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

飯山かほり¹⁾、栗田哲²⁾、源栄正人³⁾、
千葉一樹⁴⁾、櫻田佑太⁵⁾、三辻和也⁶⁾

- 1) 正会員 東京理科大学工学部第一部建築学科、嘱託補手 工修
e-mail : kiiyama@rs.kagu.tus.ac.jp
- 2) 正会員 東京理科大学工学部第一部建築学科、教授 工博
e-mail : kurita@rs.kagu.tus.ac.jp
- 3) 正会員 東北大学災害科学国際研究所、教授 工博
e-mail : motosaka@irides.tohoku.ac.jp
- 4) 正会員 東急建設株式会社技術研究所、博士(工学)
e-mail : chiba.kazuki@tokyu-cnst.co.jp
- 5) 東京理科大学工学研究科建築学専攻、大学院生
e-mail : sakura.d.yuta@gmail.com
- 6) 正会員 山形大学地域教育文化学部生活総合学科、准教授 博士(工学)
e-mail : mitu@e.yamagata-u.ac.jp

要 約

2011年東北地方太平洋沖地震で損傷を受けた鉄筋コンクリート構造3階建て建物について、本震の加速度記録と微動データの分析によりモード特性の変化を調べ、損傷による変化や竣工後からの経時変化について検討を行った。また、簡易な推定法を用いて微動データの分析で得られた固有モードから損傷階の特定を試みた。FDD法による微動データの分析方法についても検討を行い、仮定した建物の減衰モデルの差異が解析結果に及ぼす影響について調べた。

キーワード： 常時微動測定、損傷推定、システム同定、FDD法

1. はじめに

1995年兵庫県南部地震以後、建物の構造健全性診断法の技術開発が数多く行われるようになった。構造健全性診断法の一つに、地震による損傷を主対象とした振動計測に基づく方法がある。この診断方法は、建物の振動特性の変化から建物の損傷を同定する。振動計測に基づく損傷同定では種々な方法が開発され、数値実験や振動台実験等により損傷同定手法が検証されてきた。しかし、実地震により損傷した建物を使用した手法の検証事例は極めて少ない。また、適切な損傷検出指標を見出すためには実損傷建物の振動特性の分析が必要不可欠となるが、この研究事例も少ない。このような現状を踏まえると、実地震により損傷した建物を用いた研究は非常に重要である。

本論文では、2011年東北地方太平洋沖地震で損傷した東北大学免震実証試験の在来構法建屋について、本震後に実施した微動測定からモード特性を同定し、既往の手法を用いて損傷階の推定を行う。本建物が研究対象として優れている点は、強制振動試験などの各種の振動実験¹⁾⁴⁾が竣工当時に実施されていること、地震観測を竣工当時から実施しているので地震応答記録の蓄積が多いことである。そこで、最初に本震の地震記録を分析し、建物に損傷を与えた地震力の強さ、地震時の最大変形、主要動前後の固有振動数の変化を調べる。次に本震後に実施した微動測定からモード特性（固有モード、固有振動数、モード減衰率）をFrequency Domain Decomposition法（FDD法）により同定し、振動モード性状を調べる。同定には、一般粘性減衰系を対象とするBrinckerらのFDD法（本論文では、文献5）と文献6）の方法を総称して、BrinckerらのFDD法と呼ぶ）と比例減衰系を対象とする飯山らのFDD法⁷⁾の両方を使用し、損傷した建物の微動時の減衰特性についても検討する。そして、同定した固有モードを使用して損傷階の推定を行う。最後に、既往の研究と蓄積された地震応答記録を使って、微動固有振動数の竣工後からの経時変化と損傷の関係を調べる。また、損傷階の同定、及び損傷した建物の微動時の減衰について、得られた結果の考察も加える。

