

学位論文 博士（工学）

部分構造の特性変化に基づく  
構造物の局所損傷検出に関する研究

2015年9月

慶應義塾大学大学院理工学研究科

白石 理人

# 論文要旨

構造物の大地震後の健全性や経年劣化の診断に際し、構造物内の損傷の有無や位置の情報は重要な指標となる。これまで構造物の損傷調査は技術者の経験と勘に頼る部分が多かったが、これを構造物に設置したセンサにより補完、代替することが考えられている。一方、昨今のセンサとその周辺技術の革新的な進化により、近い将来センサは構造物にこれまで以上に大量、高密度に設置することが可能になると予想され、これに対応する新たな損傷検出手法が求められている。

このような背景を踏まえ、本論文では建築物の大地震後の健全性診断を主な対象に、センサ数の制約については重要視しないとの条件下で、構造物を部分構造に分割し各々の特性変化により損傷検出を行う局所損傷検出手法の枠組みを構築した。

第1章では、本論文の背景を述べ、研究の位置付けを明らかにした。

第2章では、部分構造の特性変化を利用した構造物の局所損傷検出手法を提示した。提案手法では部分構造毎に内部の入出力関係を事前に同定しておき、損傷後の観測出力とシミュレーション出力の差（出力誤差）の増加を利用して損傷を検出する。提案手法により建物全体の振動特性に与える影響が小さい局所損傷の検出と、その損傷の3次元的位置の特定が可能であることを、S造5層建物の3次元フレームモデルの地震応答解析結果を用いた検討により示した。

第3章では、提案手法に対する理論的な裏付けを与えることを目的として、一般的な部分構造を対象に損傷により発生する出力誤差を部分構造内部の伝達関数行列を用いて定式化した。その上で、損傷時の出力誤差発生メカニズムに関する検討と地震応答解析による検証により、利用するセンサ出力の方向、振動数帯域、観測ノイズが出力誤差の発生と損傷指標の増加に及ぼす影響についての知見を得た。

第4章では、提案手法の実建物での検証を目的に、RC造5層建物での損傷検出実験を実施した。建物の一部の柱に人為的損傷を付与した前後の起振機による強制振動試験のデータから、提案手法により損傷検出が可能であることを示した。さらに、少数センサによる部分構造毎の移動計測と建物内の損傷検出対象範囲の限定により、計測点数や計測方向が限られる従来型のセンサシステムに対しても応用可能な提案手法の実施方法を提示した。

第5章では、提案手法の総合的な実証を目的に、大型振動台による実大1/3スケールS造18層建物の崩壊実験へ手法を適用した。152台のMEMS型6軸振動センサを試験体に設置し提案手法による損傷検出を行った。損傷判定結果は試験体の梁端下端フランジの破断位置の分布と良く対応しており、提案手法の特徴である局所損傷の検出とその位置特定が可能であることを実証した。

第6章では、以上の内容をまとめ、本論文の結論を述べた。

## SUMMARY OF Ph.D. DISSERTATION

In order to diagnose structural health, information about possible existence and its extent of structural damage is extremely important. Recent technological advances of sensing devices allow us to deploy a large number of high density sensors to structures. In this dissertation, a new local structural damage detection method is proposed on the assumption of using such a new type of sensing devices.

The contents of this dissertation are summarized as follows.

Chapter 1 describes the background and the purpose of this study.

Chapter 2 proposes the substructure based local damage detection method. The method divides the whole structure into a set of small virtual substructures consisting of beams and columns. Then, the local damage existence is detected inside of each substructure using the output error defined as a difference between observation output and simulated output at an internal node of the substructure. The performance of the method is verified using numerical simulation data sets of a 3-dimensional 5-story steel structure.

Chapter 3 investigates the sensitivity between the output error and structural damages of a substructure to enhance theoretical aspect of the proposed method. The output error is formulated by transfer functions inside the substructure, and the numerical studies using a simple 2-dimensional frame model is conducted. The results show that the increase of the output error induced by structural damages mainly occurs in the rotational component of the substructure response than in translational component, and as a result that the rotational component is most tolerant to the observation noise.

In chapter 4, the proposed method is applied to forced vibration test of a real 5 story RC building with artificial damages in their columns. Because the damages were locally applied, its impact to the dynamic characteristics of the whole structural system was very limited. Nonetheless, the proposed method showed its ability of detecting the damage existence and location. In order to present the current practicability of the proposed method, an iterative usage technique of a set of small number of conventional types of sensors is also verified in the test.

In chapter 5, the method is also applied to the large shaking table test of 1/3 scaled 18-story steel high-rise building. 152 of MEMS type 6 axis vibration sensors were installed in the buildings to verify the method. The method shows its capability to detect local structural damages such as fractures of flanges at the end of steel beams.

Chapter 6 is the conclusion of this dissertation. The proposed method can be considered to accomplish to detect local damages in structures and identify its 3-dimensional locations. The proposed method has not only capability to use a large number of new types of sensors, also has the practicality with a limited number of conventional types of sensors.

---

# 目次

---

目次.....	I
図目次.....	IV
表目次.....	VII
<b>第1章 序論 .....</b>	<b>1</b>
1.1 研究の背景.....	2
1.1.1 構造ヘルスマモニタリングと損傷検出.....	2
1.1.2 センシング技術の革新.....	2
1.2 既往の研究.....	4
1.2.1 構造ヘルスマモニタリングのための損傷検出に関する研究.....	4
1.2.2 次世代型センシング技術の構造ヘルスマモニタリング分野への応用 .....	7
1.3 研究課題.....	9
1.4 研究の目的と範囲 .....	10
1.5 論文の構成.....	11
<b>第2章 部分構造の出力誤差を指標とした局所損傷検出手法.....</b>	<b>13</b>
2.1 はじめに.....	14
2.2 局所損傷検出手法 .....	17
2.2.1 損傷検出の手順.....	17
2.2.2 損傷検出手法の特徴 .....	20
2.3 数値シミュレーションによる検証 .....	22
2.3.1 応答解析モデルと設定した部材損傷.....	22
2.3.2 手法の検証手順.....	24
2.3.3 出力誤差の特性変化 .....	26
2.3.4 損傷検出結果 .....	29
2.4 まとめ .....	33

<b>第3章</b>	<b>部分構造の損傷により生じる出力誤差の特性評価</b>	<b>35</b>
3.1	はじめに	36
3.2	部分構造内部の損傷と出力誤差の関係	37
3.2.1	境界節点の入力と出力誤差	37
3.2.2	内部節点の出力と出力誤差	38
3.3	応答解析モデル	39
3.3.1	建物全体架構モデル	39
3.3.2	部分構造モデル	39
3.3.3	損傷ケースの設定	39
3.3.4	建物全体架構の振動特性	41
3.3.5	部分構造の振動特性	41
3.4	フレーム系の部分構造モデルにおける出力誤差の特性	43
3.4.1	伝達関数行列 $\mathbf{H}(\omega)$ と損傷による変化量 $\Delta\mathbf{H}(\omega)$ の特性	43
3.4.2	出力誤差の係数行列 $\mathbf{G}(\omega)$ の特性	46
3.5	地震応答解析による検証	50
3.5.1	地震応答解析	50
3.5.2	出力誤差の特性	52
3.5.3	損傷指標の特性	56
3.6	まとめ	58
<b>第4章</b>	<b>実建物の損傷検出実験による損傷検出手法の検証</b>	<b>59</b>
4.1	はじめに	60
4.2	損傷検出実験	62
4.2.1	対象建物	62
4.2.2	建物への損傷付与	63
4.2.3	振動計測	65
4.2.4	起振機による強制加振	67
4.3	対象建物の振動特性	68
4.3.1	強制加振時の建物応答	68
4.3.2	建物全体系の振動特性	70
4.4	損傷検出手法の検証結果	73
4.4.1	損傷検出手法の適用	73
4.4.2	損傷近傍の部分構造の特性変化	74
4.4.3	損傷検出結果	80
4.5	まとめ	86

<b>第 5 章</b>	<b>大型振動台実験による損傷検出手法の検証</b>	<b>87</b>
5.1	はじめに	88
5.2	振動台実験	89
5.2.1	振動台実験の概要	89
5.2.2	計測システムの概要	90
5.2.3	実験の経過	91
5.3	損傷検出手法の検証結果	93
5.3.1	出力誤差の計算	93
5.3.2	損傷判定	96
5.3.3	損傷判定結果の検証	100
5.4	まとめ	107
<b>第 6 章</b>	<b>結論</b>	<b>109</b>
6.1	結論	110
6.2	今後の課題・展望	113
付録		115
付録 A	ARX モデルの同定手法	116
付録 B	各種損傷指標の比較	118
参考文献		121
関連発表論文		131
謝辞		135

---

## 図目次

---

図 2.1 損傷検出のスケール.....	15
図 2.2 損傷検出手法の概要.....	17
図 2.3 部分構造内部の損傷検出フロー .....	20
図 2.4 対象構造物.....	22
図 2.5 応答解析モデル.....	23
図 2.6 部分構造の例（3階 X3-Y2 通りを内部節点とした部分構造） .....	25
図 2.7 内部節点の応答（3階 X3-Y2 通り， $\theta X$ 方向，無損傷モデル） .....	26
図 2.8 内部節点の出力.....	27
図 2.9 出力誤差（3階 X3-Y2 通り， $\theta X$ 方向） .....	28
図 2.10 損傷指標（CASE 1，出力方向： $\theta X$ ） .....	30
図 2.11 損傷指標（出力方向： $\theta X$ ） .....	31
図 2.12 損傷指標損傷指標（出力方向： $Y$ ） .....	32
図 3.1 応答解析モデル（建物全体架構） .....	40
図 3.2 応答解析モデル（部分構造）と損傷状態.....	40
図 3.3 伝達関数 $H(\omega)$ .....	45
図 3.4 行列 $G(\omega)$ （全入力方向を考慮） .....	47
図 3.5 行列 $G(\omega)$ （出力と同方向の入力方向のみを考慮） .....	49
図 3.6 地震応答解析結果 .....	51
図 3.7 出力誤差の PSD（境界節点入力：全方向，内部節点出力：X方向） .....	54
図 3.8 出力誤差の PSD（境界節点入力：全方向，内部節点出力： $\theta Y$ 方向） .....	54
図 3.9 出力誤差の PSD（境界節点入力：全方向，内部節点出力：Z方向） .....	54
図 3.10 出力誤差の PSD（境界節点入力：X方向，内部節点出力：X方向） .....	55
図 3.11 出力誤差の PSD（境界節点入力： $\theta Y$ 方向，内部節点出力： $\theta Y$ 方向） .....	55
図 3.12 出力誤差の PSD（境界節点入力：Z方向，内部節点出力：Z方向） .....	55
図 3.13 損傷指標（出力：X方向） .....	57
図 3.14 損傷指標（出力： $\theta Y$ 方向） .....	57
図 3.15 損傷指標（出力：Z方向） .....	57
図 4.1 対象建物.....	62

図 4.2 実験時の室内と柱への損傷付与 .....	63
図 4.3 対象建物と計測点配置 .....	64
図 4.4 柱断面と付与した損傷 .....	64
図 4.5 部分構造モデルの概念図と計測方向 .....	66
図 4.6 起振機と振動計測の状況 .....	67
図 4.7 起振機の加振力波形 .....	69
図 4.8 建物の応答速度波形 .....	69
図 4.9 伝達関数（計測波形／加振力） .....	71
図 4.10 モード形状（5階平面） .....	72
図 4.11 計測波形と使用したデータ区間（SWEEP 加振，計測点：5F-Ⓑ⑤，CASE 0） .....	75
図 4.12 計測波形と使用したデータ区間（SIN 2.4Hz 加振，計測点：5F-Ⓑ⑤，CASE 0） .....	75
図 4.13 部分構造内のパワースペクトル密度とコヒーレンス .....	77
図 4.14 部分構造のモード形状（部分構造 5F-Ⓑ⑤，SWEEP 波加振，170Hz 時） .....	78
図 4.15 建物初期（無損傷状態）の出力特性（部分構造 5F-Ⓑ⑤，SIN 波 2.4Hz 加振） .....	79
図 4.16 損傷検出対象データの出力特性（部分構造 5F-Ⓑ⑤，SIN 波 2.4Hz 加振） .....	79
図 4.17 各部分構造における出力，出力誤差の標準偏差と損傷指標（SWEEP，B 通り） .....	82
図 4.18 各部分構造における出力，出力誤差の標準偏差と損傷指標（SWEEP，C 通り） .....	83
図 4.19 各部分構造における出力，出力誤差の標準偏差と損傷指標（SIN 波 2.4Hz，B 通り） .....	84
図 4.20 各部分構造における出力，出力誤差の標準偏差と損傷指標（SIN 波 2.4Hz，C 通り） .....	85
図 5.1 振動台実験の状況 .....	89
図 5.2 センサ設置位置 .....	90
図 5.3 センサ設置状況 .....	91
図 5.4 試験体の固有周期の変化 .....	92
図 5.5 特性把握加振の観測波形 .....	95
図 5.6 観測波形とシミュレーション波形 .....	95
図 5.7 出力誤差波形 .....	95
図 5.8 パワースペクトル密度（観測，シミュレーション，出力誤差波形） .....	95
図 5.9 損傷指標の変化 .....	97
図 5.10 梁端の部材回転角と歪データによる梁端下フランジ破断の評価 .....	100
図 5.11 梁端の部材回転角と歪の関係（PSV220，2FL-B23 梁の I，J 端の例） .....	101
図 5.12 損傷判定結果（加振ケース PSV180-2） .....	103
図 5.13 損傷判定結果（加振ケース PSV220） .....	103
図 5.14 損傷判定結果（加振ケース PSV250） .....	104
図 5.15 損傷判定結果（加振ケース PSV300） .....	104
図 5.16 損傷判定結果（加振ケース PSV340-1） .....	105
図 5.17 損傷判定結果（加振ケース PSV340-2） .....	105



図 5.18 実験終了時の試験体観察結果と損傷判定結果の比較..... 106

---

## 表目次

---

表 2.1 設定した損傷と建物の固有振動数.....	24
表 3.1 応答解析モデルの設定.....	41
表 3.2 建物全体架構の固有振動数 (Hz) と無損傷状態からの変化率 (%) .....	42
表 3.3 部分構造の固有振動数 (Hz) と無損傷状態からの変化率 (%) .....	42
表 4.1 実験スケジュール .....	65
表 4.2 センサ仕様 .....	66
表 4.3 計測, 加振条件.....	67
表 5.1 センサ仕様.....	91
表 5.2 実験経過と試験体の損傷状況 .....	92

---

# 第1章 序論

---

## 1.1 研究の背景

### 1.1.1 構造ヘルスマニタリングと損傷検出

構造ヘルスマニタリング<sup>①</sup>とは、対象とする構造物にセンサを設置して振動や音などの物理量を観測（センシング）し、その観測値を様々なデータ処理手法を駆使して分析（信号処理）することによって、対象に蓄積された損傷の程度を把握し健全性を判定（健全性判定）する技術であり<sup>②</sup>、その中核をなすのが本論文の主題とする損傷検出の技術である。

特に建築構造物を対象とした場合、地震国であるわが国では大地震直後に建物の健全性・被災状況を迅速に把握することを主目的に、これまで構造ヘルスマニタリングの研究開発が行われてきた。その契機となったのが 1994 年のノースリッジ地震と 1995 年の兵庫県南部地震である。大都市を直撃したこの 2 つの地震では直接の目視点検が難しい耐火被覆や内装材などの非構造部材に隠れた鉄骨造建物の被害<sup>③④</sup>が大きな問題となり、その対応として構造ヘルスマニタリングの必要性が認識された。そして 2004 年の新潟県中越地震、2007 年の新潟県中越沖地震では地震に対する製造業のサプライチェーンの脆弱性が明らかとなり、BCP（事業継続計画）の観点から生産施設等の地震被害を速やかに評価・把握する技術として構造ヘルスマニタリングは再び脚光を浴びた。さらに 2011 年の東北地方太平洋沖地震では大都市部での帰宅困難者の問題<sup>⑤</sup>が顕在化し、行政側が建物の所有者や管理者に対し建物の安全性の確認と、可能であれば在館者に対し建物内での待機の呼びかけや帰宅困難者の建物への一時受け入れを求める<sup>⑥⑦</sup>ようになった。今後、南海トラフを震源とする M8～M9 クラスの巨大地震<sup>⑧</sup>や首都圏における M7 程度の地震<sup>⑨</sup>の発生が懸念される状況下で、建物が集中する大都市部において建物の安全性の確認をすべき構造技術者の不足は明らかであり、専門知識を持たない建物の所有者、管理者が自ら建物安全性を確認することが要求される中、建物健全性即時判定の観点から構造ヘルスマニタリングへの注目が集まっている<sup>⑩</sup>。

このように構造ヘルスマニタリングへの期待が一層高まる中、建物内の損傷を客観的かつ定量的に評価する損傷検出の技術に対しては更なる高度化が求められている。

### 1.1.2 センシング技術の革新

現在、構造ヘルスマニタリングを目的として建物にセンサを設置する場合、1 つの建物に対してセンサは数台～十数台というオーダーが一般的と考えられている。これはコスト・技術の両面の制約から実際に建物に設置可能なセンサ数が限定されることに加え、建物の強震観測をベースとした技術により構造ヘルスマニタリングの開発が進められてきたという経緯<sup>⑪</sup>も少なからず影響していると思われる。その一方で近年、センシングとその周辺の技術領域では、MEMS（Micro Electro Mechanical Systems）センサ等の超小型・低価格なセンシングデバイス、有線・無線の広帯域デジタルネットワーク技術、大容量メモリ・クラ

クラウドストレージの利用などの技術革新が急速に進んでおり<sup>(12)</sup>、これらの技術の有力な適用先の一つとして構造ヘルスマニタリングが挙げられることが多い。近い将来、構造ヘルスマニタリングの分野においても、従来の常識からは考えられなかった大量のセンサの高密度な設置や、大規模データの分散処理などが可能となることが予想される。

## 1.2 既往の研究

### 1.2.1 構造ヘルスマモニタリングのための損傷検出に関する研究

本項では、構造ヘルスマモニタリングによる建物の健全性・被災状況の評価と損傷検出に関する既往の研究を概観する。

#### 建物応答推定による健全度・被災状況の評価に関する研究

構造ヘルスマモニタリングの早期の実用化、商用化に向けて、近年盛んに研究開発が進められているのが地震時の建物応答の最大値や累積値などを指標とし、健全性・被災状況を間接的に評価する方法である。この方法では、建物に設置した少数のセンサ（通常は3～5台程度）の情報から建物の全層の応答分布を推定する。そして、その値を設計時に想定した値や事前に設定した応答値と被害の対応関係などと照らし合わせることにより、建物内の健全性、被災状況を層単位で評価する。すなわちこの手法は直接的には当該建物の損傷推定を行わずにその健全性、被災状況を評価する手法であると言える。

大類・他<sup>(13)</sup>、Suzuki, et al.<sup>(14)</sup>はこの手法を実装したシステムを構築し実建物群への適用を進めている。より少数のセンサを指向する研究として、岡田・片岡<sup>(15)(16)</sup>は2点のセンサから、品川・三田<sup>(17)</sup>は1点のセンサのみから全層の応答分布を推定する方法を提案している。池田・久田<sup>(18)</sup>は刺激関数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同定する方法を提案しており、事前に建物情報を必要としないことが特徴である。斎藤<sup>(19)</sup>は観測値を使ったベイズ更新により建物の剛性分布を更新した上で刺激関数を求める方法を提案している。白石・斎藤<sup>(20)</sup>、岡田・他<sup>(21)</sup>はE-ディフェンスで行われた実大の1/3スケール18層S造建物の崩壊実験にこの手法を適用している。建物応答から被災状況を評価するという意味では、全層に加速度計を配置する方法<sup>(22)(23)</sup>、層間変形角を直接計測する方法<sup>(24)(25)</sup>等もこの手法に分類される。

この方法では推定した建物応答から構造体のみならず非構造部材等の被害も評価可能であるため、地震直後の初動対応における意思決定支援用途に向くことが利点と言え、実装例も多く報告<sup>(26)~(28)</sup>されている。しかし応答値と被災状況の対応関係については、あくまでも経験的・実験的、もしくは設計クライテリア等から一般的な値として事前に決定する必要があり、対象建物に対する当該性を持たない点が課題であり、建物の健全性、被災状況を直接確認してはいることに留意する必要がある。

なお、建物を等価一質点系に置換した上で観測した加速度記録から求めた復元力特性である性能曲線と、その地震の応答スペクトルの特性である要求曲線を計算し、比較することで構造物の特に余震に対する安全性を評価する楠・他の一連の研究<sup>(29)~(32)</sup>がある。これも最大応答値を推定しクライテリアと比較するという意味でこの手法に分類される。

## 建物全体系の特性変化による損傷検出に関する研究

構造ヘルスマニタリングを目的に、古くから多くの研究が行われてきたのが、地震前後の建物の動特性の変化から建物の損傷検出を行う方法である。この方法は、構造体の損傷を直接的に検出することを目指すという意味で、健全性・被災状況の評価に真正面から取り組んだ手法と言える。

建物全体系の特性の評価手法自体は地震時の損傷検出を主目的としていないものも含めて多くの蓄積<sup>(33)(34)</sup>があり、特にモーダルパラメータの同定については、田村・他<sup>(35)</sup>による RD 法、斎藤<sup>(36)</sup>による多項式モデルによる方法、斎藤・神田<sup>(37)</sup>による伝達関数による方法とその確率論的誤差評価、Brinker, et al.<sup>(38)</sup>による FDD 法、Huang and Lin<sup>(39)</sup>による部分空間法等の様々な手法がすでに確立されている。

損傷検出という観点からは、上記の手法により同定したモーダルパラメータから建物全体系の剛性、減衰マトリクスを逆解析的に同定する層損傷の検出手法が数多く提案されている。近藤・濱本<sup>(40)</sup>、エスコバール・他<sup>(41)</sup>、濱本・他<sup>(42)</sup>、金澤<sup>(43)</sup>、Saito, et al.<sup>(44)</sup>は、固有振動数とモード形状の変化から層剛性の変化を推定し層損傷の検出を行っている。濱本・近藤<sup>(45)</sup>ではねじれモードを利用することで層内部の損傷分布の推定にまで踏み込んでいる。濱本・他<sup>(46)</sup>のように逐次最小二乗法により地震の最中の層剛性の変化を求めることもできる。塩田・他<sup>(47)</sup>ではモーダルパラメータを陽な形では導出していないが、カルマンフィルタ等を用いて同様の考え方により層損傷の検出を行っている。これらの手法ではモーダルパラメータを精度よく同定することができるのであれば、必ずしも全層の応答計測が必要ないこと、加速度積分等による層間変形の算出が不要であること等の利点も多い。

これらの手法の実建物への適用例としては、解体前の実建物に人為的に損傷を与えてその前後のモーダルパラメータの変化を報告した事例<sup>(48)~(56)</sup>がある。これによると低層 SRC 造や RC 造建物の耐震壁のうち数枚を完全に切断するような大掛かりな損傷を与えた場合では 1 次固有振動数が数%~10%程度低下する<sup>(48)(50)(53)</sup>ことが示されている。しかし中層の混合構造建物（柱 RC 造，梁 S 造）の 1 箇所を梁端を切断した程度では固有振動数の低下は確認されない<sup>(55)</sup>との報告もある。

一方、2011 年の東日本大震災時には建物の強震観測システムがある程度普及していたことから、地震による固有振動数や減衰定数の変化の報告<sup>(57)~(65)</sup>が数多く行われた。中には地震後に固有振動数が 1~2 割低下していた事例<sup>(59)(60)</sup>もあるが、その場合でも大規模な構造的被害は報告されておらず、建物損傷とモーダルパラメータの変化の関係性の整理が今後の課題であろう。これらの報告の多くは地震前後のモーダルパラメータの変化の報告までにとどまるが、少数ながら同地震の観測記録により損傷検出を実施した事例<sup>(66)</sup>の報告もある。

## 部分構造の特性変化による損傷検出

前述の建物の特性変化を利用する方法は、特性を評価するスケールを建物の層、部材と絞り込んでいくことで、構造物の局所的な損傷を直接的に検出できる。

このような手法の一つとして、多質点系一本棒せん断型モデルで表現した建物の層損傷の検出を目的に、層の物理パラメータの同定に特化した諸研究がある。中村・安井<sup>(67)</sup>、吉元・他<sup>(68)</sup>は加速度の計測データから層間変形角と層復元力を算定し、そこから直接的に層剛性とその変化を求めて損傷検出を行う方法を提案している。池田<sup>(69)</sup>はこの手法にモーダルパラメータから逆解析的に求めた建物全体系の剛性、減衰マトリクスを拘束条件として取り込むことで、安定的に層剛性と減衰を同定する方法を提案している。これらの手法では層の復元力を求める際に対象層から上の全層の同期計測と質量の情報が必要となる。それに対し仁田・西谷<sup>(70)</sup>は部分空間法を利用した層剛性の同定とその変化を算出する方法を提案しており、部分構造毎に独立に部分空間法を適用することで全層の同期計測が不要としている。また、中村・他<sup>(71)</sup>は質量に関する情報が不要な手法として観測された絶対加速度のフーリエ変換の極値として層の剛性と減衰を求める手法を、前田・他<sup>(72)</sup>はこの手法を改良し ARX モデルを導入した手法を提案している。

一方、より一般的な手法として、構造物を複数の部分構造に分割し各々の特性変化に着目して部分構造単位で損傷検出を行う考え方がある。この手法は計算機資源に制約があった時代に計算速度向上とメモリ節約を主目的として研究が進められたもので、構造物を部分構造に分割するという考え方自体は長松・大熊<sup>(73)</sup>に詳しい。Koh, et al.<sup>(74)</sup>はせん断型構造物、フレーム構造物、トラス構造物について全体架構から分割した部分構造単位での物理パラメータを拡張カルマンフィルタにより直接同定する方法を提案しているが、その主目的は分割計算によるカルマンフィルタの収束性の改善と計算速度の向上であり、損傷検出については触れられていない。この部分構造の手法を損傷検出に適用したのが Yun and Lee<sup>(75)</sup>であり部分構造の入出力関係を ARMAX モデルを用いて同定し局所損傷を検出する方法を提案している。Yun and Bahng<sup>(76)</sup>では局所損傷検出を念頭に入出力をニューラルネットワークを用いてモデリングしている。同様に、中村・Masri<sup>(77)</sup>、Nakamura, et al.<sup>(78)</sup>は入出力関係のモデリングにニューラルネットワークを用い損傷による出力誤差の増加を建物の層損傷の検出に適用した。また部分構造を出力データのみが観測できる時系列モデルとして捉えてモデリングし、AR モデルの係数や出力誤差の変化を一般的な構造物の損傷検出に適用した研究として、Worden, et al.<sup>(79)</sup>、Fanning and Carden<sup>(80)</sup>、Mattson and Pandit<sup>(81)</sup>により AR モデルの残差の平均と分散の統計的処理による損傷検出や、Soon and Farrar<sup>(82)</sup>や Nair, et al.<sup>(83)</sup>により AR 係数自体に着目した損傷検出手法が提案されている。これをうけて、Zheng and Mita<sup>(84)(85)</sup>、Xing and Mita<sup>(86)</sup>は建物の層レベルの損傷検出に AR モデルの係数変化を適用し、Xing and Mita<sup>(87)</sup>はこれを ARX, ARMAX モデルの適用に発展させた。Mei, et al.<sup>(88)</sup>はさらにこれを改良し ARMAX モデルの出力残差を損傷指標としている。



この部分構造単位で損傷検出を行う手法では、その単位を小さくすれば原理的にはさらに局所的な損傷を検出できる可能性があるにもかかわらず、上記の検討の多くがマスバネ系のモデルで表現される多質点系一本棒せん断型の構造物を検討対象としている。すなわち対象を建築とした場合、層単位の損傷検出を目的としたものがほとんどで、部材レベルの局所的な損傷検出を目指した手法<sup>(89)</sup>については極めて数が限られている。これは先に指摘したように、現状では実際に建物に設置可能なセンサの数は少数であることが常識であり、それを前提に研究が行われてきたためであろう。また、手法の検証方法として、数値シミュレーションによる検討と小規模な振動台実験による検討が多く、実際の損傷状態に近い実建物や大型振動台実験での検討が十分ではないことも課題といえる。

### 1.2.2 次世代型センシング技術の構造ヘルスマニタリング分野への応用

これまで論じてきた損傷検出に関する研究と並行して、近年のセンサや通信デバイス等の技術革新を受け、構造ヘルスマニタリング分野へスマートセンサと呼ばれる次世代型のセンシング技術の適用が数多く行われるようになった<sup>(90)(91)</sup>。Spencer, et al.<sup>(92)</sup>はその先駆けというべき論文で、この分野の現状と今後の展望について論じており、その中でセンシングデバイスの革新により構造物内にそれらが大量、高密度に配置された場合、従来からの中央集中型のデータ処理手法の枠組みにとらわれない、新しい分散処理型の手法が必要になると指摘した。

これを受けて、Gao, et al.<sup>(93)</sup>はフレキシビリティマトリクスの推定をベースとする分散型の損傷検出手法を提示し数値シミュレーションによりその有効性を検証した。Lynch, et al.<sup>(94)</sup>は無線スマートセンサのプロトタイプを実際に道路橋に配置し振動計測が可能であることを実証した。さらに Zimmerman, et al.<sup>(95)</sup>、Shiraishi and Lynch<sup>(96)</sup>、白石<sup>(97)(98)</sup>では、RD 法、FDD 法等の実用的なモーダルパラメータの同定手法を分散処理型に改良した上で無線スマートセンサに実装、劇場のバルコニー形式の客席のモード特性をスマートセンサ内の分散処理により同定できることを示した。Nagayama, et al.<sup>(99)</sup>も分散型の損傷検出手法を無線スマートセンサのプロトタイプに実装しトラス構造の試験体を用いてその性能を検証している。Kurata, et al.は無線スマートセンサによる鉄骨の動ひずみ計測システム<sup>(100)</sup>や、吊り橋に設置した 28 台の無線センサノードによるモニタリングシステムの長期間にわたる運用結果<sup>(101)</sup>について報告している。一方、圓・他<sup>(102)</sup>はコンクリート構造物を対象に簡易な固有振動数の同定と AE による損傷検出の手法を組み込んだ小型の無線デバイスを開発し、実験等でその性能を検証している。また白石・三田<sup>(103)</sup>、Shiraishi and Mita<sup>(104)</sup>はカルマンフィルタを改良したアルゴリズムである分散型のインフォメーションフィルタ (DIF) を多出力の ARX モデルを用いたモーダルパラメータの同定に適用、S 造建物の地震観測データを用いて集中型のアルゴリズムと同等の結果が得られることを示している<sup>(105)</sup>。

なお、従来のアナログタイプのセンサと大きく異なる点として、無線・有線のいずれの場合でもデジタルタイプのスマートセンサではセンサ間の時刻同期が問題となる。この課題に対しては、長井・他<sup>(106)</sup>、石川・三田<sup>(107)</sup>の有線タイプのセンサに対する研究、長山・他<sup>(108)</sup>、鈴木・他<sup>(109)</sup>らによる無線タイプのセンサに対する研究等により、実用上問題のない精度で時刻同期が得られることが確認されている。また、通信遅延自体を考慮したアルゴリズムについての検討<sup>(110)(111)</sup>も進められている。

### 1.3 研究課題

前節までに本論文の背景について論じ、関連する既往の研究について述べた。これらを概観し、構造ヘルスマモニタリングのための損傷検出に関する研究課題を以下に整理する。

- ・ 損傷検出技術は構造ヘルスマモニタリングの中核をなす技術であり、その高度化が求められている。
- ・ 現段階で実用が進んでいるのは、推定した建物応答の最大・累積値から間接的に健全性・被災度（損傷）を検出する方法であるが、応答値と損傷の対応関係の設定が今後の課題である。
- ・ 建物の特性変化から損傷を検出する手法のうち、古くから行われているのが建物全体系の振動特性、特にモーダルパラメータの変化から損傷を検出する方法であるが、実建物に生じた損傷とパラメータ変化の関係について整理されていない。特に局所的な損傷に対してはパラメータ変動が小さいとの実験結果が示されているのに対し、実建物の地震観測結果ではさほど大きな構造的損傷が生じていない場合でも地震前後の固有振動数の変化が大きい場合がある。
- ・ 建物の部分構造の特性変化を利用する方法は、構造物の局所的な損傷を直接的に検出することができる点で有効である。しかしこの方法は比較的新しい研究分野であること、計測点数の制約上、これまで建築構造物を対象とした研究事例のほとんどが多質点系一本棒せん断型モデルに対する検討であった。その検証も数値シミュレーションによる検討と小規模な振動台実験によるものが多く、より実際の損傷状況に近い状態での検証が必要である。
- ・ センサとその周辺技術の革新により、スマートセンサと呼ばれる次世代型のセンシングデバイスが登場し、構造ヘルスマモニタリング用途においても近い将来センサの大量、高密度な設置が可能になると考えられる。そこから生み出される大量のデータに対応した損傷検出のための新たなデータ処理手法が求められている。

## 1.4 研究の目的と範囲

本論文では構造ヘルスマモニタリングの中核をなす損傷検出技術の高度化を目的に、構造物を部分構造に分割し各々の特性変化により損傷検出を行う局所損傷検出手法の枠組みを構築する。既往の諸研究に対する本論文の特徴は以下のとおりである。

- ・ 3次元の立体フレームモデルを対象に手法を構築する。これにより建物全体系の振動特性に与える影響が小さい局所損傷の検出と、損傷の3次元的な位置の特定を可能とする。
- ・ 次世代型のセンシングデバイス利用を前提に計測点数の制約については重要視しない。ただし現時点での一定の実用性を示すため従来型センサに対する適用方法も提示する。
- ・ 実建物における検証実験と大型振動台実験への適用により手法の妥当性を示す。

提案する局所損傷検出手法は構造物の初期状態からの力学的特性の変化を検出可能な一般的なものである。ただし本論文では、主に地震により建築構造物に生じる損傷の検出を検討対象とする。

また、本論文では検出対象とする柱梁等のフレーム部材単位で生じた損傷を「局所損傷」と呼ぶ。前節までにレビューした実建物の損傷実験等の既往研究により、さらに損傷程度が大きな損傷（耐震壁を切断）が生じた場合でも、建物全体系の振動特性に与える影響は限定的（固有振動数で数%程度の変化）であることが知られている。本論文で対象とする建物内に数ヶ所生じた局所損傷が振動特性に及ぼす影響はさらに小さいと考えられるが、提案手法はその損傷を確実に検出することを目指すものである。

## 1.5 論文の構成

本論文は全6章から構成されている。各章の概要は以下のとおりである。

第1章では、本論文の背景を述べ、研究の位置付けを明らかにする。

第2章では、部分構造の特性変化を利用した構造物の局所損傷検出手法を提示する。手法では、部分構造毎に内部の入出力関係を事前に同定しておき、損傷後の観測出力とモデルを使ったシミュレーション出力の差（出力誤差）の増加を利用して損傷を検出する。提案手法により建物全体の振動特性に与える局所損傷の検出と3次元的位置の特定が可能であることを、S造5層建物の3次元フレームモデルの地震応答解析結果を用いた検討により示す。

第3章では、提案手法に対して理論的な裏付けを与えることを目的に、一般的な部分構造を対象に損傷により発生する出力誤差を部分構造内部の伝達関数行列を用いて定式化する。その上で多層多スパンの全体架構モデル内の梁柱から構成されるフレーム系の部分構造モデルについて、全体架構、及び、部分構造のモード特性と出力誤差の関係性を明らかにし、利用するセンサ出力の方向、及び、振動数帯域が出力誤差に与える影響について知見を得る。

第4章では、提案手法の実建物での検証を目的に実施したRC造5層建物での損傷検出実験について詳述する。建物の一部の柱に人為的損傷を付与しその前後に行った起振機による強制振動試験時のデータに対し提案手法を適用し損傷検出が可能であることを示す。さらに部分構造単位で独立した計測とデータ処理が可能な提案手法の特徴を活かし、少数センサによる部分構造毎の移動計測と建物内の損傷検出対象範囲の限定により、従来型のセンサシステムによっても実施可能な手法を提示する。

第5章では、提案手法の実証例として、大型振動台による実大1/3スケールS造18層建物の崩壊実験への手法の適用結果を示す。提案手法による損傷判定結果と試験体の梁端フランジ破断位置の比較により、本手法の特徴である局所的な損傷検出と損傷位置の特定について、実験データにより検証する。

第6章では、本論文の結論ならびに今後の課題・展望を述べる。



---

第2章 部分構造の出力誤差を指標とした  
局所損傷検出手法

---

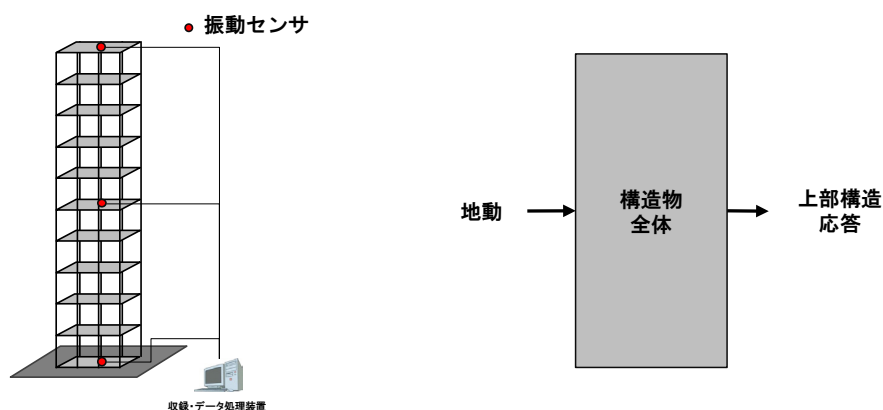
## 2.1 はじめに

第 2 章では、構造物を部分構造に分割し、各部分構造の特性変化により損傷検出を行う局所損傷検出手法を提示する。

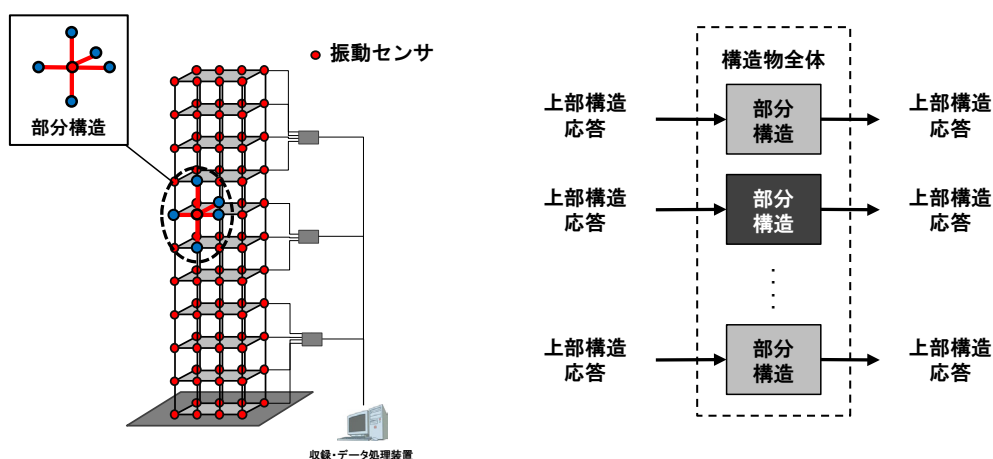
1.2.1 項では、実建物の建物全体系の振動特性が局所損傷ではさほど大きく変化しないことを指摘した。斎藤<sup>(48)</sup>による 5 階建て SRC 造建物の耐震壁を切断した実験では常時微動により同定した 1 次固有振動数が 3~5%程度低下したことが報告されている。鈴木・他<sup>(53)</sup>による 4 階建て RC 造建物の耐震壁を切断した実験では起振機を使った場合で 1 次固有振動数が並進方向で最大 7%、ねじれ方向で 9%程度低下したことが報告されている。また、増田・他<sup>(50)</sup>による 4 階建て RC 造建物の耐震壁を切断した実験では常時微動により同定した 1 次固有振動数が 10%程度低下したことが報告されている。これらはいずれも全壁量に対してかなりの割合の耐震壁の壁周縁の 3 辺を全て切断するという大がかりな損傷を与えた実験であり、逆の見方をすればこのような損傷程度でも固有振動数は 1 割程度しか低下しないとも言える。一方、鈴木・他<sup>(55)</sup>による 9 階建て柱 RC 造梁 S 造建物の 5 階床下部の梁端フランジ 1 ヶ所を切断した実験では、起振機を使った加振によっても固有振動数の変化は確認されていない。つまり目視による発見が難しいような局所損傷では建物全体系の動特性に与える影響は小さく、それを利用した損傷検出は容易ではない。

通常、建物全体系の振動特性は図 2.1(a)のように構造物全体系を一つの大きなシステムと捉え、入力（一般には地動）と出力（上部構造の応答）からその特性を同定する。そのため建物の一部が損傷してもその特性変化は小さい。一方、図 2.1(b)に示すように構造物全体を仮想的な複数の小さな部分構造に分割し、入力と出力（共に上部構造の応答）からその特性を同定し、その各々の特性変化から各部分構造について損傷検出を行うことを考える。建物の一部が損傷した場合、部分構造の大きさに対して損傷部材の占める割合が(a)と比べると著しく大きいため、影響は損傷部材が含まれる部分構造で大きく表れる。また、損傷の影響は、損傷が含まれる部分構造の周辺付近で限定的に表れることが期待され、影響が表れた部分構造の位置から損傷位置の特定を行うことができる。部分構造毎に計測と損傷検出のためのデータ処理を独立して実行できることも、システム実装の際の利点となる。





(a) 建物全体系の特性変化に基づく損傷検出



(b) 部分構造の特性変化に基づく損傷検出

図 2.1 損傷検出のスケール

この部分構造の特性変化を利用した損傷検出は Yun and Lee<sup>(75)</sup>によるものをはじめとして、数多くの研究<sup>(79)~(83)</sup>がこれまで行われてきた。これらの研究では、部分構造を時系列モデルとして捉えて AR モデルでモデリングしそのモデル係数や出力誤差の変化を利用して、一般的な構造物の損傷検出を行っている。

Zheng and Mita<sup>(84)(85)</sup>, Xing and Mita<sup>(86)</sup>はこれを多質点系一本棒せん断型モデルに適用し建物の層損傷の検出を行った。この研究では部分構造を ARMA モデルでモデリングし無損傷時と損傷時の AR 係数の距離 (Cepstral Distance および Itakura Distance) から損傷を判定する。しかし各部分構造の出力データの相関を取り除くため事前にフィルタ処理が必要で、これを各部分構造で独立した処理とできないことが課題であった。Xing and Mita<sup>(86)</sup>はこの研究の発展として入出力モデルである ARX, ARMAX モデルを部分構造のモデリン

グに適用した。この研究では損傷指標として無損傷時と損傷時の部分構造の固有振動数の差を用いることを提案し、それによりせん断型の建物モデルを対象に層損傷の検出を行った。これらの手法では事前の無損傷時と損傷検出時のモデルの違いを損傷検出の指標としているため、損傷検出時には毎回モデルの同定を行う必要がある。

一方、事前（無損傷時）にあらかじめ部分構造のモデルを同定しておき、損傷検出時にはそのモデルに観測データを入力してシミュレーション出力を計算、実際の観測出力との差（出力誤差）を損傷検出の指標とする手法がある。損傷検出時に部分構造に損傷が生じていれば入出力関係にも変化が生じ出力誤差が増加するという考え方である。この手法ではモデルの同定は事前に 1 回行えばよく、損傷検出時には単にそのモデルを使ったシミュレーションを行う。Yun and Bahng<sup>(76)</sup>ではこの考え方の下に、入出力関係をニューラルネットワークでモデリングしている。同様に、中村・Masri<sup>(77)</sup>、Nakamura, et al.<sup>(78)</sup>は入出力関係のモデリングにニューラルネットワークを用い損傷による出力誤差の増加を建物の層損傷の検出に適用した。また Mei, et al.<sup>(88)</sup>は ARMAX モデルの出力誤差の変化を Xing and Mita<sup>(86)</sup>による固有振動数の差と組み合わせた新しい損傷指標を提案している。

これらの研究では、その多くが検討対象を多質点系一本棒せん断型モデルとしている。本論文ではこれを 3 次元の立体フレームモデルとする。これにより構造物内の損傷位置を層単位ではなく 3 次元的に特定することが可能となる。部分構造の分割単位をより詳細にすることで損傷検出の感度向上も期待できる。

さらに、せん断型モデルに対する検討では部分構造の入出力が水平 1 方向のみの利用に限定されるが、立体モデルでは並進 3 方向と回転 3 方向の 6 方向を利用することができる。また損傷の設定を層剛性で設定するのではなくフレーム部材の剛性として設定することでより実態に即した損傷に対する検討が可能となる。

そこで本章では、提案手法の詳細な手順を示したのちに、S 造 5 層建物の 3 次元フレームモデルを対象に検討を行う。まずモデルの構成部材の一部に擬似的損傷を与えた場合の固有値解析結果から局所損傷が構造物全体系の振動特性に与える影響が小さいことを示す。続いて同じモデルを用いた地震応答解析の結果を用いて提案手法による局所損傷検出を試みる。モデルに与えた損傷と損傷検出結果の比較により、提案手法が建物の全体系に及ぼす影響が小さい局所損傷の検出と、構造物内の 3 次元的な位置の特定が可能であることを示す。

## 2.2 局所損傷検出手法

### 2.2.1 損傷検出の手順

本項では、提案する局所損傷手法の手順を示す。以降では図 2.2 に示す提案手法の概要に従い、各手順を具体的に記す。

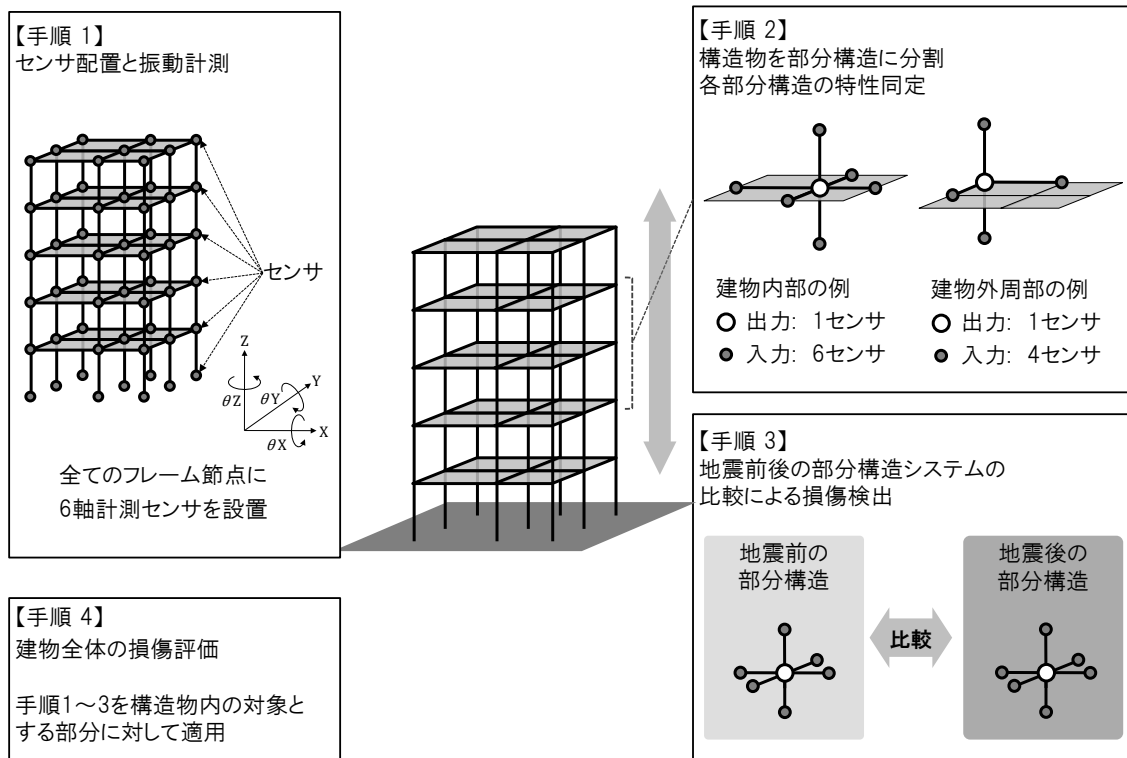


図 2.2 損傷検出手法の概要

#### 【手順 1】 センサ配置と振動計測

本手法では、事前（損傷前の健全時）に予め対象とする構造物に振動センサを設置しておく、損傷が生じたと疑われる地震の前後に構造物の振動を計測する。具体的には大地震の前後の中小地震や、大地震の主要動の前後の揺れなどが想定される。振動センサは小型・安価なセンサの使用を前提に、図 2.2 に示すように建物の構造体フレームの全ての節点（梁柱接合部）に設置し、各センサ間で時刻同期を取った計測ができるものとする。本論文では時

刻同期が正確であることを前提に部分構造のモデリングを行い,その不正確性が損傷検出結果に及ぼす悪影響については検討対象外とする.

