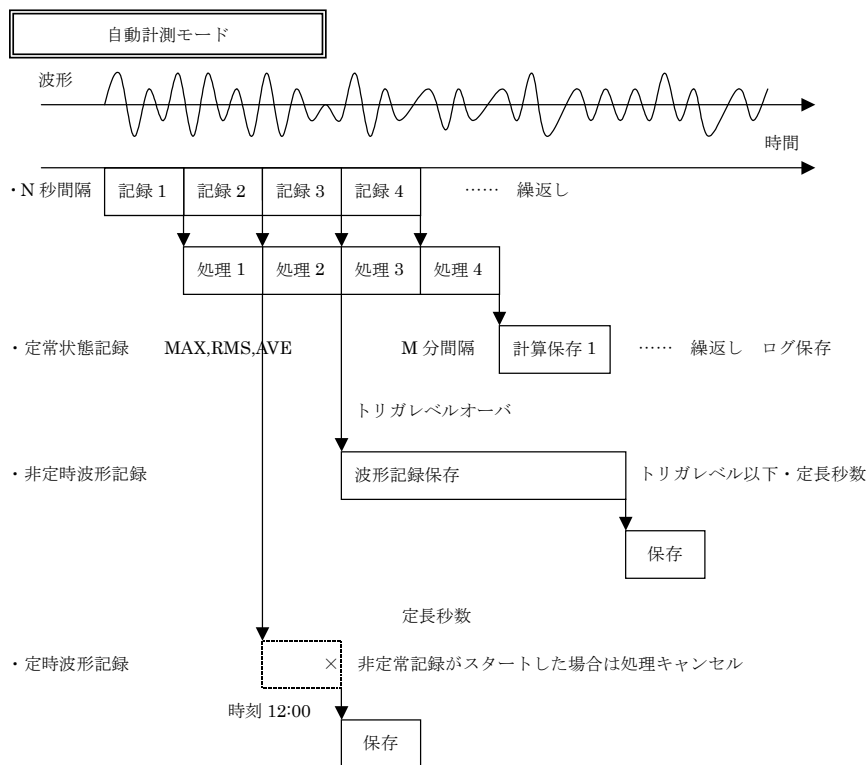


図 4.11 観測プログラムにおける計測処理フロー図

4.3 既存システム

本節では、地震時において活用されるシステムについて例を示す。これらのシステムを利用することにより、大地震時に建物内の人を危険な状態から守り、機器の損傷などを防ぐとともに、2次災害の発生による危険な状態を回避することが可能である。

4.3.1 緊急地震速報

緊急地震速報は、日本の気象庁が中心となって提供しているリアルタイムの地震情報である。このシステムでは、地震の発生に伴い、震源に近い観測点での地震計で捉えられた初動（P波）の地震波を解析して、震源の位置や地震の規模（マグニチュード）を直ちに推定し、可能な限り素早くその情報を知らせるものである。この情報は配信会社を通じて通信ネットワークを利用して受取り、主要動が来る前に各地（現地建物）での防策を講じることができる。防策の一例としては、非常放送やエレベータの停止、設備機器の安全停止などがある。図4.12に緊急地震速報におけるシステムの概念図を示す。システムでは、機器の制御に活用する場合には、配信情報の信頼性が問題となる。そのため配信を受ける場所に、さらに地震計を配置して現地で実際の地震の到来を感知してから、生産機器での停止制御をすることによって、システムの信頼性を高めた活用も行われている。また、緊急地震速報の課題として、地震を検知して処理し配信するまでの時間に6秒程度の時間が必要であることが挙げられる。

地震の発生場所が建物に近い距離にある場合においては、主要動が来るまでに、地震情報の配信が間に合わないといった技術的な問題もある。そのため、現地での地震計と組み合わせ情報利用の冗長性を持たせることで、その問題を回避する工夫が実際には必要である。緊急地震速報で利用されるマグニチュード推定と同等の推定を単体の機器で実施するナウキャスト地震計と呼ばれるものがあり、それを自前の現地地震計として置くことで、その場所での地震初動の揺れから地震の規模をリアルタイムで推定することが可能である。これを緊急地震速報と併用すれば、信頼性の高いシステムとして機器停止制御への活用が可能である。

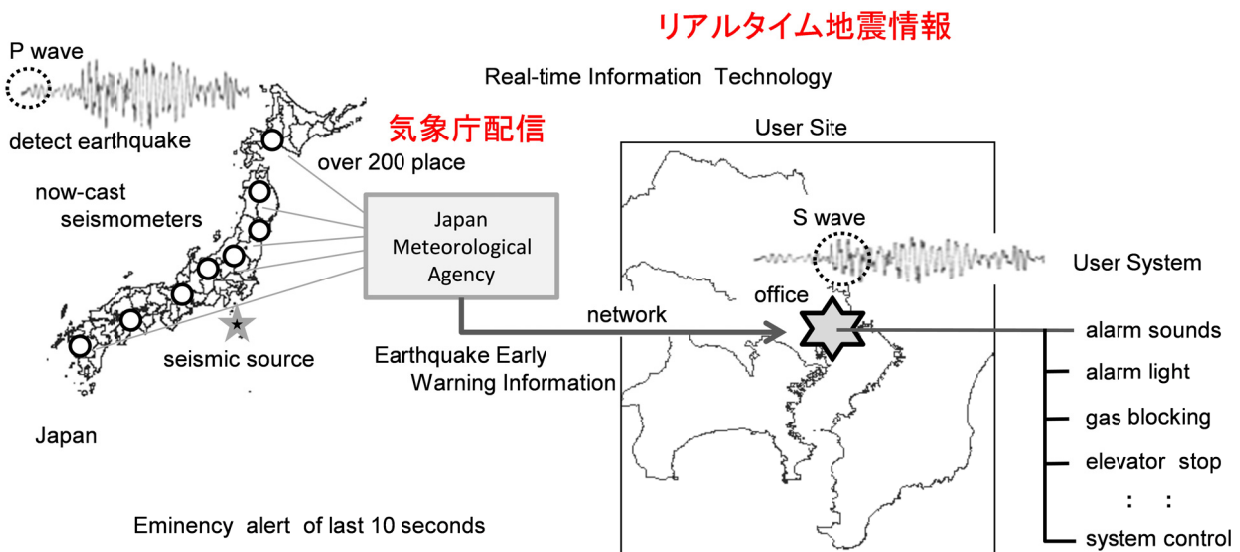


図 4.12 緊急地震速報システム

4.3.2 地震感震器

地震感震器は地震の揺れを検知して、機器などを安全に停止するためのセンサである。機械式や電気式など様々なものがあり、揺れの大きさの閾値を設定して制御信号を発生させる。地震による二次災害の発生を最小限に食い止めるため、この制御信号により停止制御、警報制御等ができる。この地震感震器は、ガスや石油タンクといった危険物の緊急処置、地域や構内での緊急通報、構造物・設備の管理などで、地震時に安全を確保する目的のために利用されている。こうした感震器のセンサの中には、地震波のP波やS波を検知するタイプのものがあり、例えば、エレベータの管制運転制御において利用され、地震時の籠内の乗客閉じ込め防止や機器の被害低減などに利用される。