2. 東北地方太平洋沖地震による被害状況

2.1 建物概要

対象建物は、1986年5月に宮城県仙台市の東北大学工学部構内に建設された、免震構造実証試験建屋（以降、免震実証建屋と略称）である。南側から撮影した免震実証建屋の全景を写真2.1に、また立面断面図および1階平面図を図2.1に示す。同建屋は免震構法建屋と在来構法建屋の2棟で構成されているが、本論文では在来構法建屋のみを対象とする。在来構法建屋は3階建ての鉄筋コンクリート構造で、上部構造は免震構法建屋と同一である。ただし、免震構法建屋では地震力の低減が行われておらず、通常の耐震設計法で設計されている¹⁾。各階の平面寸法は短辺方向が6m、長辺方向が10mであり、階高は全て3mである。骨組形式は、短辺方向、長辺方向ともに純ラーメン構造で、外壁は縦貼ALC板である。使用材料は、コンクリートが $F_c=210\text{kg/cm}^2$ で、鉄筋はSD30とSD35である。大梁と柱の断面寸法は表2.1に示す通りであり、スラブの厚さは135mmである。基礎種別は直接基礎で、基礎の支持地盤は礫混じりローム層、地盤種別は第2種地盤である。なお、図2.1に示すように在来構法建屋と免震構法建屋の間に両建屋共用の屋外鉄骨階段があるが、階段の踊場には中央部に450mmのクリアランスが設けられている。このク

図 2.1 免震実証建屋概略形状
(左：在来構法建屋、右：免震構法建屋)

写真2.1 東北大学免震実証建屋
(左：在来構法建屋、右：免震構法建屋)

表 2.1 大梁と柱の断面寸法

	大梁	柱
屋上階	300×550	---
3 階	300×600	500×500
2 階	300×600	500×500
1 階	300×600	500×500

リアランスは鉄板で覆われているが、鉄板は一方の建屋の踊場とボルトで接合され、他方の建屋の踊場と接合されていない。

本論文では、建物の層と階を図2.1(a)の赤字で示すように定義し、次節以降はこの定義に従って述べることにする。

2.2 損傷概要

在来構法建屋の被害調査を行った。以下に調査結果の概要を述べる。なお、柱および大梁の配置と名称は図2.2の通りである。

1) 外壁の損傷

外壁のALCパネル隅角部に、写真2.2に示すような破損があった。この破損は建物の短辺及び長辺の外壁に生じていた。「非構造部材の耐震設計施工指針・同解説および耐震設計施工要領」⁸⁾のALCパネルの破壊グレード(案)に従うと、外壁の破損は損傷度C（パネルの交換は不要だが、シールの補修は必要となる損傷レベル）に相当する。

2) 柱の損傷

柱には、梁との接合部付近に、近寄らないと見えにくい程度の曲げひび割れが複数観察された。ひび割れ幅を測定した結果、0.1mm～0.3mmであった。柱の曲げひび割れの例として、3階の柱C6と1階の柱C1のひび割れを白色の線で写真2.3に示す。この線はひび割れをチョークでなぞって描いたものであり、ひび割れ長さは鉄筋被り厚さを超えていた。このような柱のひび割れは全階に見られた。「震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針」⁹⁾の部材損傷度分類基準に従うと、柱の損傷度はレベルⅠまたはレベルⅡに相当する。

3) 大梁の損傷

大梁についても、柱と同程度の曲げひび割れが複数観察され、ひび割れ幅も0.1mm～0.3mmで、損傷度のレベルもⅠまたはⅡである。例として2階天井の大梁G6の曲げひび割れについて、写真2.3と同様、チョークで描いたものを写真2.4に示す。大梁のひび割れも全ての層にみられ、長さが梁成ぐらいの曲げひび割れもあった。

なお、外壁の損傷は、2011年東北地方太平洋沖地震発生以前には見られなかったことから、同地震により生じたものと判断される。しかし、同地震発生以前にひび割れ調査を行っていないため、柱及び大梁のひび割れが同地震により生じたとは本調査からは言えない。

図2.2 柱および大梁の配置と名称

写真2.2 在来構法建屋外壁ALCパネル破損

写真2.3 在来構法建屋柱3階C6(左)、1階C1(右)のひび割れ状況

写真2.4 在来構法建屋大梁のひび割れ状況(2階G6)

3. 地震応答記録の分析

3.1 地震観測と観測波形

免震実証建屋では、20観測点で加速度37成分、変位2成分、温度を計測³⁾している。本論文で使用する加速度記録及び変位記録の観測点を図3.1に示す。在来構法建屋には、1階床と屋上階床に加速度計が設置されている。東北地方太平洋沖地震の本震で観測された在来構法建屋の加速度時刻歴波形を図3.2に、また最大加速度及び計測震度を表3.1に示す。1階床での短辺及び長辺方向の最大加速度は 300cm/s^2 前後で、計測震度は5.5である。屋上階床の最大加速度は短辺方向が 702cm/s^2 、長辺方向が 824cm/s^2 で、長辺方向の最大加速度が短辺方向を上回っている。