各センサでは並進 3 軸方向 (X, Y, Z) の加速度に加えて, 回転 3 軸方向 ( $\theta X, \theta Y, \theta Z$ ) の角速度も計測できるものとする. これは, 最近の MEMS (Micro Electro Mechanical Systems) タイプの振動センサに見られる, 並進方向加速度と回転角速度 (ジャイロ) 成分の両方が検出可能なものを想定しているためである.

## 【手順 2】 部分構造への分割と特性同定

構造物内の一つの節点を中心とし,そこに直接接続された梁柱等の構造フレーム部材を仮想的な部分構造として構造物全体系から分割する.その部分構造を入出力を持つシステムと見なし,中心位置(部分構造の「内部節点」とする)のセンサで観測されたデータを出力 $y$ ,梁柱の反対側端部(部分構造の「境界節点」とする)のセンサを入力 $x$ としてシステムの入出力関係を同定する.各部材が直角に接続された一般的なフレーム構造物の場合,これを最大 6 センサ×6 軸=36 入力, 1 センサ×6 軸=6 出力の多入力多出力のシステム同定問題として取り扱うことができる.本論文では内部節点の出力は 6 方向のうちのいずれかを任意に選択するものとし,次式に示す多入力 1 出力の ARX モデルとして同定した.式中の  $a_l, b_l$  と  $n_a, n_b$  はそれぞれ出力, 入力部分の回帰係数とそれらの次数である.多入力システムであるため  $b$  は  $j$  番目の入力  $x_j(t)$  に対応する回帰係数であり,  $m$  は入力数を示す.  $e$  は白色雑音である. ARX モデルの同定方法の詳細は付録 A に示す.

$$y(t) = -\sum_{l=1}^{n_a} a_l y(t-l) + \sum_{j=1}^m \sum_{l=1}^{n_b} b_{lj} x_j(t-l) + e(t) \quad (2.1)$$

## 【手順 3】 地震前後の部分構造システムの比較による損傷検出

部分構造を構成するフレーム部材が損傷した場合,それにより部分構造の特性が変化する.損傷前と後のデータを入手しそれを用いて特性変化を検出できれば,部分構造内部の損傷を検出することができる.特性変化の検出方法としては以下の 3 種類が考えられる.

- a) 損傷前後のデータから同定したシステムを構成するモデル係数の比較
- b) モデル係数から求めた固有振動数等の物理パラメータの比較
- c) 損傷前のデータから同定したシステムに地震前後のデータを入力した際の出力誤差の比較

提案手法では, c)地震前後の出力誤差の比較により損傷検出を行う.損傷検出段階では対象とする部分構造毎に内部節点で実際に観測される出力と,先に同定しておいたシステムに

境界節点で観測された応答を入力したシミュレーション出力の差（出力誤差）を計算する。システム同定の精度が十分に良く、部分構造の特性に変化がなければ出力誤差は小さいはずであるが、部分構造内部に損傷が生じていれば出力誤差が増加することが期待され、これを指標として損傷を検出する。この手法は他の 2 手法と異なりモデルの同定が無損傷時（構造物の初期状態）の 1 回で済むことが特徴である。

具体的には、内部節点の観測出力 $y$ と、境界節点で計測された入力 $x$ を式(2.1)で同定したモデルに入力したシミュレーション出力 $\hat{y}$ の差（出力誤差）である $\Delta y$ を次式により計算する。シミュレーションに用いる観測データは入力 $x$ のみとし、出力 $y$ は式(2.1)により 1 ステップ前までの出力から算出されるシミュレーション結果の $\hat{y}$ を再帰的に用いる。

$$\Delta y(t) = y(t) - \hat{y}(t) \quad (2.2)$$

$$= y(t) - \left( -\sum_{l=1}^{n_a} a_l \hat{y}(t-l) + \sum_{j=1}^m \sum_{l=1}^{n_b} b_{jl} x_j(t-l) \right) \quad (2.3)$$

図 2.3 に部分構造内部の損傷検出フローを示す。この出力誤差の計算は地震前後のデータ（例えば図中に示すように大地震の主要動前後の区間）に対して行い、結果をそれぞれ $\Delta_0 y$ 、 $\Delta_k y$ として、部分構造 $i$ に対する損傷状態 $k$ における損傷指標 ${}_k D_i$ を次式のように定義する。ただし ${}_0 y$ 、 ${}_k y$ は地震前後の観測出力、そして、 $\|y\|$ はベクトル $y$ の L2 ノルム（ユークリッドノルム）であり、出力誤差及び観測出力の振幅を示す。損傷指標 ${}_k D_i$ の計算の詳細は付録 B に示す。

$${}_k D_i = \frac{\|\Delta_k y\|}{\|{}_k y\|} / \frac{\|\Delta_0 y\|}{\|{}_0 y\|} \quad (2.4)$$

部分構造が地震前後で変化しなければ、出力誤差 $\Delta_0 y$ 、 $\Delta_k y$ は概ね同じ大きさとなるが、損傷を受けていればモデルが変化するため、地震後の出力誤差は地震前の出力誤差よりも大きく、損傷指標 ${}_k D_i$ も大となる。なお、出力誤差 $\Delta y$ を出力 $y$ で除しているのは地震前後のデータの振幅が出力誤差に与える影響を、地震後の出力誤差 $\Delta_k y$ を地震前の出力誤差 $\Delta_0 y$ で除しているのは各部分構造におけるモデルの同定精度の違いが結果に与える影響を、それぞれ低減することを目的としている。またノルムの計算に先立って時刻歴データの DC 成分を除去しておくことにより、部分構造の損傷によるセンサの傾斜等の影響は回避することができる。

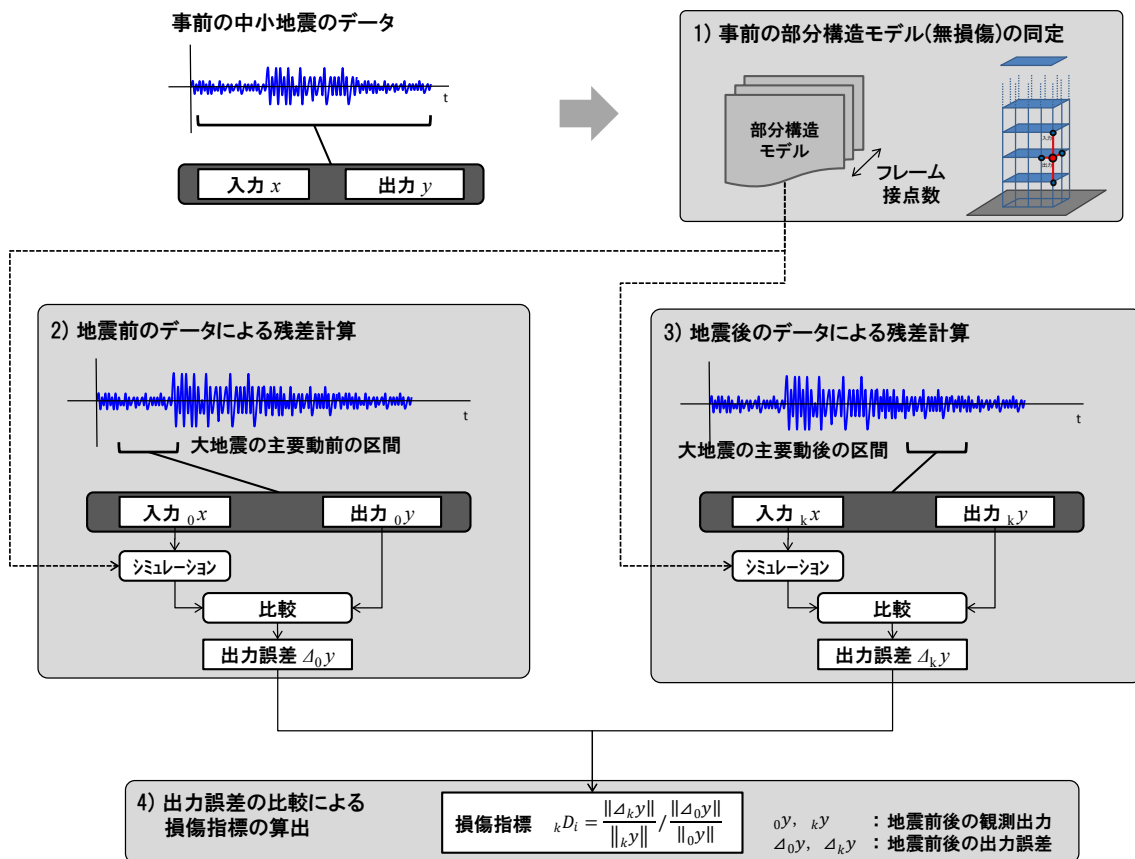


図 2.3 部分構造内部の損傷検出フロー

#### 【手順 4】建物全体の損傷評価

図 2.3 に示したフローは個別の部分構造に対するものであるが、これを構造物内の対象とする部分構造に対して繰り返し適用する。各部分構造内部の損傷を式(2.4)の損傷指標の増加から検出し、構造物内における損傷の位置は損傷が検出された部分構造の位置から特定できる。部分構造は複数のフレーム部材から構成されるため、単一の部分構造の位置だけでは損傷部材までは特定することができないが、隣接する複数の部分構造の損傷指標から損傷部材をある程度推定することも可能と考えられる。

#### 2.2.2 損傷検出手法の特徴

提案手法では、部分構造の損傷検出に必要なデータは当該部分構造内のセンサのデータのみで、損傷検出の処理も部分構造毎に完全に独立している。従って構造物全体として考えた場合、その処理を個別に行うことが可能な分散型の手法と言える。

これにより、対象とする構造物が多くの部材を持つ大規模な構造物であっても、本手法では部分構造毎に順に計測と損傷検出のためのデータ処理を行うことが可能で、構造物の規模（部分構造数）による制約は生じない。

また、本手法は必ずしも構造物全体に適用する必要はない。例えば、損傷が疑われる層の周辺のみ部分構造を対象に処理を行うことや、始めからセンサを構造物の一部分のみに設置し、その部分のみを損傷検出対象とすることも考えられ、適用の際の柔軟性が高い手法といえる。

上記の点は実建物や大型振動台実験への手法の適用を考えた場合に有効であり、本論文でも第 4 章における従来型のセンサを用いた実建物の損傷検出実験と、第 5 章の大型振動台実験への適用時にこれらの特徴を活用する。

## 2.3 数値シミュレーションによる検証

### 2.3.1 応答解析モデルと設定した部材損傷

提案手法の検証を目的に、図 2.4 に示す実大 S 造 5 階建て建物（振動台実験用の試験体）に対して作成した応答解析モデル（図 2.5）について、無損傷（オリジナル）のモデルと 4 ケースの擬似的な損傷を設定したモデル、計 5 ケースのモデルに対する地震応答解析を行い、その結果に手法を適用した。応答解析モデルは東京工業大学 都市地震工学センター（CUEE）により実施された 2011 年度 E-defense ブラインド解析コンテスト<sup>(112)</sup>の際に清水建設(株)技術研究所で作成した 3 次元フレームモデルを利用した。

応答解析は 1kHz サンプリングで弾性解析とした。また、構造物内のすべての梁柱接合部に 6 軸の振動センサを設置することを想定し、9 節点（X1～X3 通り、Y1～Y3 通り）×6 階（1 階～R 階）=全 54 節点における並進 3 軸方向（X、Y、Z）の絶対加速度と、回転 3 軸方向（ $\theta X$ 、 $\theta Y$ 、 $\theta Z$ ）の角速度を出力した。

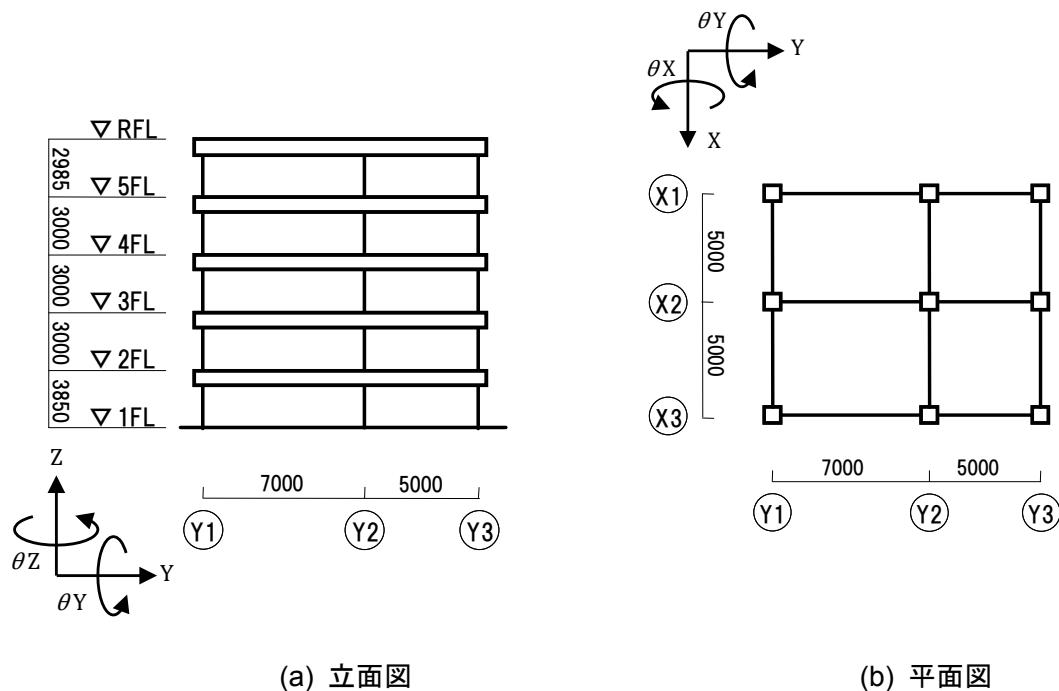


図 2.4 対象構造物



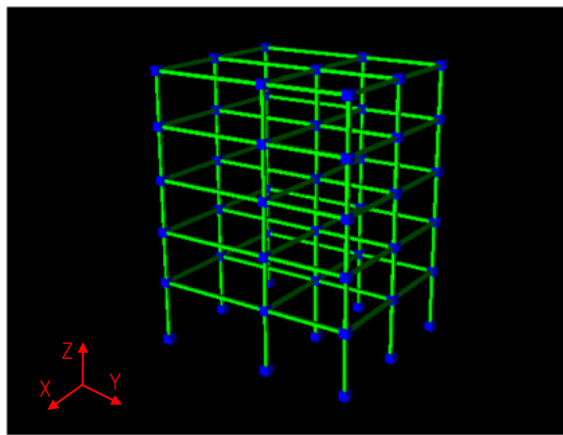


図 2.5 応答解析モデル

表 2.1 に設定した部材損傷の一覧を示す。Case 0 を無損傷（オリジナルモデル）とした。Case 1, 2 ではそれぞれ 3 階床、2 階床の梁のうち 1 つの H 型鋼全長の上下フランジ幅をオリジナルの 200mm から 100mm とすることで梁損傷を模擬した。同様に Case 3 では 3 階の柱のうち 1 つの角形鋼管全長の板厚をオリジナルの 16mm から 12mm とすることで柱損傷を模擬した。さらに、Case 4 としてケース 1～3 の損傷をすべて同時に付与したモデルも設定した。これらは地震時に対象構造物に生じる損傷を正確に模擬したのではなく、提案手法の特徴である局所損傷の有無と位置の検出が可能であることを示すことを目的に設定したものである。

各損傷ケースの応答解析モデルの固有値解析により求めた固有振動数と、無損傷時に対する固有振動数の低下率を表 2.1 に合わせて示す。今回の検討では、Case 1, 2, 4 で梁損傷を付与した際、Y 通り方向の梁に損傷を与えた。そのため、梁の強軸方向の曲げ剛性低下の影響が顕著に出ると考えられる Y 方向の固有振動数のみを 3 次モードまで示した。固有振動数の低下率は Case 4 の 1 次モードにおける 1.74% が最大で、それ以外はすべて 1% 以下である。2.1 節でレビューしたさらに大きな損傷（耐震壁撤去）を付与した既往研究では固有振動数が数%～10% 低下したことが報告されている。これと比較すると、既往の実験結果<sup>(5)</sup>と同様に、構造物の一部の部材損傷のような局所損傷が建物全体系の特性（固有振動数）に及ぼす影響は小さいことが確認できる。

表 2.1 設定した損傷と建物の固有振動数

損傷ケース	設定した損傷		Y 方向の固有振動数 (無損傷モデルに対する低下率)		
	損傷位置	損傷程度	1 次	2 次	3 次
Case 0 無損傷	—	—	1.381 Hz (0.00 %)	3.858 Hz (0.00 %)	4.701 Hz (0.00 %)
Case 1	3 階床 X3 通り・Y2Y3 間 G2 梁 (H-400×200×9×12)	上下フランジ幅 200mm → 100mm	1.368 Hz (0.91 %)	3.854 Hz (0.11 %)	4.701 Hz (0.00 %)
Case 2	2 階床 X2 通り・Y1Y2 間 G2 梁 (H-400×200×9×12)	上下フランジ幅 200mm → 100mm	1.370 Hz (0.75 %)	3.837 Hz (0.54 %)	4.701 Hz (0.01 %)
Case 3	3 階 X1・Y3 通り C2 柱 (□-350×350×16×16)	柱板厚(全周) 16mm → 12mm	1.380 Hz (0.08 %)	3.856 Hz (0.04 %)	4.701 Hz (0.00 %)
Case 4	Case 1～3 の損傷を同時に設定		1.357 Hz (1.74 %)	3.831 Hz (0.69 %)	4.701 Hz (0.01 %)

### 2.3.2 手法の検証手順

まず無損傷の応答解析モデルの基礎部分にホワイトノイズ（各方向独立に作成）を 3 方向入力した応答解析を行い、その結果のうち 20 秒間のデータを用いて、部分構造モデルの同定を行った。次に全 5 ケースのモデル（Case 0～4）の基礎部分に El Centro 波（X 方向に EW 成分，Y 方向に NS 成分，Z 方向に UD 成分）を入力した応答解析を行った。そしてその結果と先に同定した部分構造モデルから式(2.3)により出力誤差を計算した。その際、応答解析結果の 5～15 秒を地震前の区間，20～30 秒を地震後の区間とし、地震前の出力誤差 $\Delta_{0y}$ は Case 0（無損傷）のみを、地震後の損傷状態 $k$ における出力誤差 $\Delta_{ky}$ は無損傷も含めた Case 0～4 について計算した。これは構造物の損傷は地震の主要動により生じると仮定し、その前後の区間を用いて損傷検出を行うことを想定したためである。そして無損傷の $\Delta_{0y}$ と各ケースの $\Delta_{ky}$ を式(2.4)に代入し、全 5 ケースについての損傷指標を算出した。なお、出力誤差 $\Delta_{0y}$ の計算区間が必ずしも地震の主要動前となっていないが、応答解析上は対象建物が地震の主要動により損傷を受けたわけではなく、損傷付与前後に個別に各ケースのモデルを用いた応答解析を行っているため、結果には影響を与えない。これらの部分構造モデルの同定、出力誤差の計算には応答解析結果を 500Hz にダウンサンプリングしたデータを用いた。

対象とした 5 階建て建物に部分構造は、9 個（X1～X3 通り，Y1～Y3 通りの各節点を内部節点とする部分構造）×5 階（2 階～R 階）＝計 45 個設定することができ、それぞれについて損傷指標を計算する。1 階が内部節点となる部分構造については、1 階柱脚固定として応答解析をしているため損傷検出の対象としない。これら対象とする 45 個の部分構造モ

デルで、境界節点の入力には並進加速度 $X$ ,  $Y$ ,  $Z$ 方向, 回転角速度 $\theta X$ ,  $\theta Y$ ,  $\theta Z$ 方向の 6 方向全てを利用した。一方, 内部節点の出力には Case 1, 2, 4 で損傷を付与した  $Y$  通り方向の梁損傷の影響が現れると考えられる, 回転角速度 $\theta X$ 方向と並進加速度 $Y$ 方向の 2 種類を検討対象とした。

部分構造の具体例として, 図 2.6 に 3 階の  $X3$ - $Y2$  通りを内部節点とした部分構造 (以降は「3 階の部分構造  $X3$ - $Y2$ 」とする) の模式図を示す。この例では境界節点が 5 点あるため,  $5$  センサ $\times 6$  軸=30 入力, 出力は内部節点の $\theta X$ 方向, もしくは $Y$ 方向の 1 出力となる。図 2.7 にこの部分構造の内部節点 (3 階  $X3$ - $Y2$  通り) における $\theta X$ 方向の応答を示す。図中にはモデルの同定と出力誤差の計算に用いた区間も合わせて示した。

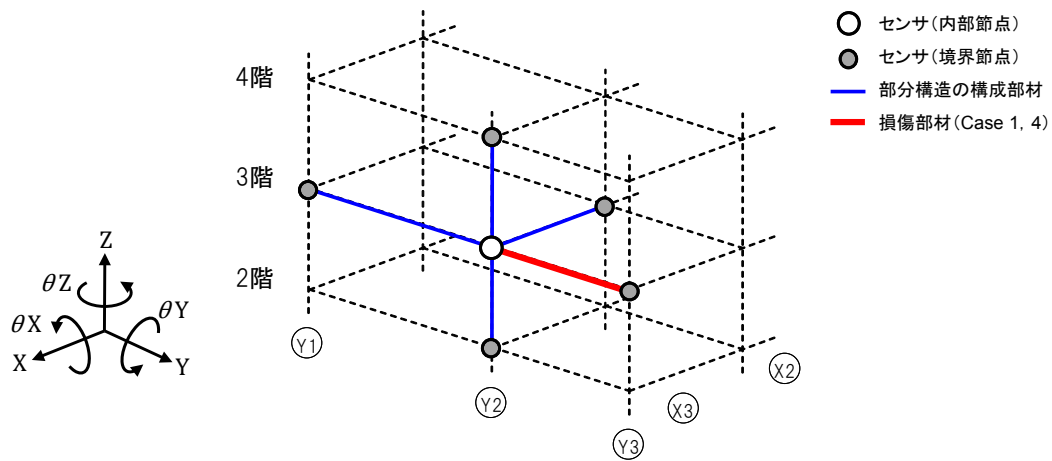
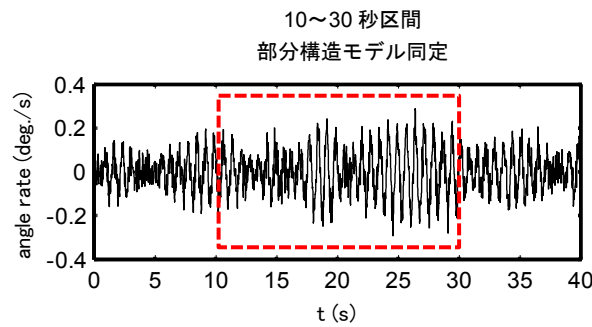
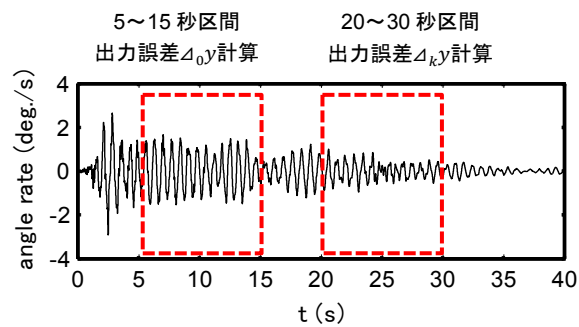


図 2.6 部分構造の例 (3 階  $X3$ - $Y2$  通りを内部節点とした部分構造)



(a) ホワイトノイズ（部分構造モデルの同定に使用）



(b) El Centro 波（出力誤差の計算に使用）

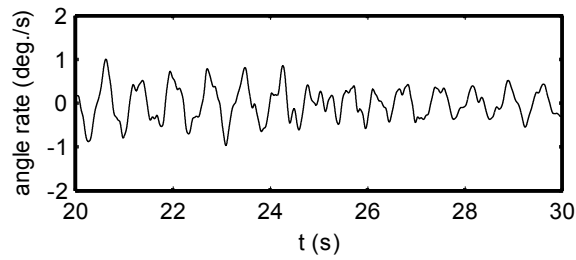
図 2.7 内部節点の応答（3 階 X3-Y2 通り， $\theta X$  方向，無損傷モデル）

### 2.3.3 出力誤差の特性変化

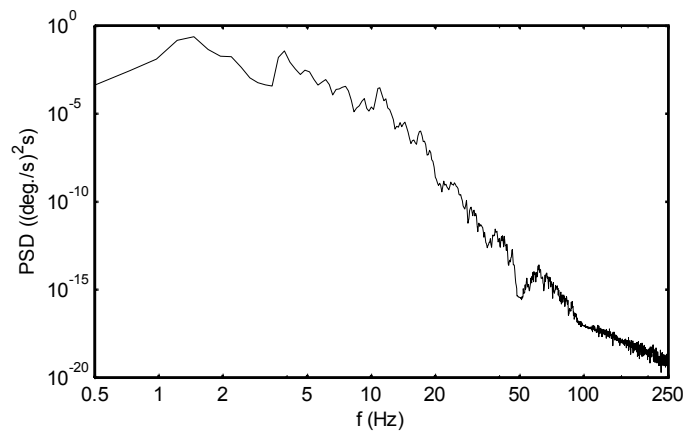
図 2.6 に示した部分構造の内部節点（3 階 X3-Y2 通り）の $\theta X$ 方向について，図 2.8 に出力誤差 $\Delta_k \gamma$ の計算区間における応答波形とパワースペクトル密度を示す．同様に図 2.9 には出力誤差 $\Delta_0 \gamma$ の波形とパワースペクトル密度を全 5 ケースについて示す．

図 2.9 (a)に示す Case 0（無損傷）の出力誤差の時刻歴波形は振幅がほぼ 0 で，図 2.9 (b) のパワースペクトル密度のいずれの帯域でも殆ど成分が見られない．一方，部分構造を構成する部材の一部（3 階床 X3 通り-Y2Y3 間の梁）に同じ損傷がある Case 1, 4 では，対応する出力誤差の時刻歴波形（図 2.9 (a)）において図 2.8 (a)の応答波形と類似した形状の出力誤差の波形が見られる．また，この 2 つの損傷ケースの出力誤差はパワースペクトル密度（図 2.9 (b)）からも，ほぼ同じであることが確認できる．一方，ここで対象とした部分構造以外の場所にそれぞれ異なる損傷を持つ Case 2, 3 では，パワースペクトル密度から出力誤差は確認されるもののその大きさは相対的に小さく，形状もそれぞれ異なる．このこ

とは、出力誤差の大きさは当該部分構造に含まれない場所の損傷の影響も受けるが、その影響は部分構造内に損傷部材を含む場合に比べ小さいことを示している。図 2.9 (a)の出力誤差の時刻歴波形のグラフ左には式(2.4)で算出した損傷指標 $D_i$ を合わせて示した。部分構造内に損傷がある Case 1, 4 では他に比べその値が著しく大きいことがわかる。



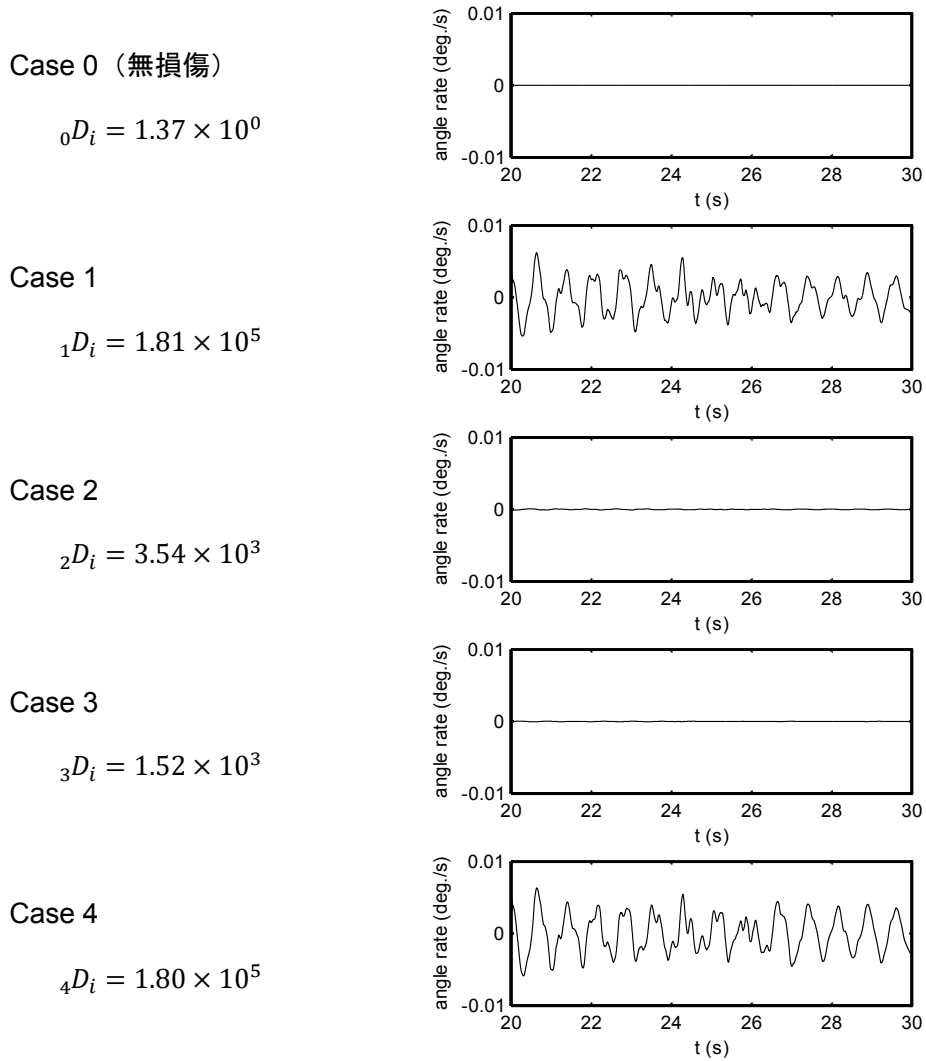
(a) 時刻歴波形



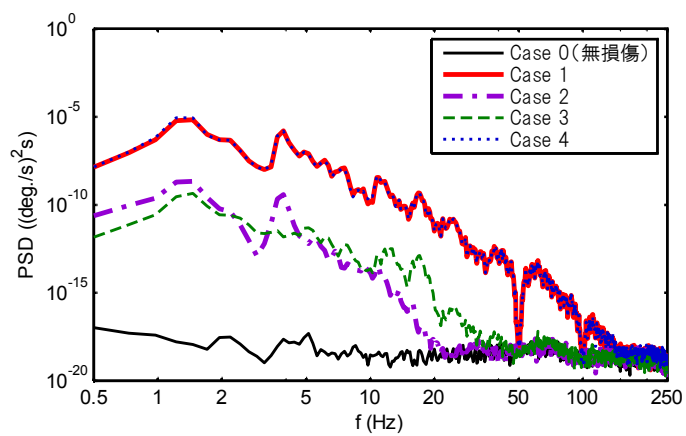
(b) パワースペクトル密度

図 2.8 内部節点の出力

(3 階 X3-Y2 通り,  $\theta_X$  方向, Case 0 (無損傷), 出力誤差 $\Delta_{ky}$ 計算区間)



(a) 時刻歴波形



(b) パワースペクトル密度

図 2.9 出力誤差 (3階 X3-Y2 通り,  $\theta X$ 方向)

### 2.3.4 損傷検出結果

建物全体の部分構造について、式(2.4)により損傷指標 $_k D_i$ を算出した。図 2.10 に部分構造モデルの出力を $\theta X$ 方向とした場合の Case 1 の例を示す。(a)が損傷指標 $_k D_i$ で、2階～R階の各階9個(X1～X3通り、Y1～Y3通りの節点が内部節点)の部分構造における損傷指標の大きさを色で表現しており、色が赤いほど損傷指標が大きいことを示す。(b)、(c)には Case 1での損傷部材(3階床 X3通り-Y2Y3間の梁)を含む2つの部分構造の模式図を示した。図に示すように各部分構造で算出される損傷指標は、便宜的に対応する床部分の色として表現している。この図から損傷を付与した梁を含む3階の部分構造 X3-Y2 と X3-Y3 の損傷指標が他と比べて著しく大きいことがわかる。

同様に他の損傷ケースについても、部分構造モデルの出力を $\theta X$ 方向とした場合を図 2.11 に、Y方向とした場合を図 2.12 に示す。比較のため各図の上に損傷部材を赤色とした応答解析モデルも示した。

まず、出力を $\theta X$ 方向とした図 2.11 について考察する。(a)無損傷ではすべての部分構造の損傷指標が小さいが、(b)Case 1 では前述したように損傷を付与した梁(3階床 X3通り-Y2Y3間)を含む3階の部分構造 X3-Y2 と X3-Y3 の損傷指標が他と比べて著しく大きい。同様に、(c)Case 2 では損傷を付与した梁(2階床 X2通り-Y1Y2間)を含む2階の部分構造 X2-Y1 と X2-Y2 の損傷指標が大きい。また、柱(3階 X3-Y3通り)に損傷を与えた(d)Case 3 においても、その柱を含む3階と4階の部分構造 X1-Y3 の損傷指標が大きい。これらの結果から提案手法により各部分構造内の損傷を検出可能であること、さらに、損傷指標が大となった部分構造を両端部に持つ部材という判断基準により、梁や柱といった部材レベルで損傷位置を特定できる可能性があることがわかる。Case 1～3 の部材損傷を同時に付与した(e)Case 4 では、(b)から(d)に示す損傷指標を重ね合わせた形となっており、構造物内に複数個所の損傷が存在する場合でも、同様に部材レベルでそれらの位置を特定できる可能性があることもわかる。ただし、(b)Case 1 や、(d)Case 3 では、損傷部材を含まない損傷近傍の同じ階の部分構造においても損傷指標が大きくなっている例もある。特に Case 3 では損傷部材の周辺にほぼ同レベルの大きさの損傷指標が見られ、部材の特定までは難しい。これは柱損傷を与えた Case 3 は梁損傷の Case 1, 2 と比較して、表 2.1 の固有振動数の低下率が小さいことが示すように、今回設定した損傷程度が相対的に小さかったことが一因であると考えられる。

次に、出力をY方向とした図 2.12 について考察を加える。出力が $\theta X$ 方向の場合と同様に、(a)無損傷ではすべての部分構造の損傷指標が小さいのに対し、各損傷ケースでは損傷部材周辺の損傷指標が大きくなっており、その周辺に損傷した部材があることを示唆している。しかし、(b)Case 1 と(d)Case 3 では、損傷位置を建物の高さ方向では特定できているが、平面内では特定できていない。(c)Case 2 では高さ方向に関しても損傷を与えた2階ではなく、3階の損傷指標が大きくなる結果であり、出力をX方向とした場合に比べて明らかに損

傷検出の正確性が低下している。この結果から、出力誤差の方向の選択は損傷位置の推定精度に大きな影響を与え、特に平面内の推定精度に対してその影響が大きいことがわかる。

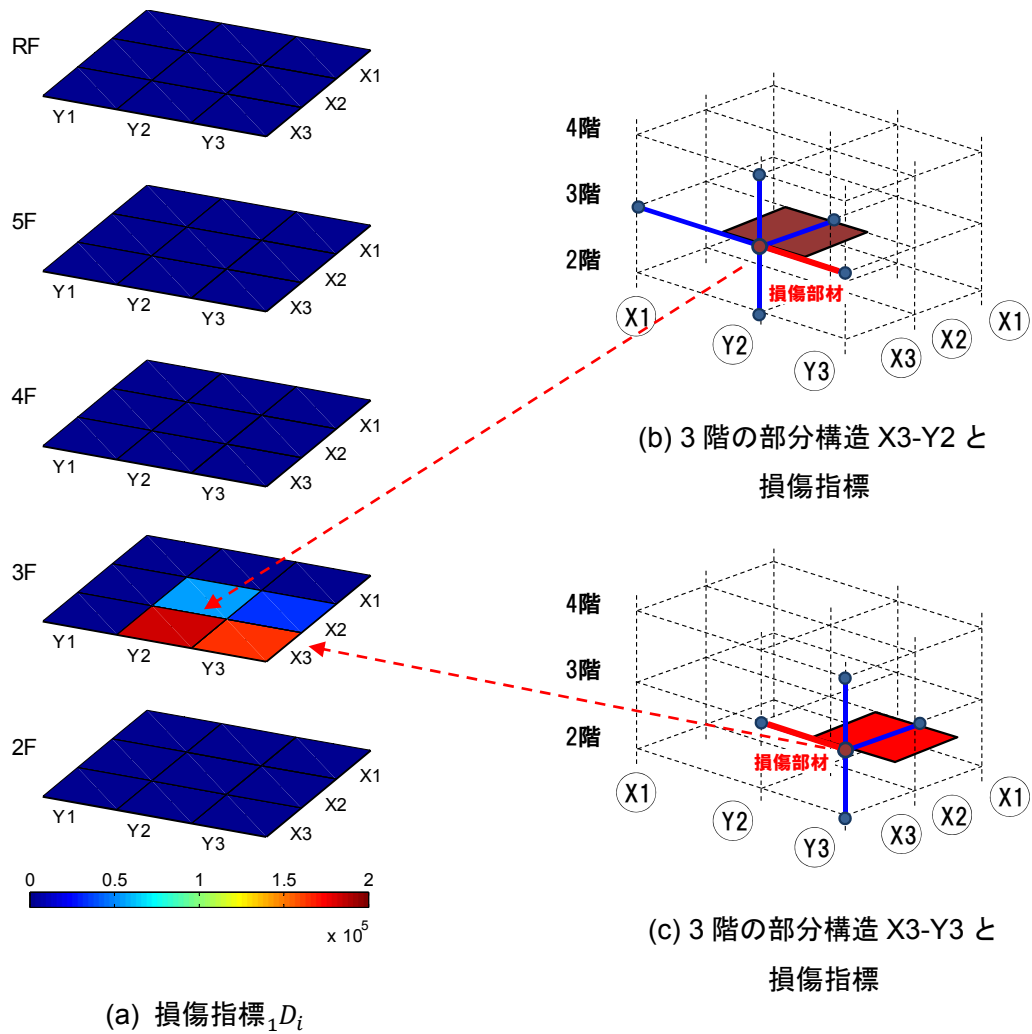


図 2.10 損傷指標 (Case 1, 出力方向:  $\theta X$ )