地震感震器は、機器などを停止する目的に作られており、復旧のためには安全を確認した上で通常の状態にリセットする必要がある。機器によっては遠隔復旧が可能なものもあり、その場合は復帰を判断する監視機器に接続して利用する。図4.13に建物でのエレベータ管制運転制御における地震感震器の活用を示す。

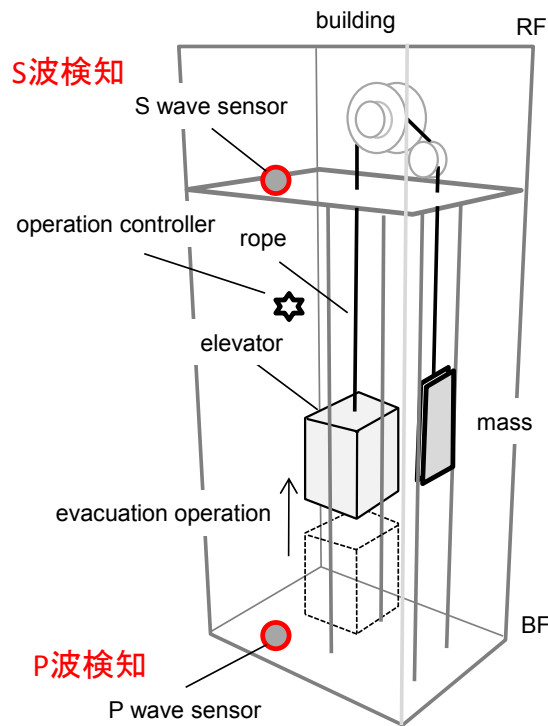


図 4.13 地震感震器によるエレベータでの管制運転制御 (P波・S波センサ)

4.4 減災に役立つシステムの実施例

4.2 節において前章までで開発したものを導入した構造ヘルスマニタリングシステムを示した。また、4.3 節では既存システムについて説明した。そこで述べたように、加速度計を有して地震の揺れを監視するシステムでは、リアルタイムに波形を処理しており、その状態を逐次監視することで、様々な機器制御が行える。本節では、モニタリングと制御を行う複合化されたシステムについての構築例を示す。

4.4.1 建築物におけるモニタリングと構造体制御

本システムは、新しい免震構造形式の建物として、塔頂免震構造 (CSI: core-suspended isolate system) が採用された建物での地震時揺れを低減する、オイルダンパーのON/OFF制御に適用している。建物は2007年に東京都江東区にある研究施設に建設された。建物は高さ14m、地上4階建てであり、図4.13に建物の外観を示す。



図 4.13 建物外観

第4章 減災のためのモニタリングシステム開発

このCSIは、建物の支柱となるRC造のコアシャフトの上部に設置した2層のゴム・ベアリングを介して、頂部から鋼鉄製ロッドで居室部分を吊り下げた特殊な構造となっている。このゴム・ベアリングでは地震の揺れを吸収するために、水平方向と回転方向の変形を効率的に吸収できるように、積層ゴムを配置している。この機構により建物の固有周期が長周期化され、地震発生時の揺れを極めて小さくすることができる。平常時においては、建物での揺れを抑えるために、最上層と最下層においてロック機構の付いた12台のオイルダンパーによって吊り下げた居室部分は固定された状態となっている。地震時には、このオイルダンパーが減衰付加機構として働きロックを解除して、建物での応答を低減させる。

図4.14は、建物での免震機構の制御とモニタリングによるセンサ（加速度計：7か所、変位計：2か所、風向風速計：1か所）の配置を示す。建物でのモニタリングシステムでは、地震の揺れを検知し小さな地震から記録されるが、免震機構の制御は、建物の基礎で設定した閾値を超えた場合において、ダンパーのロックを解除するようにしている。また、地震の揺れを観測していることから、ダンパーのロックをする制御は、建物での揺れが収まったことを確認してから30分後に行い、平常時の状態に戻す。

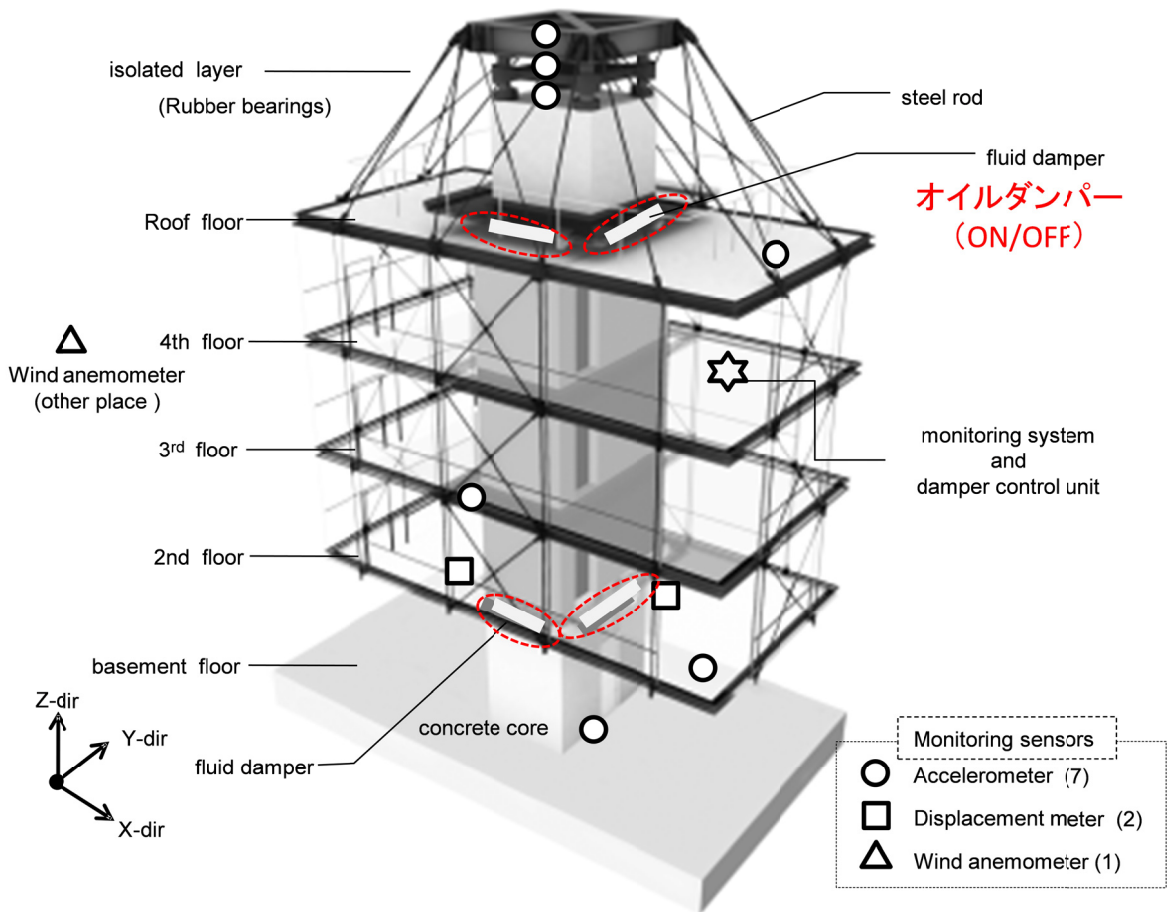


図 4.14 モニタリングセンサの配置

第4章 減災のためのモニタリングシステム開発

図 4.15 は、建物におけるモニタリングシステムのブロック図を示す。ここでダンパーの解除制御の閾値は、1秒間の加速度振幅 R.M.S 値が水平 8cm/s^2 もしくは上下 10cm/s^2 を超えた場合である。また、システムでは観測のためのセンサとして風速計が取り付けられており、風速 20m/s を超えた場合においても地震と同様に、ダンパーのロックを解除する。