本震の地震動強さを確認するために、1階床の観測記録から求めた短辺方向及び長辺方向の加速度応答スペクトルを図3.3に示す。また、表層地盤の増幅率(G_s)の略算式から求めた第2種地盤の損傷限界加速度応答スペクトルと安全限界加速度応答スペクトルも同図に示す。在来構法建屋の固有周期と考えられ

図3.1 使用する地震記録の観測点位置（左：在来構法建屋 右：免震構法建屋）

図3.2 2011年東北地方太平洋沖地震の本震で観測された在来構法建屋の加速度時刻歴波形

表3.1 在来構法建屋の最大加速度および計測震度
(2011年東北地方太平洋沖地震・本震)

		最大加速度(cm/s ²)	計測震度
屋上階床	短辺方向	702	5.5
	長辺方向	824	
1階床	短辺方向	327	
	長辺方向	258	
	上下方向	220

図 3.3 在来構法建屋 1 階床水平方向
加速度応答スペクトル

る0.2～0.3秒の周期帯域においては、観測記録の加速度応答スペクトルは大きく、両方向ともに損傷限界加速度応答スペクトルの3倍程度に達している。

3.2 建物の最大変形

図 3.2 の加速度波形を数値積分して変位波形を求め、在来構法建屋の最大変形について調べる。数値積分は FFT を用いた勝倉の方法^{10)、11)}を使用する。加速度記録に含まれる長周期ノイズはローカットフィルターにより除去する。図 3.4 に示す在来構法建屋 1 階床の短辺方向の加速度フーリエスペクトルを例に、ローカットフィルターのカットオフ振動数 f_c を設定する。具体的には、振動数 0.2Hz 近くでスペクトルが落ち込んでいることから、0.2Hz 以下のフーリエスペクトル成分は長周期ノイズと考えて、0.2Hz を f_c とする。なお、ハイカットフィルターは使用せず、0.2Hz 以上の全振動数のフーリエスペクトルを使用して変位波形を計算する。このようにして計算した変位波形の精度を確認するために、免震構法建屋の免震層の相対変位について数値積分による波形と観測波形との比較を図3.5に示す。図中の青線は、B1 階床と 1 階床の加速度波形から求めた短辺方向の相対変位である。赤線は免震層に設置された変位計で観測された相対変位である。数値積分の相対変位波形は、目視では誤差がわからない程度に観測記録と一致している。最大相対変位の差異は約 3.6% (表 3.2 参照) で、数値積分の精度は極めて高い。

加速度記録の数値積分から求めた在来構法建屋の相対変位波形を図3.6に示す。相対変位は1階床に対する屋上階床の変位である。最大相対変位は表3.3に示すとおりであり、短辺方向が5.50cm、長辺方向が4.74cmと、短辺方向の方が大きい。1階床から屋上階床までの高さ9mで最大相対変位を除した値を最大

図 3.4 在来構法建屋 1 階床短辺方向の加速度フーリエスペクトル

図3.5 免震構法建屋の観測記録を用いた加速度記録の数値積分の検証（免震層の相対変位）

図 3.6 1 階床に対する屋上階床の相対変位波形（在来構法建屋）

表 3.2 免震層短辺方向の最大相対変位の比較（免震層短辺方向）

	最大相対変位(cm)
数値積分	11.1 (1.000)
観測記録	11.5 (1.036)

表 3.3 加速度波形から算出した在来構法建屋の最大相対変位と最大変形角

	最大相対変位(cm)	最大変形角
短辺方向	5.50	1/164
長辺方向	4.74	1/190

図 3.7 モーダルモデルを用いたシステム同定の模式図

表 3.4 同定した 1 次モード特性値と屋上階床の最大加速度

		初動部	終端部	終端 ／初動
短 辺 方 向	固有振動数(Hz)	2.90	1.80	0.62
	減衰定数	1.66%	5.86%	3.53
	刺激関数	1.23	1.16	0.94
	屋上階床の最大 加速度(cm/s^2)	10.9	13.8	1.27
長 辺 方 向	固有振動数(Hz)	3.49	2.00	0.57
	減衰定数	4.61%	9.97%	2.16
	刺激関数	1.23	1.30	1.06
	屋上階床の最大 加速度(cm/s^2)	7.81	17.2	2.20