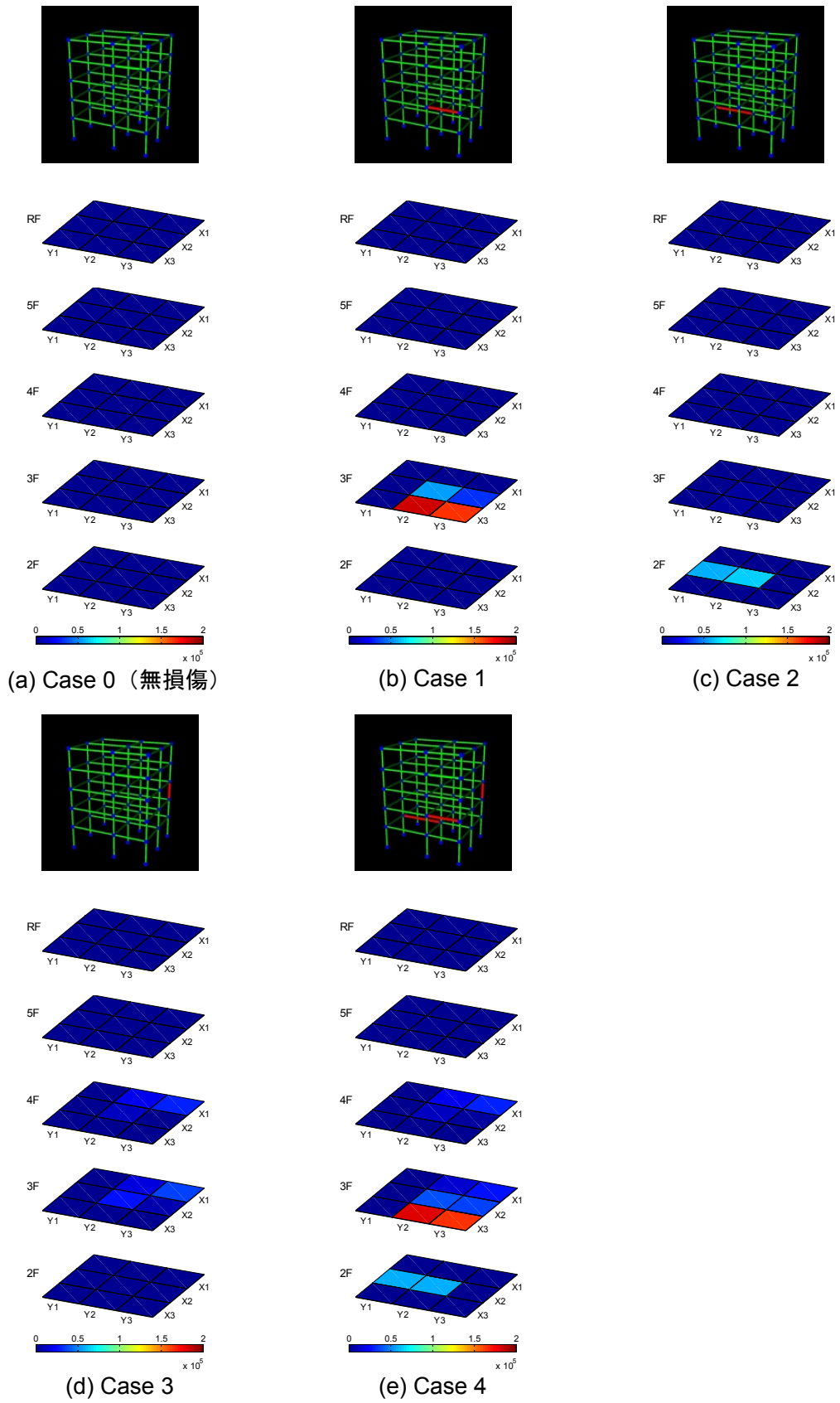


図 2.11 損傷指標 (出力方向:  $\theta X$ )

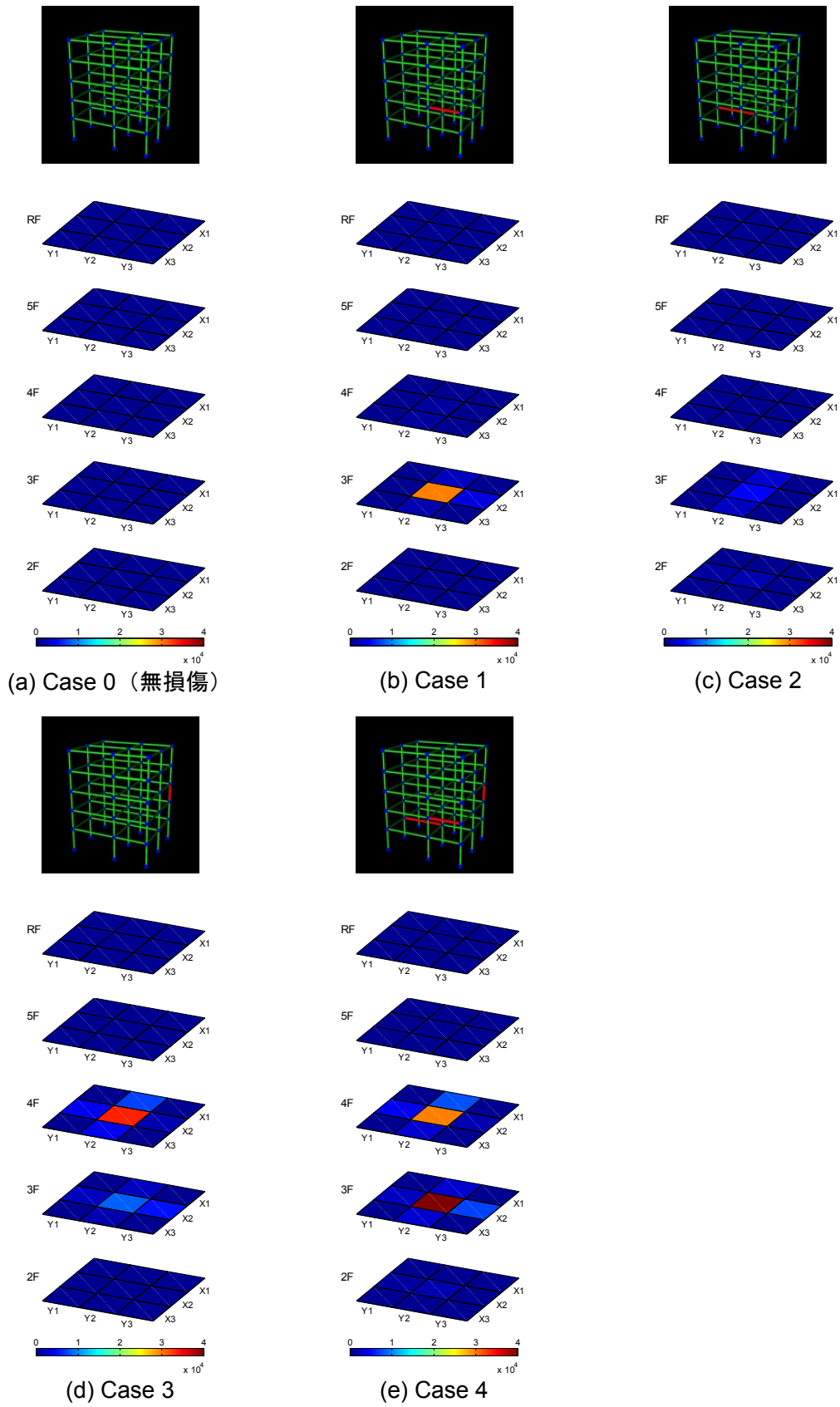


図 2.12 損傷指標損傷指標 (出力方向: Y)

## 2.4 まとめ

第 2 章では部分構造の特性変化を利用した構造物の局所損傷検出手法を提案した。本章の主な内容を以下にまとめる。

1. 本論文の主題である構造物の局所損傷検出に直接関連する既往研究の分析を行った。実建物による損傷検出実験の事例から局所損傷を建物全体系の振動特性の変化から検出することは難しく、部分構造の特性変化に着目した局所損傷研手法の有効性を指摘した。また、これまでの部分構造の特性変化を利用した損傷検出に関する研究はそのほとんどが多質点系一本棒せん断型モデルに対する検討であることと、立体フレームモデルでの検討の有用性を明らかにした。
2. 建物の立体フレームの全ての節点（梁柱接合部）に並進 3 軸（ $X$ ,  $Y$ ,  $Z$ ）の加速度と回転 3 軸（ $\theta X$ ,  $\theta Y$ ,  $\theta Z$ ）の角速度を検出可能なセンサを設置することを想定し、局所損傷を検出する手法を提案した。部分構造の入出力関係を最大 36 入力 1 出力の ARX モデルでモデル化し、部分構造の内部節点の観測出力とモデルを使ったシミュレーション出力の差（出力誤差）の算出方法を示した。地震の前後のデータから個別に算出した出力誤差の振幅（ノルム）の比較による損傷指標により損傷検出を行う手法を提示した。
3. S 造 5 階建て建物を模擬した立体フレームモデルの数値シミュレーションにより提案手法を検証した。4 ケース設定した局所損傷が建物全体系の振動特性に及ぼす影響は小さいことが確認されたが、提案手法により構造物内の損傷の有無と 3 次元的な損傷の位置を特定できることを示した。また建物内に損傷が複数存在する場合でも、それらの位置を特定できることを示した。ただし出力誤差の方向選択は損傷位置の推定精度に大きな影響を与えるためその選択に注意が必要である。



---

第3章 部分構造の損傷により生じる  
出力誤差の特性評価

---

### 3.1 はじめに

第 3 章では、提案する局所損傷検出手法の理論的な裏付けを与えることを目的に、提案手法が部分構造内の損傷を検出する際の指標として用いる出力誤差(部分構造の内部節点における観測出力と、無損傷時に同定したモデルのシミュレーション出力の差)の特性について、詳細な検討を行う。

第 2 章までに、本論文の主題とする損傷検出手法を提示し、数値シミュレーションによりその有効性を示した。

提案手法に限らず、構造物をシステムと捉えてその変化から損傷検出を行う手法では、対象とするシステムをブラックボックスとして取り扱うことで、対象構造物の物理的特性に関する情報を一切必要としないことが特徴の一つである。ニューラルネットワークを構造物のモデリングに用いた研究<sup>(76)~(78)</sup>などは、その特徴を活かした事例と言える。本論文でも部分構造システムのモデリングには多入力システムの取扱いが容易な ARX モデルをブラックボックス的に用いている。

その一方で、損傷による対象構造物の物理的特性の変化と、その結果として表れる出力誤差や損傷指標の関係性について検討しておくことは必要である。これにより損傷検出時にモデルの入出力として選択すべき方向(並進・回転)や考慮すべき振動数帯域などについての知見を得ることができる。

そこで本章では、提案手法の理論的な裏付けを与えることを目的に、まず一般的な部分構造を対象に、損傷により発生する出力誤差を部分構造内部の伝達関数行列を用いて定式化する。その上で多層多スパンの全体架構モデル内の一部の柱梁から構成される十字型の部分構造モデルについて、損傷時の内部節点における出力誤差発生メカニズムについて検討することで、全体架構や部分構造のモード特性と出力誤差の関係性を明らかにし、利用するセンサ出力の方向や振動数帯域が出力誤差に及ぼす影響を調べる。そして、全体架構に対する地震応答解析を行って提案手法により出力誤差と損傷指標を算出することで、これらの検討結果を確認するとともに、実建物への適用の際には避けられない観測ノイズに対する検討も行う。

## 3.2 部分構造内部の損傷と出力誤差の関係

本節では一般的な部分構造について、部分構造内部の損傷と出力誤差の関係を定式化する。

### 3.2.1 境界節点の入力と出力誤差

部分構造の境界節点に $m$ 個の入力 $\mathbf{x}(t) = [x_1(t), \dots, x_m(t)]^T$ を与えた場合の内部節点  $c$  の $n$ 個の出力 $\mathbf{y}(t) = [y_1(t), \dots, y_n(t)]^T$ を考える。  $\mathbf{x}(t)$ ,  $\mathbf{y}(t)$ の振動数領域の表現を $\mathbf{X}(\omega)$ ,  $\mathbf{Y}(\omega)$ とすると、伝達関数行列 $\mathbf{H}(\omega)$ により両者の関係を下式の様に表すことができる。

$$\mathbf{Y}(\omega) = \mathbf{H}(\omega) \mathbf{X}(\omega) \quad (3.1)$$

損傷ケース $k$ における伝達関数行列を ${}_k\mathbf{H}(\omega)$ とする。部分構造内に損傷が生じるとこの行列 ${}_k\mathbf{H}(\omega)$ は無損傷状態の伝達関数行列 ${}_0\mathbf{H}(\omega)$ から変化する。そこで下式のように ${}_k\mathbf{H}(\omega)$ の ${}_0\mathbf{H}(\omega)$ からの変化量を $\Delta_k\mathbf{H}(\omega)$ とする。

$$\Delta_k\mathbf{H}(\omega) = {}_k\mathbf{H}(\omega) - {}_0\mathbf{H}(\omega) \quad (3.2)$$

一方、第 2 章で提案した損傷検出手法では、部分構造の境界節点を入力点、内部節点を出力点として、無損傷時にその入出力関係を ARX モデルで同定しておき、損傷後の出力誤差（観測値－シミュレーション値）を損傷指標として、その増加から部分構造の損傷を検出する。損傷ケース $k$ における出力誤差 $\Delta_k\mathbf{Y}(\omega)$ は、内部節点の応答の観測値を ${}_k\mathbf{Y}(\omega)$ 、境界節点の応答の観測値を ${}_k\mathbf{X}(\omega)$ 、それを無損傷時に同定したシステム ${}_0\hat{\mathbf{H}}(\omega)$ に入力したシミュレーション値を ${}_k\hat{\mathbf{Y}}(\omega)$ とすると、以下のように算出することができる。

$$\Delta_k\mathbf{Y}(\omega) = {}_k\mathbf{Y}(\omega) - {}_k\hat{\mathbf{Y}}(\omega) \quad (3.3)$$

$$= {}_k\mathbf{Y}(\omega) - {}_0\hat{\mathbf{H}}(\omega) {}_k\mathbf{X}(\omega) \quad (3.4)$$

仮に、無損傷時のシステムの入出力関係の同定精度が十分だとした場合、 ${}_0\mathbf{H}(\omega) = {}_0\hat{\mathbf{H}}(\omega)$ と見なすことができる。そこで式(3.4)を次式のように変形する。

$$\Delta_k\mathbf{Y}(\omega) = {}_k\mathbf{Y}(\omega) - {}_0\mathbf{H}(\omega) {}_k\mathbf{X}(\omega) \quad (3.5)$$

$$= {}_k\mathbf{H}(\omega) {}_k\mathbf{X}(\omega) - {}_0\mathbf{H}(\omega) {}_k\mathbf{X}(\omega) \quad (3.6)$$

$$= \Delta_k\mathbf{H}(\omega) {}_k\mathbf{X}(\omega) \quad (3.7)$$

式(3.7)は、損傷ケース $k$ における出力誤差 $\Delta_k \mathbf{Y}(\omega)$ が、式(3.2)に示した伝達関数行列の変化量 $\Delta_k \mathbf{H}(\omega)$ と境界節点の応答 ${}_k \mathbf{X}(\omega)$ の積であることを示す。部分構造内に損傷がない場合は $\Delta_k \mathbf{H}(\omega) = \mathbf{0}$ であるため、境界節点の応答 ${}_k \mathbf{X}(\omega)$ によらず出力誤差 $\Delta_k \mathbf{Y}(\omega) = \mathbf{0}$ となる。一方、損傷が存在する場合は $\Delta_k \mathbf{H}(\omega)$ に応じ ${}_k \mathbf{X}(\omega)$ の各成分が足し合わされたものが出力誤差 $\Delta_k \mathbf{Y}(\omega)$ として表れる。従ってこれを部分構造内の損傷を検出する指標とすることができる。なお、 $\Delta_k \mathbf{H}(\omega)$ は複素関数であり位相情報を持つ。このため仮に ${}_k \mathbf{X}(\omega)$ の各成分が同じ方向だとしても、対応する $\Delta_k \mathbf{H}(\omega)$ 間の位相差によっては、それらが相殺し合う場合があることに留意する必要がある。

### 3.2.2 内部節点の出力と出力誤差

式(3.1)の両辺の左に行列 $\mathbf{H}^+(\omega)$ を乗じ下式のように変形する。ただし $\mathbf{H}^+(\omega)$ は $\mathbf{H}(\omega)$ の擬似逆行列である。

$${}_k \mathbf{H}^+(\omega) {}_k \mathbf{Y}(\omega) = {}_k \mathbf{H}^+(\omega) {}_k \mathbf{H}(\omega) {}_k \mathbf{X}(\omega) \quad (3.8)$$

$$= {}_k \mathbf{X}(\omega) \quad (3.9)$$

式(3.9)を式(3.7)に代入し以下の関係を得る。

$$\Delta_k \mathbf{Y}(\omega) = \Delta_k \mathbf{H}(\omega) {}_k \mathbf{H}^+(\omega) {}_k \mathbf{Y}(\omega) \quad (3.10)$$

$$= {}_k \mathbf{G}(\omega) {}_k \mathbf{Y}(\omega) \quad (3.11)$$

上式は、損傷ケース $k$ 時の内部節点の出力誤差 $\Delta_k \mathbf{Y}(\omega)$ は、行列 ${}_k \mathbf{G}(\omega)$ を係数として内部節点の出力 ${}_k \mathbf{Y}(\omega)$ 自身により表現できることを意味する。そこで行列 ${}_k \mathbf{G}(\omega)$ を部分構造の内部節点における出力誤差の係数行列と定義する。行列 ${}_k \mathbf{G}(\omega)$ は部分構造の物理的特性と損傷状態により決定される行列で、全体架構の他の部分や入出力自体の特性とは無関係である。部分構造内に損傷がない Case 0 では、式(3.2)により $\Delta_0 \mathbf{H}(\omega) = \mathbf{0}$ であるから ${}_0 \mathbf{G}(\omega) = \mathbf{0}$ となり、内部節点の出力 ${}_k \mathbf{Y}(\omega)$ の大きさによらず出力誤差 $\Delta_k \mathbf{Y}(\omega)$ は発生しないことがわかる。



### 3.3 応答解析モデル

以降の検討では数値シミュレーションにより前節までに定式化した部分構造の損傷とそれにより生じる出力誤差の特性についての分析を行う。提案手法は 3 次元フレームモデルを用いることで構造物内における 3 次元的な損傷個所を特定できることが特徴であるが、部分構造内部の損傷と出力誤差増加の関係の解明を目的とする本章では、議論の単純化のために建物の 1 構面を取り出すことを想定した 2 次元モデルを用いて検討を行う。

#### 3.3.1 建物全体架構モデル

図 3.1 に検討に用いた建物の全体架構の応答解析モデルを示す。モデルは階高 3m、スパン 4m の 4 層 4 スパンの 2 次元フレームモデルとした。各フレーム（柱梁）は、それ自体の振動による高次モードの振動を再現するため、柱を 6、柱を 8 要素へ分割し（1 要素の長さが 0.5m）、各要素をせん断変形を考慮したチモシェンコ梁（ポアソン比 0.3）としてモデル化した。モデルの各節点には X, Z 方向と、Y 軸回りの回転を示す  $\theta Y$  方向の 3 自由度を与えた。梁と柱は 10cm 角の正方形断面としてモデル化した。ただし、梁と柱の剛性比はスラブの剛性効果を想定し 2 : 1、梁と柱の単位長さ当たりの質量比はスラブや積載荷重等を想定し 10 : 1 と設定した。モデルは鉄骨造をイメージしているが、1 次固有振動数が 1Hz となるようにヤング係数を調整しているため、部材の質量や剛性の値自体は物理的意味を持たない。またモデルの低次モードに対応する振動数領域（1~10Hz）の各次モードの減衰比が概ね 2% となるようにレーリー減衰を設定した。

#### 3.3.2 部分構造モデル

以降の検討では図 3.1 に示した建物全体架構モデルの中央部分に位置する柱梁フレームからなる十字型の部分構造を主な検討対象とする。部分構造の概念図を図 3.2 に示す。部分構造は全体架構との境界部分に 4 つの境界節点 b1~b4 と、部分構造内部に 1 つの内部節点 c を持つ。

#### 3.3.3 損傷ケースの設定

建物モデルへの損傷は図 3.2 中に示すように、検討対象の部分構造の内部節点の周囲に設定した。損傷ケースは無損傷の Case 0、梁端部の損傷の Case 1、柱端部の損傷の Case 2、そして Case 1, 2 に加えて他の 2 箇所の柱梁端部に損傷を同時に与えた Case 3 の計 4 ケースとした。損傷は図 3.2 中に示すように各損傷ケースの損傷部位としたフレーム要素全長（0.5m）の断面（強軸方向）を半分に欠損させることにより付与するものとした。

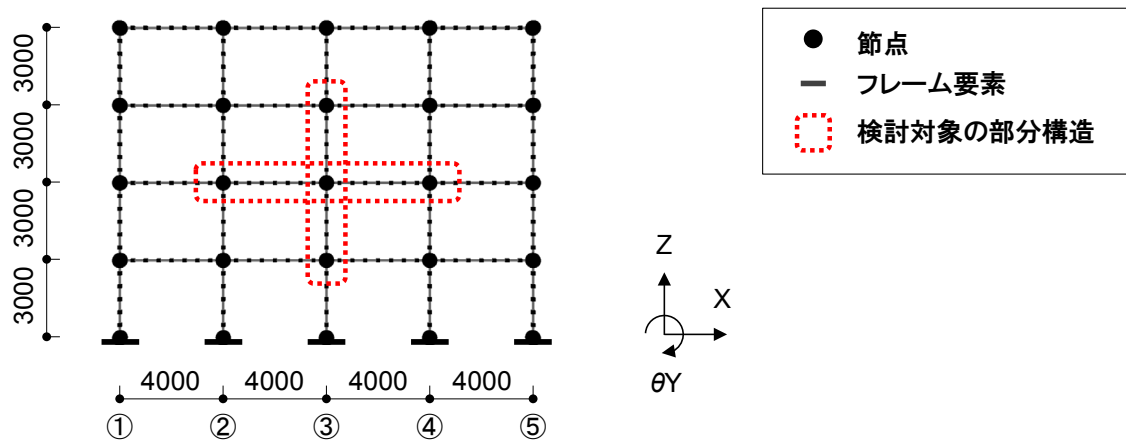


図 3.1 応答解析モデル（建物全体架構）

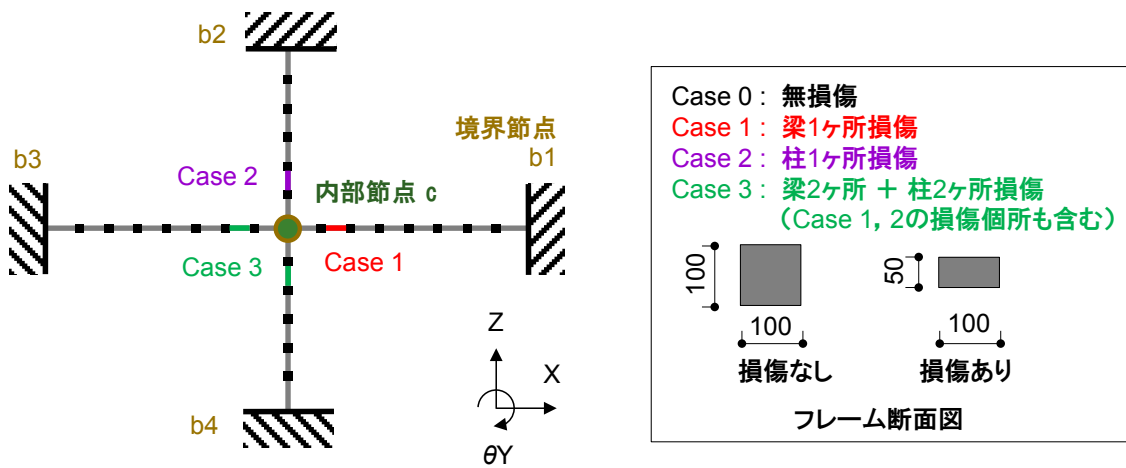


図 3.2 応答解析モデル（部分構造）と損傷状態

表 3.1 応答解析モデルの設定

項目	設定
モデル形式	2次元弾性フレームモデル
剛性比	梁：柱 = 2：1
質量比	梁：柱 = 10：1
固有振動数	1次モード: 1Hz
減衰	2% (1~10Hz, レーリー減衰)

### 3.3.4 建物全体架構の振動特性

表 3.2 に建物の全体架構モデルの固有値解析による 1~5 次の固有振動数と、その無損傷 (Case 0) に対する変化率を各損傷ケースについて示す。それぞれ梁と柱の 1 箇所損傷を与えた Case 1, 2 では固有振動数の変化は 1~2%程度である、損傷を 4 箇所に与えた Case 3 でも最大で 5%未満の変化にとどまる。

### 3.3.5 部分構造の振動特性

同様に表 3.3 に部分構造モデルの固有値解析による 1~5 次の固有振動数と、その無損傷ケースに対する変化率を示す。無損傷ケースについてはモード形状も合わせて示す。3.4.1 項で後述するが、固有値解析時には 4 つの境界節点 (図 3.2 の b1~b4) の 3 自由度 (X,  $\theta$ Y, Z方向) 全てを固定条件とした。


表 3.3 に示す部分構造単体の 1~5 次の固有振動数は 15~75Hz 程度であり、表 3.2 の建物全体系の 1~5 次の固有振動数 (1~10Hz) に比べると高い。損傷付与時の変化は梁、柱の 1 箇所損傷を与えた Case 1, 2 で最大約 13% (Case 1 の 3 次モード) と、建物全体系での変化 (1~2%程度) に比べると大きい。損傷を 4 箇所に与えた Case 3 では 3 次モードで 3 割近くの変化が見られ、これも建物全体系の変化 (5%) に比較して大きい。

モード形状からは 1, 3, 5 次モードは梁、柱の曲げによる出力点 (節点 5) で回転方向の応答が支配的なモードであること、2, 4 次モードは梁の上下振動が卓越するモードで、出力点での応答は比較的小さいことがわかる。

表 3.2 建物全体架構の固有振動数 (Hz) と無損傷状態からの変化率 (%)

	1次	2次	3次	4次	5次
Case 0 (無損傷)	1.000 Hz (100.0%)	3.045 Hz (100.0%)	5.103 Hz (100.0%)	6.804 Hz (100.0%)	10.687 Hz (100.0%)
Case 1 (梁 1ヶ所損傷)	0.994 Hz (99.4%)	3.040 Hz (99.8%)	5.090 Hz (99.7%)	6.800 Hz (99.9%)	10.700 Hz (100.1%)
Case 2 (柱 1ヶ所損傷)	0.996 Hz (99.6%)	3.010 Hz (98.8%)	5.100 Hz (99.9%)	6.710 Hz (98.6%)	10.700 Hz (100.1%)
Case 3 (梁 2ヶ所+柱 2ヶ所損傷)	0.978 Hz (97.8%)	3.010 Hz (98.8%)	5.040 Hz (98.8%)	6.640 Hz (97.6%)	10.200 Hz (95.4%)

表 3.3 部分構造の固有振動数 (Hz) と無損傷状態からの変化率 (%)

	1次	2次	3次	4次	5次
モード形状 (Case 0)					
Case 0 (無損傷)	15.75 Hz (100.0%)	20.19 Hz (100.0%)	46.12 Hz (100.0%)	54.92 Hz (100.0%)	74.06 Hz (100.0%)
Case 1 (梁 1ヶ所損傷)	15.20 Hz (96.5%)	19.70 Hz (97.6%)	39.90 Hz (86.5%)	52.70 Hz (96.0%)	72.60 Hz (98.0%)
Case 2 (柱 1ヶ所損傷)	15.30 Hz (97.1%)	20.20 Hz (100.0%)	45.30 Hz (98.2%)	54.90 Hz (100.0%)	70.40 Hz (95.1%)
Case 3 (梁 2ヶ所+柱 2ヶ所損傷)	12.60 Hz (80.0%)	19.20 Hz (95.1%)	33.30 Hz (72.2%)	48.40 Hz (88.1%)	66.40 Hz (89.7%)

### 3.4 フレーム系の部分構造モデルにおける出力誤差の特性

本節では、前節で示した建物モデルを用いて、損傷時の内部節点における出力誤差発生メカニズムについて検討することで、全体架構や部分構造のモード特性と出力誤差の関係性を明らかにし、利用するセンサ出力の方向や振動数帯域が出力誤差に及ぼす影響を調べる。

#### 3.4.1 伝達関数行列 $H(\omega)$ と損傷による変化量 $\Delta H(\omega)$ の特性

出力誤差の係数行列 ${}_k\mathbf{G}(\omega)$ を算出するためには、まず伝達関数行列 ${}_k\mathbf{H}(\omega)$ の各要素を求める必要がある。

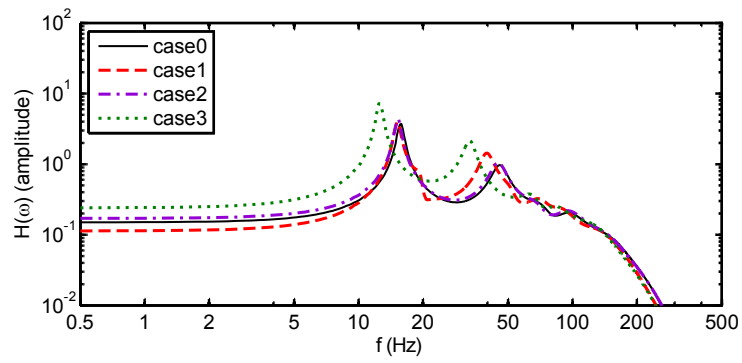
まず、図 3.2 の部分構造モデルの境界節点（入力点）にホワイトノイズを強制変位として与えた応答解析を行った。強制変位は 4 つの境界節点（b1～b4）×3 方向（X,  $\theta$ Y, Z 方向）=12 パターンについて個別に与え、他の自由度は固定として解析した。本検討では境界節点の入力に対する内部節点の応答に着目しているため、境界節点部分も含む十字型の部分構造モデル全体を建物全体架構から切り出したモデルを検討対象とする必要がある。その際に問題となるのが境界節点部分に設定する境界条件であるが、建物全体架構内で、境界節点は接続する梁、柱に並進、回転の各成分が拘束されていると考え、部分構造モデルの境界節点の自由度のうち、強制変位を与える自由度以外は固定端としてモデルを構築した。また応答解析の際は境界節点と内部節点において、並進方向（X, Z 方向）では加速度（ $\text{cm/s}^2$ ）が、回転方向（ $\theta$ Y 方向）では角速度（ $\text{deg/s}$ ）が観測されるものとした。

次に、応答解析結果を用いて伝達関数行列 ${}_k\mathbf{H}(\omega)$ の各要素を求めた。伝達関数は境界節点の応答を入力、内部節点の応答を出力とし、FFT により算出した入出力のクロススペクトルを境界節点の入力のパワースペクトルで除すことにより数値解析的に求めた。部分構造モデルは各節点が 3 自由度（X,  $\theta$ Y, Z 方向）を持つため、内部節点 c における出力数  $m$  は 1 点×3 方向=3、4 つの境界節点（b1～b4）における入力数  $n$  は 4 点×3 方向=12 となる。従って、伝達関数行列 $\mathbf{H}(\omega)$ は 3 行×12 列の行列となり、それを構成する伝達関数 $H_{mn}(\omega)$ は 36 通りの入出力の組合せに対して定義される。なお、伝達関数の単位は入出力の方向の組合せによりそれぞれ異なる。

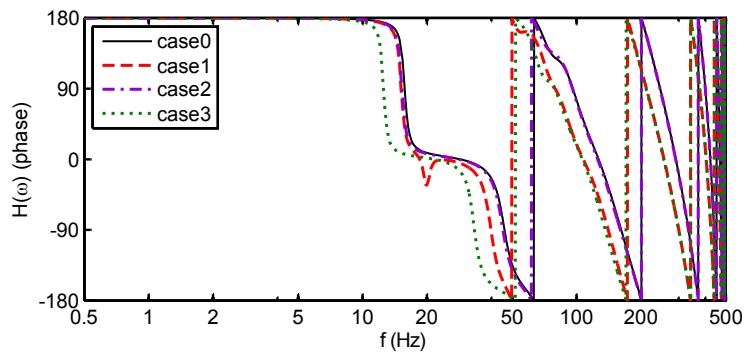
一例として図 3.3 に境界節点 b1 の $\theta$ Y 方向の入力（ $n = j$ とする）に対する内部節点 c の $\theta$ Y 方向の出力（ $m = i$ とする）についての伝達関数 $H_{ij}(\omega)$ と、その無損傷時に対する変化量 $\Delta H_{ij}(\omega)$ を例示する。(a)に伝達関数 ${}_k H_{ij}(\omega)$ の振幅、(b)に位相を示す。また、(c)に無損傷時に対する伝達関数の変化量の振幅 $|\Delta_k H_{ij}(\omega)|$ を示す。この入出力の組合せでは入力、出力両方が回転方向（ $\theta$ Y 方向）の角速度（ $\text{deg/s}$ ）となるため、(a)、(c)の振幅は無次元量となる。(b)の位相は度（deg）で表示した。 ${}_k H_{ij}(\omega)$ は Case 0（無損傷）、Case 1（梁損傷）、Case 2（柱損傷）、そして Case 3（柱梁損傷）の 4 ケースを示した。また $\Delta_k H_{ij}(\omega)$ は式(3.2)に基づ

き，損傷ケースの伝達関数から無損傷（Case 0）の伝達関数を引くことにより求める．ここで $\Delta_k H_{ij}(\omega)$ については損傷ケース（Case 1～3）のみを示した．なお 3.2.1 項で指摘したように $\Delta_k H_{ij}(\omega)$ は複素関数であり振幅と位相情報を持つため，複素領域で式(3.2)の演算を行うことが重要である．

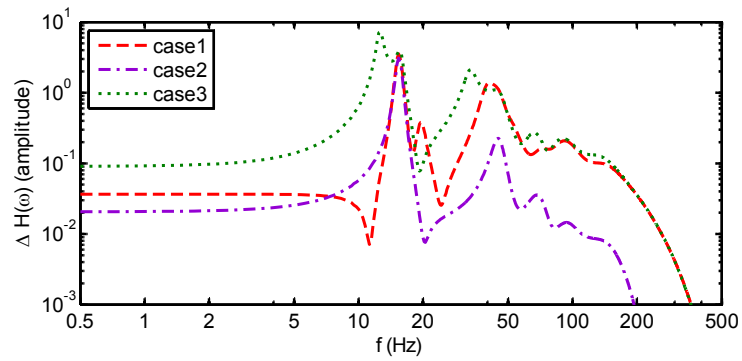
これらのグラフを見ると，伝達関数 $H_{ij}(\omega)$ は 10Hz 以下の振動数領域（低域とする）ではほぼフラットな特性を示すのに対し，10Hz 以上の振動数領域（高域とする）で表 3.3 に示した部分構造の 1, 3, 5 次モード（内部節点の回転方向の固有モード）に対応する振動数でピークが見られることがわかる．そのため変化量 $\Delta_k H_{ij}(\omega)$ も 10Hz を境に低域ではフラット，高域ではピークを持つ形状となる．また高域では無損傷時に対する位相差が生じる影響で低域と比べ全体的に変化量が多いこともわかる．



(a) 伝達関数 $H(\omega)$  (振幅 : 無次元量)



(b) 伝達関数 $H(\omega)$  (位相 : 度)



(c) 伝達関数の変化量 $\Delta H(\omega)$  (振幅 : 無次元量)

図 3.3 伝達関数 $H(\omega)$

(内部節点 c の $y_{\theta Y}$  (角速度) / 境界節点 b1 の $x_{\theta Y}$  (角速度))

### 3.4.2 出力誤差の係数行列 $G(\omega)$ の特性

次に、出力誤差の係数行列 ${}_kG(\omega)$ の特性について考察する。これまでの議論を内部節点 $c$ に生じる出力誤差の方向(X,  $\theta Y$ , Z方向)毎に個別に考えると、式(3.1)の伝達関数行列 $H(\omega)$ は、出力 $Y(\omega)$ のうち対象とする出力誤差の方向に対応する1行12列の行ベクトルとなる。その擬似逆行列の $H^+(\omega)$ は12行1列の列ベクトルとなるため ${}_kG(\omega) = \Delta_k H(\omega) {}_kH^+(\omega)$ の関係により伝達行列 ${}_kG(\omega)$ はスカラー量 ${}_kG(\omega)$ となる。これにより式(3.11)は内部節点 $c$ の出力方向別に以下の3つの式で書き直すことができる。ただし $Y_i(\omega)$ は $i$ 方向の出力、 $G_i(\omega)$ は対応する出力誤差の係数を示す。

$$\begin{cases} \Delta_k Y_X(\omega) = {}_kG_X(\omega) {}_kY_X(\omega) \\ \Delta_k Y_{\theta Y}(\omega) = {}_kG_{\theta Y}(\omega) {}_kY_{\theta Y}(\omega) \\ \Delta_k Y_Z(\omega) = {}_kG_Z(\omega) {}_kY_Z(\omega) \end{cases} \quad (3.12)$$

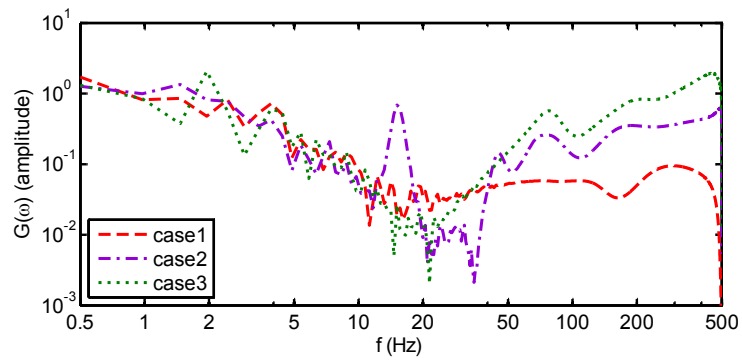
上式は単なるスカラーの関係式であることに注意すると、 $G_i(\omega)$ の振幅 $|G_i(\omega)|$ は、出力誤差の振幅 $|\Delta_k Y_i(\omega)|$ の、内部節点出力の振幅 $|{}_kY_i(\omega)|$ に対する倍率を示すことがわかる。

振幅 $|G_i(\omega)|$ をX,  $\theta Y$ , Z方向別に図3.4に示す。 $G_i(\omega)$ は入出力が同じ単位の物理量(並進方向(X, Z方向)は加速度( $\text{cm/s}^2$ ), 回転方向( $\theta Y$ 方向)は角速度( $\text{deg/s}$ ))であるため、振幅 $|G_i(\omega)|$ は無次元量となる。

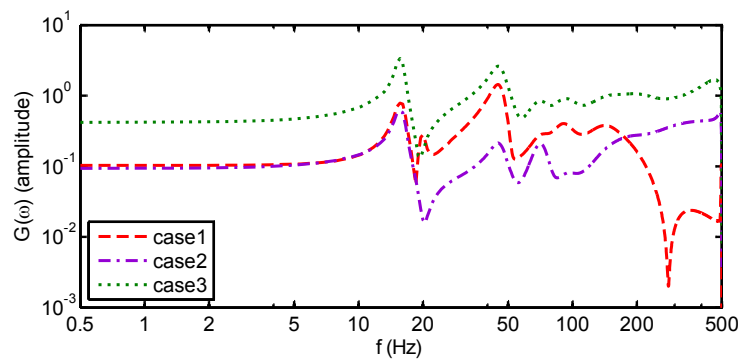
図3.4(b)に示す出力誤差が $\theta Y$ 方向の $G_{\theta Y}(\omega)$ は10Hz以下の低域でフラットで、それ以上の高域で部分構造の固有モード(表3.3参照)に対応した振動数でピークが見られる。振幅は損傷ケースにより異なるが、Case 3(梁2ヶ所+柱2ヶ所損傷)の場合で0.1~1程度である。これは内部節点出力の0.1~1倍程度の振幅の出力誤差が発生することを示している。Case 1, 2ではそれより小さく概ね0.1程度の振幅である。

一方、図3.4(a), (b)に示す出力誤差がX方向, Z方向の場合は低振動数域で振幅が安定しない。これは境界節点入力と内部節点出力の相関が低いことを示しており、この帯域での $G_i(\omega)$ の信頼性は低い。ただし、高振動数域では $G_i(\omega)$ は安定して計算されており、図3.4(b)と同じく損傷個所が多いCase 3で振幅が大きい。梁損傷のCase 1と柱損傷のCase 2を比較すると、X方向の出力誤差はCase 2が大きく、Z方向の出力誤差ではCase 1が相対的に大きい。

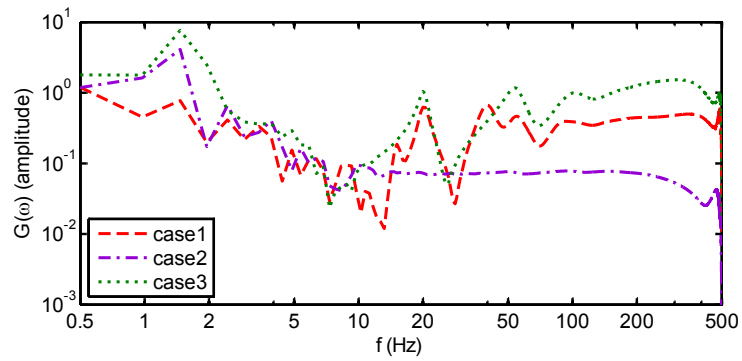




(a)  $G_X(\omega)$  (振幅：無次元量)



(b)  $G_{\theta Y}(\omega)$  (振幅：無次元量)

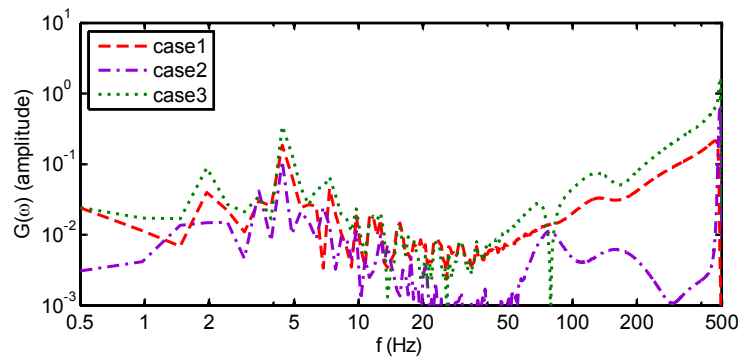


(c)  $G_Z(\omega)$  (振幅：無次元量)