図 4.16 は、建物が建設されてから最初にシステム動作を確認した例を示す。地震は、2008年7月24日に発生した岩手県沿岸北部の地震 (M6.8) である。震源から約 500km 離れた東京での震度は3であり、地震の揺れとしては小さい。建物で記録された波形では、約20秒の位置で解除信号が出て免震機構のダンパーのロックが解除されている。建物での応答は、基礎1階とくらべ上部の居室部分で2倍程度に加速度が増幅されている。また、地震の入力レベルが小さいことから、応答低減の効果がでていないと思われる。この地震で構造ヘルスマニタリングシステムから、建物内に設置された情報表示器に対し地震による情報の伝達発信、免震装置の制御を行い、正常な動作を確認することができた。

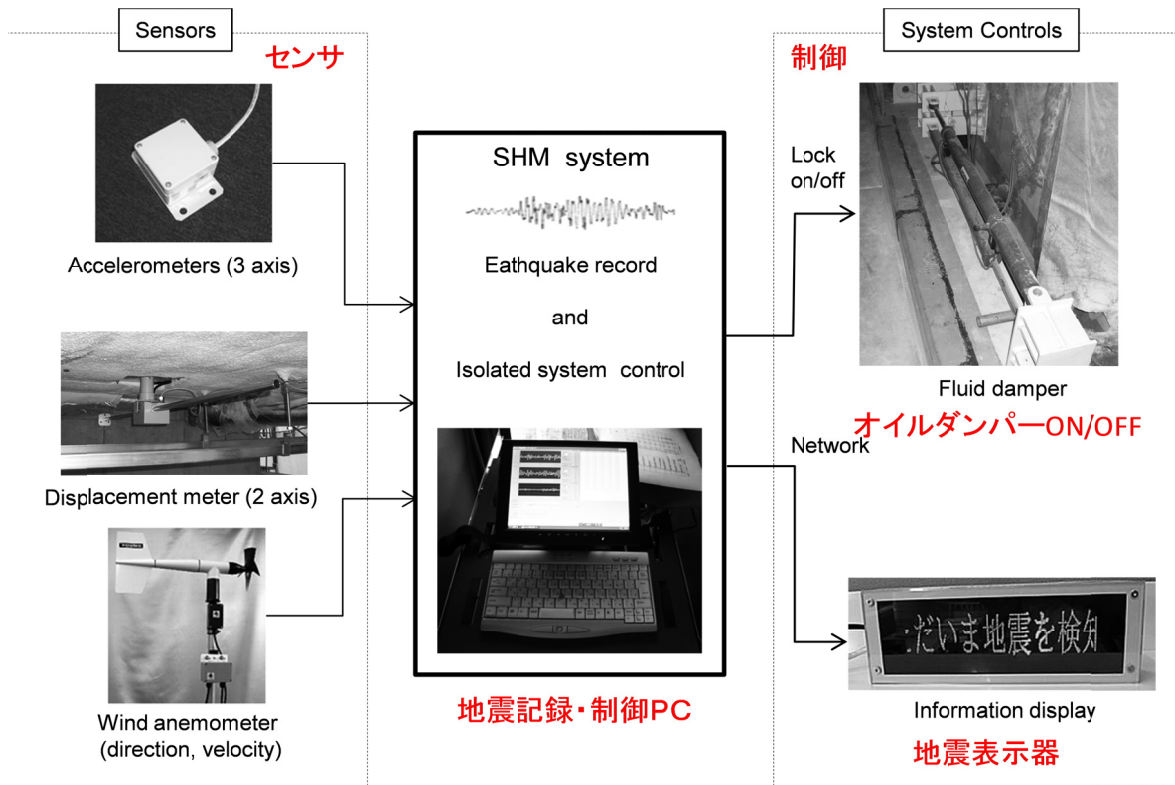


図 4.15 モニタリングと制御システム

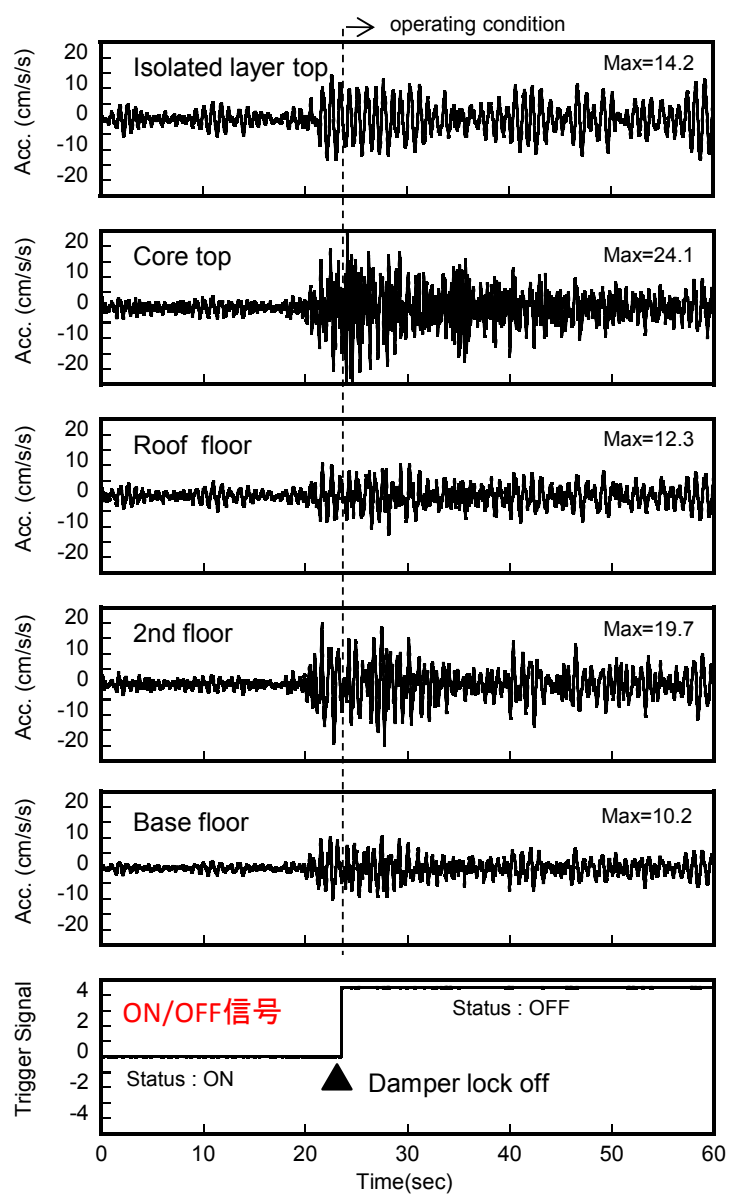


図 4.16 地震観測波形と制御信号

4.4.2 複合化システム

本節では、4.3節で示した既存システムを導入して減災に役立つ複合化システムとして構築した実施例を示す。この建物には、緊急地震速報、地震感震器（エレベータ用）、構造ヘルスマニタリングシステム（以下：SHMS）が組み込まれており、地震時の防災力の向上につながっている。図4.17に、これらのシステムが地震の直前、最中、直後において利用されるイメージを示す。地震の到来直前に警告を発し、揺れている場面では、機器などを制御し安全を確保する。地震後には、安全を確認し制御を復旧ができるシステムである。