図3.8 観測波形とシステム同定で求めたモデルの加速度波形の比較（在来構法建屋の屋上階床）

変形角として表3.3に示す。最大変形角は短辺方向が1/164、長辺方向が1/190である。このことから、「非構造部材や設備等が中程度の地震で破損・脱落を防ぐために設けられた耐震設計（2次設計）ルート2の層間変形角の制限1/200」を超える変形が同建屋に生じたと考えられる。

3.3 建物のモード特性の変化

本震の加速度記録の初動部分と終端部分を用いて建物のモード特性を同定し、本震の主要動前後のモード特性の変化を調べる。使用するシステム同定手法の概要を図 3.7 に示す。同定に用いる振動モデル

は1次モードのみを考慮した比例減衰系のモーダルモデルである。1階床の水平加速度記録 $\ddot{y}_0^{obs}(t)$ をモーダルモデルに入力して、屋上階床の水平加速度応答 $\ddot{y}_3^{mdl}(t)$ を求める。この応答と屋上階床で観測された加速度記録 $\ddot{y}_3^{obs}(t)$ との二乗誤差

$$J = \sum_{t_i=t_b}^{t_f} \left(\ddot{y}_3^{mdl}(t_i) - \ddot{y}_3^{obs}(t_i) \right)^2 \quad (t_b, t_f \text{ は同定時間区間の始端時刻と終端時刻}) \quad (3.1)$$

が最小となるモーダル特性（1次固有振動数 f 、1次モード減衰定数 h 、屋上階床の1次モード刺激関数 v_3 ）を修正Gauss-Newton法により求める。なお、モーダルモデルの応答計算はNewmarkの β 法を使用する。図3.2に示す観測記録の15秒～25秒までを初動部分、280秒～300秒までを終端部分として、各部分のモーダル特性を同定する。ただし、終端部分の同定では、初期変位と初期速度も同定パラメータとする。

表3.4に同定した1次モードのモード特性値を示す。同表には、初動部分と終端部分における屋上階床の最大加速度も示す。最大加速度は 20cm/s^2 以下であるから、線形振動として建物の振動を扱える範囲となっている。同定したパラメータから求めたモデルの加速度波形と観測波形の比較を図3.8に示す。同定モデルは観測波形をほぼ再現しており、同定精度は高い。同定した1次固有振動数は、初動部分では短辺方向が 2.90Hz 、長辺方向が 3.49Hz である。これに対して、終端部分の固有振動数は、初動部分に対して短辺方向が62%、長辺方向が57%になっている。このことは、主要動で大きな地震力を受けて建物が損傷し、水平剛性が大きく低下したことを意味している。また、固有振動数の低下率は長辺方向の方がやや大きいことから、建物の長辺方向は短辺方向より損傷が僅かに大きいと考えられる。

建物の減衰は終端部分で初動部分の数倍程度に増加しており、主要動前後の差は大きい。一方、刺激関数については、初動部分と終端部分での差異は6%程度であり、主要動前後の差は小さい。

4. 多点同時微動測定に基づくモード特性と損傷階の推定

4.1 常時微動測定

2011年9月15日に在来構法建屋の多点同時微動測定を実施した。使用した振動計はポータブル地震計で、GPL（アカシ製）とJU（白山工業製）の2種である。両ポータブル地震計ともGPSによる内部時計の時刻校正機能があり、この機能を使って各振動計の時刻校正を微動測定前に行った。図4.1に示す通りに振動計15台を使用し、JUを2階床の北側の柱脇の2測定点と地表面上の測定点に配置し、その他の測定点にはGPLを配置した。振動計の測定開始・終了は手動で行い、同時に測定される記録時間が30分以上確保できるように測定時間を設定した。サンプリング振動数は 200Hz で、全ての振動計で水平2成分・上下1成分、計3成分の加速度を測定した。なお、在来構法建屋から数百メートル離れた東北大学工学研究科総合研究棟（軒高 56.18m ）の屋上に設置された風速計で測定時の風速状況を調べたところ、微動測定時間中（17:40～18:10）の10分間平均風速は $0.40\text{m/s} \sim 0.50\text{m/s}$ で、最大風速は 1.68m/s であった。

図 4.1 多点同時微動測定における振動計（加速度計）の配置

4.2 同定方法

微動データを使用した建物のモード特性の同定にFDD法を用いる。建物の減衰の扱いについても検討するために、BrinckerらのFDD法^{5), 6)}と飯山らのFDD法⁷⁾の両方を使用する。Brinckerらの方法は一般粘性