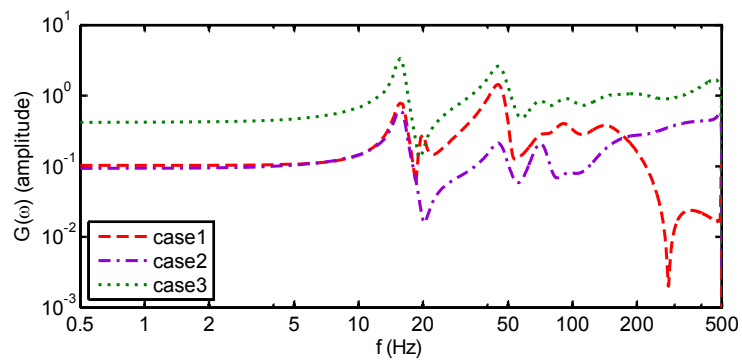
図 3.4 行列 $G(\omega)$  (全入力方向を考慮)

図 3.4 に示した $G_i(\omega)$ は、4 境界節点 (b1~b4)  $\times$  3 方向 (X,  $\theta$ Y, Z方向) =12 入力の全てを考慮した伝達関数行列 $H(\omega)$  (1 行 12 列) から、式(3.12)により構成されていた。一方で、考慮する伝達関数行列の要素を選択して $G_i(\omega)$ を構成することもできる。そこで内部節点出力 $Y_i(\omega)$ と同じ $i$ 方向のみの境界節点入力を考慮した 4 入力 (節点 b1~b4 の $i$ 方向) から伝達関数行列 $H(\omega)$  (1 行 4 列) を構成し、そこから式(3.12)により $G_i(\omega)$ を求めた。これは損傷検出に使うセンサの方向を $i$ 方向に限定することに相当する。

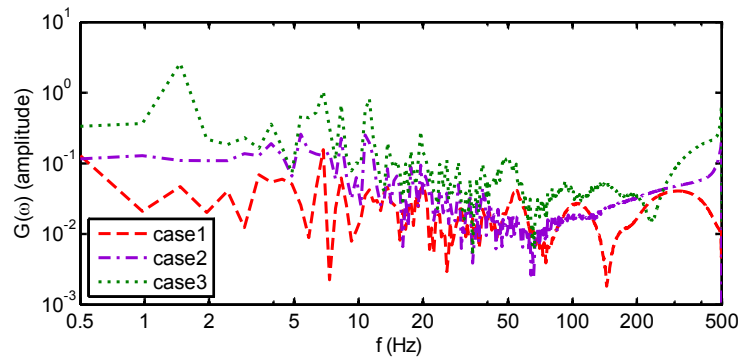
結果を図 3.5 に示す。図 3.5(b)の出力誤差が $\theta$ Y方向の $G_{\theta Y}(\omega)$ では図 3.4 の場合とほぼ同じ性状を示す。これは回転方向の出力誤差の大半が回転方向の入力から発生しており、並進 (X, Z) 方向の入力を無視してもその影響は小さいことを意味する。一方、図 3.5(a), (b) に示す出力誤差が X方向, Z方向の場合は、全体的に振幅 $|G_i(\omega)|$ が減少する。これは逆に並進方向の出力誤差でも回転方向の入力の影響が大きいことを示している。従って、出力誤差の増加を指標とした損傷検出を行う場合、回転方向成分を利用することが望ましい。ただし部分構造単体の固有モードに対応する高振動数域では、振幅 $|G_i(\omega)|$ が 0.1 程度となる振動数帯域もあり、これを利用した損傷検出の可能性もある。



(a)  $G_X(\omega)$  (振幅：無次元量)



(b)  $G_{\theta Y}(\omega)$  (振幅：無次元量)



(c)  $G_Z(\omega)$  (振幅：無次元量)

図 3.5 行列 $G(\omega)$  (出力と同方向の入力方向のみを考慮)

## 3.5 地震応答解析による検証

本節では、建物全体架構に対する地震応答解析を行って提案手法により出力誤差と損傷指標を算出することで、前節までの検討結果について確認するとともに、実建物への適用の際には避けられない観測ノイズの影響についての検討も行う。

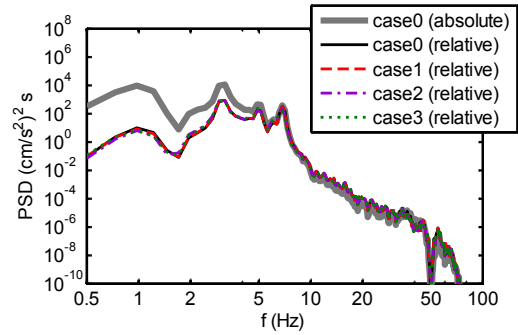
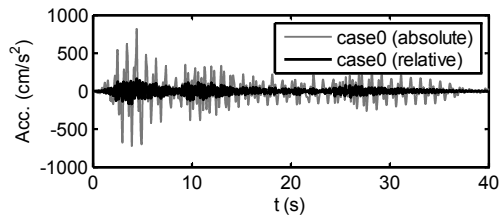
### 3.5.1 地震応答解析

図 3.1 に示した建物全体架構モデルの 1 階基礎部分に El Centro 波の NS 成分を X 方向、UD 成分を Z 方向に入力した地震応答解析を行った。応答解析は 3.3.3 項で述べた 4 つの損傷ケースについて行った。

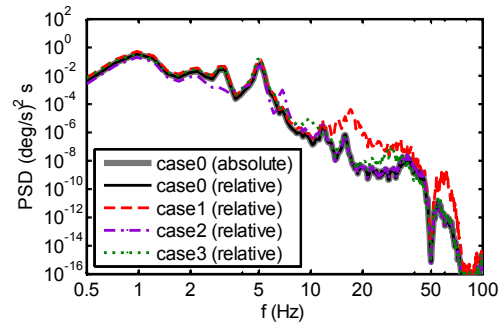
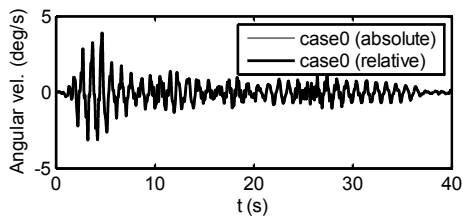
建物全体架構の応答解析では各節点の応答は絶対座標で計算する。そのため部分構造の各節点の応答には、全体架構内部における部分構造全体の剛体移動量も含まれる。前節までの部分構造単体での検討は、部分構造内部の相対座標での検討であるため、並進 X、Z 方向は内部節点の絶対応答から境界節点 4 点の絶対応答の平均値を引くことにより、内部節点の相対応答を算出した。 $\theta Y$  方向は部分構造全体としての回転方向の移動は少ないと考え、絶対応答をそのまま相対応答とした。

図 3.6(a) に検討対象とした建物全体架構の中央部に位置する部分構造の内部節点（図 3.1 の 3 階-③通り）の応答  $y_i(t)$  の時刻歴波形を示す。グラフには無損傷の Case 0 の絶対応答 (absolute) と相対応答 (relative) を示した。特に Z 方向では絶対応答に比べ、相対応答の振幅が著しく小さいことがわかる。図 3.6(b) に同波形のパワースペクトル密度 (PSD) を示す。相対応答は全損傷ケースをプロットした。後述する損傷指標の計算時には損傷検出の対象区間として波形の 20~30 秒区間を用いるため、ここで示す PSD も同区間から算出した値とした。PSD のプロットから、並進 X、Z 方向では特に低振動数域で絶対応答に比べ相対応答が小さいことがわかる。式(3.12)の関係により計算される出力誤差は相対応答に対するものであるから、並進方向ではセンサで観測される絶対応答の振幅に比べ、出力誤差の振幅は著しく小さくなることに留意する必要がある。

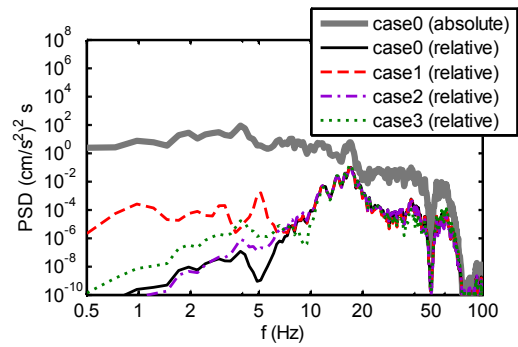
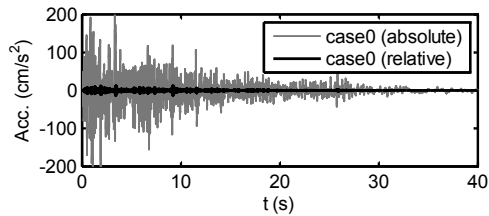
(1) 出力 $y_x$



(2) 出力 $y_{\theta y}$



(3) 出力 $y_z$



(a) 時刻歴波形

(b) パワースペクトル密度

図 3.6 地震応答解析結果  
(内部節点 c (3階-③通り))

### 3.5.2 出力誤差の特性

検討対象とする部分構造の境界節点の入力 $\mathbf{x}(t) = [x_1(t), \dots, x_m(t)]^T$ から内部節点の $i$ 方向の出力 $y_i(t)$ への入出力関係を多入力 1 出力の ARX モデルで同定した. ARX モデルの同定方法の詳細は付録 A に示す. 実際のセンサ出力をそのまま利用することを想定し, 入力 $\mathbf{x}(t)$ , 出力 $y_i(t)$ 共に, 応答解析で出力された絶対応答をそのまま利用した. 式中の $e$  は白色雑音を示し,  $a_l$ ,  $b_l$  と  $n_a$ ,  $n_b$  はそれぞれ出力, 入力部分の回帰係数とそれらの次数である. 多入力システムであるため  $b_j$  は  $j$  番目の入力  $x_j(t)$  に対応する回帰係数である. ARX モデルの同定には, 無損傷の Case 0 の応答解析データの 0~10 秒の区間を用いた.

$$y_i(t) = - \sum_{l=1}^{n_a} a_l y_i(t-l) + \sum_{j=1}^m \sum_{l=1}^{n_b} b_{jl} x_j(t-l) + e(t) \quad (3.13)$$

次に, 内部節点の出力の観測値 $y_i(t)$ と, 境界節点の入力を Case 0 のデータにより同定済みのモデルに入力して計算したシミュレーション値 $\hat{y}_i(t)$ との差 (出力誤差) を下式により計算した. 出力誤差は構造物の初期状態 (無損傷状態) の $\Delta_0 y_i(t)$ と, 損傷検出時の $\Delta_k y_i(t)$ の 2 種類を計算するものとし,  $\Delta_0 y_i(t)$ は Case 0 の 10~20 秒区間から,  $\Delta_k y_i(t)$ は Case 0~4 の 20~30 秒区間を用いて計算した.

$$\Delta y_i(t) = y_i(t) - \hat{y}_i(t) \quad (3.14)$$

$$= y_i(t) - \left( - \sum_{l=1}^{n_a} a_l \hat{y}_i(t-l) + \sum_{j=1}^m \sum_{l=1}^{n_b} b_{jl} x_j(t-l) + e(t) \right) \quad (3.15)$$

図 3.7~図 3.9 に境界節点 (b1~b4) の入力として 3 方向 (X,  $\theta$ Y, Z 方向) を全て考慮した場合の出力誤差 $\Delta_k y_i$ のパワースペクトル密度 (PSD) を内部節点の出力方向別に示す. 観測ノイズを想定し, モデルの同定, 出力誤差の計算は内部節点 (図 3.1 の 3 階-③通り) の方向別の応答の RMS 値を基準に, その 0.01%, 1%, 5% の大きさを標準偏差とするホワイトノイズを付加した場合を計算した. 結果を各図の(a)~(c)に示す.

ノイズが最も小さい(a)ノイズ 0.01%の結果から, 無損傷の Case 0 ではフラットな出力誤差のスペクトルが, 損傷がある Case 1~3 では特に 10Hz 以下の低域で大きなパワーを持つことがわかる. この帯域のスペクトルのピークは建物全体架構の固有振動数 (表 3.2) に対応している. これは図 3.6 に示した各ケースの相対応答が X と  $\theta$ Y 方向では 10Hz 以下の全体架構の低次モード成分で支配的であるため, これが式(3.12)の関係により図 3.4 の  $G_i(\omega)$  を乗じ出力誤差として現れることを示している. 特に  $\theta$ Y 方向では低域の  $G_i(\omega)$  がほぼフラットであるため (図 3.4(b)), 内部節点の応答のスペクトル形状がそのまま出力誤差のスペクトルとして表れる. 部分構造の固有モードに対応する 10Hz 以上の高域でも出力誤差が確認できるが低域と比較しパワーは小さい. これは図 3.6(b)に示したように, 内部節点の相対応答の同帯域の成分が少ないことが原因である.

一方、(a)ノイズ 0.01%と、(b)ノイズ 1%、(c)ノイズ 5%を比較すると、各グラフ間で大きく異なるのは Case 0 のスペクトルの振幅のみであることがわかる。Case 1~3 ではその形状、振幅共に(a)~(c)で大きな違いは見られない。これは無損傷の Case 0 の出力誤差の振幅のみがノイズの影響を受けることを示している。つまり損傷を有する Case 1~3 では出力誤差の振幅がノイズレベルを上回っている場合、その振幅はノイズによる直接的な影響を受けることはない。このことは損傷により生じた出力誤差の振幅がノイズレベルを上回る場合は、出力誤差を使った損傷検出が可能であることを意味する。図 3.7~図 3.9 の例では、X方向出力のノイズ 5%時の Case 1 (図 3.7(c)の赤線)と、Z方向出力のノイズ 5%の全ケース(図 3.9(c))については、損傷時の出力誤差の振幅がノイズレベルに埋もれているが、それ以外のケースでは損傷検出可能であると予想される。

同様に、図 3.10~図 3.12 に境界節点の入力として、内部節点出力と同方向のみを考慮した場合を示す。 $\theta Y$ 方向の結果である図 3.11 は、入力に全方向を考慮した図 3.8 とスペクトルの形状、振幅共に大きな違いは見られない。このことは、 $\theta Y$ 方向については図 3.4、図 3.5 の行列 $G_i(\omega)$ の振幅がほぼ同等であったことに対応し、回転方向の出力誤差の大半が回転方向の入力から発生していることが裏付けられた。一方、X方向(図 3.10)とZ方向(図 3.12)では、入力に全方向を考慮した図 3.7、図 3.9 と比較し Case 1~3 のスペクトルの振幅が大きく低下していること、その形状も損傷ケースによっては大きく変化している。これも同様に図 3.4 に比べて図 3.5 の行列 $G_i(\omega)$ の周波数特性がX、Z方向では大きく変化していたことに対応する。このため、ノイズ 0.01%であってもX方向出力では、Case 1 (梁損傷)の損傷検出が困難であることがわかる(図 3.10(a)の赤線)。

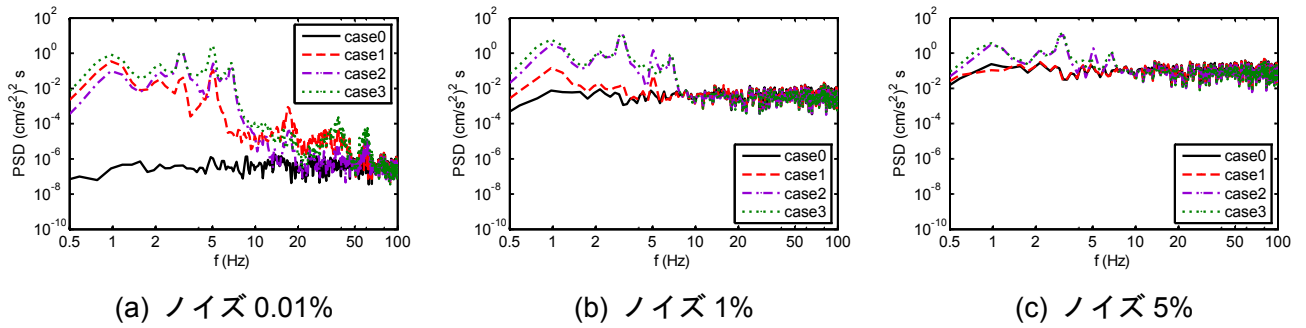


図 3.7 出力誤差の PSD (境界節点入力: 全方向, 内部節点出力: X方向)

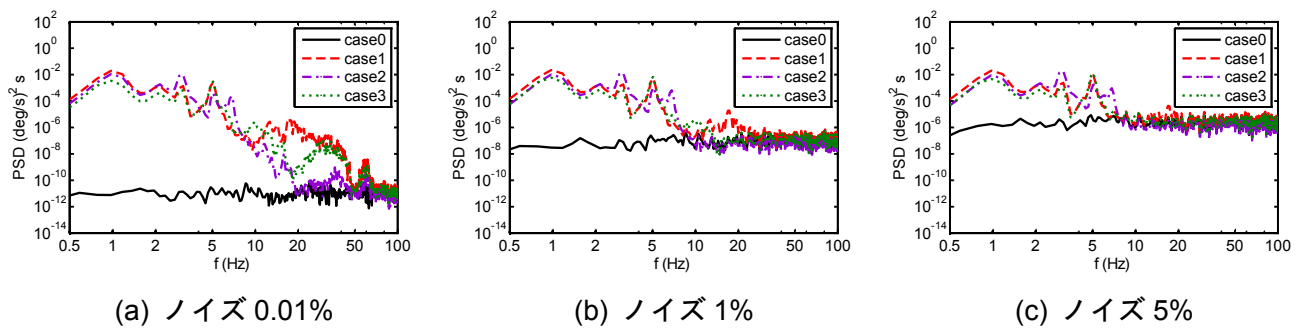


図 3.8 出力誤差の PSD (境界節点入力: 全方向, 内部節点出力:  $\theta Y$ 方向)

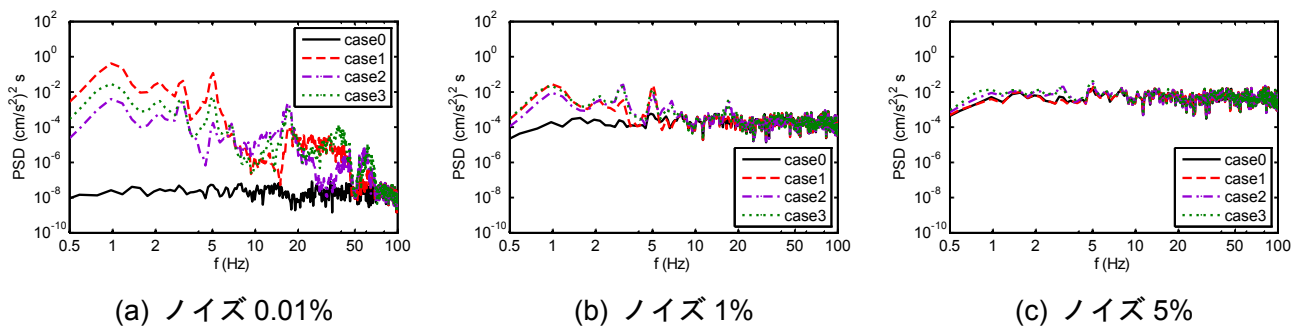


図 3.9 出力誤差の PSD (境界節点入力: 全方向, 内部節点出力: Z方向)



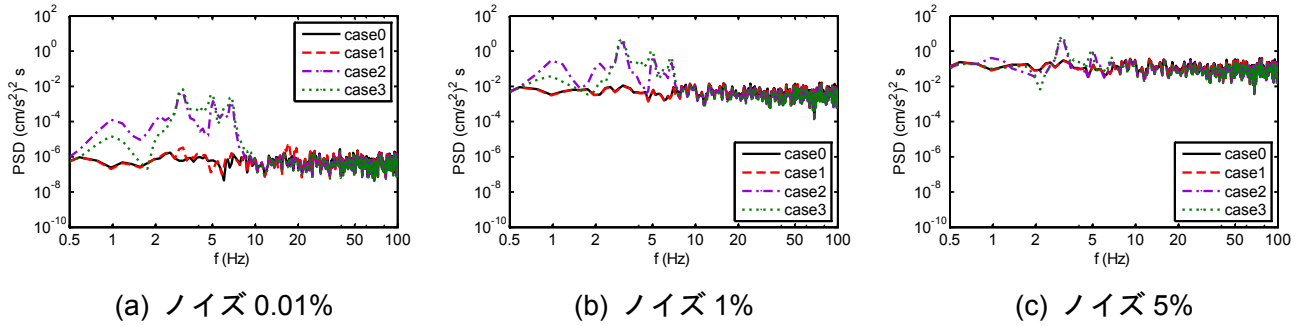


図 3.10 出力誤差の PSD (境界節点入力: X方向, 内部節点出力: X方向)

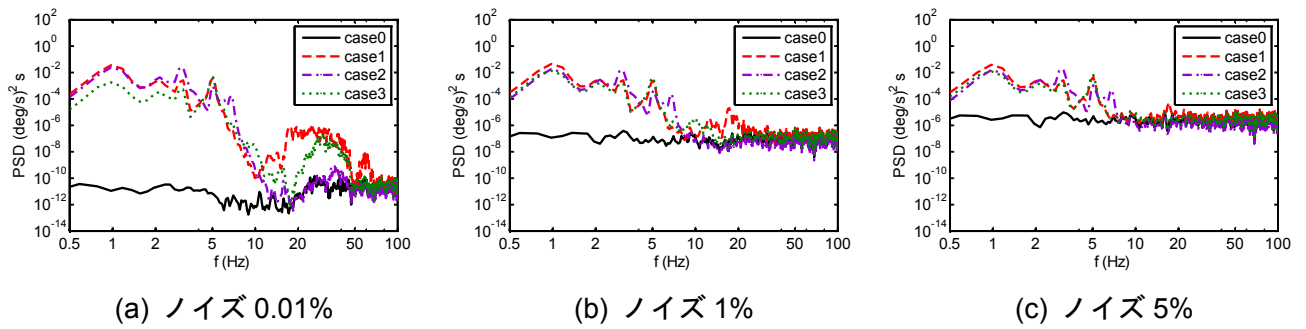


図 3.11 出力誤差の PSD (境界節点入力:  $\theta Y$ 方向, 内部節点出力:  $\theta Y$ 方向)

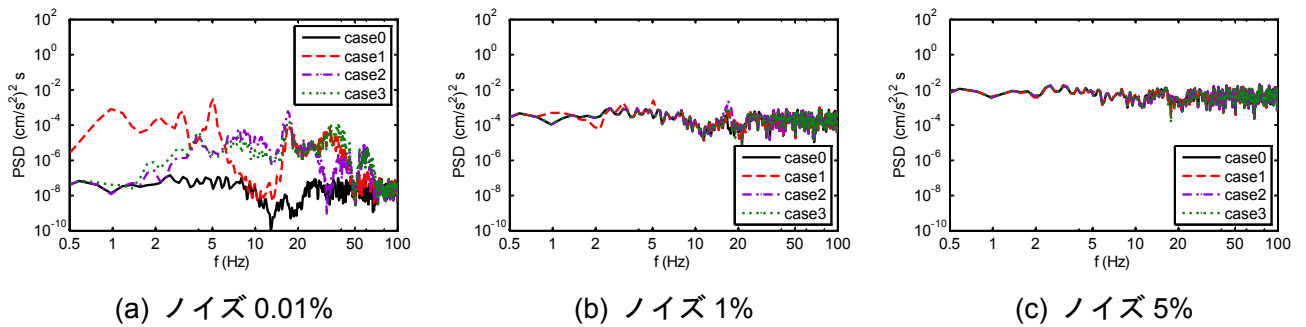


図 3.12 出力誤差の PSD (境界節点入力: Z方向, 内部節点出力: Z方向)

### 3.5.3 損傷指標の特性

初期状態（無損傷状態）の出力誤差 $\Delta_{0y}$ と、損傷検出時の出力誤差 $\Delta_{ky}$ から次式により損傷指標 ${}_kD_i$ を算出し、その特性を分析した。

$${}_kD_i = \frac{\sigma(\Delta_{ky})}{\sigma({}_ky)} - \frac{\sigma(\Delta_{0y})}{\sigma({}_0y)} \quad (3.16)$$

式中の ${}_0y$ 、 ${}_ky$ は建物初期状態、及び損傷検出対象データにおける計測出力である。また、 $\sigma(x)$ はベクトル $x$ の振幅（標準偏差）を示す。出力誤差 $\Delta_{0y}$ 、 $\Delta_{ky}$ をそれぞれ計測出力 ${}_0y$ 、 ${}_ky$ で除しているのは、応答そのものの大きさが損傷指標へ及ぼす影響を排除することと、指標を無次元化するためである。

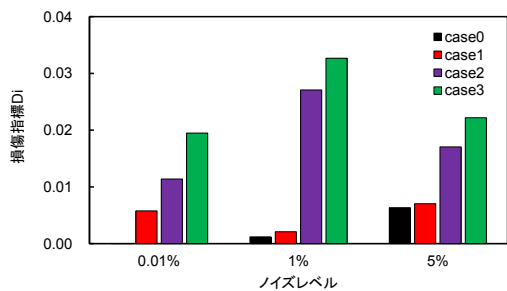
損傷検出時に部分構造が初期状態から変化していなければ $\sigma(\Delta_{ky})/\sigma({}_ky) \cong \sigma(\Delta_{0y})/\sigma({}_0y)$ であるため ${}_kD_i \cong 0$ となるが、変化（損傷）していればモデルが変化するため $\sigma(\Delta_{ky})/\sigma({}_ky) > \sigma(\Delta_{0y})/\sigma({}_0y)$ となり ${}_kD_i > 0$ となる。この損傷指標 ${}_kD_i$ は、第2章における損傷指標（式(2.4)）と形式が異なるが、その詳細は付録Bに示す。

本来、損傷指標は建物全体の部分構造に対して算出し、各部分構造内部の損傷を検出、建物内の損傷分布を推定する。しかし今回は本章の検討対象とした建物全体架構の中央部に位置する部分構造の内部節点（図3.1の3階-③通り）についてのみ損傷指標を算出した。

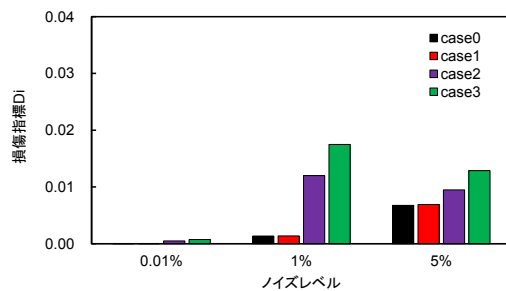
図3.13～図3.15に損傷指標 ${}_kD_i$ を内部節点の出力方向（X、 $\theta Y$ 、Z方向）別に示す。各図の(a)は境界節点入力として3方向（X、 $\theta Y$ 、Z方向）を全て考慮した場合、(b)は内部節点出力と同方向のみを考慮した場合である。各グラフには前項と同様にノイズ0.01%、1%、5%の場合を示した。

内部節点出力が $\theta Y$ 方向の図3.14を見ると、Case 0（無損傷）の損傷指標はほぼ0を示すのに対し、Case 1～3（損傷時）の指標は大きく損傷検出が可能であることがわかる。柱損傷のCase 2が最も損傷指標が大きく、梁2ヶ所と柱2ヶ所の損傷を同時に与えたCase 3ではむしろ損傷指標が他の2つの損傷ケースよりも小さい。(a)境界節点の入力が3方向と、(b) $\theta Y$ 方向のみの違いや、ノイズレベルの影響はほとんど見られない。

内部節点出力がX方向（図3.13）とZ方向（図3.15）では、ノイズ0.01%ではCase 1～3のほぼ全てで損傷検出可能である。ただし出力がX方向で境界節点入力も同方向のみ（図3.13(a)）のCase 1のように、損傷ケースによっては指標が小さく検出は難しい例もある。これは3.5.2項のPSDの分析結果とも対応している。また、ノイズ1%、5%では次第にCase 0でも損傷指標が大きくなり損傷検出が困難である。特にZ方向出力の場合はそれが顕著で、境界節点入力をZ方向のみとした図3.15(b)では、ノイズ1%、5%時はCase 0～3の損傷指標がほぼ同じ値となっており、損傷を検出することは不可能であることがわかる。

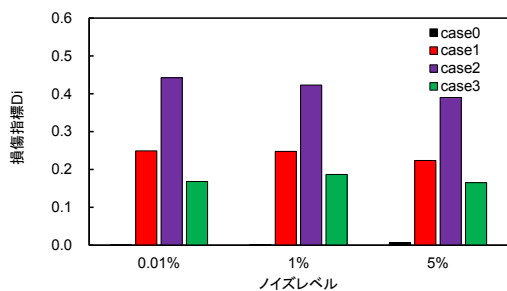


(a) 入力：全方向

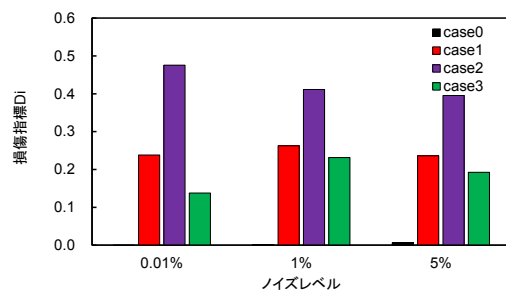


(b) 入力：X方向のみ

図 3.13 損傷指標（出力：X方向）

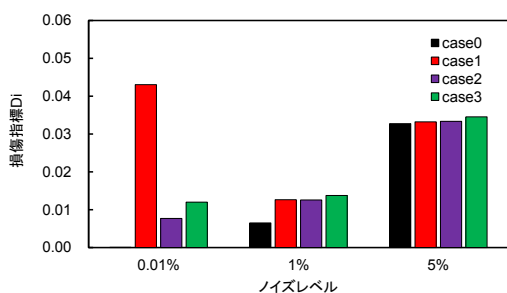


(a) 入力：全方向

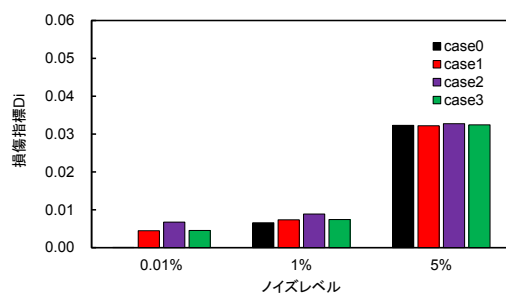


(b) 入力： $\theta Y$ 方向のみ

図 3.14 損傷指標（出力： $\theta Y$ 方向）



(a) 入力：全方向



(b) 入力：Z方向のみ

図 3.15 損傷指標（出力：Z方向）

### 3.6 まとめ

第 3 章では，提案する局所損傷検出手法の理論的な裏付けを与えることを目的に，提案手法が部分構造内の損傷を検出する際の指標として用いる出力誤差(部分構造の内部節点における観測出力と，無損傷時に同定したモデルのシミュレーション出力の差)の特性について検討した．本章の主な内容を以下にまとめる．

1. 一般的な部分構造の内部節点における出力誤差が，部分構造の境界節点から内部節点への伝達関数で構成される行列により境界節点の入力の関数として表現できること，さらに内部節点自体の応答の関数としても表現できることを定式化した．これらの関係は，部分構造内部の物理的構成と損傷状態により決定されるもので，全体架構の他の部分や出力誤差を算出する際の入出力自体の特性とは無関係であるため，出力誤差の増加を部分構造内の損傷を示す指標として利用できることを示した．
2. 2次元の多層多スパンのフレームモデルから切り出した十字型の部分構造モデルに対し，先に定式化した関係を用いることで，損傷時の内部節点における出力誤差発生メカニズムについて検討した．その結果，損傷時の出力誤差は回転方向で最も大きく発生すること，回転方向だけでなく並進方向の出力誤差についても境界節点入力の回転方向成分の影響が大きいことを示した．また出力誤差は建物全体系の低次モードに対応する低振動数領域で最も安定して発生することも示した．
3. 建物全体架構に対する地震応答解析を行い，算出した出力誤差と損傷指標の特性について分析した．その結果，損傷時の出力誤差が建物全体系の低次モードに対応する低振動数領域の回転方向で最も大きく発生することを確認した．さらに回転方向の成分利用が観測ノイズに対する耐性が最も強く，可能であれば損傷検出には回転方向成分を検出可能なセンサの利用が望ましいことを確認した．

---

第4章 実建物の損傷検出実験による  
損傷検出手法の検証

---

## 4.1 はじめに

第4章では、提案手法の実建物での検証を目的として実施した RC 造 5 階建て建物に対する損傷検出実験について詳述する。実験では解体予定の RC 造 5 階建て建物の柱 3 本に対し、2 段階に分けて人為的に損傷を与え、その前後に計測した起振機による強制加振データから損傷検出を行った。

前章までに、局所損傷検出手法を提示し、そこで損傷指標とする部分構造の損傷により生じる出力誤差の特性について考察した。

構造物に対する損傷検出手法の有効性を確認する上で、実際に対象とする構造物を使った検討は重要である。第1章で指摘したように、建物を対象とした損傷検出に関する研究の多くは単純な多質点系一本棒せん断型モデルを検討対象としている。しかし実際には建築構造物は複雑で単純な解析モデルでの表現には限界がある。また、本論文で検出対象としている局所損傷はその状態を単純なせん断型モデルで模擬することは難しい。

しかしながら、建物は対象物としての規模が大きいため実建物を用いて損傷検出の検討を実施した事例は限られている。まず実地震による被災建物の強震観測データや被災前後の微動計測データを用いた事例として、1995年兵庫県南部地震での被災建物の補修前後の微動計測データを利用した研究<sup>(67)(77)(78)</sup>、2011年東北地方太平洋沖地震での被災建物の本震や微動計測データを利用した研究<sup>(66)</sup>がある。これらの研究では損傷の程度や位置が実際の地震により生じたものである点は実態に即している。しかし当然のことながら、損傷を任意に設定することはできず、計測箇所や期間などに様々な制約がある場合も多い。

一方、解体予定の建物に対して人為的な損傷を付与した上で起振機による強制加振試験や常時微動計測等により、損傷検出実験を行った事例がある。この場合は損傷が人為的である反面、その程度や位置を任意に設定することが可能で、計測条件等の自由度も比較的高い。2.1節でも述べたように、中低層の RC 造、SRC 造建物に人為的な損傷を与えて損傷検出を行った事例<sup>(48)~(54)</sup>が複数報告されているが、これらは建物全体系のモーダルパラメータの変化による損傷検出を目的に、全壁量に対してかなりの割合の耐震壁の壁周縁の 3 辺を全て切断するという大がかりな損傷を付与したものである。局所的な損傷を与えた事例としては、9 階建て柱 RC 造梁 S 造建物の 5 階床下部の梁端フランジ 1 ヶ所を切断した実験<sup>(55)</sup>が挙げられる。この事例では建物全体系の固有振動数の変化は検出されないほど小さかったが、モード振幅の振幅比を使った手法<sup>(53)</sup>や、複数の梁の振動モードの変化を利用した手法<sup>(56)</sup>による損傷検出が試みられている。

そこで、本章では、提案手法の実建物での検証を目的に実施した RC 造 5 階建て建物に対する損傷検出実験について述べる。解体予定の RC 造 5 階建て建物の柱 3 本に対し、2 段階に分けて人為的に損傷を与え、その前後に計測した起振機による強制加振データから損傷

検出を行った。大がかりな損傷を付与した事例が多い既往の諸研究に対し、本実験は付与した局所損傷の種類と建物全体の大きさに対する損傷個所の少なさという意味で、比較的軽度の損傷を想定した損傷検出実験と位置付けられる。これにより建物全体系の振動特性に与える影響が少ない局所損傷の検出と、損傷位置の 3 次元的な特定が可能という、提案手法の特徴を実証する。

これに加えて、提案手法の部分構造毎に独立した計測・処理が可能であるという特性を活かし、少数センサによる移動計測と建物内の損傷検出対象範囲の限定により、計測点数や計測方向が限られる従来型のセンサシステムに対しても応用可能な提案手法の実施方法を提示する。これは提案手法が多点の振動計測を必要とするため将来的な小型・安価なセンサの大量使用を前提としていることに対し、手法の現時点での一定の実用性を示すことを意図したものである。

## 4.2 損傷検出実験

### 4.2.1 対象建物

実験対象とした建物は1980年に竣工したRC造5階、塔屋1階建ての研究施設であり、短辺（南北梁間）方向2スパン（約15m）、長辺（東西桁行）方向8スパン（約58m）の整形な建物である。図4.1に対象建物の外観を示す。構造形式はラーメン構造を基本とするが、建物の東西両端部の階段室周辺が耐震壁となっているほか、耐震補強工事が実施されているため、建物東面1～5階にRC造の耐震フレームが、建物北面2階の一部に鋼製の耐震ブレースが追加されている。また、対象建物の建物南側2階部分まではS造の低層棟が接しているが、構造的には独立している。

本建物の解体に先行し、建物使用が終了し什器等の撤去が全て完了した後、建物に人為的な損傷を与えると共に、起振機を用いた強制振動試験を行い、損傷前後に計測した振動データから損傷検出を試みた。図4.2(a)に実験時の対象建物の内部状況を示す。



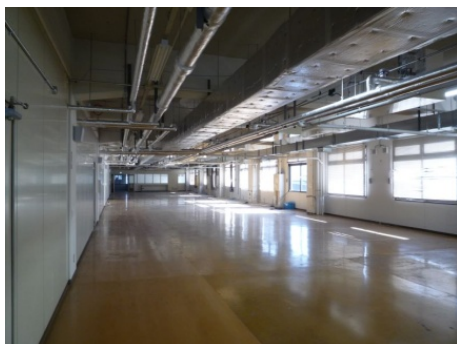
図 4.1 対象建物  
(損傷を付与した柱を赤丸で示す)



#### 4.2.2 建物への損傷付与

建物への損傷は、4階の⑧通りにおける、④、⑤、⑥通りの3本のRC柱(650×650mm)に与えた。損傷させた柱の位置を図4.3に示す。損傷は図4.4に示すように柱の室内側のスラブ面から高さ750mmの部分に柱主筋も含めてコア抜き(φ150mm×2本)することにより断面をオリジナルの柱の約半分に欠損させるように付与した。損傷付与(コア抜き)の状況を図4.2(b)に、損傷付与後の柱を図4.2(c)、(d)に示す。

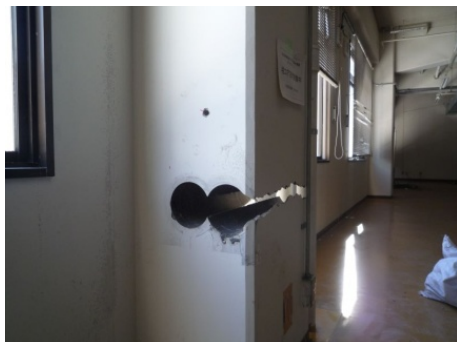
損傷は2段階に分けて与えた。表4.1に実験時の計測と損傷付与のスケジュールを示す。建物初期(無損傷)状態の計測(Case 0とする)を実施後、まず4階の⑧⑤通りの柱1本のみで損傷付与し、その状態で計測を行った(Case 1とする)。さらに④、⑥通りの2本の柱に同様の損傷を加えた後、再度計測を行った(Case 2とする)。



(a) 実験時の室内状況



(b) コア抜き状況



(c) コア抜き後の柱の状況



(d) コア抜き後の柱の状況

図 4.2 実験時の室内と柱への損傷付与

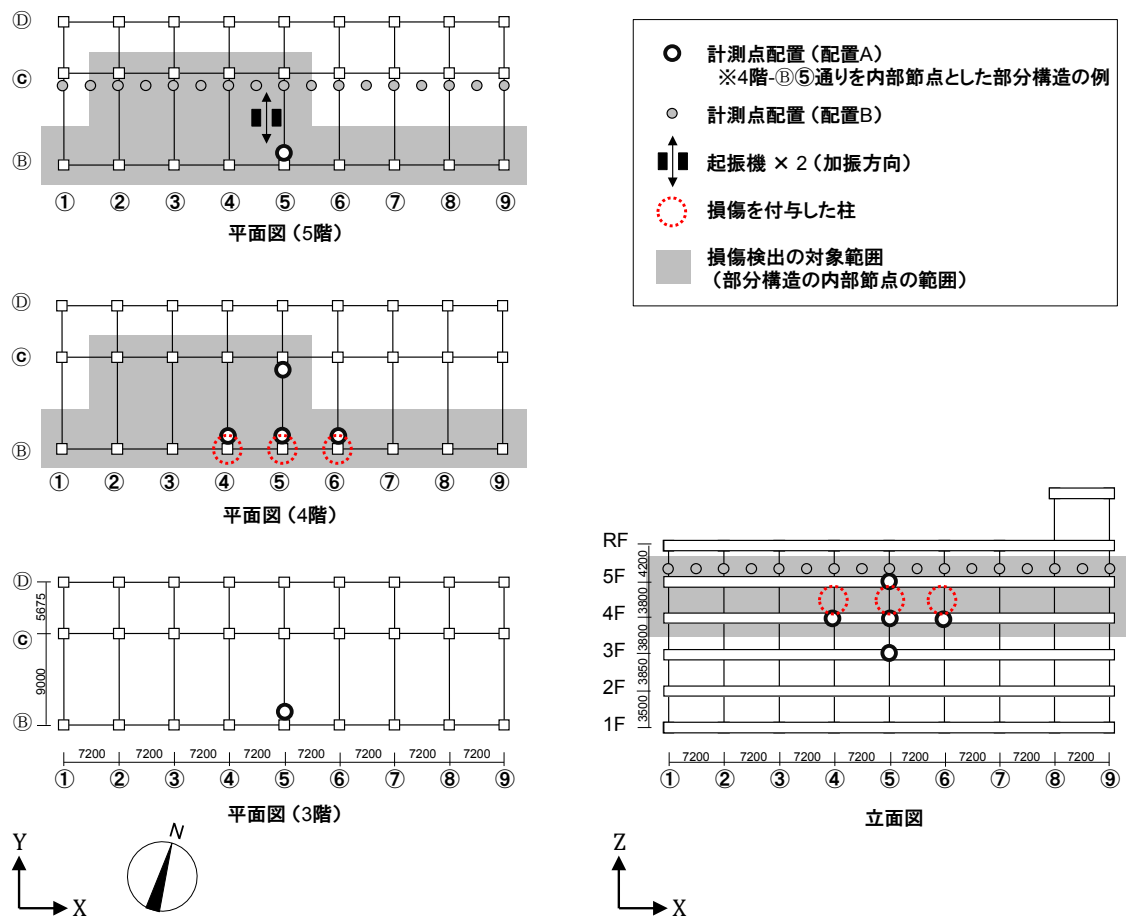


図 4.3 対象建物と計測点配置

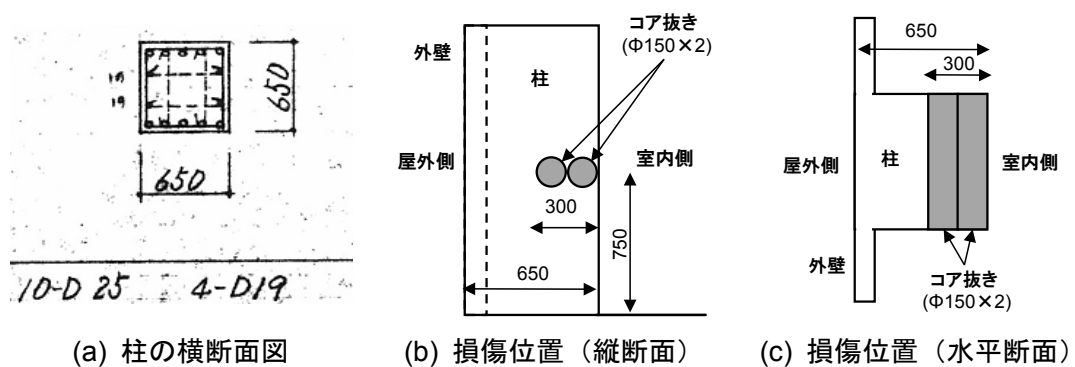


図 4.4 柱断面と付与した損傷

表 4.1 実験スケジュール

	Day 1	Day 2	Day 3	Day 4	Day 5
起振機による強制加振試験と計測（ケース名）	Case 0		Case 1		Case 2
柱への損傷付与（損傷位置）		㊸㊹通り		㊸㊺通り ㊸㊻通り	