対象建物は、東京都江東区に立地した研究施設で6階建ての本館である。建物構造は、6本のピア上（RC造柱）に免震装置（LRB：Lead Rubber Bearing）が設置され上部建物（S造）が載った柱頭免震構造形式である。

建物には、加速度計（8か所）、変位計（1か所）、温度計（1か所）が設置され、SHMSによって常時の観測（定常統計値、定常波形：0時12時、非定常波形：地震）が行われている。図4.18に建物の外観と構造ヘルスマニタリングによる機器配置を示す。システムでは、インターネットを利用してWEBサーバでデータが管理される仕組みを採用しており、データが取得された場合には、即座にデータを登録することで、状況を把握しネットワークがつながれば、どこからでも確認が行える。図4.19にインターネットによる即時情報データ管理されている状況を示す。本建物は、2003年11月の竣工直後から情報技術を活用したモニタリングシステムでの運用を開始している。

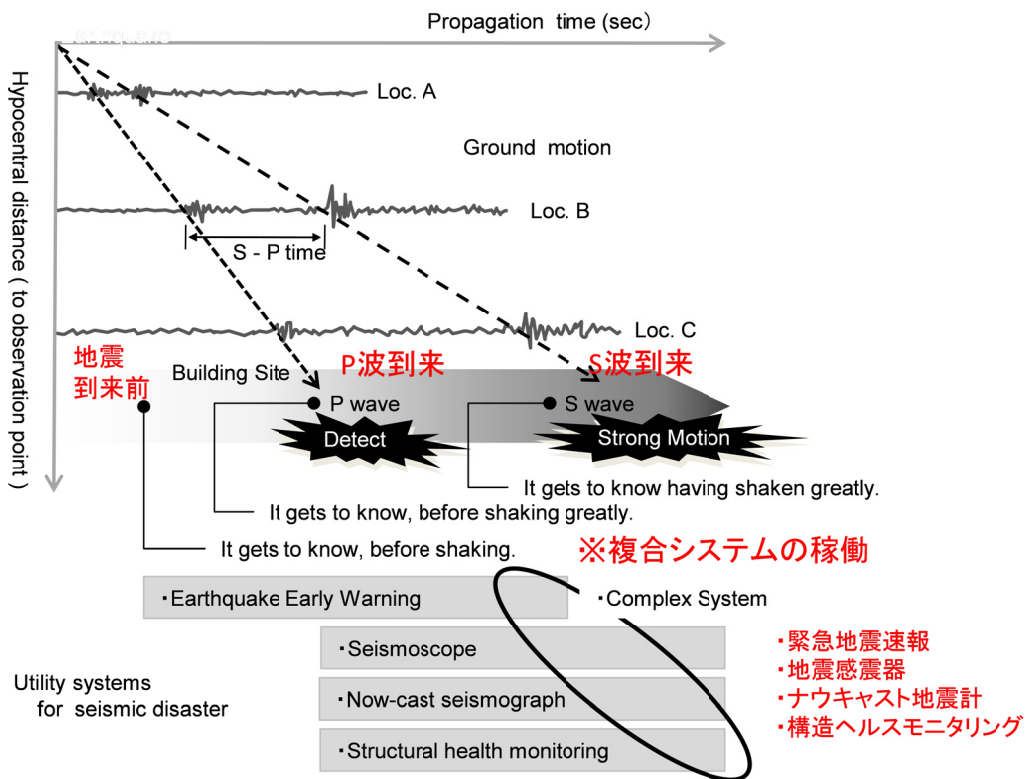


図4.17 地震発生と複合システムでの稼働状態（イメージ）

第4章 減災のためのモニタリングシステム開発

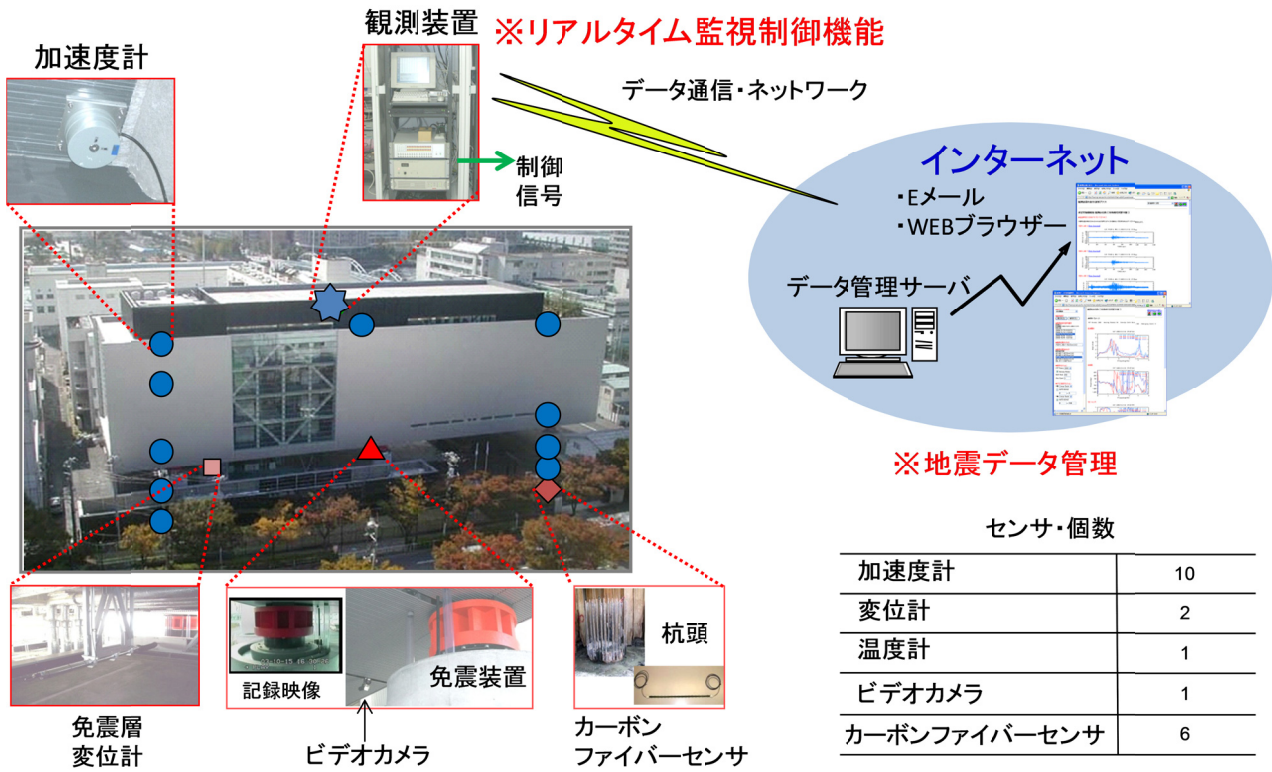
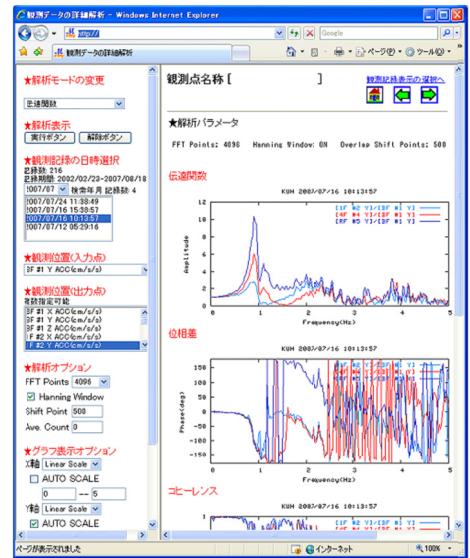
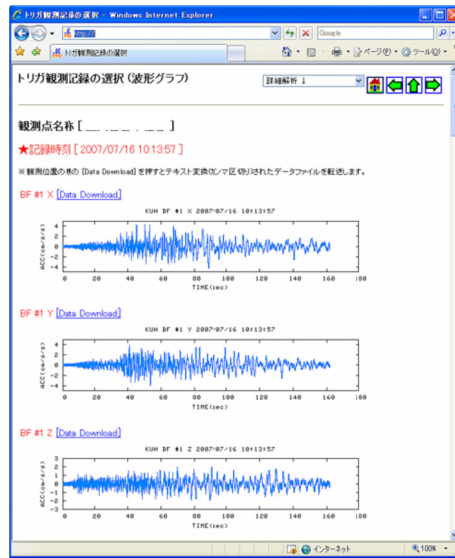