減衰振動システム（非比例減衰振動システム）を仮定したFDD法であり、飯山らの方法は比例減衰振動システムを仮定したものである。

両方法ともに測定した微動データのパワースペクトル行列 $[G]$ を使用する。測定点 i で計測した時系列データを $y_i(t)$ 、この時系列データのフーリエ変換を $Y_i(j\omega)$ として、 $[G]$ を次式で表す。

$$[G(j\omega)] = E[\{\bar{Y}(j\omega)\}\{Y(j\omega)\}^T] \quad (4.1)$$

ここに、 ω は円振動数であり、記号 E と j はそれぞれアンサンブル平均と虚数単位を表し、記号 $\bar{}$ は複素共役を、上添字 T は転置を表す。測定点の総数を N とすると $\{Y(j\omega)\}$ は次のようになる。

$$\{Y(j\omega)\} = \{Y_1(j\omega), \dots, Y_N(j\omega)\}^T \quad (4.2)$$

Brinckerらの方法は、パワースペクトル行列の複素共役行列を振動数毎に特異値分解する。

$$[\bar{G}(j\omega)] = [U(j\omega)][S(j\omega)][U(j\omega)]^H = \sum_{i=1}^N s_i(j\omega)\{U_i(j\omega)\}\{U_i(j\omega)\}^H \quad (4.3)$$

ここに、上添字 H は行列の共役転置を表す。また、 $s_i(j\omega)$ と $\{U_i(j\omega)\}$ は、それぞれ、 i 次の特異値と特異ベクトルである。(4.3)式の特異値分解の式では、 $[G(j\omega)]$ が $N \times N$ の正方行列であることを考慮して左特異ベクトルの行列と右特異ベクトルの行列を同一としている。特異値分解で得られた N 個の特異値の内最大となる特異値（第1特異値）を $s_1(j\omega)$ とし、これに対応する特異ベクトルを第1特異ベクトル $\{U_1(j\omega)\}$ とする。Brinckerらは、ホワイトノイズ外乱を受ける一般粘性減衰振動システムのパワースペクトル行列が r 次の固有円振動数 ω_r の近傍では次式で近似できるとしている。

$$[\bar{G}(j\omega)] \approx a_r(j\omega)\{\Phi_r\}\{\Phi_r\}^H, \quad a_r(j\omega) = \text{Re}\left(\frac{2d_r}{j\omega - \lambda_r}\right) \quad (4.4)$$

ここに、 λ_r は ω_r に対応する極で、モード減衰率 σ_r と減衰固有円振動数 ω_{dr} を用いて表すと

$$\lambda_r = -\sigma_r + j\omega_{dr} \quad (4.5)$$

となる。 d_r はホワイトノイズ外乱に関わる定数で、 $\{\Phi_r\}$ は複素固有モードである。(4.3)式と(4.4)式を比較すると、第1特異値が a_r に、第1特異ベクトルが複素固有モードに対応している。この対応関係を利用して、振動数を横軸にしてプロットした第1特異値の図を描き、図に現われた共振峰のピーク振動数の第1特異ベクトルを固有モードとして同定する。また、ピーク振動数近傍の第1特異値をバンドパスフィルターで取り出した減衰振動波形から固有振動数とモード減衰定数を同定する⁶⁾。

飯山ら⁷⁾は、FDD法の理論的背景を再構築し、近接する固有モードの影響を把握できる $[G(j\omega)]$ の近似式を導出した。また、 $[G(j\omega)]$ の実部 $[G^R(j\omega)]$ から比例減衰振動システムのモード特性を同定するFDD法を提案した。飯山らの方法では、 $[G^R(j\omega)]$ を振動数毎にスペクトル分解¹²⁾する。

$$[G^R(j\omega)] = [P(j\omega)][Q(j\omega)][P(j\omega)]^T = \sum_{i=1}^N q_i(j\omega)\{p_i(j\omega)\}\{p_i(j\omega)\}^T \quad (4.6)$$

ここに、 $q_i(j\omega)$ と $\{p_i(j\omega)\}$ は ω における i 次の固有値と固有ベクトルである。行列のスペクトル分解とはエルミート行列¹²⁾を固有ベクトルに分解することであり、 $[G^R(j\omega)]$ の実対称性を利用して行列のスペクトル分解を適用している。 N 個の固有値で最大となる固有値を第1固有値 $q_1(j\omega)$ 、第1固有値に対応する固有ベクトルを第1固有ベクトル $\{p_1(j\omega)\}$ とする。ホワイトノイズ外乱を受ける比例減衰振動システムの $[G^R(j\omega)]$ は、近接する固有モードの影響を加味して、 r 次の固有円振動数 ω_r の近傍では次式のよ