#### 4.2.3 振動計測

振動計測は第 2 章で提案した局所損傷検出手法の検証を目的とした計測（計測点配置 A）と建物全体系の振動特性同定を目的とした計測（計測点配置 B）の 2 種類とした。両計測では速度計を床面に設置して建物短辺（Y 方向）の速度を計測した。これに加えて起振機の錘上に設置した加速度計で加速度も計測した。これらの速度計と加速度計からの信号は 1 台の計測装置でサンプリング振動数 500Hz で全チャンネル同期を取って収録した。使用したセンサ（速度計）の仕様を表 4.2 に示す。

#### 計測点配置 A

計測点の配置を図 4.3 中の「配置 A」に示す。第 2 章で述べたように、提案する損傷検出手法は小型・安価なセンサの使用を想定しており、センサは建物のフレームの全ての節点（梁柱接合部）に設置して、各節点で並進 3 軸方向（X, Y, Z）、回転 3 軸方向（ $\theta X$ ,  $\theta Y$ ,  $\theta Z$ ）の 6 方向計測をすることが理想である。しかし実験では数が限られる従来型のセンサシステムを使用したため、建物内の全ての節点に一度にセンサを配置して 6 方向の同時計測をすることはできず、以下に示す 3 つの制約条件下で実験を実施した。

##### 1) 部分構造毎の個別の計測

1 回の計測を基本的には図 4.5 に示す部分構造の単位で実施した。図 4.3 に計測点配置 A のセンサ配置の一例を示す。この 6 台のセンサ配置は 4 階の㊸㊹通りに設置したセンサを中心とする部分構造（以降は単に「4 階㊸㊹通りの部分構造」と呼ぶ）に対する損傷検出時を示した例である。実際にはこれと同様のセンサ配置の計測を、各損傷ケースについて建物の他の部分に対しても繰返し実施した。本実験では使用したセンサ数の制約上この計測方法を採用したが、提案手法の実用化を考えた場合、この計測方法は建物に常設のセンサではなく可搬型のセンサにより、健全時の計測と建物健全性確認時の計測を部分構造毎に行うことに相当する。

## 2) 損傷検出の対象範囲の限定

損傷検出の対象を建物全体とせず、図 4.3 の灰色部に示す部分構造の中心（内部節点）が 4 階、5 階の一部となるように限定した。損傷検出の対象とした部分構造は計 26 個となり、ここには損傷を付与した建物の中央部の 4 階柱付近と建物の東西両端部の無損傷部が含まれる。本実験では実験期間の制約からこのような計測方法としたが、提案手法の実用化を考えた場合、建物内の損傷が生じやすい部分や、損傷が疑われる部分を重点的に検査することに相当する。

## 3) 計測方向の限定

図 4.5(a)で示す各節点 6 方向の計測が理想的であるが、今回は計測方向を(b)のように建物短辺方向に対応するY方向に限定した。これは第 3 章で検討した部分構造の境界節点の入力方向と内部節点の出力方向を限定することに相当する。

## 計測点配置 B

計測点の配置を図 4.3 中の「配置 B」に示す。建物全体系の振動特性同定を目的に損傷を付与した 4 階柱の上部に当たる 5 階のスラブ上の長辺方向に一系列にセンサを並べて配置した。こちらは実験期間の制約から損傷状態が Case 0 と Case 2 のみの計測とした。

表 4.2 センサ仕様

計測量	速度
出力方向	1 方向（建物短辺Y方向）
計測範囲	$\pm 0.1 \text{ m/s}$
分解能	$10^{-7} \text{ m/s}^2$
サンプリング間隔	500 Hz（計測装置で AD 変換）

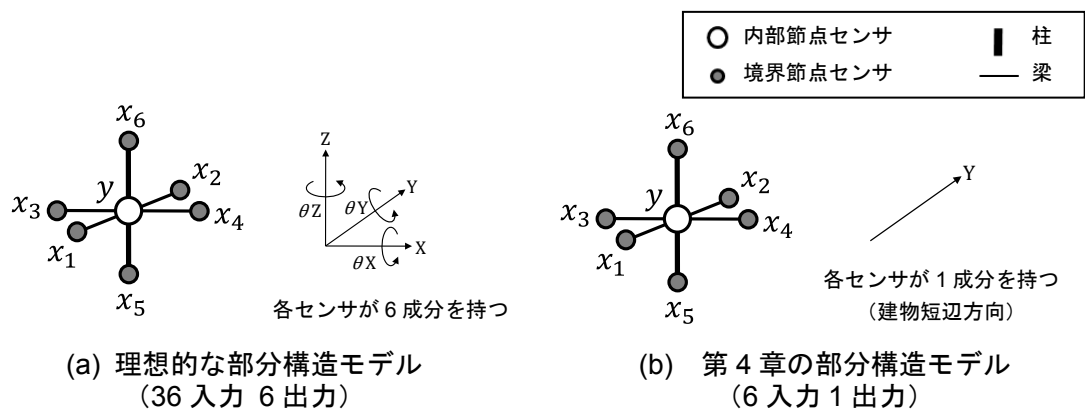
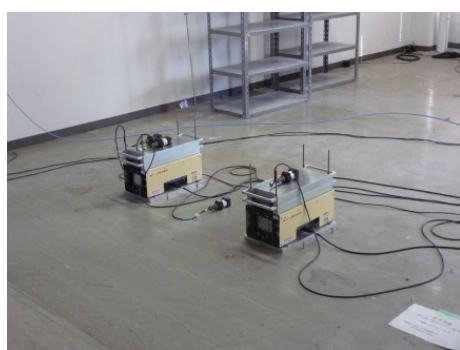


図 4.5 部分構造モデルの概念図と計測方向

#### 4.2.4 起振機による強制加振

起振機は建物の5階中央部に2台(100kgマス×2台)を設置し、アンカーボルトでコンクリートスラブに固定した。起振機の設置位置を図4.3中に示す。2台の起振機は1台のコントローラで同期を取って制御し、加振方向は建物短辺Y方向とした。加振・計測はsweep波加振、sin波(2.4Hz)加振とした。起振機での加振振幅は加速度制御で400cm/s<sup>2</sup>(起振機の錘の加速度)としたため、加振力は100kgf×2台×4m/s<sup>2</sup>=800Nとなる。なおsin波加振の加振振動数は、事前の予備計測の際に把握した建物の短辺方向の1次固有振動数から決定した。起振機の設置と計測状況の写真を図4.6に、計測と加振の条件を表4.3に示す。



(a) 起振機 (100kgf×2台)



(b) 振動計測状況

図 4.6 起振機と振動計測の状況

表 4.3 計測, 加振条件

計測点配置	加振条件			
	加振波	振動数	振幅 (起振機錘加速度)	継続時間
配置 A	sweep	1.5 – 12 Hz	400 cm/s <sup>2</sup>	5 分
	sin	2.4 Hz	400 cm/s <sup>2</sup>	2 分
配置 B	sweep	1.5 – 40 Hz	400 cm/s <sup>2</sup>	20 分

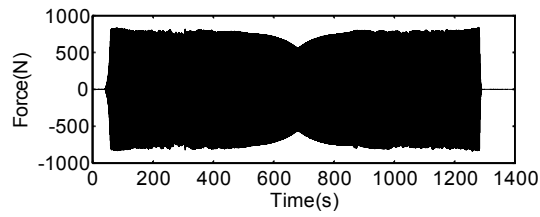
### 4.3 対象建物の振動特性

本節では計測点配置 B のデータにより起振機加振により生じた建物振動を分析し、建物全体系の比較的低次の振動特性と損傷付与による特性変化について確認する。

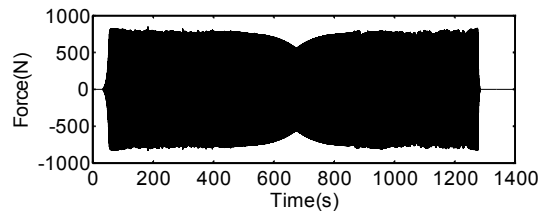
#### 4.3.1 強制加振時の建物応答

図 4.7 に(a)Case 0 (無損傷) と(b)Case 2 (柱 3 本損傷) 時の sweep 波加振時の起振機の加振力を示す。起振機の加振力は起振機上の加速度データと錘の質量から算出した。加振は低振動数側 (1.5Hz) から開始し、600 秒で高振動数側 (40Hz) に達した後に折り返し、さらに 600 秒で低振動数側に戻る。加振力の波形から、Case 0, Case 2 共に、折り返し点付近の高振動数領域でやや加振力が低下しているが、それ以外の領域では意図した加振力 800N を建物に加えることができている。計測日が異なる両ケースでは同じ加振を行うことを意図していたが、波形からも同じ加振を行うことができたことが確認できる。

同様に、図 4.8 に 5 階 C 通りの①, ③, ⑤通りの計測点で計測された速度の時刻歴波形を示す。速度波形は最大値が 0.02cm/s 程度と小さいが、加振力と対比させて波形を見ると、明瞭ではないが加振時には各計測点で振幅が増大しているように見える。また、加振振動数の折り返し点を対称に、いくつかの共振振動数と思われる振幅の増大する点が見られることから、起振機加振により建物に小さいながらも振動が生じていると判断できる。



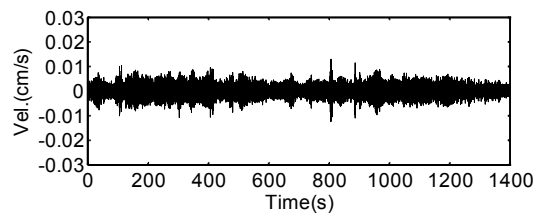
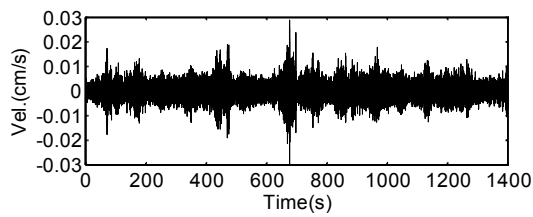
(a) Case 0



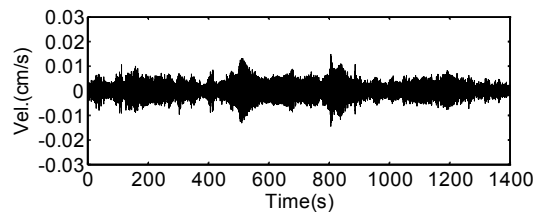
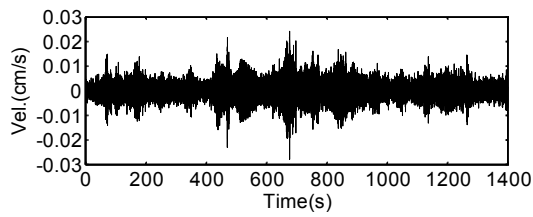
(b) Case 2

図 4.7 起振機に加振力波形

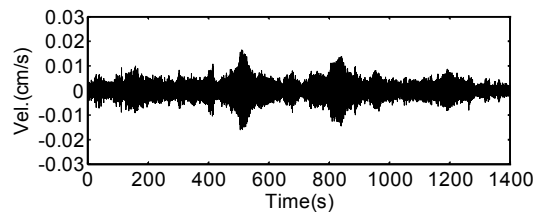
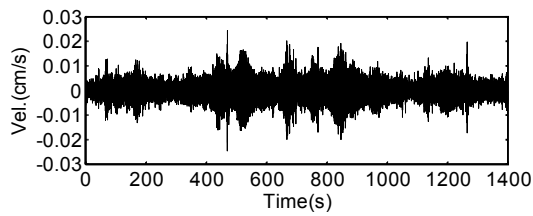
(1) 5F-Ⓒ①



(2) 5F-Ⓒ③



(3) 5F-Ⓒ⑤



(a) Case 0

(b) Case 2

図 4.8 建物の応答速度波形

### 4.3.2 建物全体系の振動特性

柱への損傷付与が建物全体系の振動特性に及ぼす影響を確認するため、起振機の加振力に対する各計測点の速度波形の伝達関数を求め、そこから建物の短辺方向の固有振動数と、損傷付与による固有振動数と建物の振幅の変化を調べた。

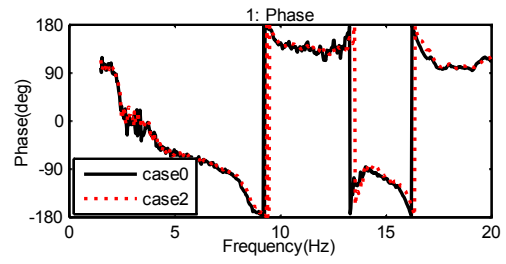
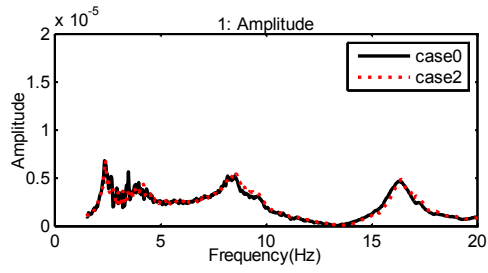
図 4.9 に 5 階 C 通りの①, ③, ⑤ 通り計測点における伝達関数を Case 0 と Case 2 の場合を重ね書いて示す。振幅のピークから建物の短辺方向の固有振動数は 1 次が 2.4Hz, 2 次が 8.2Hz, 3 次が 16.2Hz 付近と判断できる。なお, ③ 通りでは 2 次のピークがモードの節にあたるため判別できない。一方, Case 0 と Case 2 のグラフはほとんど重なっていることから, 今回付与した柱損傷が固有振動数や振幅比へ与える影響は小さく確認できない。

次に起振機の加振力に対する全計測点の伝達関数を 1 次は 2.4Hz, 2 次は 8.2Hz, そして 3 次は 16.2Hz で切り出して建物の平面的な振動モード形状を求めた。結果を図 4.10 に示す。モード形状は各次モードにおいて最大値を 1 に基準化してプロットした。グラフの X 軸 “Location” は建物東西方向の位置 (① 通り～⑨ 通り) を示す。起振機は建物中心 (⑤ 通り) に設置しているが, 建物両端の計測点も含めてモード形状は連続的な形状となっており起振機により建物両端部にまで振動が生じていることが確認できる。一方, Case 0 と Case 2 のモード形状及び振幅に明確な違いは見られず, 損傷付与によるモード形状への影響についても確認することはできない。

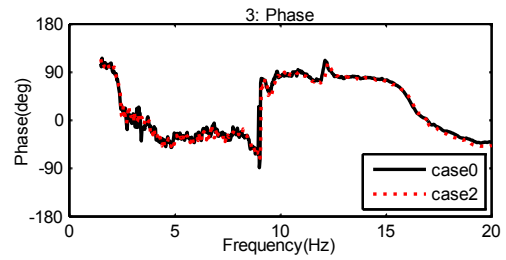
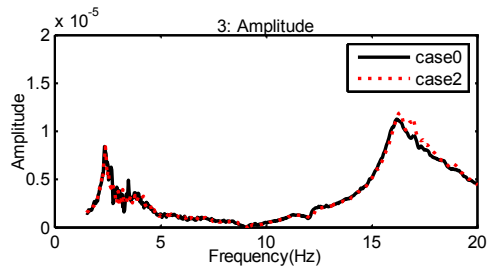
これらの結果から, 今回対象とした 5 階建て 2×8 スパンの RC 造建物における柱 3 本の断面積を半分に欠損させた局所損傷が, 建物全体系の低次の振動モード特性に与える影響は極めて小さく, 本実験の条件下では, このような建物全体系の振動特性の変化を用いた損傷検出は難しいことが確認された。



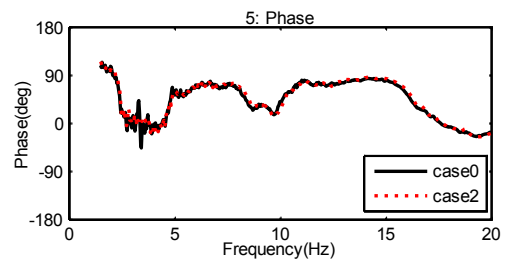
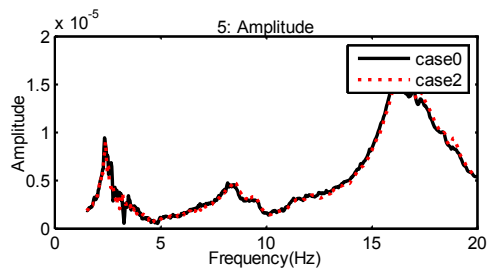
(1) 計測点 5F-C①



(2) 計測点 5F-C③



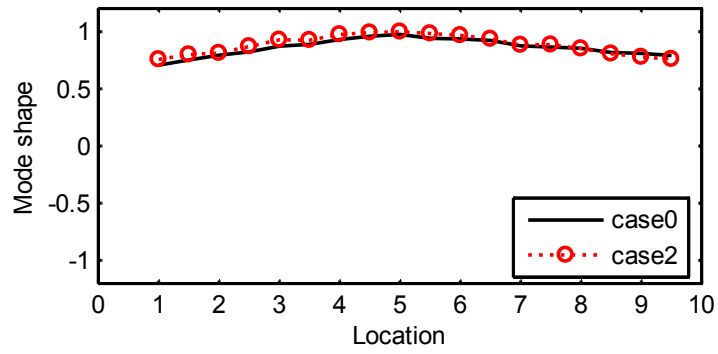
(3) 計測点 5F-C⑤



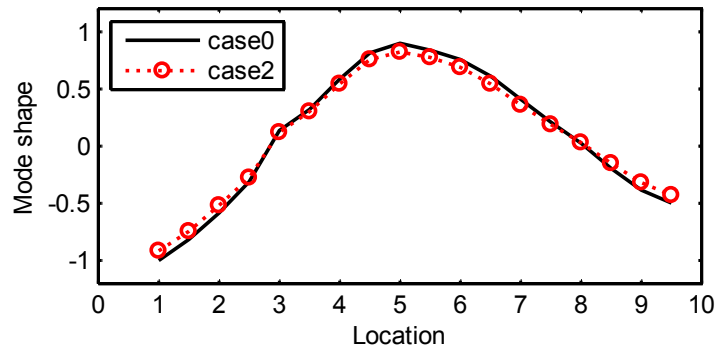
(a) 振幅

(b) 位相

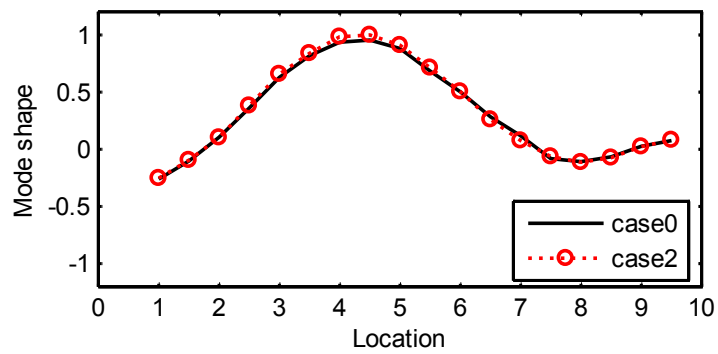
図 4.9 伝達関数 (計測波形／加振力)



(a) 1次モード (2.4Hz)



(b) 2次モード (8.2Hz)



(c) 3次モード (16.2Hz)

図 4.10 モード形状 (5階平面)

## 4.4 損傷検出手法の検証結果

### 4.4.1 損傷検出手法の適用

本項では計測点配置 A のデータに対し、第 2 章で提案した損傷検出手法を適用する際の各種条件を整理する。

#### 部分構造モデルの設定

建物初期（無損傷）状態である Case 0 の sweep 波加振時のデータから、対象とする各部分構造モデルの同定を行う。図 4.5(b)に示した部分構造の内部節点 c のセンサで計測されたデータを出力  $y$ ，境界節点 b1～b6 のセンサを入力  $x_j$  ( $j = 1 \sim 6$ )として、その入出力関係を次式に示す多入力 1 出力の ARMAX モデルとして同定する。モデルの同定手法の詳細は付録 A に示す。式中の  $e$  は白色雑音を示し、 $a_l$ 、 $b_l$ 、 $c_l$  と  $n_a$ 、 $n_b$ 、 $n_c$  はそれぞれ出力、入力、雑音部分の回帰係数とそれらの次数である。多入力システムであるため  $j$  は  $j$  番目の入力  $x_j$  に対応する回帰係数であり  $m$  は入力数を示す。

$$y(t) = - \sum_{l=1}^{n_a} a_l y(t-l) + \sum_{j=1}^m \sum_{l=1}^{n_b} b_l x_j(t-l) + \sum_{l=0}^{n_c} c_l e(t-l) \quad (4.1)$$

今回の実験条件において、部分構造モデルは前述のように最大で 6 入力 1 出力を持つ多入力 1 出力システムとなるが、例えば⑧通りの部分構造のような建物端部の部分構造では、入力数は 5 (②～⑧通りの部分構造)、もしくは 4 (①、⑨通りの部分構造) となる場合があることに注意が必要である。

#### 出力誤差の算出

同定済の部分構造モデルについて、実際の計測出力  $y$  と、計測された入力  $x$  をモデルに入力して計算したシミュレーション出力  $\hat{y}$  の差（出力誤差） $\Delta y$  を次式により計算する。

$$\Delta y(t) = y(t) - \hat{y}(t) \quad (4.2)$$

$$= y(t) - \left( - \sum_{l=1}^{n_a} a_l \hat{y}(t-l) + \sum_{j=1}^m \sum_{l=1}^{n_b} b_l x_j(t-l) \right) \quad (4.3)$$

#### 損傷指標の評価

先に求めた建物初期（無損傷）状態の出力誤差  $\Delta_0 y$  と、損傷検出対象のデータに対する出力誤差  $\Delta_k y$  から、次式により損傷指標  ${}_k D_i$  を算出する。式中の  ${}_0 y$ 、 ${}_k y$  は建物初期状態と損傷

検出対象データにおける計測出力を示す。また、 $\sigma(x)$  はベクトル  $x$  の振幅（標準偏差）を示す。この損傷指標は第 3 章で用いたものと同じのものである。詳細は付録 B に示す。

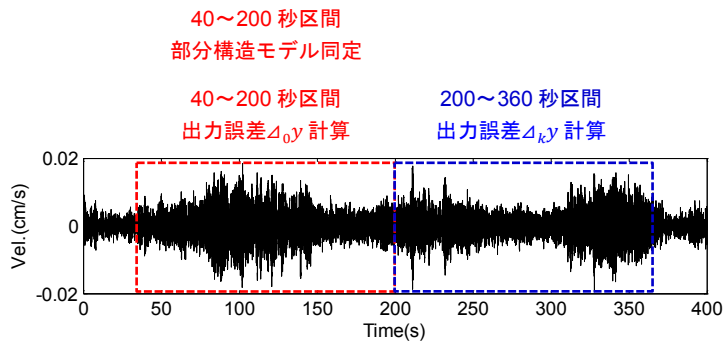
$${}_k D_i = \frac{\sigma(\Delta_k y)}{\sigma(k y)} - \frac{\sigma(\Delta_0 y)}{\sigma(0 y)} \quad (4.4)$$

#### 4.4.2 損傷近傍の部分構造の特性変化

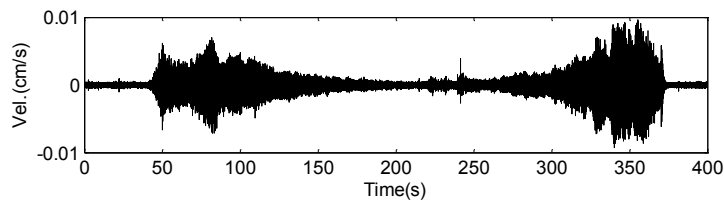
本項では、損傷検出の基礎となる、部分構造の入出力、および、出力誤差の特性について、損傷を付与した柱を含む 5 階③⑤通りの部分構造を対象に詳細な検討を行う。

##### 内部節点の出力データの特性

図 4.11 に対象とした部分構造の内部節点 c における速度波形を示す。グラフにはモデル同定や出力誤差計算に使用したデータ区間も合わせて示した。同定時は、sweep 加振における全ての加振振動数が含まれるようにデータの 40～200 秒区間（往復 sweep 加振の前半部分）を用いた。図 4.11(a)は計測したオリジナルデータを、(b)はデータに対して 50Hz～250Hz のバンドパスフィルタ処理をした波形を示す。表 4.3 に示したように計測点配置 A における sweep 波加振の加振振動数は 1.5Hz～12Hz であるが、むしろバンドパス波形の方がノイズの影響が少なく加振時の振幅増大が良く表れている。図 4.12 に sin 波 2.4Hz 加振時の波形を示すが、この場合も同じくバンドパス波形の方が加振の様子が明瞭に表れていることがわかる。

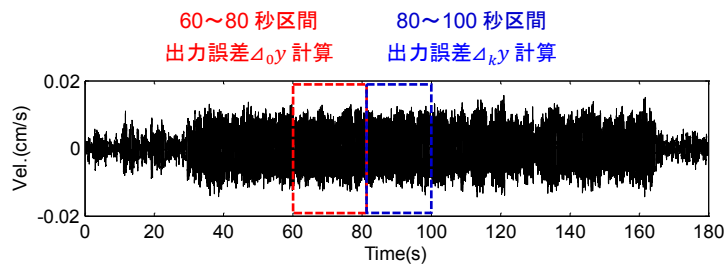


(a) オリジナル波形

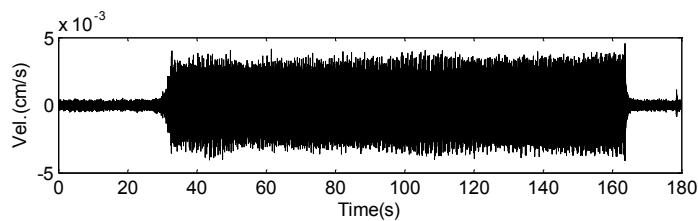


(b) バンドパス (50-250Hz) 波形

図 4.11 計測波形と使用したデータ区間 (sweep 加振, 計測点 : 5F- $\text{\textcircled{B}}$  $\text{\textcircled{5}}$ , Case 0)



(a) オリジナル波形



(b) バンドパス (50-250Hz) 波形

図 4.12 計測波形と使用したデータ区間 (sin 2.4Hz 加振, 計測点 : 5F- $\text{\textcircled{B}}$  $\text{\textcircled{5}}$ , Case 0)

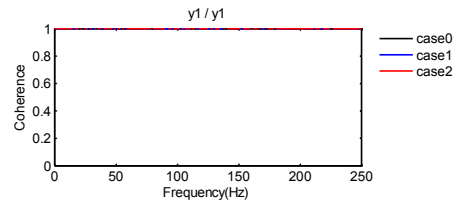
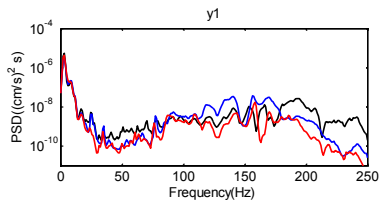
## 部分構造内部の入出力の特性

図 4.13 に sweep 波加振における，内部節点  $c$  の出力  $y$  と，入力  $x_2 \sim x_6$  のパワースペクトル密度 (PSD)，及び，各入力と出力データ間のコヒーレンスを示す．この部分構造では出力点が建物の南側端部に位置する (㊸㊹通り) ため，入力  $x_1$  が無い 5 入力 1 出力システムとなる．これらのグラフから，加振振動数である 50Hz 以下の低振動数領域に加えて 100Hz ~ 200Hz の比較的高振動数の領域でも振動成分を持つこと，同振動数領域では入出力間のコヒーレンスも比較的高いことがわかる．これは低振動数の加振によって高次モードが励起されているためと考えられる．

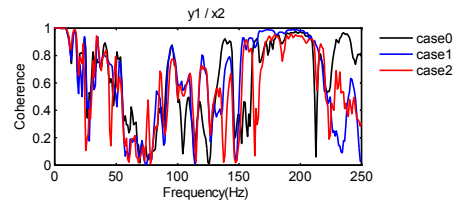
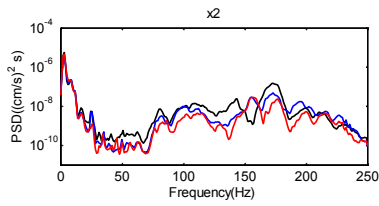
プロットには無損傷，及び，2 段階の損傷ケースである Case 0，Case 1，Case 2 を重ね書いており，特に上記の 100Hz ~ 200Hz の帯域ではケース毎にパワースペクトルの形状が大きく変化している．

さらに図 4.14 に内部節点  $c$  を基準とした Y 方向の部分構造のモード形状を示す．ここでは一例として sweep 波加振の際の 170Hz のモード形状を切り出して描画しており，Case 0 の 40 ~ 200 秒区間から求めた建物の初期状態のモード形状 (Case 0 (initial condition)) と，Case 0，Case 1，Case 2 の 200 ~ 360 秒区間から求めたモード形状を比較した．この図により，(a) の Case 0 では 2 つのモード形状は重なっているが，損傷付与後の (b)，(c) ではモード形状が初期状態から変化していることがわかる．特に内部節点  $c$  と境界節点  $b_5$  を結ぶ柱部分の変化が大きく，これは損傷を付与した 4 階の㊸㊹通りの柱に対応している．このことは部材の損傷により，その部材を含む部分構造の振動特性が他の部分構造に比べて大きく変化しており，この変化は特に建物全体系の高次モードに対応する高振動数領域で顕著に表れていることを示している．上記の検討結果から，システム同定においては，対象とする周波数帯域を制限せずに 250Hz までの全帯域を用いることとした．

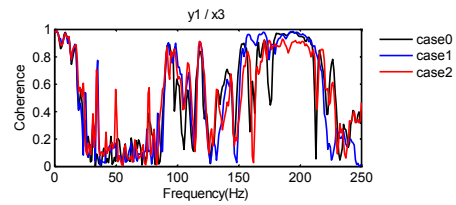
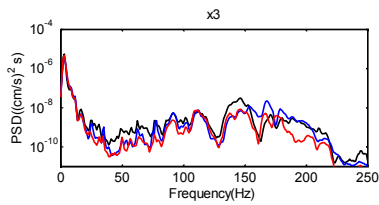
(1) 出力



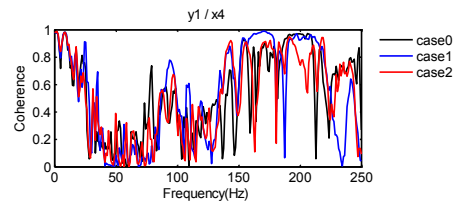
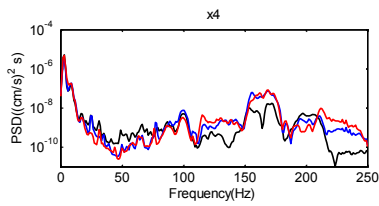
(2) 入力  $x_2$



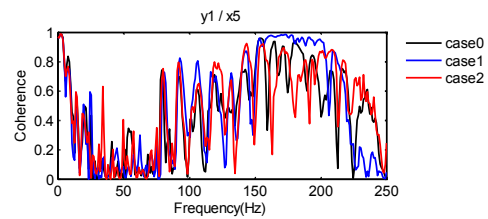
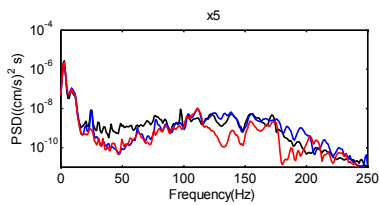
(3) 入力  $x_3$



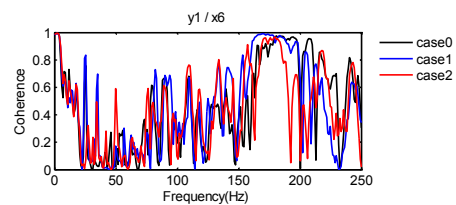
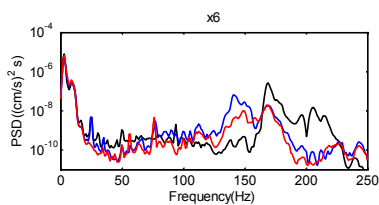
(4) 入力  $x_4$



(5) 入力  $x_5$



(6) 入力  $x_6$



(a) パワースペクトル密度

(b) コヒーレンス

図 4.13 部分構造内のパワースペクトル密度とコヒーレンス

(部分構造 5F-⑥⑤, sweep 波加振)

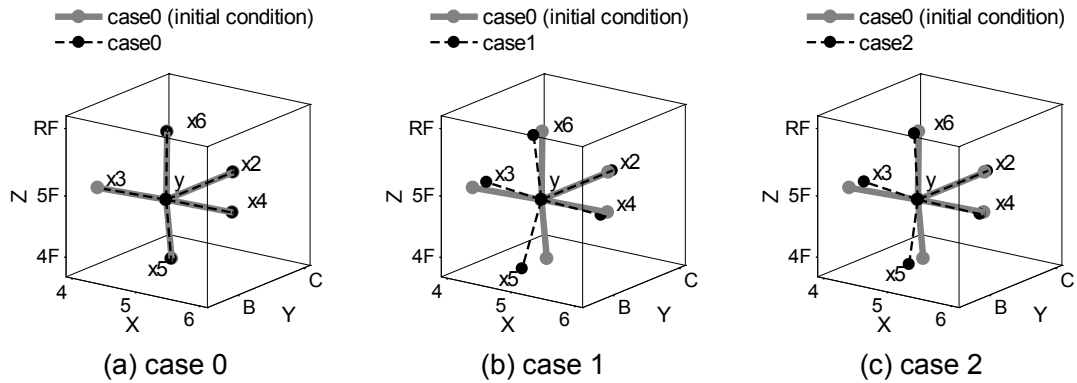


図 4.14 部分構造のモード形状（部分構造 5F-Ⓑ⑤, sweep 波加振, 170Hz 時）

### 出力誤差の特性

部分構造内部の出力および、出力誤差の特性について考察する。出力誤差の計算は sweep 波加振, sin 波加振の両方について行ったが, ここでは sin 波 (2.4Hz) 加振の場合を示す。

まず, 建物初期 (無損傷) 状態のデータについて考察する。損傷ケースは Case 0, データ区間は 60~80 秒である (図 4.12)。図 4.15 の(1)にシミュレーション出力  $\hat{o}_y$  (simulated) と計測出力  $o_y$  (observed) の時刻歴波形を示す。両波形は概ね重なっており, モデル同定が精度よく行われたことを示している。(2)に出力誤差  $\Delta_o y$  (output error) の時刻歴波形を示す。出力波形に比べて出力誤差の波形の振幅は小さいが, この場合でも出力誤差の振幅はゼロとはならないことがわかる。(3)はこれら 3つの波形のパワースペクトル密度を示す。

同様に, 損傷検出対象とするデータについて考察する。損傷ケースは Case 0, Case 1, Case 2, データ区間は 80 秒~100 秒区間である。無損傷状態である Case 0 も損傷検出の対象に含めたのは, 無損傷状態が誤って損傷と判定されないことを確認することを意図している。それに対し Case 1, Case 2 では部分構造の構成部材の一つである 4階Ⓑ⑤通りの柱が損傷している状態である。建物初期状態のデータと同様に図 4.16 に損傷検出対象のデータをプロットした。

(2)の出力誤差  $\Delta_{ky}$ に着目すると, (a)Case 0 では無損傷時と概ね同じ振幅であるのに対し, (b)Case 1, (c) Case 2 では振幅が明らかに大きい。

(3)のパワースペクトルを見ると, (b)Case 1, (c) Case 2 では 50Hz 以下の領域で出力誤差が(a)Case 0 より増加している。さらにこれに加えて 100~200Hz の高振動数領域では出力誤差が計測出力シミュレーション出力とほぼ同じ大きさとなっており, これは無損傷状態で同定されたモデルが, 損傷後の Case 1, Case 2 の入出力関係を正確に再現できないことを表しており, この部分構造内で損傷が生じた可能性を示している。



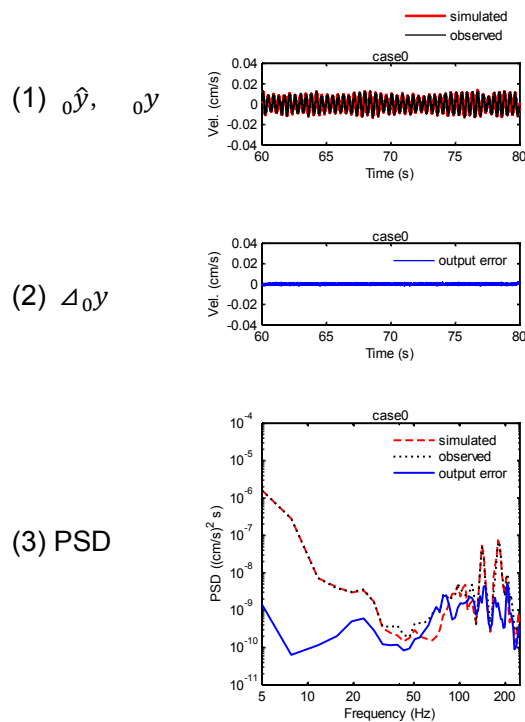


図 4.15 建物初期（無損傷状態）の出力特性（部分構造 5F-⑤, sin 波 2.4Hz 加振）

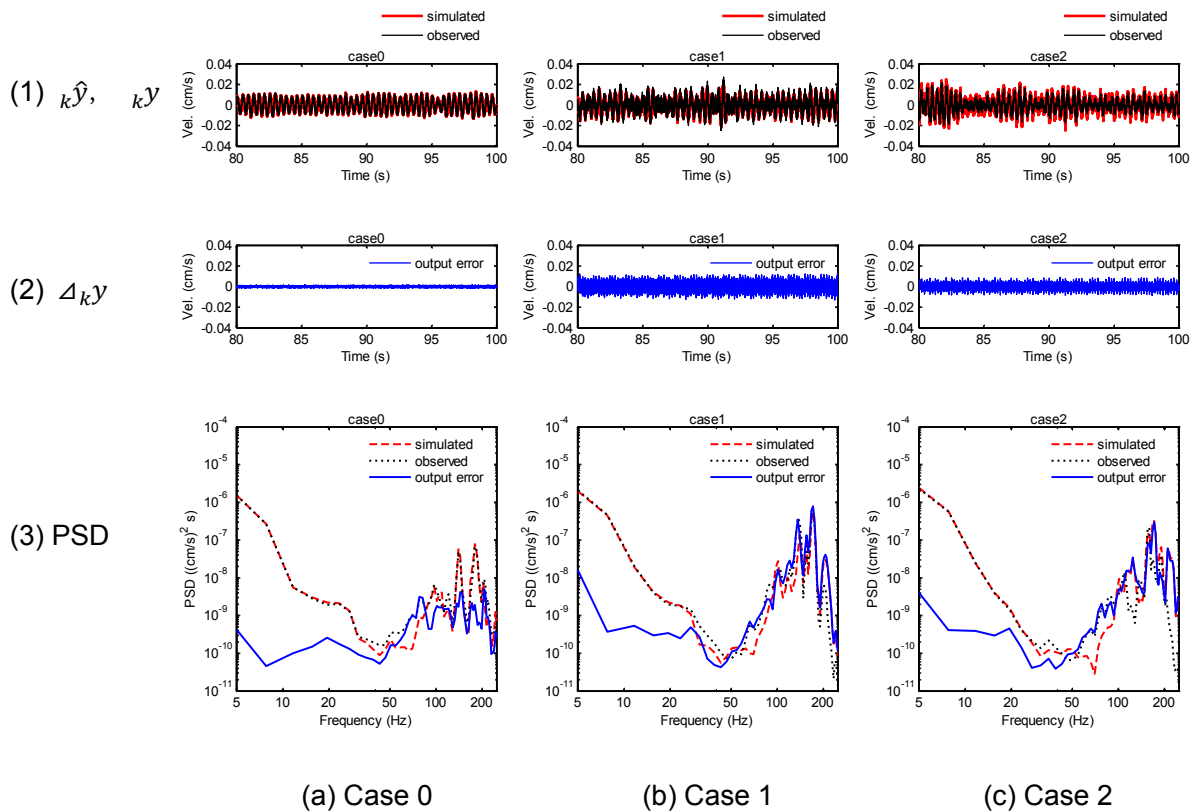


図 4.16 損傷検出対象データの出力特性（部分構造 5F-⑤, sin 波 2.4Hz 加振）

### 4.4.3 損傷検出結果

対象とする全 26 ヶ所の部分構造（図 4.3 の灰色部分）について損傷検出を行った。

#### 計測出力

図 4.17, 図 4.18 に sweep 波加振時の③通り, ⑤通りの部分構造における(a)計測出力 $o_y$ , (b)計測出力 $k_y$ の振幅（標準偏差）を各損傷ケースについて示す。同様に sin 波 2.4Hz 加振時を図 4.19, 図 4.20 に示す。

グラフの X 軸“Location”は部分構造の建物東西方向の位置（①通り～⑨通り）を示す。今回損傷検出の対象とした部分構造は、図 4.3 中の灰色部分に示した合計 26 個の部分構造であるため、4 階, 5 階の⑤通りでは②通り～⑤通りの結果のみがプロットされている。また、(a)計測出力 $o_y$ と(c)出力誤差 $\Delta o_y$ については全て Case 0 のデータから計算されたものを便宜的に Case0～2 と表示しているため、その全てが同じ大きさとなることに注意されたい。

これらのグラフから部分構造の位置によらず大きさにあまり違いはないことがわかる。これは 5 階の⑤通りに設置した起振機からの距離に出力の大きさはさほど影響されないことを示している。(b)の計測出力 $k_y$ では建物初期（無損傷）状態の Case 0 と比較し、4 階の④⑤通りの柱に損傷を与えた Case 1 と、さらに③④, ③⑥通りの柱に損傷を与えた Case 2 においても、当該柱付近においてもさほど明確な違いは見られない。これは、損傷箇所周辺における単純な計測データの振幅情報からは、損傷検出が困難であることを示している。