図 4.18 建物外観とセンサの配置

携帯メール

WEB ブラウザ



地震直後の状況把握

地震記録波形

建物特性確認

図 4.19 インターネットによる即時情報データ管理（メール・WEB サーバDB）

第4章 減災のためのモニタリングシステム開発

本建物においては、気象庁の緊急地震速報を専用回線によって受信し、この建物位置（緯度経度）で推測される震度と地震の到来時刻を即時計算する。もし震度 4 以上の地震の揺れが来ると判断された場合には、即座に非常放送を発するするとともにエレベータの停止制御をする。また、当該建物においての地震の揺れは SHMS が観測していることから、この監視によりエレベータ停止の制御信号を解除する判断にも利用している。つまり、緊急地震速報の情報によってエレベータが自動停止し、構造ヘルスマニタリングのセンサによって揺れが収まったことを判断しエレベータの運転再開を自動復旧するシステムである。なお、エレベータ管制運行制御の基本は、地震感震器の P 波センサを利用したものであり、この緊急地震速報を用いたエレベータ制御は追加された機能としている。SHMS は、緊急地震速報の発した停止制御信号を解除する目的に利用している。図 4.20 は、複合システムによる地震時のエレベータ制御をフロー図で示す。このエレベータ制御と連動した複合システムは、気象庁によって緊急地震速報の正式配信が決定された 2007 年度から運用している。

観測開始後から現在に至るまで、大小の地震を多く経験しているが、2011 年東北地方太平洋沖地震においては、緊急地震速報によって当該建物において震度 5 弱の地震の揺れが襲うと判断され、先に示した複合システムが正常に稼働し、非常放送、エレベータ停止制御が正常に行われたことを確認している。

図 4.21 は、2011 年東北地方太平洋沖地震において SHMS により観測された本震記録（3/11 14:48、M9.0）を、加速度計、免震部変位計、免震部映像記録について時刻を同期させて、映像を作成したものである。この映像により、建物に入力された加速度応答の状況、免震部の変位オービット、実際の免震部の動きを視覚的に確認でき観測状況の理解力が一層向上した。

また、構造ヘルスマニタリングとして継続し長期の観測が行われていることから、その観測地震記録を整理し建物における地震時応答特性を評価している。図 4.22 は、これらの地震について 1 階の記録の計測震度を求めて、その時の 6 階についての計測震度、最大加速度応答倍率、固有振動数、免震部変形との関係を示している。これらの結果から、建物に入力される地震動が大きくなるに従い建物応答が低減し、建物の固有振動数も低くなる。また固有振動数の低下にあわせて免震部の変形が急激に大きくなる。これらの傾向が顕著になるのは計測震度 3.0（震度階級 3）からで、入力振幅に依存した免震建物の加速度応答低減効果が確認できる。このグラフの中で、計測震度が 2011 年東北地方太平洋沖地震の本震・余震記録についてもプロットしている。