うに近似できるとしている。

$$[G^R(j\omega)] \approx 2a_{rr}^p(j\omega) \left(\{\phi_r\} + \{\Delta_r^p(j\omega)\} \right) \left(\{\phi_r\} + \{\Delta_r^p(j\omega)\} \right)^T \quad (4.7)$$

ここに、

$$a_{rr}^p(j\omega) = \frac{c_{rr}}{2(\sigma_r^2 + (\omega - \omega_{dr})^2)} \quad (4.8)$$

で、 a_{rr}^p 内の c_{rr} はホワイトノイズ外乱に関わる定数、 $\{\phi_r\}$ は r 次の固有モード（実数）、 $\{\Delta_r^p(j\omega)\}$ は近接する固有モードにより生じる誤差ベクトルで文献7)に数式を用いて表されている。 $\{\Delta_r^p(j\omega)\}$ は、 ω_{dr} で最小となり、また、近接する固有モードの固有振動数と ω_r の差が大きくなるにつれて小さくなる性質を有していることが文献7)で明らかにされている。固有モードは、Brinckerらの方法と同様に、振動数を横軸に取った $q_1(j\omega)$ の図から共振峰を見つけ出し、共振峰のピーク振動数の $\{p_1(j\omega)\}$ を固有モードとして同定する。また、固有振動数とモード減衰定数は、ピーク振動数近傍の $q_1(j\omega)$ をバンドパスフィルターで取り出した減衰振動波形から同定する。

4.3 モード特性の同定

FDD法を用いて微動データから建物の振動モードを同定する。FDD法で使用するパワースペクトル行列はサンプル波形のアンサンブル平均で求める。サンプル波形は測定した微動記録から連続的に切り出して作成し、アンサンブル平均のサンプル数は20とする。1サンプル波形は時間ステップ数が16384で、時間長が81.92秒である。なお、周波数応答関数とコヒーレンス関数もこのアンサンブル平均によるパワースペクトルとクロススペクトルから計算する。

1) 振動計の特性

本論文では2種類の振動計（GPLとJU）を使用することから、モード特性の同定に先立ち、振動計特性の相違について検討する。使用するデータは、図4.1の(d)に示すJU（測定点GL-1）とGPL（測定点GL-2）で測定した記録である。GPLを入力、JUを出力とした場合のコヒーレンス関数と周波数応答関数を図4.2(a)、(b)にそれぞれ示す。図中の黒線または黒点は短辺方向間(NS)の結果を表し、青線または青点は上下方向間(UD)の結果を表す。3Hz～10Hzの振動数帯域ではコヒーレンス関数及び周波数応答関数の振幅ともに約1となっている。一方、3Hz以上の周波数応答関数の位相（同図(c)）は直線的に変化している。この直線位相は、振動計の内部時計の時刻がJUとGPLとでは僅かにずれていることを意味している。これは、GPSによる振動計の時刻校正を行ってから4時間経過した後に微動測定を実施しており、この時間内に各振動計の内部時計の時刻ずれが生じたためと考えられる。そこで、GPLとJUの内部時計間の時刻ずれ τ_0 を線形最小二乗法により計算し、時刻の補正を行う。線形最小二乗法では、周波数応答関数の位相で、直線的に変化している振動数範囲の位相を $\theta(f) = 2\pi f\tau_0$ とし、最適な τ_0 の値を求める。ここに、 f は振動数である。図4.2(c)の振動数範囲5Hz～15Hzの位相から時刻ずれ τ_0 を求めると、-0.0116秒であった。この時刻ずれから図4.2(c)の時刻を補正した結果を図4.2(d)に示す。3Hz～15Hzまでの範囲で位相はゼロに近い値となっており、振動計間の時刻ずれによる直線位相は消えている。