#### 出力誤差

同様に、図 4.17～図 4.20 の(c)に出力誤差 $\Delta o_y$ , (d)に出力誤差 $\Delta k_y$ の振幅（標準偏差）を示す。

(c)の建物初期（無損傷）状態の出力誤差 $\Delta o_y$ に着目すると、こちらもその大きさは建物内の場所によらず、あまり違いは見られないことがわかる。ただし 5 階⑤通りにおける、⑤通りの近辺は他に比べてやや大きい。これは起振機の設置位置に起因すると考えられる。一方、(d)の損傷検出対象の出力誤差 $\Delta k_y$ の大きさは、Case 1, 2 で損傷を付与した④, ⑤, ⑥通り付近において、Case 0 よりも明らかに大きい。これは、建物初期（無損傷）状態のデータから同定された部分構造モデルが、損傷付与後の計測データを正確に再現できないこと、つまり当該部分構造付近の損傷を示していると考えられる。

#### 損傷指標と損傷検出結果

計測出力 $o_y$ ,  $k_y$ , 出力誤差 $\Delta o_y$ ,  $\Delta k_y$ の情報を式(4.4)により一つに集約したものが、(e)の損傷指標 $D_i$ である。図 4.17～図 4.20 の(e)に損傷指標 $kD_i$ をプロットした。

損傷を付与した Case 1, Case 2 では、損傷を与えた④, ⑤, ⑥通り付近で明らかに  ${}_kD_i$  の値が大きい。それに対して、無損傷の Case 0 ではすべての位置において、 ${}_kD_i$  が概ね 0 となること、また、損傷を与えた Case 1, 2 においても、損傷個所から離れた①, ②, ⑧, ⑨通り付近では  ${}_kD_i$  が概ね 0 となっている。これらの結果から損傷指標  ${}_kD_i$  による損傷の検出が可能であることがわかる。なお、特に Case 0 で  ${}_kD_i$  が負の値となっている場合があるが、これは観測ノイズや部分構造モデルの同定精度などの影響で、式(4.4)において建物初期状態の出力誤差の大きさが、損傷検出時の出力誤差の大きさを上回っていることを意味する。

一方、損傷を与えた柱はいずれも⑥通りの柱であるが、結果からは Case 1, 2 において、損傷柱が直接的には構成部材に含まれない③通りの部分構造においても損傷指標  ${}_kD_i$  が大きくなっており、建物南北方向の損傷位置を正確に検出することができていない。同様に東西方向についても、Case 2 において損傷柱を直接的に含まない、例えば 5 階の⑥③通りの部分構造で損傷指標  ${}_kD_i$  が大きくなっているのに対し、逆に損傷柱を含む 4 階の⑥⑥通りの部分構造では損傷指標がゼロに近い。

また、Case 1 では⑤通りの柱 1 本のみ、Case 2 ではそれに加えて④と⑥通りの柱 2 本にも損傷を与えたにも関わらず、Case 1 と Case 2 の違いは明確でなく、むしろ Case 1 の方が Case 2 より損傷指標  ${}_kD_i$  が大きくなっている例も見られる。この現象は、特に近接した部材で複数の損傷が発生した場合、単一部材が損傷した場合と比較し、部分構造での初期状態からのモード形状の変化が小さくなることが影響しているものと考えられる。図 4.14 でも損傷部材である 4 階の⑥⑤通りの柱に対応する  $y-x_5$  間の部材のモード形状の変化は、(b)Case 1 の方が(c)Case 2 よりも大きい。

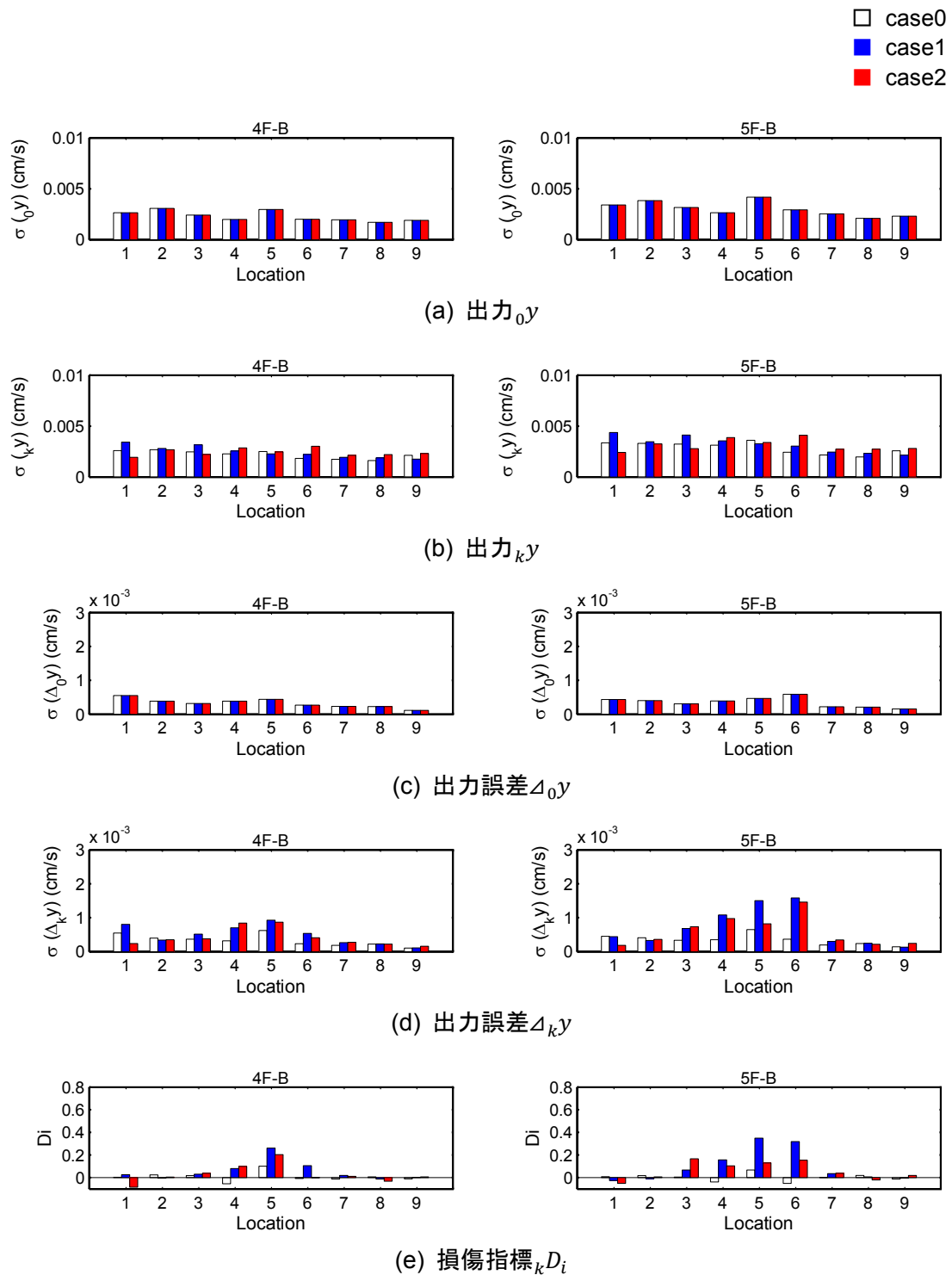


図 4.17 各部分構造における出力，出力誤差の標準偏差と損傷指標（sweep，B 通り）

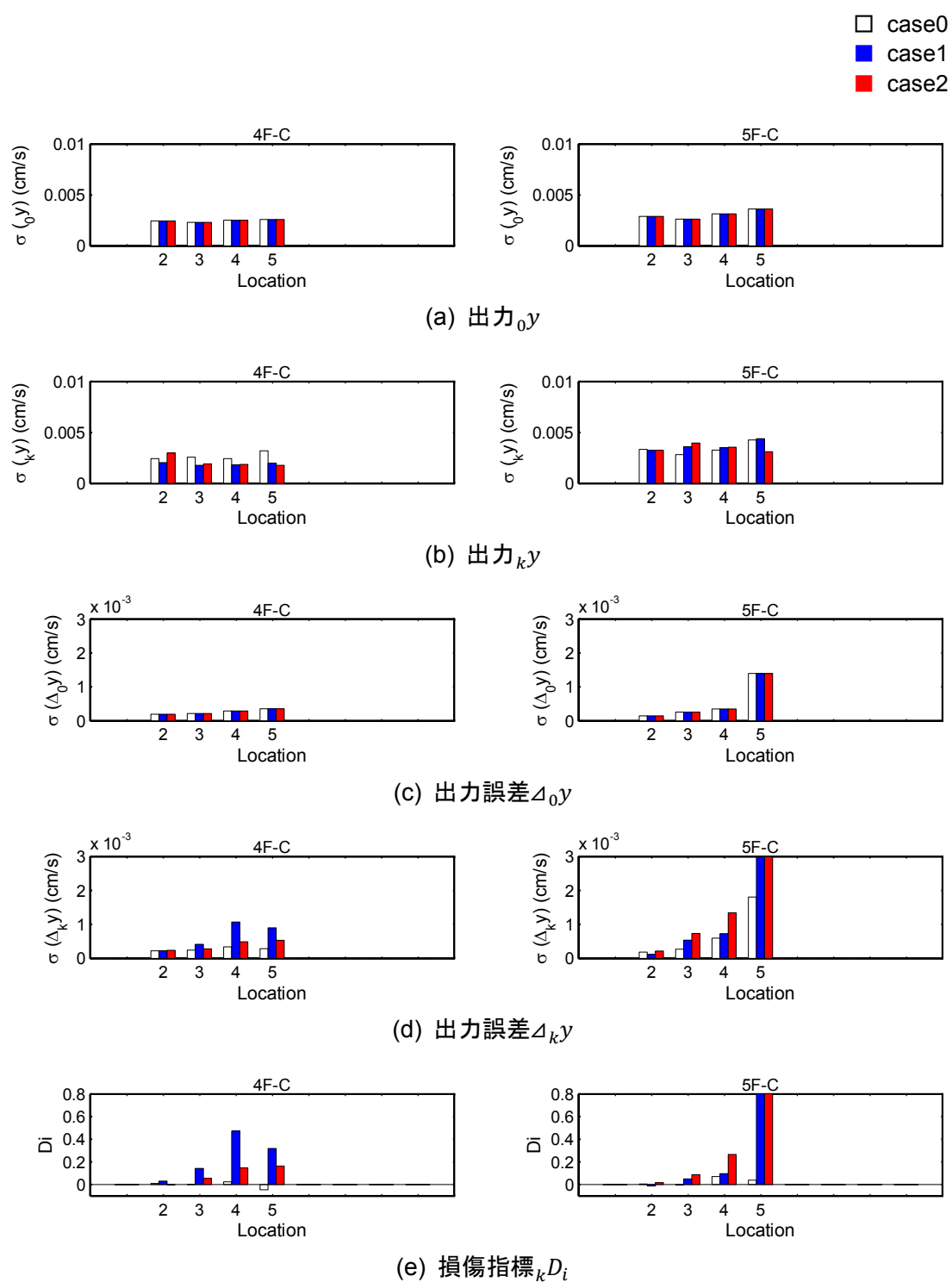


図 4.18 各部分構造における出力，出力誤差の標準偏差と損傷指標（sweep, C 通り）

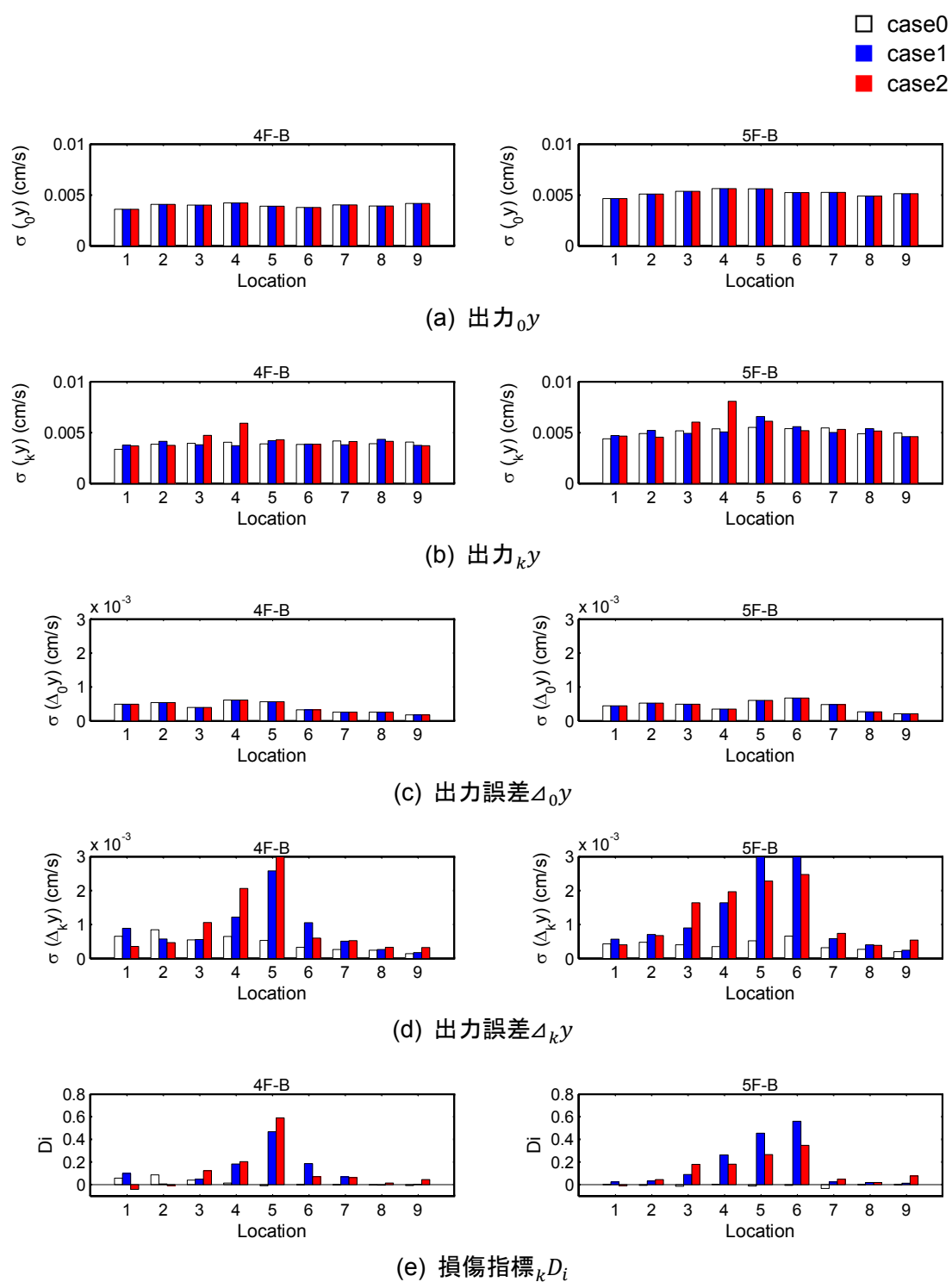


図 4.19 各部分構造における出力，出力誤差の標準偏差と損傷指標 (sin 波 2.4Hz, B 通り)

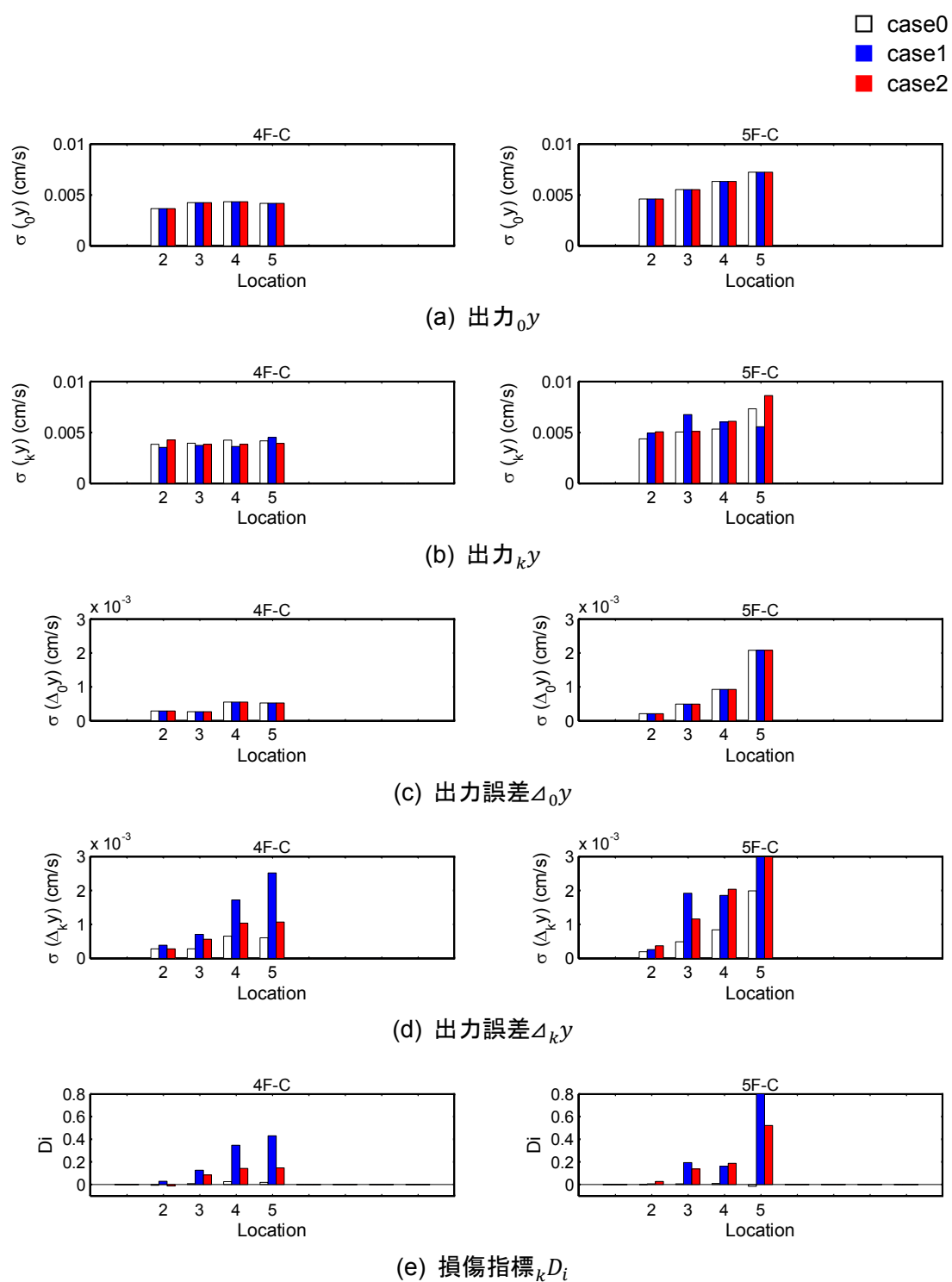


図 4.20 各部分構造における出力，出力誤差の標準偏差と損傷指標 (sin 波 2.4Hz, C 通り)

## 4.5 まとめ

第4章では、提案手法の実建物での検証を目的として実施したRC造5階建て建物に対する損傷検出実験について述べた。解体予定のRC造5階建て建物の柱3本に対し、2段階に分けて人為的に損傷を与え、その前後に計測した起振機による強制加振データから損傷検出を行った。本章の主な内容を以下にまとめる。

1. 実験で付与した損傷は、建物のRC造5階建て2×8スパンという規模に対し4階の柱3本の断面積を半分に欠損するという局所的なものとした。起振機による加振力に対する建物応答の伝達関数から建物全体系の振動特性の同定結果により、付与した損傷が建物全体系の固有振動数やモード形状に与える影響は小さく、これを用いた損傷検出は難しいことを確認した。
2. 第2章で提案した損傷検出手法を、建物の4、5階の半分程度をカバーする計26ヶ所の部分構造に適用した。損傷を付与した部分構造における出力誤差は、損傷ケースのみで増加していることを確認した。また、提案する損傷指標が無損傷ケースでは全ての部分構造で小さく評価されたのに対し、損傷ケースでは損傷部材近傍の部分構造のみで明確に増加することを示し、実建物のデータにより局所損傷の検出とその位置の特定の可能性を実証した。
3. 提案手法の部分構造毎に独立した計測・処理が可能であるという特性を活かし、少数センサによる部分構造毎の移動計測と建物内の損傷検出対象範囲の限定により、計測点数や計測方向が限られる従来型のセンサシステムに対しても応用可能な提案手法の実施方法を提示した。これにより提案手法の現時点での一定の実用性を示した。



---

第5章 大型振動台実験による  
損傷検出手法の検証

---

## 5.1 はじめに

第5章では、提案手法の実証例として大型振動台による実大の1/3スケールS造18層建物の崩壊実験への手法の適用結果を示す。提案手法による損傷判定結果と試験体の梁端下フランジ破断位置の比較により、本手法の特徴である局所損傷の検出と損傷位置の特定について、実験データにより検証する。

本章では提案手法を用いて大型振動台実験において地震波加振により試験体に生じた実損傷を検出する。これに対し、第4章で実施した実建物に対する損傷検出実験では、付与した損傷は柱のコア抜きによる人為的な擬似損傷であった。一方、損傷検出を主目的の一つとする大型振動台実験の事例としては、日米共同構造実験研究「高知能建築構造システムの開発」<sup>(113)</sup>におけるS造5層試験体の振動台実験があるが、同実験においても損傷は人為的に与えた擬似損傷（間柱、ブレース撤去、梁のスプライスプレート除去、梁フランジ切断）である。本実験はこれらと比較し、より実条件に近い損傷検出の実証実験の事例と位置付けられる。

なお本実験は、文部科学省委託研究「都市の脆弱性が引き起こす激甚災害の軽減化プロジェクト ②都市機能の維持・回復のための調査・研究」の一環として実施されたものである。実験の詳細は既発表の論文<sup>(114)~(116)</sup>、プロジェクト成果報告書<sup>(117)(118)</sup>を参照されたい。

## 5.2 振動台実験

### 5.2.1 振動台実験の概要

平成 25 年 12 月に実大三次元震動破壊実験施設（E-ディフェンス）で実施された鉄骨造高層建物の大型振動台実験の状況を図 5.1 に示す。試験体は 1980～90 年頃の設計および施工を想定した鉄骨造 18 層建物の 1/3 スケールであり（1×3 スパン，平面 5×6m，高さ 25.3m，総重量約 420 トン），振動台実験の試験体としては世界最大規模のものである。1G 場における縮小試験体（部材断面もそのまま 1/3 に縮小）において部材に生じる応力度を実大と等しくするため，試験体にはコンクリート製の重錘を設置している。

入力地震動は南海トラフ三連動地震が発生した場合の大都市圏における地震動として作成された模擬地震動（実大での擬似速度応答スペクトル  $pSv$  ( $h=0.05$ ) の周期 0.8 秒以上の値が 110cm/s となるように作成)で，実験では相似則に従いこの地震動の時間軸を  $1/\sqrt{3}$  倍した波形を基準に様々な振幅レベルで加振が行われた（表 5.2）。また，試験体の特性把握を目的に毎回の地震動入力の後，ランダム波入力による特性把握加振が行われた。

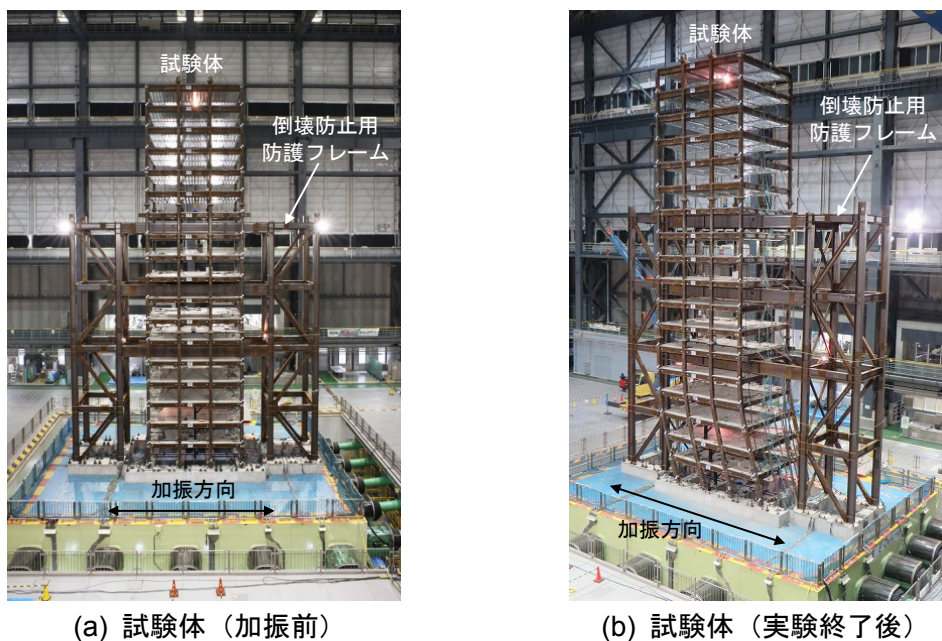


図 5.1 振動台実験の状況<sup>(117)</sup>

## 5.2.2 計測システムの概要

提案する局所損傷検出手法を適用するため、6方向（並進X, Y, Z方向の加速度，回転 $\theta X$ ,  $\theta Y$ ,  $\theta Z$ 方向の角速度）の振動計測が可能な小型のMEMS型振動計によるセンシングシステムを試験体に設置した。表5.1に使用したセンサの仕様を示す。収録・解析部はセンサ信号をCANインタフェースを用いてセンサ近傍に複数配置した分散型計測装置（サブコントローラ）にデジタル伝送した上で、1台の集中計測装置にネットワーク経由で集約する分散型の構成であり、サブコントローラ間相互を光ケーブルで結んで同期させることで、全センサ間の同期を取った高速サンプリング計測（500Hz）を実現している。

図5.2にセンサ設置位置を示す。センサは試験体の全柱梁接合部に各1台ずつの計152台（各階8台×19階）を設置した。実験準備時の施工性の観点から、センサの設置方法は裏面にマグネットが付いた専用の設置治具にビスでセンサを固定したうえで、マグネットの磁力により試験体の鉄骨柱に貼りつけるものとした。設置位置は各梁柱接合部の柱脚部（最上階のみ柱頭部）であり、センサ中心位置がスラブ天端から90mmの位置となるように設置した（図5.3）。

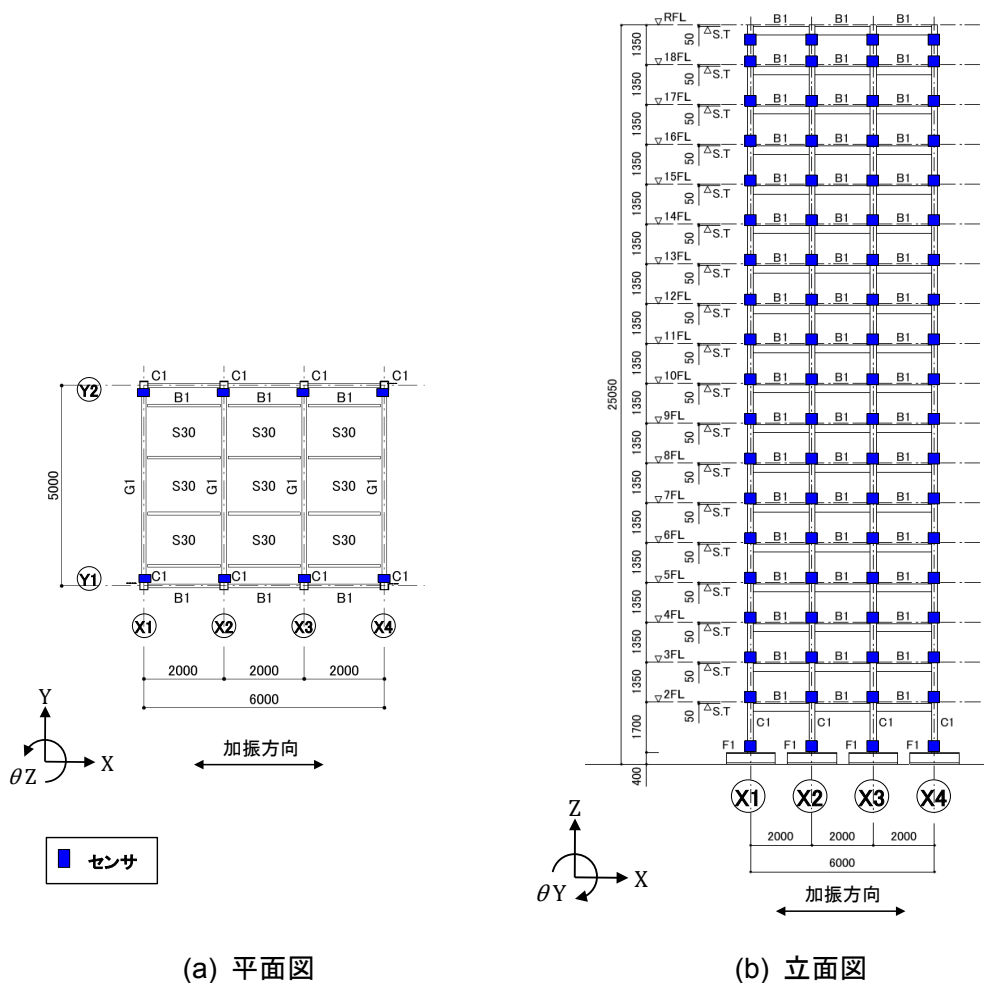


図 5.2 センサ設置位置

表 5.1 センサ仕様

計測量	加速度	角速度
出力方向	3 方向 (X, Y, Z)	3 方向 ( $\theta X, \theta Y, \theta Z$ )
計測範囲	$\pm 3 G$	$\pm 300 \text{ deg/s}$
分解能	0.125 mG	0.0125 deg/s
サンプリング間隔	500 Hz (センサ内で AD 変換)	500 Hz (センサ内で AD 変換)

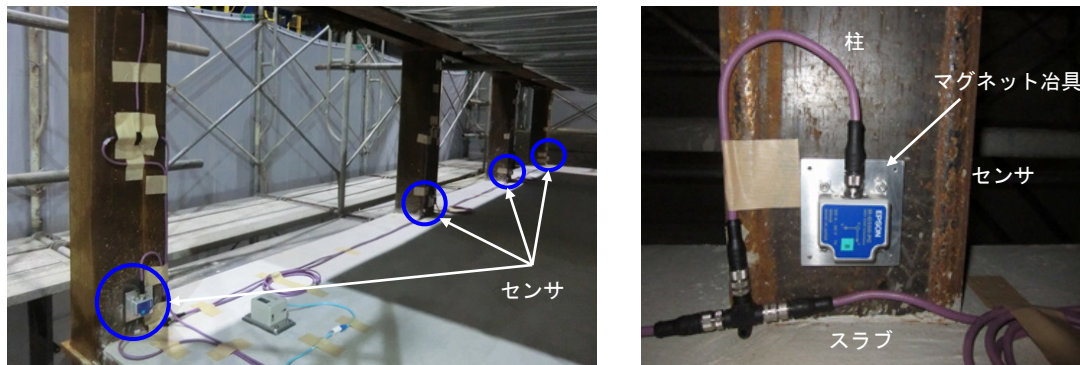


図 5.3 センサ設置状況

### 5.2.3 実験の経過

実験の経過（加振ケース名）と試験体の主な損傷状況を表 5.2 に示す。実験ではまずランダム波入力による特性把握加振（加振ケース p01-r, p02-r）と建築基準法で要求される告示稀，極稀地震動レベル<sup>(119)</sup>相当の波（ケース 20～81）を入力した加振が行われ，試験体の基本的な振動特性と設計入力レベルにおける応答確認を行った。その後，三連動平均レベルの地震動（ケース 110）を基準として，三連動最大級レベル（ケース 180），それを超えるレベルとして三連動想定を超えるレベル（ケース 220～340）と，入力を徐々に増大させて加振が行われた。最終的には，基準とした三連動平均レベルの地震動を 3.8 倍に増大させ，継続時間を半分に短縮した地震動（ケース 420）を 3 回入力した時点で，試験体が防護フレームに接触，崩壊となり実験を終了した。なお，特性把握加振も含めた全ての加振は 1 方向加振（X 方向）である。表 5.2 では省略しているが，加振ケース 420-1, 2, 3 を除く全て地震波加振の後には，試験体の振動特性変化を調べるための特性把握加振（ケース p02-r と同じ加振レベル）が行われている。

図 5.4 には試験体の固有周期の変化を示す。試験体の固有周期は伝達関数（R 階/1 階）を FFT で求め，理論式を非線形最小二乗法によりカーブフィッティングして算出したものである。

表 5.2 実験経過と試験体の損傷状況<sup>(117)</sup>

実験日	ケース名 <sup>※1</sup>	加振レベル (倍率) <sup>※2</sup>	地震動の想定 <sup>※3</sup>	最大層間変形角 (生起階) <sup>※4</sup>	試験体の損傷状況 <sup>※3</sup>
Day 0 (調整加振)	p01-r	—	特性把握加振 (ランダム波入力)	1/574 (7階)	弾性挙動(損傷なし)
	p02-r	— (p01-rの2倍)	特性把握加振 (ランダム波入力)	1/476 (8階)	同上
	20	16cm/s (0.15倍)	告示稀地震動 レベル	1/376 (14階)	同上
Day 1	40	40cm/s (0.37倍)	告示極稀地震動の 1/2レベル	1/175 (14階)	同上
	81	81cm/s (0.74倍)	告示極稀地震動 レベル	1/104 (14階)	梁端降伏 (2~4階の一部)
	110-1	110cm/s (基準=1倍)	三連動平均 レベル	1/90 (3階)	梁端(2~7階の一部) 1階柱脚降伏
Day 2	110-2	110cm/s (1倍)	三連動平均 レベル	1/92 (14階)	同上
	180-1	180cm/s (1.64倍)	三連動最大級 レベル	1/62 (11階)	梁端(2~14階)降伏 梁端(2~5階)亀裂発生
	180-2	180cm/s (1.64倍)	三連動最大級 レベル	1/57 (11階)	梁端(2~14階)降伏 梁端(2~5階)亀裂発生
Day 3	220	220cm/s (2倍)	三連動想定最大超え レベル	1/52 (11階)	梁端(2階)下端破断
	250	250cm/s (2.27倍)	三連動想定最大超え レベル	1/45 (2階)	梁端(2~3階)下端破断
	300	300cm/s (2.73倍)	三連動想定最大超え レベル	1/32 (2階)	梁端(2~5階)下端破断
	340-1	340cm/s (3.1倍)	三連動想定最大超え レベル	1/17 (2階)	梁端破断上階に進展 1階柱脚局部座屈
	340-2	340cm/s (3.1倍)	三連動想定最大超え レベル	1/14 (3階)	梁端破断上階に進展 1階柱脚座屈進展
	420-1,2,3	420cm/s (3.8倍)	三連動想定最大超え レベル	1/13 (2階)	下5層の全梁端破断 1階柱脚座屈進展、倒壊

※1 各地震波入力後の特性把握加振(ランダム波入力)のケース名は、ケース名の後に「-r」を付けて表す。  
 ※2 入力加振レベルは、実大での減衰定数5%の擬似速度応答スペクトルにおける周期0.8秒以上の値(pSv値)で表現。  
 ※3 プレスリリース資料(平成26年2月25日発表)から引用。  
 ※4 独自に算出した値であり、プレスリリース資料とは一部異なる。

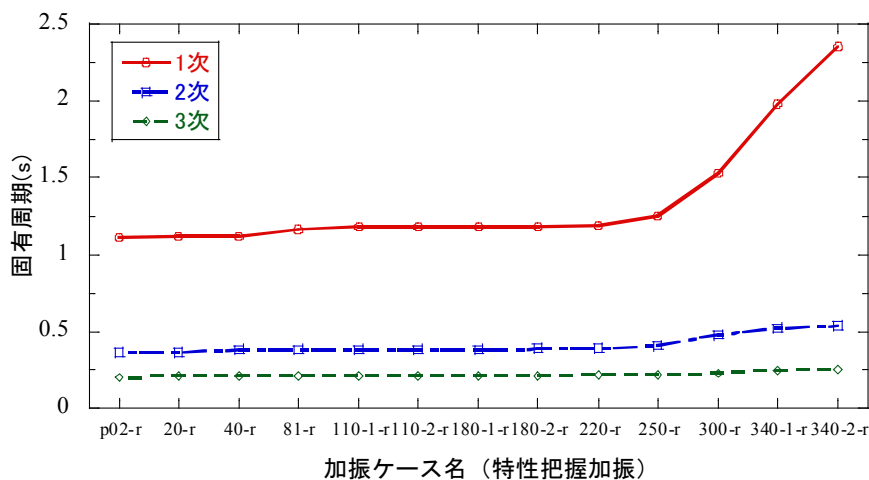


図 5.4 試験体の固有周期の変化<sup>(117)</sup>

## 5.3 損傷検出手法の検証結果

### 5.3.1 出力誤差の計算

今回の検証では、各地震波加振の前後に実施した特性把握加振のデータに対して提案手法を適用した。これは大地震（地震波加振）前後の中小地震（特性把握加振）から損傷検出を行うことに相当する。

損傷検出に際しては、地震波入力前の特性把握加振である加振ケース p02-r を「地震前データ」とするとともに、その時点の試験体の状態を初期状態（健全状態）と考える。次に、各地震波加振後の特性把握加振を「地震後データ」とし、その各時点における初期状態からの試験体の特性変化を損傷指標として評価し、その値から損傷判定を行うものとした。具体的には上記「地震前データ」の 20～40 秒区間を使って式(2.1)に示した ARX モデルにより同定、このモデルと 50～70 秒区間の出力 ${}_0y$  を使って地震前の出力誤差 $\Delta_0y$ を求めた。次に、先に同定したモデルと各「地震後データ」の 50～70 秒区間の出力 ${}_ky$  を使って地震後の出力誤差 $\Delta_ky$ を求めた。そしてこれら $\Delta_0y$ 、 $\Delta_ky$ と式(5.1)から各部分構造、損傷ケース $k$ における損傷指標 ${}_kD_i$ を算出した。従って、各ケースにおける損傷指標は、試験体の初期状態からの特性変化を反映し、それまでの各地震波加振時に発生した試験体損傷は累積して、各ケースの損傷指標として評価されることになる。

$${}_kD_i = \frac{\|\Delta_ky\| - \|\Delta_0y\|}{\|{}_ky\|} \quad (5.1)$$

上式の  $\|y\|$  はベクトル $y$ の L2 ノルム（ユークリッドノルム）であり、出力誤差及び観測出力の振幅の大きさを示す。なお、この損傷指標 ${}_kD_i$ は、第 2 章における損傷指標（式(2.4)）および第 4 章における損傷指標（式(4.4)）と形式が異なるが、詳細は付録 B に示す。

以下に、2 階の X1Y1 通りの節点を出力点とする部分構造における加振ケース 220-1-r を例に、出力誤差 $\Delta_0y$ 、 $\Delta_ky$ を評価する流れを示す。なお、この部分構造と加振ケースは実験時の試験体の観察結果により、実験で最初に梁端フランジの破断が発生した場所、加振ケースであることがわかっている。

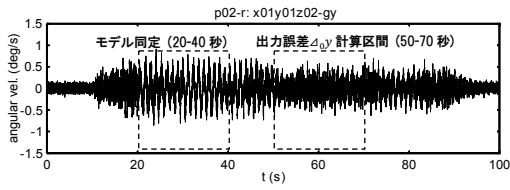
図 5.5 は地震前後のデータ（特性把握加振）の観測波形であり、グラフには部分構造モデルの出力とした $\theta Y$ 方向の回転角速度と、モデル同定、出力誤差 $\Delta_0y$ 、 $\Delta_ky$ の計算区間を示す。対象区間における回転角速度の振幅は 0.5deg/s 程度であり、センサの分解能（表 5.1 参照）の 0.0125deg/s に対して十分な回転振動が発生していることがわかる。

図 5.6 は出力誤差の計算区間における観測出力 $y$  (observed) と、同定済のモデルに部分構造を構成する各梁柱の反対側端部のセンサ観測値を入力して計算したシミュレーション出力 $\hat{y}$  (simulated) である。

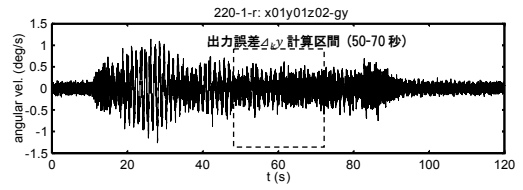
図 5.7 は観測出力からシミュレーション出力を引いて求めた出力誤差 $\Delta y$  (residual error) である (式(2.2))。図 5.6 では明確でなかった観測出力とシミュレーション出力の差がその振幅に表れており、地震後データ (ケース 220-1-r) から計算した出力誤差の方が明らかに大きい。

これを周波数軸上で見たのが図 5.8 であり、地震前データではフラットな出力誤差のパワースペクトルが、地震後データの出力誤差では構造物の固有振動数に対応した振動数でピークを持つことがわかる。これは、地震前の健全状態時の観測データにより同定されたモデルが、地震後に新たに得られた観測データを正確に再現できないこと、つまり、ケース 220-1-r までの地震において、この部分構造内で損傷が生じた可能性を示している。



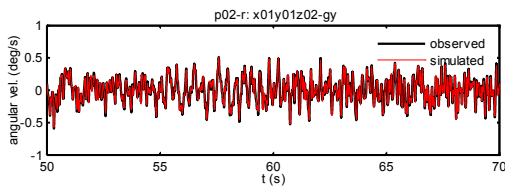


(a) 地震前データ (ケース p02-r)

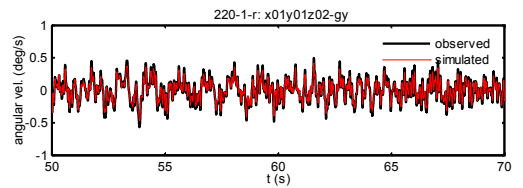


(b) 地震後データ (ケース 220-1-r)

図 5.5 特性把握加振の観測波形

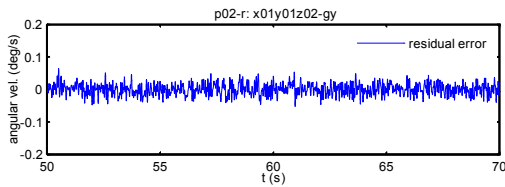


(a) 出力誤差 $\Delta_{0y}$  計算区間 (ケース p02-r)

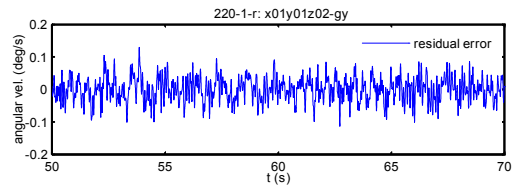


(b) 出力誤差 $\Delta_{ky}$  計算区間 (ケース 220-1-r)

図 5.6 観測波形とシミュレーション波形

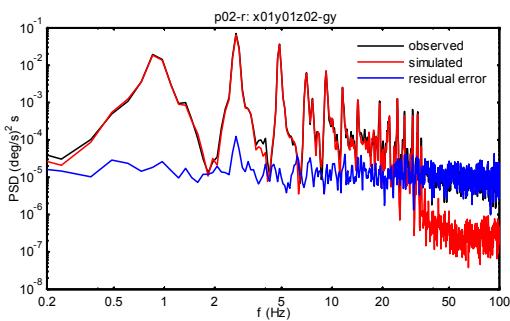


(a) 出力誤差 $\Delta_{0y}$  (ケース p02-r)

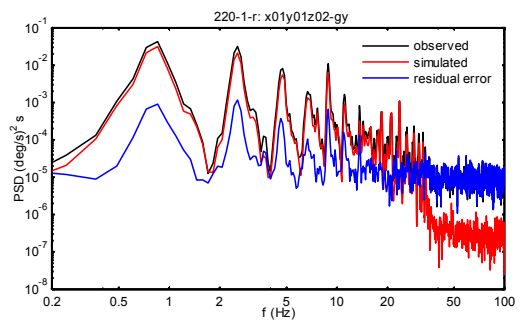


(b) 出力誤差 $\Delta_{ky}$  (ケース 220-1-r)

図 5.7 出力誤差波形



(a) 地震前データ (ケース p02-r)



(b) 地震後データ (ケース 220-1-r)

図 5.8 パワースペクトル密度 (観測, シミュレーション, 出力誤差波形)

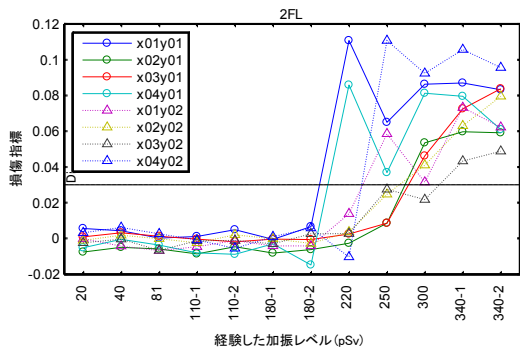
### 5.3.2 損傷判定

各階 8 節点×18 階 (2FL~RFL) = 全 144 節点を中心位置のセンサとする部分構造全ての損傷指標  ${}_kD_i$  を式(2.4)に従って計算し、階別に経験した加振ケース (加振レベル) 毎にプロットしたものを図 5.9 に示す. 図 5.9 (a) は 2 階を中心位置とする部分構造の損傷指標  ${}_kD_i$  であるが、ケース 180-2 後の特性把握加振による  ${}_kD_i$  までは概ね 0 であること、ケース 220 後に初めて 2 つの部分構造において  ${}_kD_i$  が急に増加していることがわかる. この 2 つは、Y1 構面の X1, 及び、X4 通り (隅柱) の節点を中心とする部分構造である. さらにケース 250 以降は他の部分構造でも  ${}_kD_i$  が増加し、その傾向はケース 340-2 まで続く. 他の階では加振ケース 220 後の特性把握加振までは多少のばらつきは見られるもの  $D_i$  は 0 に近い値をとる. そして、加振ケース 250 から 340-2 までの間には、3 階~6 階、10 階~11 階、そして、13 階~15 階では大半の部分構造で  ${}_kD_i$  が急増する. 一方、その他の階においては  ${}_kD_i$  に大きな変化は見られない.