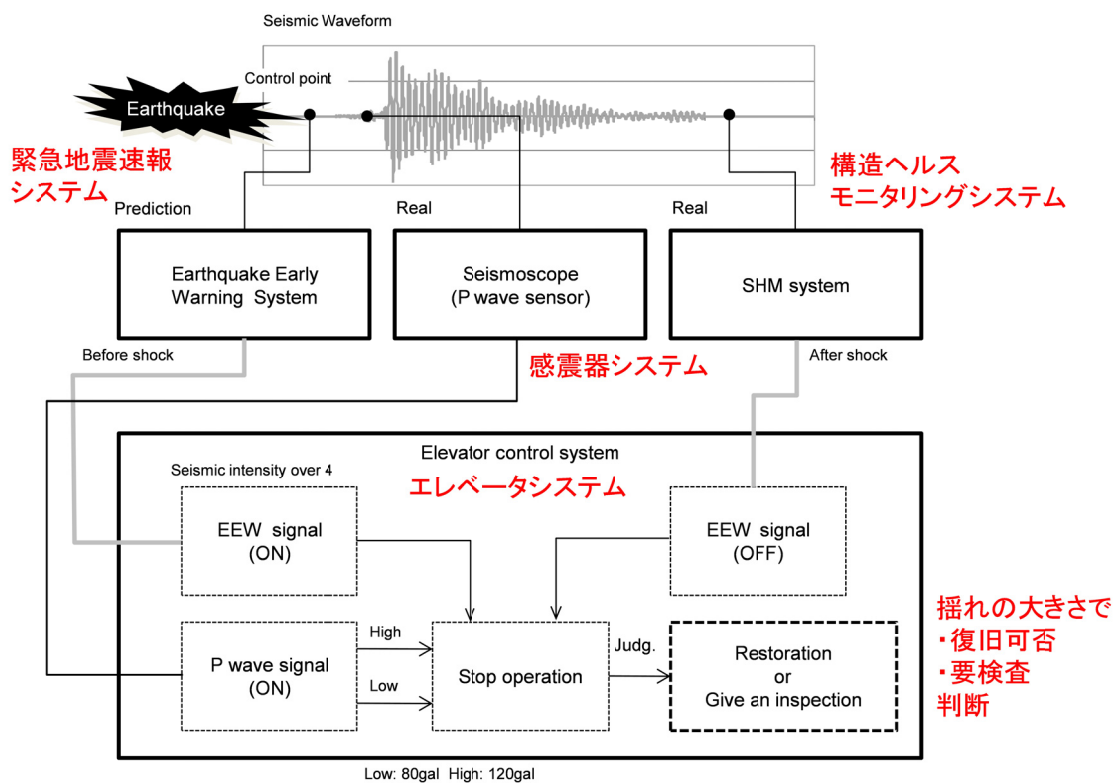


図 4.20 複合システムによる地震時のエレベータ制御

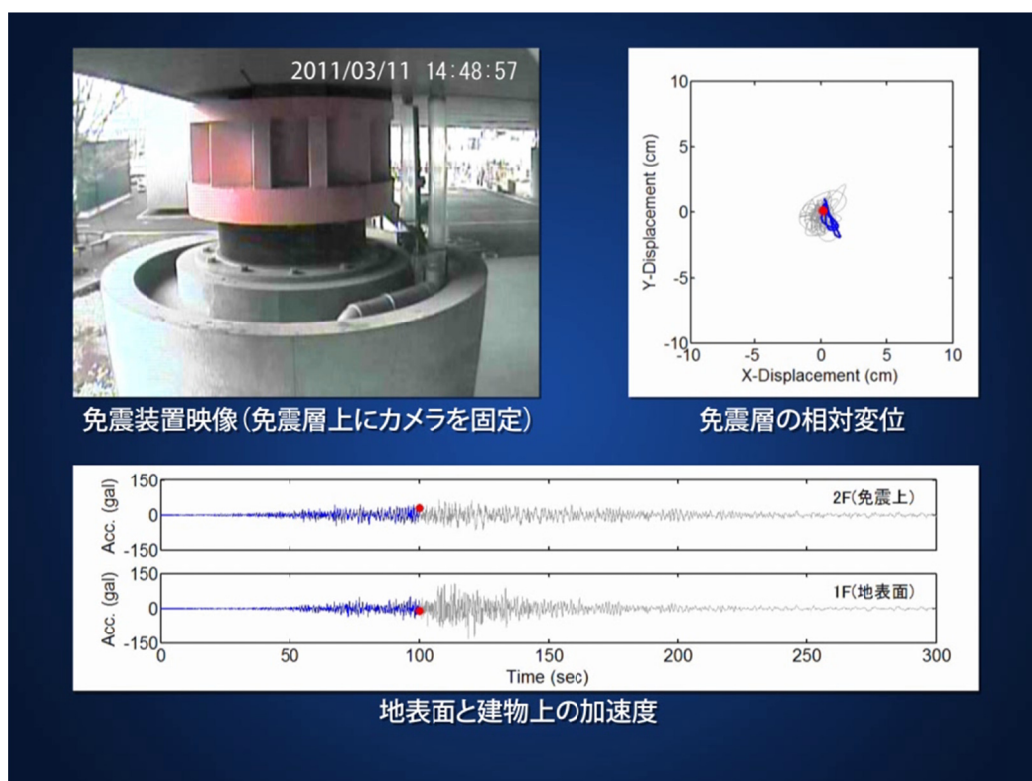


図 4.21 2011 年東北地方太平洋沖地震における構造ヘルスマニタリングシステムによって得られた応答波形と映像記録（地震後において映像作成）

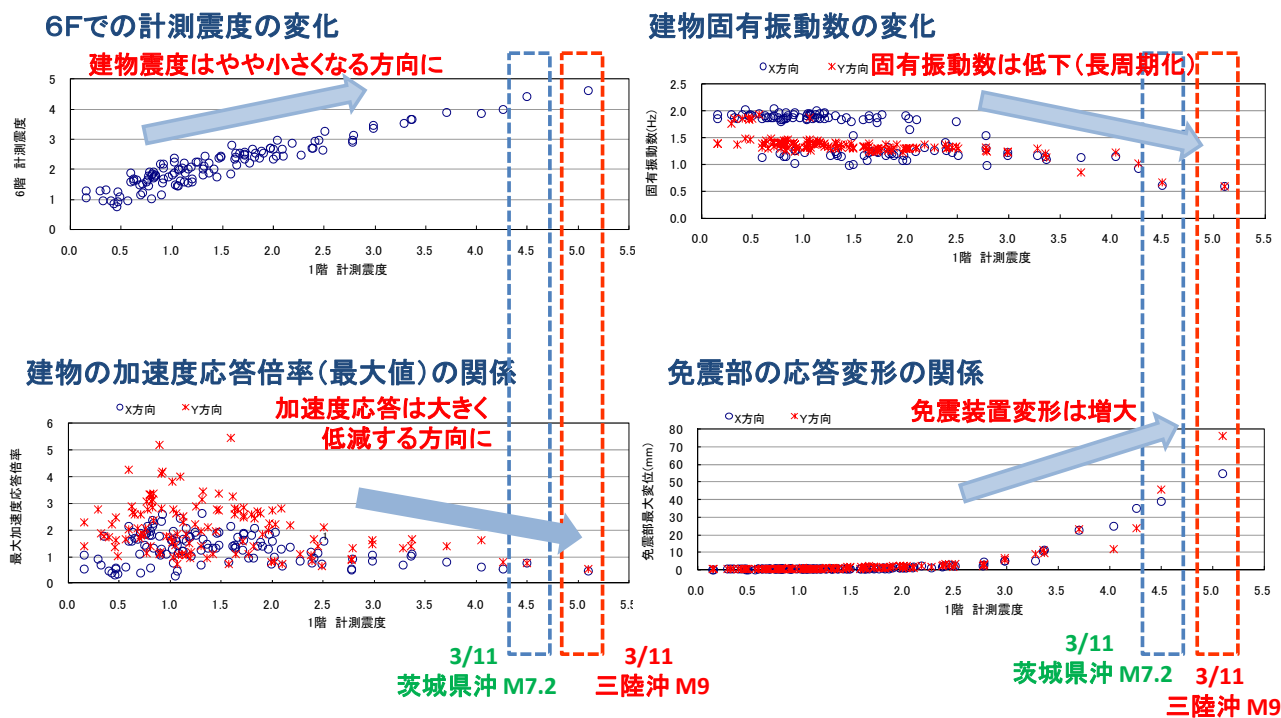


図 4.22 構造ヘルスマニタリングシステムによって長期観測記録から得られた建物における地震時応答特性

4.5 まとめ

本章では、3章で開発した変位記憶型センサシステムおよび4章で提案した地震応答推定手法について、実建物での適用例 2 例を示した。ここで示したシステムは、構造ヘルスマニタリングとして活用されている。

次に、緊急地震速報、地震感震器といった既存システムを構造ヘルスマニタリングシステムと組み合わせることで、より一層の防災性能が得られると考えられることから、このような複合化されたシステムの構築例を示した。その 1 例として、緊急地震速報と組み合わせたシステムを示した。この建物では、地震の揺れが来る前にエレベータの停止や、非常放送の発報などが行われ、建物を利用する人々の危険な状態を未然に防ぐことを可能としている。さらに、エレベータの運転再開も自動で行えるようになっている。また、免震建物における構造ヘルスマニタリングシステムにおいて、地震時に建物応答の減衰機構を付加するダンパーが有効に機能するように、ON/OFF 制御を行った例も示した。