図 4.2 2 種の振動計の周波数特性の比較

2) 振動計の時刻補正

GPS による振動計の時刻校正を行っても、時間の経過とともに振動計の内部時計は僅かに時刻ずれを起こすことが認められた。そこで、前項と同様の方法により、建屋内に設置した振動計の時刻ずれの補正を行う。振動計の時刻ずれは上下方向の周波数応答関数の位相から求める。上下方向を使用する理由は、周波数応答関数の位相が小さい 0Hz～1 次固有振動数までの振動数範囲が、水平方向より上下方向の方が広いためである。例として、平面位置 S における 1 階床に対する屋上階床の周波数応答関数の振幅と位相をそれぞれ図 4.3(a)と(b)に示す。図中の黒線または黒点は短辺方向の周波数応答関数を表し、青線または青点は上下方向の周波数応答関数を表す。周波数応答関数の振幅（同図(a)）を見ると、上下方向の 1 次固有振動数は 16Hz 前後であり、短辺方向の 1 次固有振動数 2.2Hz 前後より非常に高い振動数である。上下方向の周波数応答関数の位相（同図(b)）は 8Hz の近傍を除けば、3Hz から 14Hz 近くまで直線的に変化している。この 8Hz は短辺方向の 2 次固有振動数と思われる、何らかの原因で短辺方向の振動の影響が上下方向の位相に僅かに表れているようである。そこで、3Hz～7Hz までの上下方向の周波数応答関数の位相を使用して各振動計の時刻ずれを計算する。時刻の基準とする振動計は 1 階床の平面位置 S の振動計とし、この振動計に対する他の振動計の時刻ずれを前項の線形最小二乗法を用いて求める。得られた時刻ずれは各振動計で異なるが、最小の時刻ずれは -0.00930 秒、最大の時刻ずれは 0.0298 秒であった。求めた時刻ずれを使用して図 4.3(b)の位相を補正した結果を図 4.3(c)に示す。

図 4.3 1 階床に対する屋上階床の周波数応答関数（平面位置 S）

3) 固有モードの同定

飯山らの FDD 法（以下、提案法）と Brincker らの FDD 法（以下、従来法）を用いて対象建物の水平振動の固有モードを同定する。使用する記録の測定点は、図 4.1 に示す各階床の南側柱脇(S)、北面の東側柱脇(NE)、北面の西側柱脇(NW)で、計 12 点である。同定には時刻補正したパワースペクトル行列を使用する。パワースペクトル行列の時刻補正は次のように行う。まず、各測定点の水平 2 方向の記録を同時に使用して 24×24 次元のパワースペクトル行列を作成する。次に、前項で求めた時刻ずれを用いてパワースペクトル行列の各成分の位相を補正する。

パワースペクトル行列の実部をスペクトル分解して求めた固有値の周波数分布（提案法）とパワースペクトル行列を特異値分解して得られた特異値の周波数分布（従来法）の比較を図4.4に示す。本論文で

図 4.4 固有値スペクトルおよび特異値スペクトルの比較

図 4.5 固有モードの比較 (平面位置 NW)

図 4.6 平面位置 NE の固有モード (3.44Hz)

図 4.7 平面位置 S の固有モード (2.26Hz)

は、固有値および特異値の周波数分布をそれぞれ固有値スペクトルおよび特異値スペクトルと呼ぶ。図中の記号 σ は固有値または特異値を表し、記号に付けた添字は次数を表す。なお、得られた固有値または特異値で、第9以降は省略した。固有値スペクトルと特異値スペクトルを見比べると、第1と第2については殆ど一致しており、値が微小な第3以後で差異が生じている。10Hzまでの振動数域にある第1固有値スペクトルと第1特異値スペクトルの5個のピークについて、ピークの頂点の振動数を調べると双方とも2.26Hz、2.59Hz、3.44Hz、8.25Hz、9.58Hzとなっている。

これら5個のピーク振動数について、提案法と従来法から求めた固有モードを図4.5に示す。なお、図4.1に示す平面位置NEと平面位置NWの固有モードは、ピーク振動数3.44Hzを除くとモード形状がほぼ同様であったことから、平面位置NWの固有モードだけを図示した。また、図4.5の上段に固有モードの短辺方向成分を、下段には長辺方向成分を示した。各図の縦軸は図2.1に示す層番号を表し、横軸は固有モードの値を表す。提案法の固有モードは、最大となる成分の値が1となるように正規化し、記号●で示した。一方、従来法の固有モードも最大となる成分が1となるように正規化し、固有モードの実部を記

号○で、虚部を記号△で示した。図4.5に示す全ての固有モードで、提案法の固有モードは従来法の固有モードの実部と違いが分からない程度に一致している。従来法の固有モードの虚部についてみると、3.44Hzの長辺方向と8.25Hzの短辺方向には僅かな虚部が現れているが、これ以外の振動数の虚部はゼロに近い値となっている。