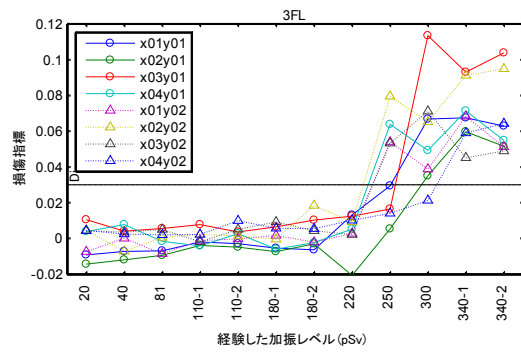
なお、図 5.4 に示した試験体全体の固有周期の変化のグラフと図 5.9 の各グラフを対応させてみると、多くの部分構造で損傷指標  ${}_kD_i$  の値が増加したケース 300-r から固有周期にも明らかな変化が見られることがわかる.

この損傷指標  ${}_kD_i$  の変化について、増加前の  $D_i$  は 0 を中心にある一定のばらつき内に収まっている. しかし一度大きく増加した後は完全には元に戻らない傾向がある. このことは部材の損傷判定を行う際には注目すべき特性と言える. そこで、 ${}_kD_i$  に閾値を設定し、各部分構造の  ${}_kD_i$  の閾値に対する大小で当該部分構造の損傷判定を試行することとした. 今回はグラフから  ${}_kD_i$  の明らかな変化を判定できる閾値として全ての部分構造に対し一律に閾値 0.03 を設定し式(5.2)のように損傷判定を行うこととした. ただし実用的には健全時の  ${}_kD_i$  の分散などを部分構造毎に評価しておき、それを元に部分構造毎に個別に設定することが望ましい. 図 5.9 の各プロット内には破線で閾値  ${}_kD_i = 0.03$  を示した.

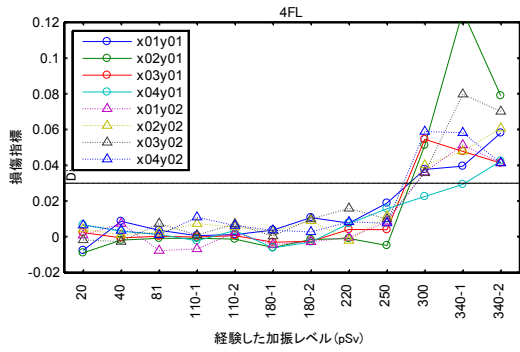
$$\begin{cases} {}_kD_i \geq 0.03 : & \text{部分構造内に損傷あり} \\ {}_kD_i < 0.03 : & \text{部分構造内に損傷なし} \end{cases} \quad (5.2)$$



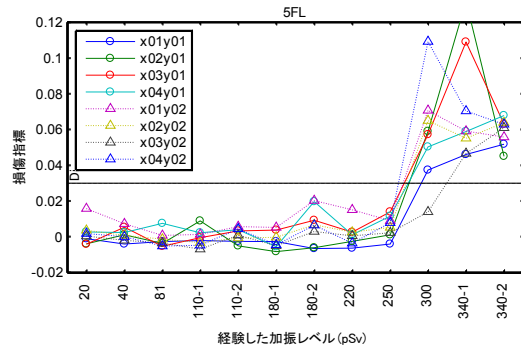
(a) 2FL



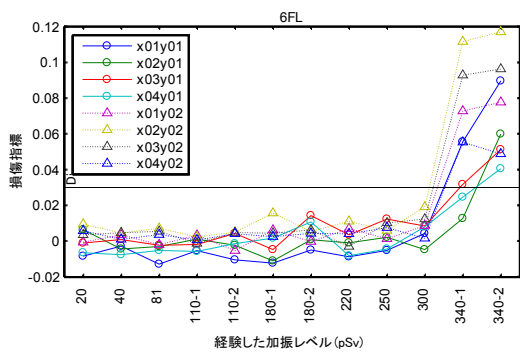
(b) 3FL



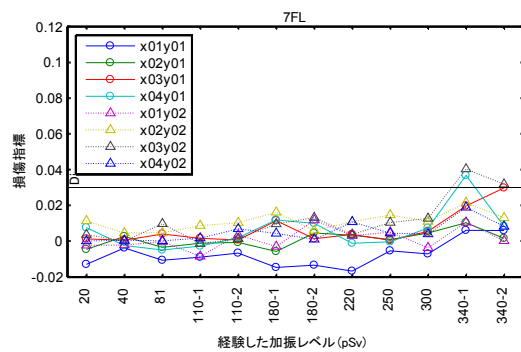
(c) 4FL



(d) 5FL

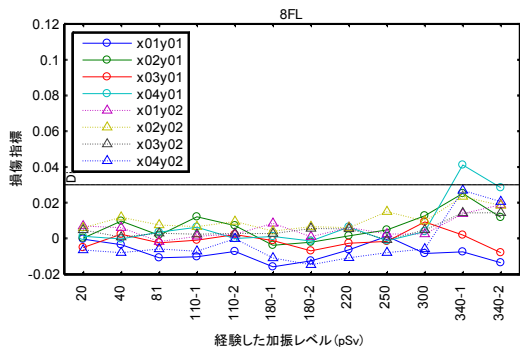


(e) 6FL

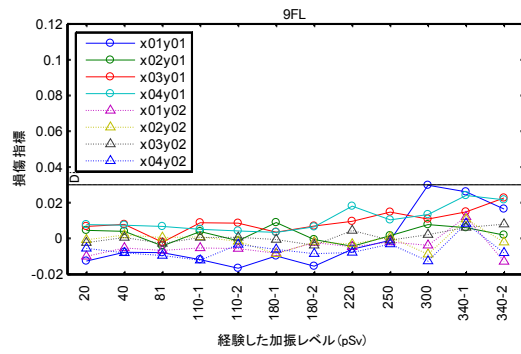


(f) 7FL

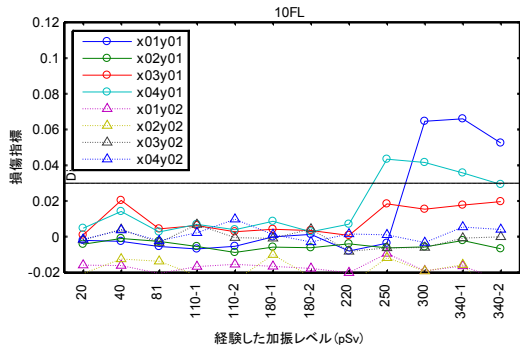
図 5.9 損傷指標の変化



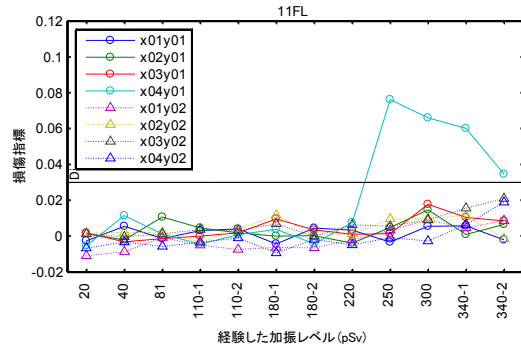
(g) 8FL



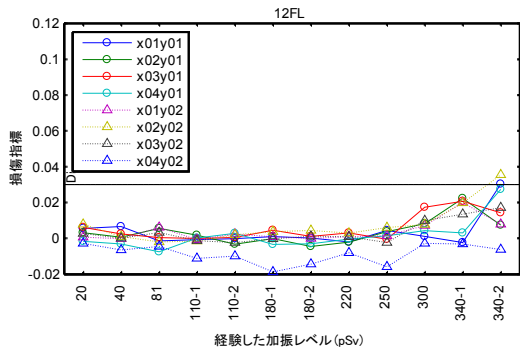
(h) 9FL



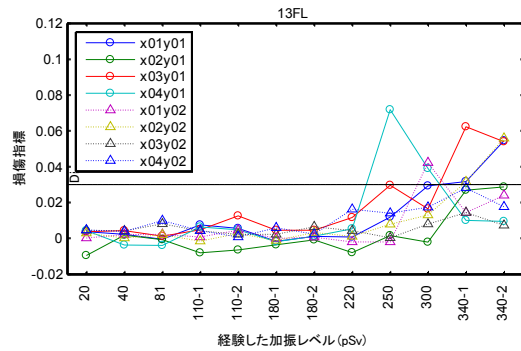
(i) 10FL



(j) 11FL

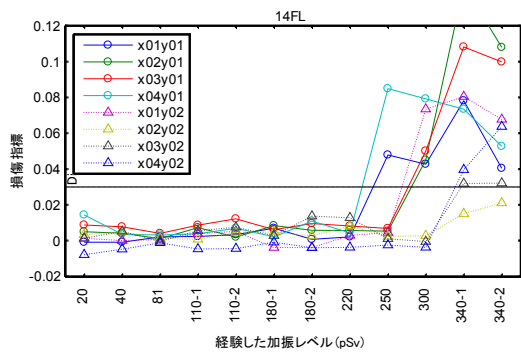


(k) 12FL

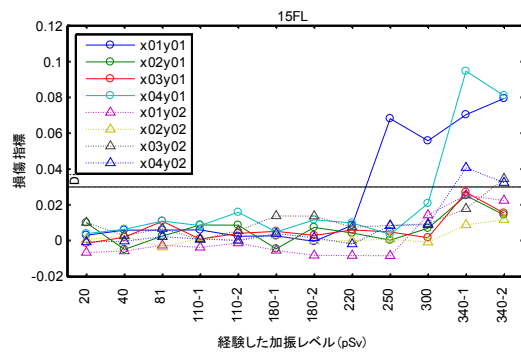


(l) 13FL

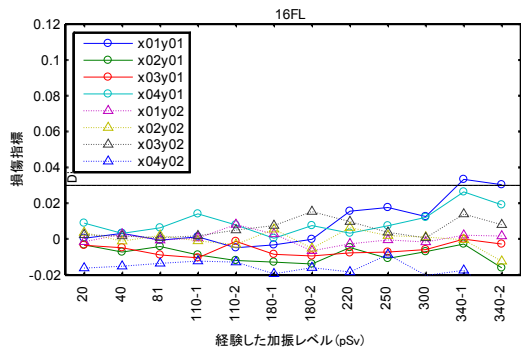
図 5.9 損傷指標の変化 (続き)



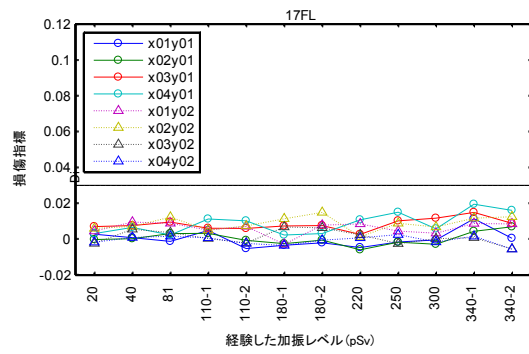
(m) 14FL



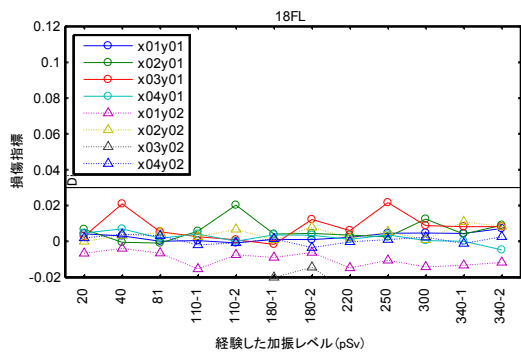
(n) 15FL



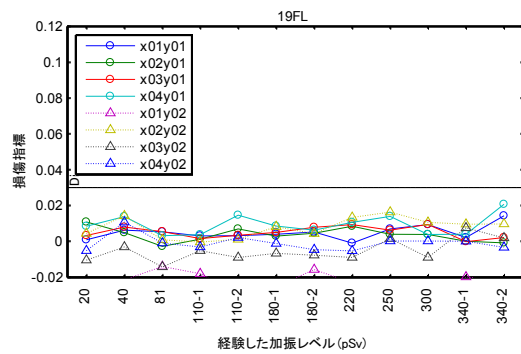
(o) 16FL



(p) 17FL



(q) 18FL



(r) RFL

図 5.9 損傷指標の変化（続き）

### 5.3.3 損傷判定結果の検証

提案した損傷検出手法による損傷判定結果（「提案手法」とする）の検証を目的に、実験時に他システムで収録された実験計測データから梁端下フランジの破断を評価し（「実験計測」とする）、両者を比較することにより、提案手法の損傷判定精度を検証した。実験計測による梁端下フランジ破断の評価方法を図 5.10、図 5.11 に示す。図 5.10 に示すように梁端下フランジの歪ゲージと梁柱接合部の変位計のデータを用いて、梁端の部材回転角と歪の関係を図 5.11 のようにプロットし、グラフから目視で破断を評価した。図 5.11 に加振レベル pSv220 における 2FL-B23 梁の I 端、J 端の部材回転角と歪の関係を例示する。I 端では当該加振で破断が生じていないためグラフは規則正しいループを描くが、J 端では加振中に破断が生じているため、ループ形状が途中で変化していることがわかる。同様に 2~7 階と 14 階の全梁端のグラフを作成し、グラフの目視により各梁端部について梁端下フランジの破断が発生した加振レベルを判別、整理し、提案手法による損傷判定結果の比較対象とした。

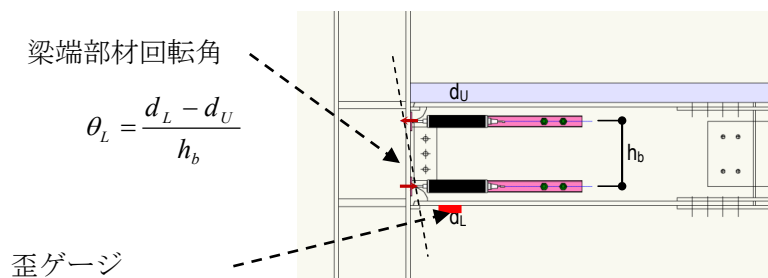


図 5.10 梁端の部材回転角と歪データによる梁端下フランジ破断の評価  
(実験計測データを利用)

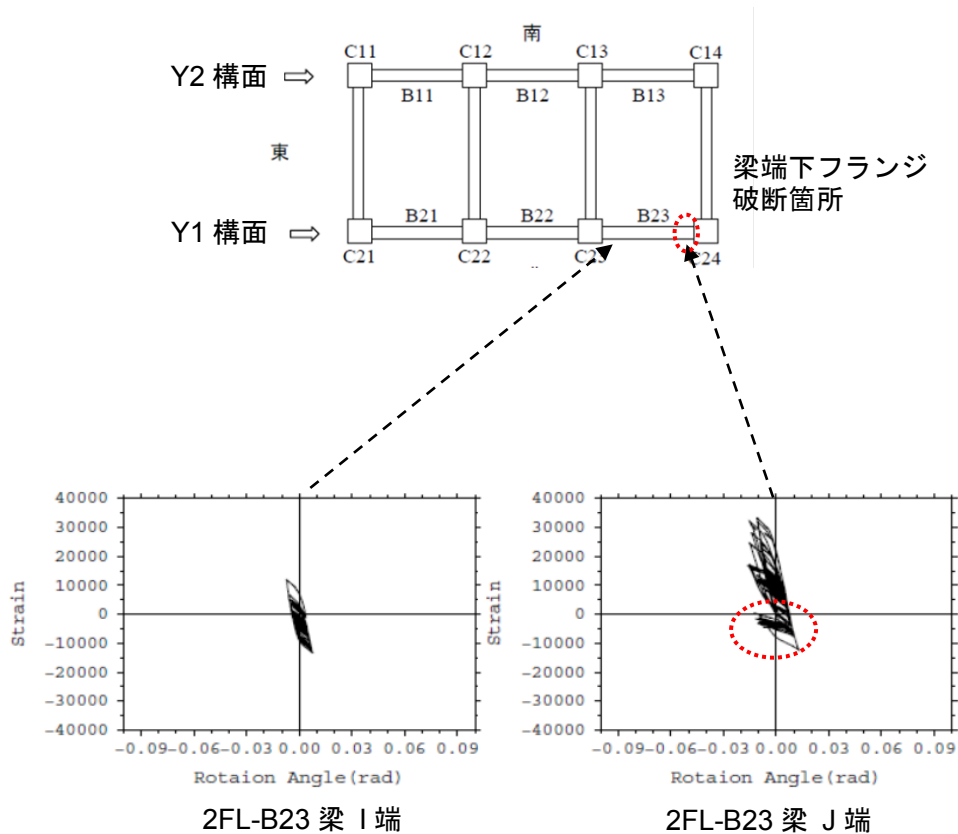


図 5.11 梁端の部材回転角と歪の関係 (pSv220, 2FL-B23 梁の I, J 端の例)

図 5.12～図 5.17 の(a)に実験計測による梁端下フランジ破断の評価結果を, (b)に提案手法による損傷判定結果を比較して示す. (a)の実験計測による評価結果は梁端下フランジの破断場所を当該加振までの累積として示し, 当該加振での破断箇所 (赤) とその前までの破断箇所 (黄色) を色分けした. (b)の提案手法による損傷判定結果は Y1 構面と Y2 構面別に, 試験体の立面図状に各部分構造の損傷判定結果を示しており, 白色部分が損傷なし, 灰色部分が損傷ありの部分構造を示す.

図は, 試験体に梁端下フランジの破断が発生した一つ手前の加振である pSv180-2 (図 5.12) から, 提案手法で損傷判定を行った pSv340-2 (図 5.17) まで加振レベル別に示した. ケース 420 時は特性把握加振を実施していないため, 損傷判定を行っていない. なお, 実験計測による評価結果では, 実験計測のセンサが設置されていた 2 階～7 階と 14 階のみの結果が得られているのに対し, 提案手法による損傷判定結果では全階の結果が得られていることに注意されたい.

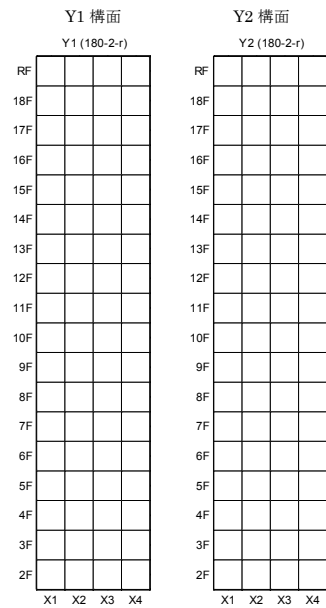
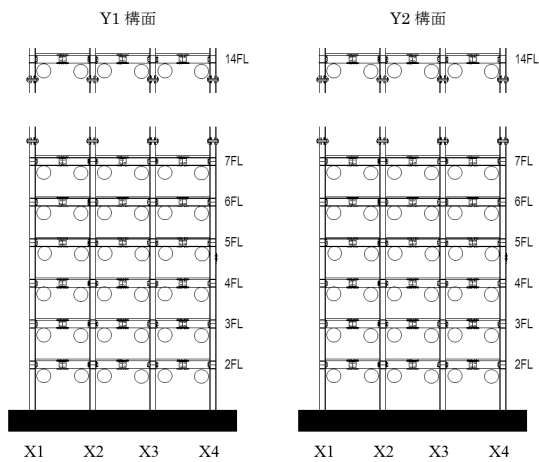
これらの結果から, 提案手法の損傷判定結果は加振レベル pSv180-2 (図 5.12) までは無損傷 (破断なし) であること, 最初の破断は下層階で pSv220 (図 5.13), 上層階で pSv250

(図 5.14) でありいずれも隅柱付近であること、さらに pSv300 (図 5.15) で下層階・上層階共に中柱まで破断箇所が広がることなどを正確に検出していることがわかる。

その一方で、下層階の pSv220 (図 5.13) や上層階の pSv250 (図 5.14) で Y2 構面の破断発生タイミングを正確に捉えることができず、pSv300 以降は下階から損傷が進行した下層階において、破断発生の際となる階で実際の損傷より 1 階上まで損傷と誤った判定をしていることがわかる。

実験の最終状態での検証として、図 5.18 に実験終了後の目視観察による試験体状況と提案手法の損傷判定結果の比較を試験体の構面別に示す。図中の観察結果は実験終了後に試験体観察用の足場を架設後の結果 (pSv420-3 後) であるのに対し、提案手法の損傷判定結果は最終の特性把握加振である pSv340-2 後であるため同じ時点での比較とはならないが、試験体全体 (2 階～R 階) についての損傷判定結果を検証することができる。この結果から提案手法の損傷判定結果は梁端フランジの破断は下層階では 6 階までであること、上層階では 14 階を中心に発生しており、やや Y1 構面で多く発生していること、などの点で実験終了時の試験体の実状態と良く一致していることがわかる。

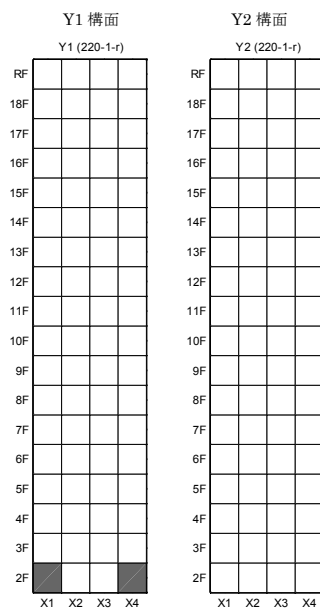
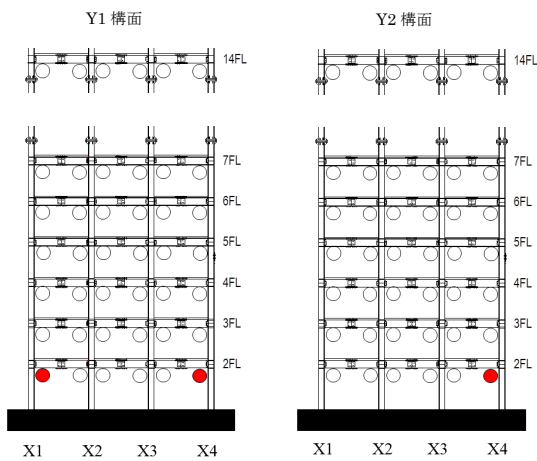




(a) 実験計測による梁端破断の評価結果  
 (●当該加振で破断, ●すでに破断済)

(b) 提案手法による損傷判定結果  
 (□損傷なし, ■損傷あり)

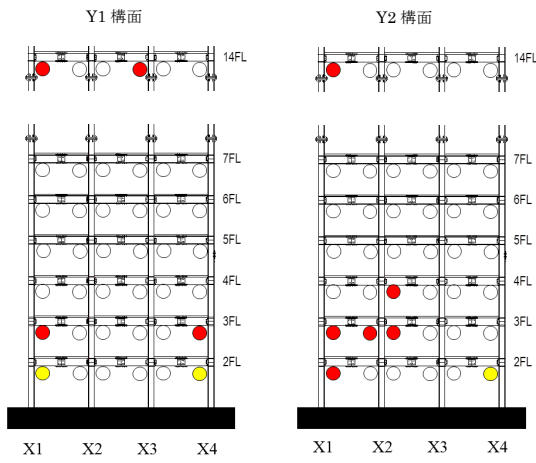
図 5.12 損傷判定結果 (加振ケース pSv180-2)



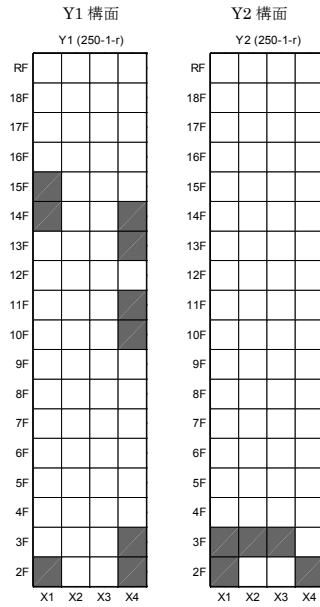
(a) 実験計測による梁端破断の評価結果  
 (●当該加振で破断, ●すでに破断済)

(b) 提案手法による損傷判定結果  
 (□損傷なし, ■損傷あり)

図 5.13 損傷判定結果 (加振ケース pSv220)

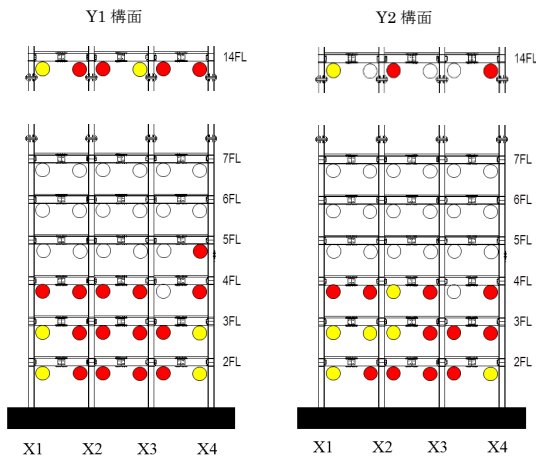


(a) 実験計測による梁端破断の評価結果  
 (●当該加振で破断, ●すでに破断済)

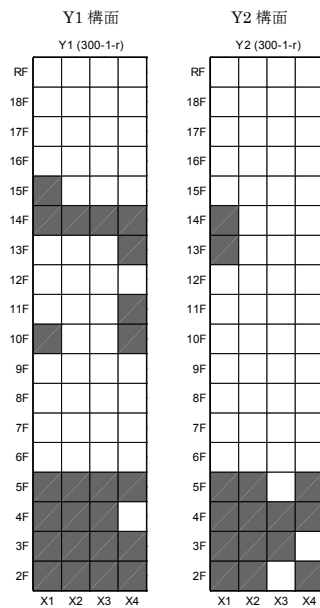


(b) 提案手法による損傷判定結果  
 (□損傷なし, ■損傷あり)

図 5.14 損傷判定結果 (加振ケース pSv250)

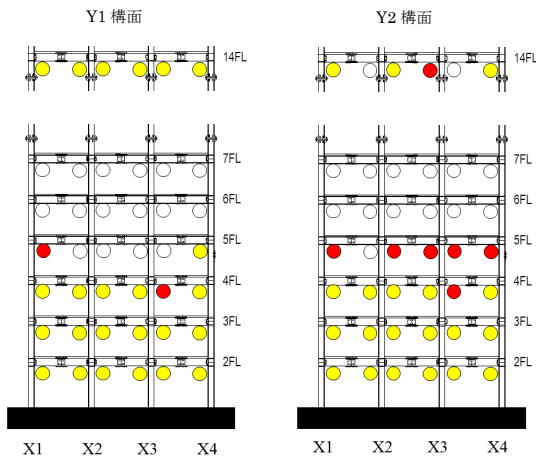


(a) 実験計測による梁端破断の評価結果  
 (●当該加振で破断, ●すでに破断済)

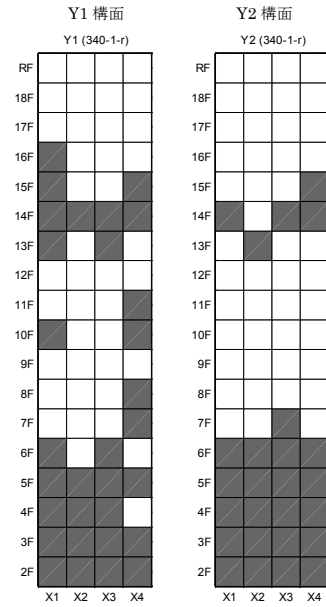


(b) 提案手法による損傷判定結果  
 (□損傷なし, ■損傷あり)

図 5.15 損傷判定結果 (加振ケース pSv300)

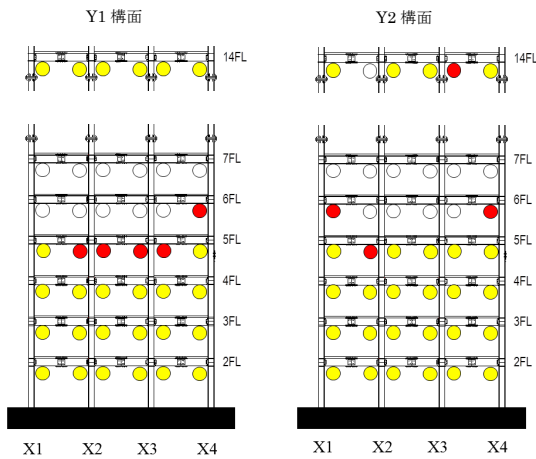


(a) 実験計測による梁端破断の評価結果  
 (●当該加振で破断, ●すでに破断済)

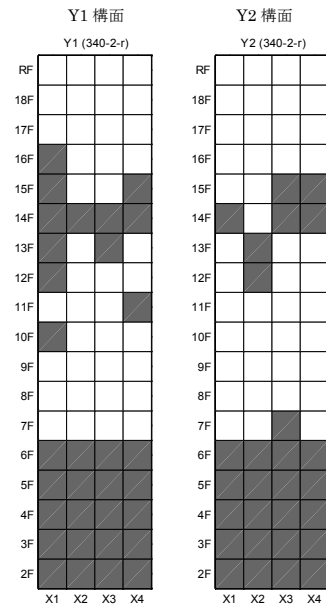


(b) 提案手法による損傷判定結果  
 (□損傷なし, ■損傷あり)

図 5.16 損傷判定結果 (加振ケース pSv340-1)



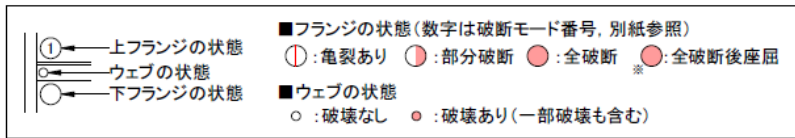
(a) 実験計測による梁端破断の評価結果  
 (●当該加振で破断, ●すでに破断済)



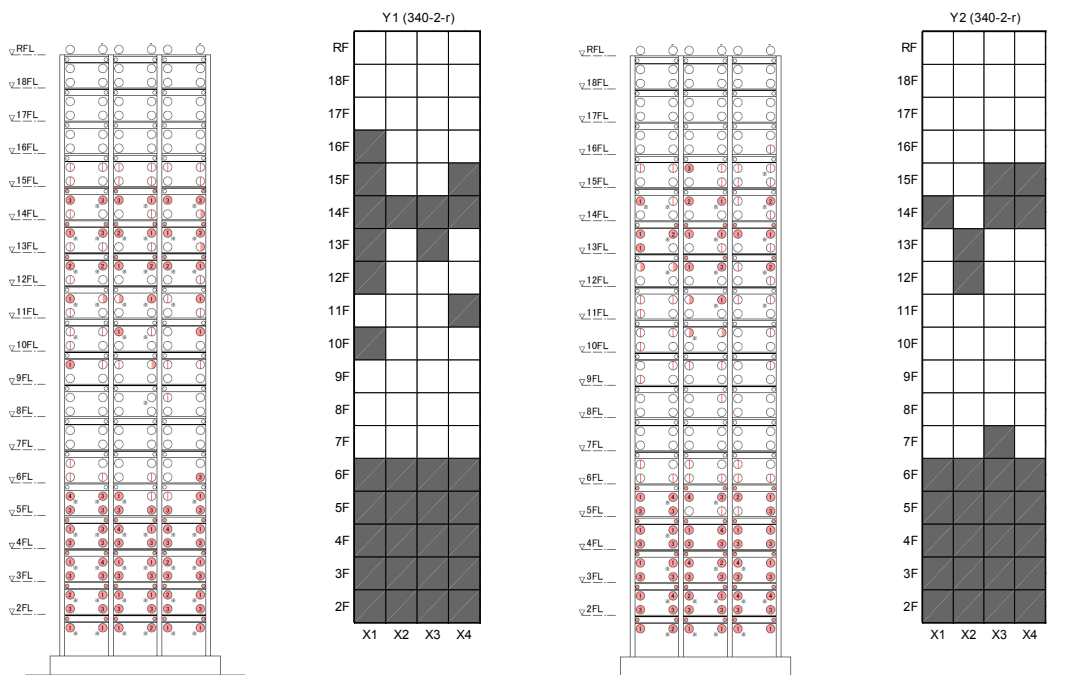
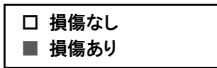
(b) 提案手法による損傷判定結果  
 (□損傷なし, ■損傷あり)

図 5.17 損傷判定結果 (加振ケース pSv340-2)

観察結果



提案手法による損傷判定結果



観察結果※1  
(pSv420-3 後)

提案手法による  
損傷判定結果※2  
(pSv340-2 後)

観察結果※1  
(pSv420-3 後)

提案手法による  
損傷判定結果※2  
(pSv340-2 後)

(a) Y1 構面

(b) Y2 構面

図 5.18 実験終了時の試験体観察結果と損傷判定結果の比較

※1 参考文献<sup>(117)</sup>より転載

※2 試験体観察結果は最終加振後 (pSv420-3) に対し, 提案手法による損傷判定結果は pSv340-2 後が最終 (pSv420 加振では特性把握加振が未実施のため, 損傷判定を行っていない)

## 5.4 まとめ

第5章では、提案手法の実証例として大型振動台による実大の1/3スケールS造18層建物の崩壊実験への手法の適用結果を示した。提案手法による損傷判定結果と試験体の梁端フランジ破断の比較により、本手法の特徴である局所損傷の検出と損傷位置の特定について、実験データにより検証した。本章の主な内容を以下にまとめる。

1. 本論文で提案する局所損傷検出手法で前提とする小型・安価なセンサの大量、高密度な設置の実施例として、6方向（並進X, Y, Z方向の加速度, 回転 $\theta_X$ ,  $\theta_Y$ ,  $\theta_Z$ 方向の角速度）の振動計測が可能な小型のMEMS型振動計152台を試験体に設置し、500Hzの高速サンプリングで同期計測が可能であることを示した。
2. 提案手法により、各地震波加振の前後に行われた特性把握加振のデータに対し、損傷指標を算出した。各部分構造毎に算出された損傷指標に対する閾値を設定し損傷判定を行った。提案手法による損傷判定結果は実験計測による梁端下フランジ破断の評価結果と概ね一致し、提案手法により局所損傷（鉄骨構造物の梁端破断）の検出と3次元的位置の特定が可能であることを実証した。
3. 試験体は1×3スパン18層の大規模なものであり、試験体内の部分構造は全144ヶ所となったが、部分構造毎にデータ処理を独立して実行する手法の特徴により、このような大規模構造物に対しても提案手法が適用可能であることを実証した。



---

## 第6章 結論

---

## 6.1 結論

本論文では構造ヘルスマモニタリングの中核となる損傷検出技術の高度化を目的に、構造物を部分構造に分割し各々の特性変化により損傷検出を行う局所損傷検出手法の枠組みを構築した。提案した局所損傷検出手法は構造物の初期状態からの力学的特性の変化を検出可能な一般的なものであるが、本論文では地震により建築構造物に生じる損傷の検出を検討対象とした。

既往の諸研究に対する、本論文の特徴は以下のとおりである。

- ・ 3次元の立体フレームモデルを対象に手法を構築した。これにより構造物全体系の振動特性に与える影響が小さい局所損傷の検出と、損傷の3次元的な位置の特定を可能とした。
- ・ 次世代型のセンシングデバイス利用を前提に計測点数の制約については重要視しない。ただし現時点での一定の実用性を示すため従来型センサに対する適用方法も提示した。
- ・ 実建物における検証実験と大型振動台実験への適用により手法の妥当性を示した。

以下に本論文で得られた知見を章ごとにまとめる。

第1章では、まず研究の背景として、構造ヘルスマモニタリングの重要性とその中核となるのが本論文で対象とした損傷検出技術であること、センシング技術の革新により構造ヘルスマモニタリングを取り巻く環境が急速に変わりつつあることを論じた。

次いで、損傷検出の立場から見た構造ヘルスマモニタリングによる建物の健全性診断と、次世代型センシング技術の構造ヘルスマモニタリング分野への応用に関する既往の研究を概観して研究課題を整理した。

そしてこれらを受けて本論文の目的を明確に設定した。

第2章では、部分構造の特性変化を利用した構造物の局所損傷検出手法を提案した。

まず、本論文の主題である構造物の局所損傷検出に直接関連する既往研究の分析により、部分構造の特性変化に着目した局所損傷研手法の有効性を指摘すると共に、同手法の検討を立体フレームモデルで行うことの利点を明らかにした。

次いで、立体フレームの全ての節点の並進3軸と回転3軸の計6軸が検出可能なセンサを設置することを想定し、局所損傷を検出する手法を提案した。部分構造の入出力関係を多入力1出力のARXモデルでモデリングし、部分構造の内部節点の観測出力とモデルを使っ



たシミュレーション出力の差（出力誤差）の算出方法を示した。また、地震の前後のデータから個別に算出した出力誤差の振幅の比較による損傷指標を提示した。

そして、S造5階建て建物の立体フレームモデルの数値シミュレーションにより、提案手法により建物全体系の振動特性に与える影響が小さい局所損傷の有無と3次元的な損傷の位置を特定できることを示した。建物内に損傷が複数存在する場合でもその位置を特定できることも示した。

第3章では、提案する局所損傷検出手法に対して理論的な裏付けを与えることを目的に、建物の全体架構から切り出した部分構造の内部節点の出力に関し、損傷と出力誤差の特性について検討した。

まず、一般的な部分構造の出力誤差が、部分構造の境界節点から内部節点への伝達関数で構成される行列により境界節点の入力の関数、及び、内部節点自体の応答の関数として表現できることを示した。これらは部分構造内部の物理的構成と損傷状態により決定されるもので、全体架構の他の部分や出力誤差を算出する際の入出力自体の特性とは無関係であり、出力誤差の増加が部分構造内の損傷指標として利用できることを示した。

次いで、十字型の部分構造モデルの損傷時の内部節点における出力誤差発生メカニズムについて検討し、損傷時の出力誤差は回転方向で最も大きく発生すること、回転方向だけでなく並進方向の出力誤差についても境界節点入力の回転方向成分の影響が大きいこと、また出力誤差は建物全体系の低次モードに対応する低振動数領域で最も安定して発生することを示した。

さらに、建物全体架構に対する地震応答解析を行い、算出した出力誤差と損傷指標の特性について分析した結果、損傷時の出力誤差が建物全体系の低次モードに対応する低振動数領域の回転方向で最も大きく発生することを確認し、回転方向の成分利用が観測ノイズに対する耐性が最も強く、可能であれば損傷検出には回転方向成分を検出可能なセンサの利用が望ましいことを示した。

第4章では、提案手法の実建物での検証を目的として実施したRC造5階建て建物に対する損傷検出実験について詳述した。実験では対象建物の柱3本に対し、2段階に分けて人為的損傷を与え、その前後の起振機による強制加振データから損傷検出を行った。

まず、実験で付与した程度の局所損傷が建物全体系の固有振動数やモード形状に与える影響は極めて限定的で、これを用いた損傷検出は難しいことを実験的に示した。

次いで、提案する損傷検出手法を実験データに適用し、損傷付与部の部分構造の出力誤差は、損傷ケースのみで増加していることを確認した。また、損傷指標が無損傷ケースでは対象とした全ての部分構造で小さく評価されたのに対し、損傷ケースでは損傷部材近傍の部分構造のみで明確に増加することを示し、実建物のデータにより局所損傷の検出とその位置の特定の可能性を実証した。

さらに、少数センサによる部分構造毎の移動計測と建物内の損傷検出対象範囲の限定により、計測点数や計測方向が限られる従来型のセンサシステムに対しても応用可能な提案手法の実施方法を提示することで、提案手法の現時点での一定の実用性を示した。

第5章では、提案手法の実証例として、大型振動台による実大の1/3スケールS造18層建物の崩壊実験への手法の適用結果を示した。

まず、提案手法で前提とする小型で安価なセンサの大量、高密度な設置の実施例として、6軸成分の振動計測が可能な小型のMEMS型振動計152台を試験体に設置、500Hzの高速サンプリングで同期計測が可能であることを示した。

次いで、提案手法により、各地震波加振の前後に行われた特性把握加振のデータを用いて損傷判定を行った結果、提案手法による損傷判定結果は実験計測による梁端下フランジ破断の評価結果と概ね一致し、提案手法により局所損傷（鉄骨構造物の梁端破断）の検出と3次元的位置の特定が可能であることを実証した。

試験体は1×3スパン18層の大規模なものであり、試験体内の部分構造は全144ヶ所にのぼるが、部分構造毎にデータ処理を独立して実行する手法の特徴により、このような大規模構造物に対しても提案手法が適用可能であることを実証した。

以上により、構造ヘルスマモニタリングの中核をなす損傷検出技術の高度化を目的に、構造物を部分構造に分割し各々の特性変化により損傷検出を行う局所損傷検出手法の枠組みを構築した。

提案手法は3次元の立体フレームモデルを対象に構築されており、建物全体系の振動特性に与える影響が小さい局所損傷の検出と、損傷の3次元的位置の特定を可能とすることが最大の特徴である。小型で安価な次世代型のセンシングデバイスの大量、高密度な配置を前提としているが、従来型のセンサシステムに対しても適用可能な一定の実用性を有している。また、提案手法は実建物を用いた損傷検出実験と大型振動台実験によりその有効性が実証された。

## 6.2 今後の課題・展望

本論文では部分構造の特性変化に基づく構造物の局所損傷検出手法を提案し、数値シミュレーション、実建物による損傷検出実験、大型振動台実験によりその有効性を示した。最後に本論文における今後の課題と展望を述べる。

本論文では部分構造内の損傷の有無の検出については検討したが、損傷程度の評価については検討するに至っていない。今後は損傷程度と出力誤差、損傷指標の関係性についての検討を行い、部分構造の損傷程度の判別を可能とすることを目指すと共に、損傷判定の閾値の設定方法についても明確な指針を設けることが望まれる。

また、本論文では柱、梁のフレーム部材のみから構成される部分構造を前提に手法を構築した。しかし実際の建築物にはスラブや、構造形式によってはブレース、耐震壁等の構造要素が存在するほか、非構造部材も多く存在する。これらは構造計算時に行われるようにフレーム部材の剛性への割り増しなどにより本論文では考慮した。しかし、より実態に即した部分構造のモデル化により、それらが損傷検出結果に与える影響や、フレーム部材以外の損傷検出の可能性についても検討されることが望ましい。

さらに、部分構造の入出力関係を表す数学モデルとして、本論文では多入力システムの取扱いが容易であることを主な理由に ARX モデルを用いた。しかし本論文ではそのモデル次数の最適化などについて十分な検討が行われたとはいえない。また、モデル形式自体の選定についても、他の形式も含めてより幅広く検討がなされるべきだと考える。

一方、提案手法の適用範囲について、本論文では地震により建築構造物に生じる損傷の検出を検討対象とした。しかし提案手法は本来構造物が基準とする状態（初期状態）からの特性的変化を検出可能な一般的なものである。そのため、例えば近年社会問題化している土木構造物の経年劣化による損傷の検出などへも応用可能である。

今後はこのような適用範囲の拡大も含め、本論文で提案した局所損傷検出手法がまだ発展途上と思われる構造ヘルスマニタリングの実用化と高度化に資することを期待したい。



---

## 付録

---

## 付録 A ARX モデルの同定手法

本文中で用いた ARX モデルの同定方法<sup>(36)</sup>を以下に示す.