参考文献

- 【1】 K. Okada, M. Shiraishi, H. Iwaki, and K. Shiba, “Internet-based Remote Controlled Structure Monitoring System,” Proc. of 1st International Conference on Structural Health Monitoring and Intelligent Infrastructure, Tokyo, Japan, pp. 1249-1257, Nov. 13-15, 2003.
- 【2】 M. Shiraishi and K. Okada, “Internet-Based Structural Health Monitoring System,” First Int. Workshop on Networked Sensing Systems(INSS), June 2004.
- 【3】 高橋 郁夫、南部 世紀夫：清水建設における緊急地震速報活用システム（特集 リアルタイム地震防災）、建築防災、Vol.342、2006年7月、pp.31-34.
- 【4】 高橋 郁夫、南部 世紀夫：緊急地震速報を活用した総合地震防災システム、アーバンインフラ・テクノロジー推進会、第18回技術研究発表会、2006年11月.
- 【5】 Keiichi, O. Yutaka, N. Masaaki, S.: Application of Earthquake Early Warning System to Seismic-Isolated Buildings, Journal of Disaster Research, Vol.4 No.4, Aug. 2009, pp. 242-250.

5.1 本研究の結論

本論文の目的は、地震直後に建築物の健全性を判断する情報を与えるシステムを開発し、提案することである。その目的のために簡便で多機能な変位記憶型センサシステムを開発した。また、限られた個数の加速度センサ情報から、全階での応答を推定する手法を提案した。さらに、これらと緊急地震速報システムおよび地震最中の機器制御を加えることで、今まで以上に安全・安心である建築物ができることを示した。

第2章では、変位記憶型センサと非接触の計測装置を組み合わせたモニタリングシステムを示した。開発に当たっては、低コストでの導入が可能で取扱も容易であること、さらに簡便な計測方法を導入し専門家でもなくても計測、判断可能なシステムをめざした。試作したシステムは、想定している使用状況下において十分な性能を持つことを各種試験を通じて示した。さらに、建築物の層間変位の検知を主たる目的とし、実建物の制震ダンパー部や層間支柱など計測が可能な場所に取り付け動作を確認した。既に2011年東北地方太平洋沖地震の記録を始め、多くの実稼働記録が得られている。そのうちの複数の建築物では、別のセンサシステムによる観測結果が得られており、それと開発したシステムによるデータの比較検討から、本システムの妥当性は確認されている。

第3章では、限られたセンサにより建築物全階での応答を推定する手法を提案した。地震計は構造ヘルスマニタリングに有効なセンサであるが、建物の限られた階（層）にのみしか設置されないことが多い。そこで、建物内の2ヶ所に設置された加速度計の記録を用い、基準化された固有振動モード係数を介して全階の応答を推定する手法を提案した。具体的には、建物内の2ヶ所で得られた地震応答記録の伝達関数から建物の固有振動数を同定し、その振動数に対応した帯域を通過する応答波形に対して基準化した固有振動モード係数を掛け合わせ、それらを重ね合わせることによって、観測点以外の層における時刻歴応答波形を推定する方法である。

提案した推定手法の精度を確認するために、2つの実建物で観測された地震記録を用いて評価を行った。ここで検討対象とした建築物には全階に各種センサが設置されており、応答推定結果を直接比較し確認することができる。1例目の建物では、推定の際に必要な振動モード係数は、地震記録から求めたものを用い、2例目の建物では、常時微動計測により求めた振動モード係数を用いた。推定応答波形は、観測されているものとよく一致しており、当然のことであるが、加速度、速度、変位の最大値の対応も良好であった。ただし層間変位最大値においては、小さめに評価をしていることが分かった。これらのことから本論文で提案している手法は、実建物の応答推定に十分適用できることを示している。課題としては、入力地震動の特性により、高次振動が卓越するケースでは大きな誤差をもって評価されることもあることから、適切なモード係数の設定が必要であることが分かった。

次に、提案した推定手法の精度を検証するために、数値実験を行った。質点系解析モデルに対して3次までの振動モードを考慮して線形の時刻歴応答解析を行い、その応答波形について本手法を適用し応答を推定し、誤差を評価した。その結果、入力された地震波特性によっては、大きな誤差をもって推定されるケースがみられるが、低層であればあるほど誤差は小さく、成分としては変位、速度、加速度の順に精度良く推定できることが確認できた。

第5章 結論

第4章では、緊急地震速報と構造ヘルスマモニタリングの技術を組み合わせたシステムを示した。緊急地震速報は、未然に危険を回避する手段として有用であることを示した。また、構造ヘルスマモニタリングは事後対応となるが、健全性を自動的に評価することで、迅速な判断と対応、2次災害の回避につながる。これらのシステムを複合化して利用することで、人々が建物での安全かつ安心を得るための行動支援につながることから、減災のためにモニタリングシステムが有用であることを示した。

最後に、本論文で示したシステムは、情報技術の発達とともに、機能および性能が日々進化している。また、新しい仕組みも開発されてくる。そうしたことから、今後も、より安全・安心なシステムの導入を心掛け、さらなる創意工夫や新技術の開発を目指したい。

5.2 今後の課題

本論文の2章で示した、センサシステムは、建築物の層間変位を計測するシステムである。一般に層間変形を計測するセンサはその設置に多大な労力を要する。そのため、いかに簡便に設置するかの工夫が必要である。

3章で提案した2か所に限定されたセンサ情報による応答推定手法の課題としては、高次モード成分における波形の推定誤差を小さくする処理方法を考える必要がある。入力地震動の特性により、高次振動が卓越するケースでは大きな誤差をもって評価されることもあることから、適切なモード係数の設定が必要と考えている。

4章で示した減災のためのモニタリングシステムでは、地震を対象としたシステムの構築を行っている。地震はいつ発生するか分からない。そのため、正常な稼働状態を維持できる信頼性の高いシステム化が必要である。それには、システムのハード面やソフト面において2重、3重の仕組みを考えておくことが必要である。また、長期観測のために機器の耐久性も考慮し、適切な交換サイクルでの運用ができるシステム構築が望まれる。