式(付 A.1)に多入力 1 出力の ARX モデルを示す. 式中の  $a_l$ ,  $b_l$  と  $n_a$ ,  $n_b$  はそれぞれ出力, 入力部分の回帰係数とそれらの次数である. 多入力システムであるため  $j$  は  $j$  番目の入力  $x_j(t)$  に対応する回帰係数であり  $m$  は入力数を示す.  $e$  は白色雑音である.

$$y(t) = - \sum_{l=1}^{n_a} a_l y(t-l) + \sum_{j=1}^m \sum_{l=1}^{n_b} b_l x_j(t-l) + e(t) \quad (\text{付 A.1})$$

$t = N$  までの出力  $y$  および入力  $x$  のデータが与えられたとき, 現在の出力の予測値  $\hat{y}$  は次式のように表される.

$$\hat{y}(t|\theta) = - \sum_{l=1}^{n_a} a_l y(t-l) + \sum_{j=1}^m \sum_{l=1}^{n_b} b_l x_j(t-l) \quad (\text{付 A.2})$$

式(付 A.1)と式(付 A.2)より以下の関係が成り立つ.

$$\mathbf{Y} = \mathbf{\Phi}\boldsymbol{\theta} + \mathbf{E} \quad (\text{付 A.3})$$

ここで,

$$\mathbf{Y} = \begin{bmatrix} y(1) \\ \vdots \\ y(N) \end{bmatrix} \quad (\text{付 A.4})$$

$$\mathbf{\Phi} = \begin{bmatrix} \varphi(1) \\ \vdots \\ \varphi(N) \end{bmatrix} \quad (\text{付 A.5})$$

$$\varphi(t) = [-y(t-1) \ \cdots \ -y(t-n_a) \\ x_1(t-1) \ \cdots \ x_1(t-n_b) \ \cdots \\ x_m(t-1) \ \cdots \ x_m(t-n_b)] \quad (\text{付 A.6})$$

$$\boldsymbol{\theta} = \begin{bmatrix} \begin{bmatrix} a_1 \\ \vdots \\ a_{n_a} \end{bmatrix} \\ \begin{bmatrix} {}_1b_1 \\ \vdots \\ {}_1b_{n_b} \end{bmatrix} \\ \vdots \\ \begin{bmatrix} {}_mb_1 \\ \vdots \\ {}_mb_{n_b} \end{bmatrix} \end{bmatrix} \quad (\text{付 A.7})$$

$$\boldsymbol{E} = \begin{bmatrix} \varepsilon(1|\boldsymbol{\theta}) \\ \vdots \\ \varepsilon(N|\boldsymbol{\theta}) \end{bmatrix} \quad (\text{付 A.8})$$

$$\varepsilon(t|\boldsymbol{\theta}) = y(t) - \hat{y}(t|\boldsymbol{\theta}) \quad (\text{付 A.9})$$

式(付 A.3)は線形回帰モデルであるから、線形の最小 2 乗法を適用することで $\varepsilon$ の分散を最小にするという規範の下に、ARX モデルの係数ベクトル $\boldsymbol{\theta}$ の最小 2 乗推定値 $\hat{\boldsymbol{\theta}}$ を下式のように求めることができる。

$$\hat{\boldsymbol{\theta}} = (\boldsymbol{\Phi}^T \boldsymbol{\Phi})^{-1} \boldsymbol{\Phi}^T \boldsymbol{Y} \quad (\text{付 A.10})$$

第 4 章では ARX モデルに代えて ARMAX モデルを部分構造のモデル化に用いた。この場合も、線形の最小 2 乗法の反復解法による非線形最小 2 乗法により、同様にモデル係数ベクトルの推定値を求めることができる。

## 付録 B 各種損傷指標の比較

本論文では各章で異なる損傷指標 ${}_kD_i$ を用いた。ここではそれらの違いを整理する。

第 2 章では、下式に示す損傷指標を用いた。

$${}_kD_i = \frac{\|\Delta_k y\|}{\|{}_k y\|} / \frac{\|\Delta_0 y\|}{\|{}_0 y\|} \quad (\text{付 B.1})$$

第 3 章，第 4 章では、下式に示す損傷指標を用いた。

$${}_kD_i = \frac{\sigma(\Delta_k y)}{\sigma({}_k y)} - \frac{\sigma(\Delta_0 y)}{\sigma({}_0 y)} \quad (\text{付 B.2})$$

第 5 章では下式に示す損傷指標を用いた。

$${}_kD_i = \frac{\|\Delta_k y\| - \|\Delta_0 y\|}{\|{}_k y\|} \quad (\text{付 B.3})$$

上式において， ${}_0 y$ ， ${}_k y$ は地震前後の内部節点における観測出力， $\Delta_0 y$ ， $\Delta_k y$ はそれらに対応する地震前後の出力誤差である。

出力誤差 $\Delta y$ を観測出力 $y$ で除しているのは地震前後のデータの振幅が出力誤差に与える影響を排除すると共に，損傷指標 ${}_kD_i$ の大きさを無次元化することを目的としている。

地震後の出力誤差 $\Delta_k y$ を地震前の出力誤差 $\Delta_0 y$ で除す（式(付 B.1)），もしくは地震後の出力誤差 $\Delta_k y$ から地震前の出力誤差 $\Delta_0 y$ を引く（式(付 B.2)，式(付 B.3)）のは，地震前を各部分構造の初期状態とし，それに対する地震後の出力誤差の相対的な増大を損傷指標 ${}_kD_i$ とするためである。

一方，式(付 B.1)，式(付 B.3)中の  $\|y\|$  はベクトル $y$ の L2 ノルム（ユークリッドノルム）であり，データ長 $N$ のデータ列  $y = (y_1, y_2, \dots, y_N)$  に対して下式のように定義される。

$$\|y\| = \sqrt{\sum_{i=1}^N y_i^2} \quad (\text{付 B.4})$$



また、式(付 B.2)中の  $\sigma(\mathbf{y})$  はベクトル  $\mathbf{y}$  の標準偏差であり、同様にデータ列  $\mathbf{y}$  に対して下式のように定義される。ただし  $m$  はデータの平均値である。

$$\sigma(\mathbf{y}) = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (y_i - m)^2} \quad (\text{付 B.5})$$

本論文では観測出力や出力誤差のデータ列の DC 成分の除去後に損傷指標  ${}_k D_i$  を算出しているため  $m = 0$  と見なすことができる。また、損傷指標  ${}_k D_i$  を求める際に、地震前後の観測出力と出力誤差のデータ長  $N$  は全て等しくなるようにデータ区間を切り出している。このため、式(付 B.1)～式(付 B.3)において、ノルムと標準偏差の違いによる  ${}_k D_i$  への影響はなく、これらを同一視することができる。

上記の前提の下に、式(付 B.1)～(付 B.3)の違いについて整理する。

式(付 B.1)では、無損傷時 ( $\|\Delta_k \mathbf{y}\| \cong \|\Delta_0 \mathbf{y}\|$ ) に  ${}_k D_i \cong 1$  であるが、部分構造の損傷により  ${}_k D_i > 1$  となる。一方、式(付 B.2)と式(付 B.3)では、無損傷時 ( $\|\Delta_k \mathbf{y}\| \cong \|\Delta_0 \mathbf{y}\|$ ,  $\sigma(\Delta_k \mathbf{y}) \cong \sigma(\Delta_0 \mathbf{y})$ ) に  ${}_k D_i \cong 0$  であるが、損傷が生じると  ${}_k D_i > 0$  となる。損傷指標  ${}_k D_i$  が損傷の大きさに対する指標であるとの観点からは、無損傷時は  ${}_k D_i \cong 0$  で、損傷が大きくなるに従い  ${}_k D_i$  の値も大きくなる、式(付 B.2)や式(付 B.3)で損傷指標が定義されることが理解し易い。

また、式(付 B.1)では、モデル同定やシミュレーション時の条件が良好で、無損傷時の出力誤差の大きさが小さい場合 ( $\|\Delta_0 \mathbf{y}\| \cong 0$ ) に、 ${}_k D_i$  の値が不安定となる場合がある。式(付 B.2)や式(付 B.3)ではこのような問題は生じず、この観点からも式(付 B.2)や式(付 B.3)で損傷指標が定義されることが望ましい。

一方、式(付 B.2)と式(付 B.3)の違いに関しては、地震前後のデータの振幅が出力誤差に与える影響を排除するとの観点からは、損傷指標を地震前のデータの振幅 ( $\sigma({}_0 \mathbf{y})$ ) も考慮した式(付 B.2)で定義することがより望ましいと言える。



---

## 参考文献

---

- (1) C. Boller, F. K. Chang, Y. Fujino: Encyclopedia of Structural Health Monitoring, Wiley, 2009.
- (2) 山本鎮男: ヘルスモニタリングー機械・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.
- (3) 中島正愛: ノースリッジ地震に見る鉄骨接合部の被害, 建築技術, pp. 66-73, 1994.
- (4) 中島正愛: 米国ノースリッジ地震と兵庫県南部地震からみる被害の特徴と相違点, GBRC, pp. 4-15, 1995.
- (5) 新藤淳, 平本達也, 村上正浩, 久田嘉章, 東日本大震災時における事業者の行動等についてー新宿駅西口地域を対象としたアンケート調査よりー, 日本地震工学会論文集, Vol. 12 (2012) , No. 4, pp. 288-307, 2012.
- (6) 東京都: 東京都帰宅困難者対策実施計画, オンライン  
<[http://www.bousai.metro.tokyo.jp/kitaku\\_portal/1000050/1000536.html](http://www.bousai.metro.tokyo.jp/kitaku_portal/1000050/1000536.html)>  
(2015.06.01 access)
- (7) 内閣府: 大規模地震発生直後における施設管理者等による建物の緊急点検に関わる指針, オンライン  
<<http://www.bousai.go.jp/jishin/syuto/kitaku/renraku/3/index.html>>  
(2015.06.01 access)
- (8) 地震調査研究推進本部地震調査委員会: 南海トラフの地震活動の長期評価 (第二版) について, オンライン  
<[http://jishin.go.jp/main/chousa/13may\\_nankai/index.htm](http://jishin.go.jp/main/chousa/13may_nankai/index.htm)>  
(2015.06.01 access)
- (9) 地震調査研究推進本部地震調査委員会: 相模トラフ沿いの地震活動の長期評価 (第二版) について, オンライン  
<[http://www.jishin.go.jp/main/chousa/14apr\\_sagami/index.htm](http://www.jishin.go.jp/main/chousa/14apr_sagami/index.htm)>  
(2015.06.01 access)
- (10) 久田嘉章: モニタリングを活用した高層建物・都市の災害対応, 2012年度日本建築学会大会 (東海) 構造部門 (振動) パネルディスカッション資料, pp. 45-52, 2012.
- (11) 福和伸夫, 強震観測とモニタリング技術が災害時に果たすべき役割ー主旨説明ー, 2012年度日本建築学会大会 (東海) 構造部門 (振動) パネルディスカッション資料, p. 2, 2012.

- (12) 安藤繁 田村陽介, 戸辺義人, 南正輝, センサネットワーク技術—ユビキタス情報環境の構築に向けて—, 東京電機大学出版局, 2005.
- (13) 大類哲, 小鹿紀英, 山田有孝, 池田芳樹, 鈴木芳隆, 清水幹: 建物被災度評価手法に関する検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (関東) B-2 構造 II, pp.215-216, 2006.
- (14) Y. Suzuki, N. Koshika, A. Yamada, S. Orui and K. Shimizu: Real-time Building Damage Estimation System based on Observed Building Response, Proc. of the 14th World Conference on Earthquake Engineering, 2008.
- (15) 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, B-2, pp. 539-540, 2012.
- (16) 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, B-2, pp. 117-118, 2013.
- (17) 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, Vol.19(42), pp.461-464, 2013.
- (18) 池田芳樹, 久田嘉章: 限られた階の地震観測記録を用いた建物全階の応答推定, 日本地震工学会論文集, Vol.13(2013), pp.38-54, 2013.
- (19) 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, pp.61-70, 2013.
- (20) 白石理人, 斎藤知生: 建物機能早期回復のためのモニタリングシステム: 健全度評価手法—建物の健全度モニタリング (上部構造) に関する研究開発 (その 3) —, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, pp. 79-80, 2013.
- (21) 岡田敬一, 杉本浩一, 森井雄史, 白石理人, 寺田岳彦, 佐藤俊明: 鉄骨造高層建物の大型振動台実験へのシステム適用: レベル 1 システム—建物の健全度モニタリング(上部構造)に関する研究開発 (その 5) —, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, pp. 64-65, 2014.
- (22) 吉田献一, 松下剛史, 西井宏安, 後藤和弘: リジリエンスの向上を目指した構造ヘルスマニタリング技術開発 (その 1) システム概要と層間変位算出精度, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, pp. 93-94, 2014.
- (23) 西井宏安, 吉田献一, 松下剛史, 後藤和弘: リジリエンスの向上を目指した構造ヘルスマニタリング技術開発 (その 2) 実建物における記録分析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, pp. 95-96, 2014.
- (24) 畑田朋彦, 高橋元一, 鈴木康嗣, 松谷巖, 金川清, 仁田佳宏, 西谷章: 起振機加振試験による非接触型センサを利用した実建物の層間変位計測, 日本建築学会構造系論文集, 第 75 巻 第 653 号, pp. 1257-1264, 2010.
- (25) 畑田朋彦, 片村立太, 萩原一, 高橋元一, 仁田佳宏, 西谷章: 層間変位計測に基づいた損傷評価法の実大建物震動台実験データを用いた検証, 日本建築学会構造系論文集, 第 78 巻 第 686 号, pp. 703-711, 2013.

- (26) 大類哲: 建物被災度判定システムの実建物群への適用, 日本地震工学会誌, 第 16 号, pp.36-39, 2012.
- (27) 篠田正紀, 北川慎治, 矢尾博信, 村上敬三, 渡壁守正, 保井美敏, 成田修英, 山本健史: 情報伝送系を活用した建物モニタリング診断システム, 日本建築学会大会学術講演梗概集, A-2, pp. 69-70, 2014.
- (28) 保井美敏, 渡壁守正, 成田修英, 山本健史, 篠田正紀, 北川慎治, 矢尾博信, 村上敬三: 情報伝送系を活用した建物モニタリング診断システム, 日本建築学会大会学術講演梗概集, A-2, pp. 70-71, 2014.
- (29) 楠浩一, 勅使川原正臣: リアルタイム残余耐震性能判定装置の開発のための加速度積分法, 日本建築学会構造系論文集, 第 569 号, pp. 119-126, 2003.
- (30) 川村学, 楠浩一, 山下美帆, 服部勇樹, 日向大樹, ディアズ ミゲル, 田才晃: 加速度計を用いた実構造物の性能曲線算出法に関する研究 1 質点系構造物の場合, 日本建築学会構造系論文集, 第 688 号, pp. 1061-1069, 2013.
- (31) 楠浩一, 日向大樹, 服部勇樹, 田才晃: 加速度計を用いた実構造物の性能曲線算出法に関する研究 多質点系構造物の場合, 日本建築学会構造系論文集, 第 699 号, pp. 613-620, 2014.
- (32) 楠浩一, 山下美帆, 服部勇樹, 日向大樹, 田才晃: 加速度計を用いた実構造物の性能曲線算出におけるロッキング除去方法に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 708 号, pp. 253-260, 2015.
- (33) S. W. Doebling, C. R. Farrar, M. B. Prime, D. W. Shevitz: Damage Identification and Health Monitoring of Structural and Mechanical Systems from Changes in Their Vibration Characteristics, A Literature Review, Los Alamos National Laboratory Report, No. LA-13070-MS, 1996.
- (34) S. W. Doebling, C. R. Farrar, M. B. Prime: A summary review of vibration-based damage identification methods, Shock and Vibration Digest, Vol. 30(2), pp. 91-105, 1998.
- (35) 田村幸雄, 佐々木淳, 塚越治夫: RD 法による構造物のランダム振動時の減衰評価, 日本建築学会構造系論文集, 第 454 号, pp.29-38, 1993.
- (36) 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, pp.47-54, 1998.
- (37) 斎藤知生, 神田順: 構造物のシステム同定における推定値の確率論的誤差評価, 日本建築学会構造系論文集, 第 534 号, pp.41-48, 2000.
- (38) R. Brinker, L. Zhang, and P. Andersen: Modal identification of output-only systems using frequency domain decomposition, Smart Material and Structures, pp. 441-445, Vol. 10, 2001.

- (39) C. S. Huang, H. L. Lin: Modal identification of structures from ambient vibration, free vibration, and seismic response data via a subspace approach, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, pp. 1857-1878, Vol. 30(12), 2001.
- (40) 近藤一平, 濱本卓司: 振動台実験のランダム応答データを用いた多層建築物の損傷検出, *日本建築学会構造系論文集*, 第 473 号, pp.67-74, 1995.
- (41) エスコバール・S・ホセ・アルベルト, ロペス・パティス・オスカル, 菅原まりも: センシティブィティ・マトリックスによる鉄筋コンクリート構造物の損傷解析, *日本建築学会構造系論文集*, 第 508 号, pp.93-100, 1998.
- (42) 濱本卓司, 森田高市, 勅使川原正臣: 複数モードの固有振動数変化を用いた多層建築物の層損傷検出, *日本建築学会構造系論文集*, 第 560 号, pp. 93-100, 2002.
- (43) 金澤健司: 常時微動計測に基づく構造物の損傷探査法(その 3), *電力中央研究所報告*, U01046, 2002.
- (44) T. Saito, S. Mase, and K. Morita: A probabilistic approach to structural damage estimation, *Structural Control and Health Monitoring*, Vol.12, No.3-4, pp.283-299, 2005.
- (45) 濱本卓司, 近藤一平: 鉛直・水平方向探索を用いた偏心を有する多層建築物の二段階損傷検出, *日本建築学会構造系論文集*, 第 519 号, pp.21-28, 1999.
- (46) 濱本卓司, 森田高市, 相馬澄子: 逐次最小二乗法による多層建築物の地震損傷追跡, *日本建築学会構造系論文集*, 第 603 号, pp. 39-46, 2006.
- (47) 塩田寿美子, 遠藤龍司, 登坂宣好: フィルタ理論に基づくフレーム構造物の損傷同定解析, *日本建築学会構造系論文集*, 第 605 号, pp. 95-102, 2006.
- (48) 斎藤知生: 常時微動測定による SRC 造建物の損傷推定, *日本建築学会大会学術講演梗概集*, B-2, pp. 803-804, 2004.
- (49) 武藤治子, 青木孝義, 湯浅昇, 師橋憲貴: 日本大学生産工学部 5 号館の常時微動測定に基づく振動モードの同定, *日本建築学会大会学術講演梗概集*, B-2, pp. 67-68, 2005.
- (50) 増田博雄, 金澤健司, 岡田将敏, 矢花修一, 宮住勝彦: 常時微動記録による低層鉄筋コンクリート造建物の損傷検出実験(その 1 損傷に伴う固有振動数の変化の検出), *日本建築学会大会学術講演梗概集*, B-2, pp. 77-78, 2007.
- (51) 増田博雄, 金澤健司, 矢花修一, 宮住勝彦: 常時微動記録による低層鉄筋コンクリート造建物の損傷検出実験(その 2 損傷に伴う固有モードの変化の検出), *日本建築学会大会学術講演梗概集*, B-2, pp. 267-268, 2008.
- (52) 増田博雄, 金澤健司, 矢花修一, 宮住勝彦: 常時微動記録による低層鉄筋コンクリート造建物の損傷検出実験(その 3 損傷に伴うモード層剛性の変化の検出), *日本建築学会大会学術講演梗概集*, B-2, pp. 689-690, 2009.

- (53) 池田芳樹, 鈴木芳隆, 鈴木康嗣, 安達直人, 野澤貴: 常時微動応答のパワースペクトル密度関数行列の特異値分解を用いた実建物の損傷検知, 日本建築学会技術報告集, Vol.16(32), pp.69-74, 2010.
- (54) 鈴木康嗣, 安達直人, 池浦友則, 野澤貴, 日下彰宏: 起振機試験と常時微動測定に基づく擬似地震時損傷を与えた RC 造建物の動特性変化の推定, 日本建築学会技術報告集, Vol.16(32), pp.101-106, 2010.
- (55) 鈴木康嗣, 安達直人, 野澤貴, 池浦友則, 日下彰宏: 起振機試験と常時微動測定に基づく鉄骨梁に擬似地震時損傷を与えた実建物の損傷推定, 日本建築学会技術報告集, Vol.16(33), pp.473-478, 2010.
- (56) 日下彰宏, 鈴木康嗣, 安達直人, 岩本賢治, 中島正愛: 建物の水平加振時の上下振動成分データを利用した鉄骨梁端部の破断検知, 日本建築学会構造系論文集, 第 77 巻 第 680 号, pp. 1501-1509, 2012.
- (57) 阿部勝也, 荒川利治: 実測データに基づく高層建物の構造ヘルスマモニタリング, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, pp. 73-74, 2013.
- (58) 安井健治, 鹿嶋俊英: 建築会館における強震観測, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, pp. 579-580, 2013.
- (59) 河野諒輔, 年縄巧: 2011 年東北地方太平洋沖地震における明星大学 27 号館の動的挙動に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, pp. 581-582, 2013.
- (60) 森田高市, 鹿嶋俊英: 2011 年東北地方太平洋沖地震前後の SRC 造建築物の地盤・建物相互作用系動特性の変化, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, pp. 585-586, 2013.
- (61) 金子知宣, 永野正行, 上林宏敏, 肥田剛典, 田沼毅彦: 微動観測に基づく超高層鉄筋コンクリート建物の強震時における動特性変化量推定の可能性 (その 1) 微動観測概要と固有周期の分析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, pp. 587-588, 2013.
- (62) 上林宏敏, 永野正行, 肥田剛典, 田沼毅彦, 金子知宣, 保井美敏, 山本健史: 微動観測に基づく超高層鉄筋コンクリート建物の強震時における動特性変化量推定の可能性 (その 2) 動特性変化量の推定, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, pp. 589-590, 2013.
- (63) 見波進, 稲葉望, 山村一繁: 既存鉄骨鉄筋コンクリート造建物の強震観測, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, pp. 593-594, 2013.
- (64) 森田泰弘, 脇山善夫, 渡壁守正, 岩田善裕, 石原直, 稲井慎介, 石田琢志: 東北地方太平洋沖地震を経た体育館の復旧工事後の振動特性, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, pp. 601-602, 2013.
- (65) 飯山かほり, 栗田哲, 源栄正人, 千葉一樹, 平松大樹, 三辻和也: 多点同時微動計測に基づく大破した 9 階建て SRC 造建物のモード特性の同定, 日本地震工学会論文集, 第 12 巻, 第 5 号, pp. 225-242, 2012.

- (66) 飯山かほり, 栗田哲, 源栄正人, 千葉一樹, 櫻田佑太, 三辻和也: 2011 年東北地方太平洋沖地震で損傷した鉄筋コンクリート造 3 階建て建物のモード特性と損傷階の推定, 日本地震工学会論文集, 第 12 巻, 第 5 号, pp. 207-224, 2012.
- (67) 中村充, 安井譲: 微動測定に基づく地震被災鉄骨建物の層損傷評価, 日本建築学会構造系論文集, 第 517 号, pp.61-68, 1999.
- (68) 吉元怜毅, 三田彰, 森田高市: 振動モードとセンサ特性を考慮した構造物の並列処理型損傷同定, 構造工学論文集, 第 48B 号, pp.487-492, 2002.
- (69) 池田芳樹: モード情報との整合性を考慮したせん断振動型建物の層剛性の同定, 日本建築学会構造系論文集, 第 74 巻 第 646 号, pp.2237-2243, 2009.
- (70) 仁田佳宏, 西谷章: 各層を単位とするサブシステムの同定に基づく剛性のヘルスマニタリング, 日本建築学会構造系論文集, 第 573 号, pp. 75-79, 2003.
- (71) 中村充, 竹脇出, 安井譲, 上谷宏二: 限定された地震観測記録を用いた建築物の剛性と減衰の同時同定, 日本建築学会構造系論文集, 第 528 号, pp.75-82, 2000.
- (72) 前田朋宏, 吉富信太, 竹脇出: 限定された地震観測記録と ARX モデルを用いた建物の剛性・減衰同定法, 日本建築学会構造系論文集, 第 666 号, pp.1415-1423, 2011.
- (73) 長松昭男, 大熊政明: 部分構造合成法, 培風館, 1991.
- (74) C. G. Koh, L. M. See, T. Balendra: Estimation of structural parameters in time domain, A substructure approach, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 20(8), pp. 787-801, 1991.
- (75) C. B. Yun, H. J. Lee: Substructural identification for damage estimation of structures, *Structural Safety*, Vol. 19(1), pp. 121-140, 1997.
- (76) C. B. Yun, E. Y. Bahng: Substructural identification using neural networks, *Computers and Structures*, Vol. 77(2000), pp. 41-52, 2000.
- (77) 中村充, Sami F. Masri: ニューラルネットワークを用いた損傷検出に関する研究, 構造工学論文集, 第 43B 号, pp. 531-539, 1997.
- (78) M. Nakamura, S. F. Masri, A. G. Chassiakos and T. K. Caughey: A method for non-parametric damage detection through the use of neural networks, *Key Engineering Materials*, Vol. 27(9), pp. 997~1010, 1998.
- (79) K. Worden, G. Manson, N. R. J. Fieller: Damage detection using outlier analysis, *J. Sound and Vibration*, Vol. 229(3), pp. 647-667, 2000.
- (80) P. J. Fanning, E.P. Carden: Auto-Regression and Statistical Process Control Techniques Applied to Damage Indication in Telecommunication Masts, *Key Engineering Materials*, 204-205, pp. 251-260, 2001.
- (81) S. G. Mattson, S. M. Pandit: Statistical moment of autoregressive model residuals for damage localisation, *Mechanical Systems and Signal Processing*, Vol. 20(3), pp. 627-645, 2006.



- (82) H. Soon, C. R. Farrar: Damage diagnosis using time series analysis of vibration signals, *Smart Materials and Structures*, Vol. 10(3), pp. 446-451, 2001.
- (83) K. K. Nair, A. S. Kiremidjian, K. H. Law: Time series-based damage detection and localization algorithm with application to the ASCE benchmark structure, *J Sound and Vibration*, Vol. 291(1-2), pp. 349-368, 2006.
- (84) H. Zheng, A. Mita: Damage indicator defined as the distance between ARMA models for structural health monitoring, *Structural Control and Health Monitoring*, Vol. 15(7), pp. 992-1005, 2008.
- (85) H. Zheng, A. Mita: Localized Damage Detection of Structures Subject to Multiple Ambient Excitations Using Two Distance Measures for Autoregressive Models, *Structural Health Monitoring*, Vol. 8(3), pp. 207-222, 2009.
- (86) Z. Xing, A. Mita: Locating the damaged storey of a building using distance measures of low-order AR models, *International Journal of Smart Structures and Systems*, Vol. 6(9), pp. 991-1005, 2010.
- (87) Z. Xing, A. Mita: A substructure approach to local damage detection of shear structure, *Structural Control and Health Monitoring*, Vol. 19(2), pp. 309-318, 2012.
- (88) L. Mei, A. Mita, J. Zhou: An improved substructural damage detection approach of shear structure based on ARMAX model residual, *Structural Control and Health Monitoring*, in press
- (89) 濱本卓司, 井上了太: 並列モデル同定を用いた多層建築物の部材損傷検出, *日本建築学会構造系論文集*, 第 75 卷 第 655 号, pp.1661-1670, 2010.
- (90) J. P. Lynch, K. J. Loh: A Summary Review of Wireless Sensors and Sensor Networks for Structural Health Monitoring, *Shock and Vibration Digest*, Vol. 38(2), pp. 91-128, 2006.
- (91) J. P. Lynch: An overview of wireless structural health monitoring for civil structures, *Philosophical Transactions of the Royal Society, Series*, Vol. 365, pp. 345-372, 2007.
- (92) B. F. Spencer Jr., M. Ruiz-Sandoval, N. Kurata: Smart sensing technology, Opportunities and challenges, *J. Structural Control and Health Monitoring*, Vol. 11, pp. 349-368, 2004.
- (93) Y. Gao, B. F. Spencer Jr., M. Ruiz-Sandoval: Distributed computing strategy for structural health monitoring, *Structural Control and Health Monitoring*, Vol.13, pp. 488-507, 2006.

- (94) J. P. Lynch, Y. Wang, K. Loh, J. H. Yi, C. B. Yun: Performance monitoring of the Geumdang Bridge using a dense network of high-resolution wireless sensors, *Smart Materials and Structures*, Vol. 15(6), pp. 1561-1575, 2006.
- (95) A. T. Zimmerman, M. Shiraishi, R. A. Swartz, J. P. Lynch: Automated Parameter Estimation by Parallel Processing within Wireless Monitoring Systems, *Journal of Infrastructure Systems*, Vol. 14(1), pp. 102-113, 2008.
- (96) M. Shiraishi, J. P. Lynch: Decentralized Output-only Modal Identification Techniques for Wireless Monitoring Systems, *Proc. Asian-Pacific Network of Centers for Research in Smart Structures Technology*, Tokyo, Japan, 2008.
- (97) 白石理人, ワイヤレスセンシングシステムによる分散型構造モニタリング, 第11回建設ロボットシンポジウム論文集, pp. 135-140, 2008.
- (98) 白石理人, センサネットワークに向く分散型構造同定手法, 第57回理論応用力学講演会論文集, pp. 273-274, 2008.
- (99) T. Nagayama, B. F. Spencer Jr., J. A. Rice: Autonomous Decentralized Structural Health Monitoring using Smart Sensors, *Structural Control and Health Monitoring*, Vol. 16(7-8), pp. 842-859, 2009.
- (100) M. Kurata, X. Li, K. Fujita, M. Yamaguchi: Piezoelectric dynamic strain monitoring for detecting local seismic damage in steel buildings, *Smart Materials and Structures*, Vol. 22(11), pp. 868-876, 2013.
- (101) M. Kurata, J. Kim, J. P. Lynch, G. W. van der Linden, H. Sedarat, E. Thometz, P. Hipley, L.-H. Sheng: Internet-Enabled Wireless Structural Monitoring Systems, Development and Permanent Deployment at the New Carquinez Suspension Bridge, *J. Structural Engineering*, Vol. 139, pp. 1688-1702, 2013.
- (102) 圓幸史朗, 池ヶ谷靖, 中村充, 柳瀬高仁: スマートセンサと無線ネットワークを用いた構造ヘルスマニタリングシステムの開発, *日本地震工学会論文集*, 第7巻, 第6号, pp. 17-30, 2007.
- (103) 白石理人, 三田彰: 分散型カルマンフィルタによるモード特性同定, *日本建築学会大会学術講演梗概集*, B-2, pp. 125-126, 2010.
- (104) M. Shiraishi, A. Mita: Decentralized Structural Parameter Identification Using Kalman Filter Algorithm, *5th World Conference on Structural Control and Monitoring*, Tokyo, Japan, No. 84, 2010.
- (105) M. Shiraishi, A. Mita: Decentralized SHM method based on substructure parameter identification, *Proc. of SPIE Sensors and Smart Structure Technologies for Civil, Mechanical, and Aerospace Systems 2011*, Vol. 7981, San Diego, USA, 2011.

- (106) 長井望, 三田彰, 矢向高弘, 佐藤忠信: 構造ヘルスマニタリング用ワイヤレスセンサに関する研究, 日本地震工学会論文集, 第3巻, 第4号, 2003.
- (107) 石川健一郎, 三田彰, 構造ヘルスマニタリング向けスマートセンサネットワーク用高精度時刻同期システム, 日本地震工学会論文集, 第8巻, 第2号, 2008.
- (108) 長山智則, B. F. Spencer Jr., 藤野陽三: スマートセンサを用いた多点構造振動計測のためのミドルウェア開発, 土木学会論文集A, Vol. 65, No. 2, pp. 523-535, 2009.
- (109) 鈴木誠, 猿渡俊介, 南正輝, 森川博之: 無線センサノードのためのハードリアルタイム保証が可能な仮想マシン, 電子情報通信学会論文誌, Vol. J92-B(1), pp. 130-139, 2009.
- (110) 鏡慎吾, 石川正俊: 通信遅延を考慮したセンサ選択手法, 電子情報通信学会論文誌, pp. 577-587, 2005.
- (111) 樋口裕也, 本谷秀堅: 通信遅延を考慮した分散型カルマンフィルタの車両位置推定への応用, 電子情報通信学会技術研究報告, Vol. 107(294), pp.1-6, 2007.
- (112) 東京工業大学 都市地震工学センター(CUEE) ブラインド解析応募サイト, オンライン
- (113) 日米共同構造実験研究「高知能建築構造システムの開発」技術調整委員会・センサー部会: ヘルスマニタリング技術利用ガイドライン, 2003.
- (114) 杉本浩一, 白石理人, 高橋元美, 長江拓也, 飛田潤, 倉田真宏: 鉄骨造高層建物の大型振動台実験へのシステム適用, 実験概要 - 建物の健全度モニタリング (上部構造) に関する研究開発 (その4) -, 日本建築学会大会学術講演梗概, B-2, pp. 63-64, 2014.
- (115) 白石理人, 杉本浩一, 岡田敬一, 森井雄史, 寺田岳彦, 佐藤俊明: 鉄骨造高層建物の大型振動台実験へのシステム適用, レベル2 システム - 建物の健全度モニタリング (上部構造) に関する研究開発 (その6) -, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, pp. 67-68, 2014.
- (116) 白石理人, 森井雄史, 岡田敬一, 杉本浩一, 寺田岳彦, 佐藤俊明, 高橋元美, 長江拓也, 鉄骨造高層建物の大型振動台実験へのシステム適用: モニタリング結果の検証 - 建物の健全度モニタリング (上部構造) に関する研究開発 (その7) -, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, pp. 937-938, 2015.
- (117) 文部科学省研究開発局, 京都大学防災研究所: 都市の脆弱性が引き起こす激甚災害の軽減化プロジェクト ②都市機能の維持・回復に関する調査研究 平成25年度 成果報告書, オンライン  
< [http://www.toshikino.dpri.kyoto-u.ac.jp/report/report\\_j.html](http://www.toshikino.dpri.kyoto-u.ac.jp/report/report_j.html) >  
(2015.06.01 access)

- (118) 文部科学省研究開発局, 京都大学防災研究所: 都市の脆弱性が引き起こす激甚災害の軽減化プロジェクト ②都市機能の維持・回復に関する調査研究 平成 26 年度 成果報告書, オンライン  
<[http://www.toshikino.dpri.kyoto-u.ac.jp/report/report\\_j.html](http://www.toshikino.dpri.kyoto-u.ac.jp/report/report_j.html)>  
(2015.06.01 access)
- (119) 一般財団法人 日本建築センター: 時刻歴応答解析建築物性能評価業務方法書, 2000.

---

## 関連発表論文

---

### 定期刊行誌掲載論文（主論文に関連する原著論文）

1. 白石理人, 森井雄史, 三田彰, 人為的損傷を与えた 5 層 RC 造建物の起振機試験による局所損傷検出手法の検証, 日本建築学会構造系論文集, 第 80 巻, 第 711 号, pp.745-755, 2015.5
2. 白石理人, 齋藤知生, 三田彰, 部分構造の ARX モデルを用いた三次元構造物の局所損傷検出, 日本建築学会技術報告集, 第 20 巻, 第 44 号, pp.55-60, 2014.2

### 定期刊行誌掲載論文（その他の論文）

1. Andrew T. Zimmerman, Michihito Shiraishi, R. Andrew Swartz, Jerome P. Lynch, Automated Modal Parameter Estimation by Parallel Processing within Wireless Monitoring Systems, Journal of Infrastructure Systems, Vol. 14, No. 1, pp.102-113, 2008.5

### 国際会議論文（査読付きの full-length papers）

1. \* Michihito Shiraishi, Akira Mita, Decentralized SHM method based on substructure parameter identification, Proc. of SPIE Sensors and Smart Structure Technologies for Civil, Mechanical, and Aerospace Systems 2011, Vol. 7981, San Diego, USA, 2011.3
2. \* Michihito Shiraishi, Akira Mita, Decentralized Structural Parameter Identification Using Kalman Filter Algorithm, 5th World Conference on Structural Control and Monitoring, Tokyo, Japan, No. 84, 2010.7
3. \* Michihito Shiraishi, Jerome P. Lynch, Decentralized Output-only Modal Identification Techniques for Wireless Monitoring Systems, Proc. Asian-Pacific Network of Centers for Research in Smart Structures Technology (ANCRiSST), Tokyo, Japan, 2008.6

## その他の国際会議発表

1. \*Michihito Shiraishi, Structural health monitoring for early recovery of building functionality and serviceability after earthquakes –System verification in large shaking table test of steel high-rise building–, The International Emergency Management Society 2014 Annual Conference (TIEMS 2014), Niigata, Japan, 2014.10

## 国内学会発表

1. \*白石理人, 森井雄史, 岡田敬一, 杉本浩一, 寺田岳彦, 佐藤俊明, 高橋元美, 長江拓也, 鉄骨造高層建物の大型振動台実験へのシステム適用: モニタリング結果の検証 –建物の健全度モニタリング(上部構造)に関する研究開発(その7)–, 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), pp.937-938, 2015.9
2. \*白石理人, 杉本浩一, 岡田敬一, 森井雄史, 寺田岳彦, 佐藤俊明, 鉄骨造高層建物の大型振動台実験へのシステム適用: レベル2システム –建物の健全度モニタリング(上部構造)に関する研究開発(その6)–, 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), B-2, pp.67-68, 2014.9
3. 杉本浩一, \*白石理人, 高橋元美, 長江拓也, 飛田潤, 倉田真宏, 鉄骨造高層建物の大型振動台実験へのシステム適用, 実験概要 –建物の健全度モニタリング(上部構造)に関する研究開発(その4)–, 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), B-2, pp. 63-64, 2014.9
4. \*白石理人, 斎藤知生, 建物機能早期回復のためのモニタリングシステム: 健全度評価手法 –建物の健全度モニタリング(上部構造)に関する研究開発(その3)–, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), B-2, pp.79-80, 2013.8
5. 斎藤知生, \*白石理人, 建物機能早期回復のためのモニタリングシステム: システムの構成 –建物の健全度モニタリング(上部構造)に関する研究開発(その2)–, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), B-2, pp.77-78, 2013.8
6. \*白石理人, 三田彰, サブストラクチャ法による東北地方太平洋沖地震時のS造5階建建物の層剛性変化の検出, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東海), B-2, pp.543-544, 2012.9
7. \*白石理人, 三田彰, “分散型カルマンフィルタによるモード特性同定”, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸), B-2, pp.125-126, 2010.9
8. \*白石理人, ワイヤレスセンシングシステムによる分散型構造モニタリング, 第11回

建設ロボットシンポジウム論文集, pp.135-140, 2008.9

9. \*白石理人, センサネットワークに向く分散型構造同定手法, 第 57 回理論応用力学講演会論文集, pp.273-274, 2008.6

#### その他

1. 白石理人, 岡田敬一, 建築物の構造ヘルスマモニタリング, 建設の施工企画, No.708, pp.58-63, 2009.2





---

## 謝辞

---

本論文は、著者が慶應義塾大学大学院 理工学研究科 開放環境科学専攻の後期博士課程在学中、及び、その後に行った部分構造の特性変化に基づく構造物の局所損傷検出に関する研究をまとめたものです。

本論文をまとめるに当たり、慶應義塾大学の三田彰教授には終始懇切なご指導を賜りました。私が清水建設株式会社に入社する際から今日に至るまでの、三田先生の粘り強いご指導なくしては、本論文をまとめることはできませんでした。ここに心からの謝意を表します。

慶應義塾大学の小檜山雅之准教授、高橋正樹准教授、満倉靖恵准教授には本論文をまとめるに当たり適切なご指導と貴重なご意見を頂きました。ここに謹んで御礼申し上げます。

著者が建築構造の研究に携わるようになったのは、早稲田大学建築学科在学中に早稲田大学の西谷章教授のご指導のもとで、アクティブ振動制御に関する卒業論文、修士論文に取り組んだことに端を発しています。卒業後も西谷先生からは折に触れてご指導、ご助言を賜り、常に著者の研究活動を暖かく見守っていただきました。深く御礼を申し上げます。

著者の勤務先である、清水建設（株）技術研究所の皆様には、実験実施の際に多大な協力を頂くと共に、絶えず励ましの言葉をかけて頂き、論文執筆の大きな後押しとなりました。心より感謝申し上げます。

第 4 章の実建物による損傷検出実験は、清水建設（株）技術研究所内の旧実験棟の解体時に実施したものです。貴重な実験の機会を与えて頂いたことに感謝いたします。

第 5 章の大型振動台実験は、文部科学省委託研究「都市の脆弱性が引き起こす激甚災害の軽減化プロジェクト ②都市機能の維持・回復のための調査・研究」の一環として実施されたものです。同プロジェクトの関係者の皆様に感謝申し上げます。

最後に、私を支えてくれた妻と息子に心より感謝いたします。

2015 年 9 月 白石 理人