関連発表論文

- 【1】 岡田敬一、白石理人、片岡俊一：変位記憶型センサによる構造モニタリングシステムの開発と実建物への適用と検証、日本建築学会技術報告集、第20巻、第44号、2014年2月、pp.61-66.
- 【2】 岡田敬一、片岡俊一：鉄骨造建物の常時微動特性と地震観測データによる全層応答推定、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造II、2013年、pp.117-118.
- 【3】 岡田敬一、片岡俊一：観測データによる建物全層の地震応答推定に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造II、2012.9、pp.539-540.
- 【4】 岡田敬一、片岡俊一：長期地震観測データによる建物振動特性の変化とその応答変形推定に関する一考察、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造II、2011.8、pp.851-852.
- 【5】 岡田敬一：地震BCPに対応した建物での構造ヘルスマニタリングシステムとその観測結果、日本建築学会学術講演梗概集、構造II、2010年、pp.189-190.
- 【6】 Keiichi, O. Yutaka, N. Masaaki, S.: Application of Earthquake Early Warning System to Seismic-Isolated Buildings, Journal of Disaster Research, Vol.4 No.4, Aug. 2009, pp. 242-250.
- 【7】 白石理人、岡田敬一、向野聡彦、小野潤一郎、東海幸一：施工期間中の鉄骨高層建物の振動特性評価：その1 継続的な微動計測による振動特性評価、日本建築学会学術講演梗概集、構造II、2009年、pp.567-568.
- 【8】 岡田敬一、白石理人、向野聡彦、小野潤一郎、東海幸一：施工期間中の鉄骨高層建物の振動特性評価：その2 多点移動計測によるモード形状の評価、日本建築学会学術講演梗概集、構造II、2009年、pp.569-570.
- 【9】 岡田敬一、白石理人：構造モニタリングシステムを導入した建物の長期観測による振動特性の評価、日本建築学会学術講演梗概集、構造II、2008年、pp.255-256.
- 【10】 岡田敬一、斎藤知生：構造モニタリングシステムを導入した免震建物の長期観測による振動特性の評価、日本建築学会学術講演梗概集、構造II、2007年、pp.75-76.
- 【11】 岡田敬一：変位記憶型センサによるモニタリングシステム、計測自動制御学会、計測と制御、Vol. 46、2007.8、pp.628-631.
- 【12】 K.Okada, M.Shiraishi : Peak Hold Sensor System for Post-Earthquake Structural Health Monitoring, The 23rd Sensor Symposium on Sensor, Micromachines and Applied System, C5-4, Oct. 2006, pp.541-544.
- 【13】 岡田敬一、白石理人：変位記憶型センサによる構造モニタリングシステムの開発：その3 センサシステムの動的性能確認と建物適用、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造II、2006年、pp.859-860.
- 【14】 岡田敬一、白石理人、竹内啓吾：変位記憶型センサによる構造モニタリングシステムの開発：その1 システムの概要、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造II、2005年、pp.1-2.
- 【15】 白石理人、岡田敬一、山本裕二：変位記憶型センサによる構造モニタリングシステムの開発：その2 装置特性の検証、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造II、2005年、pp.3-4.

関連発表論文

- 【16】 K. Okada, M. Shiraishi : Internet-based Sensor Network System for Structural Health Monitoring, IEEJ The 22nd Sensor Symposium on Sensor, Micromechanics and Applied System, B2-4, Oct. 2005, pp.95-98.
- 【17】 R. Yoshimoto, A. Mita , K. Okada, : Damage detection of base-isolated buildings using multi-input multi-output subspace identification, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Volume 34, Issue 3, 2005, pp.307-324.
- 【18】 岡田 敬一 , 白石 理人 : 免震建物に導入した構造モニタリングシステム : その 1 システム概要と観測記録、日本建築学会学術講演梗概集、構造 II、 2004 年、 pp.775-776.
- 【19】 白石 理人、岡田 敬一、斎藤 知生 : 免震建物に導入した構造モニタリングシステム : その 2 : 対象建物の動特性評価、日本建築学会学術講演梗概集、構造 II、 2004 年、 pp.777-778.
- 【20】 K. Okada, M. Shiraishi, H. Iwaki, K. Shiba : Internet-based Remote Controlled Structure Monitoring System, Proc. of 1st International Conference on Structural Health Monitoring and Intelligent Infrastructure, Tokyo, Japan, Nov 13-15, 2003, pp.1249-1257.
- 【21】 吉元 怜毅、三田 彰、岡田 敬一 : 多入力多出力モデルに基づく建築構造物の健全性診断、日本建築学会学術講演梗概集、構造 II、 2003 年、 pp.985-986.
- 【22】 岡田 敬一、白石 理人、岩城 英朗、柴 慶治 : 構造モニタリングシステムを導入した免震建物の振動特性評価、日本建築学会学術講演梗概集、構造 II、 2003 年、 pp.969-970.
- 【23】 岡田 敬一、白石 理人、柴 慶治, : 構造モニタリングにおける情報化システムの構築、日本建築学会学術講演梗概集、構造 II、 2002 年、 pp.521-522.

謝辞

本研究を遂行し学位論文をまとめるに当たり、多くのご支援とご指導を賜りました、主指導教官である弘前大学大学院理工学研究科 安全システム工学専攻・准教授 片岡俊一博士に深く感謝申し上げます。博士後期課程への入学に際しては、多大なるアドバイスをいただき、遅咲きながら社会人として大学院に進むことができました。それから3年半の時間を費やしましたが、博士過程を卒業することができました。時に応じて、厳しくご指導をいただいたこと、辛抱強く見守ってくださいましたことを通して、私自身の至らなさを実感することができたことは、今後の研究の糧になるものであります。ここに心からの謝意を表します。

本論文作成に当たり、審査委員として多くのご助言を頂きました、弘前大学大学院理工学研究科 安全システム工学専攻・教授 有賀義明博士、同・教授 小菅正裕博士、同・准教授 津村浩三博士、同・准教授 上原子晶久博士には深く感謝いたします。同博士後期課程において遠地からの単位取得、研究全般にわたる多大なるご指導、ご支援を賜りましたことを心から感謝申し上げます。

本研究を進めて行くうえで、現在にわたりご支援を賜り温かく励ましてくださいました株式会社大崎総合研究所・社長 横田晴彦博士には、社会人として清水建設株式会社研究所に配属された入社時の上職者として研究指導を賜りました。また清水建設株式会社技術研究所において長年にわたり振動関係での研究・実験計測にご教示を賜りました柴慶治博士、猿田正明博士、中村豊博士、早川崇氏には、日々の研究だけでなく多くのご指導をしていただきましたことに、深く感謝しております。

清水建設株式会社技術研究所において構造ヘルスマモニタングに関連した研究を推進するにあたり、システムの実験、計測処理、構築・開発をねばり強く手伝っていただいた白石理人氏に深く感謝しております。また構造ヘルスマモニタリング用のセンサシステムの案件適用において尽力を貸していただいた熊谷仁志博士、神原浩博士、稲田裕博士、岩城英朗氏に深く感謝しております。構造物のシステム同定などの研究に深くかかわり、ご助言いただいた斎藤知生博士に深く感謝しております。

慶應義塾大学理工学部システムデザイン工学科・教授 三田彰博士には、清水建設株式会社技術研究所に在職中の上職者として構造ヘルスマモニタリングに関する研究開発を推進する契機をつくって頂きました。また同大学において「構造ヘルスマモニタリングプロジェクト：K-SHM」に参加し、多くの研究課題に取り組み、システムイメージを作るうえで大変勉強になりました。ここに深く感謝申し上げます。

博士論文を書き上げられたことに対して、公私にわたり日頃から著者にご協力・ご支援くださった、清水建設株式会社技術研究所の皆様方、および同社の他部門の方々、さらに、これまでお世話になった全ての方々に改めて謝意を表します。

最後に、私の研究生活を様々な面で支えてくれた妻と息子に、心より感謝いたします。彼らの支援がなければとうていここまで来ることはできず、感謝の念に堪えません。本当にありがとう。