提案法の固有モードの実部を見ると、ピーク振動数2.26Hzは短辺方向（NS方向）の並進1次モードであり、ピーク振動数2.59Hzの固有モードは長辺方向（EW方向）の並進1次モードとなっている。ピーク振動数3.44Hzの固有モードは、平面位置NEの3.44Hzの固有モード（図4.6）と見比べると、平面位置NE(東側)と平面位置NW(西側)とでは短辺方向で位相が逆となっている。このことから、この固有モードは振れ1次モードである。ピーク振動数8.25Hzの固有モードは短辺方向の並進2次モードであり、ピーク振動数9.58Hzは長辺方向の並進2次モードであることがわかる。

振動計の特性の違いが3Hz以下の低振動数域でみられたことから、この影響を2.26Hzの固有モードについて調べる。GPLのみを使用した平面位置Sにおける2.26Hzの固有モード（図4.7）と、第2層（2階床）にJUを設置した平面位置NWの固有モード（図4.5(a)）と比較すると、第2層の固有モードには差異が殆ど見られない。このことから、3Hz以下における振動計の特性の違いが固有モードに与える影響は小さいと考えられる。

4) 固有振動数とモード減衰定数の同定

前項で述べた5つの固有モードの減衰定数を提案法と従来法を用いてモード毎に同定した結果を表4.1に示す。提案法と従来法の結果は同一である。これは、図4.4に示した通り、第1固有値と第1特異値がほぼ一致していたことによるものである。モード減衰定数は、1.3%～1.9%で、並進1次に関しては長辺方向のモード減衰定数が短辺方向より僅かに大きい。一方、並進2次に関しては短辺方向と長辺方向のモード減衰定数は殆ど同じ値である。

表 4.1 固有振動数とモード減衰率の比較

固有モード		固有振動数(Hz)		モード減衰定数(%)	
		提案法	従来法	提案法	従来法
短辺方向	並進1次	2.25	2.25	1.32	1.32
	並進2次	8.26	8.26	1.46	1.46
長辺方向	並進1次	2.60	2.60	1.87	1.87
	並進2次	9.57	9.57	1.47	1.47
ねじれ1次		3.42	3.42	1.59	1.59

4.4. 固有モードの変化に基づく損傷階の推定

同定した固有モードの活用例として、簡易な方法を用いて固有モードの曲率から損傷階の推定を試みる。使用する方法は近藤らの方法¹³⁾である。この方法は、固有モードの曲率分布の損傷前後の差異から損傷階を検出するものである。なお、文献13)と本論文では、層と階の定義が異なり、文献13)の層が本論文の階に対応することに注意されたい。

固有モードの曲率は直列多質点系の1方向振動モデルを用いて定義されている。 i 次モードの j 層の質点での固有モードを $\phi_{i,j}$ とすれば、この質点での固有モードの曲率 C_{ij} は次式の中央差分で与えられている。

$$C_{ij} = (\phi_{i,j-1} - 2\phi_{i,j} + \phi_{i,j+1}) / h^2 \quad (4.9)$$

ここに、 h は j 層と $(j-1)$ 層との質点間距離であり、 j 層と $(j+1)$ 層との質点間距離でもある。損傷前と損傷後の固有モードの曲率をそれぞれ $C_{ij,0}$ 、 $C_{ij,t}$ とし、損傷の大きさを比較する指標として固有モードの曲率の損傷前後の変化（ $CURV$ ）を使用する。

$$CURV_{ij} = |C_{ij,t} - C_{ij,0}| \quad (4.10)$$

$CURV_{ij}$ は i 次モードの j 層の固有モードの曲率の変化量であり、 $CURV$ の値が大きい層は損傷階に関連

しているとされている。

東北地方太平洋沖地震以前では、筆者らは在来構法建屋の固有モードを実測していない。そこで、構造計算書から作成したフレームモデルの固有モードを損傷前の固有モードとして、損傷階の推定を行う。なお、竣工後に生じた剛性の変化をフレームモデルに考慮しないので、得られる損傷指標は微動測定を行った時点までに蓄積された損傷を表すものとなっている。

使用するフレームモデルは剛床仮定を用いた立体モデルとし、線形時の全体剛性マトリクスと層の質量はSEIN La CREA (NTTデータ製) で計算し、これらの値を用いて固有値解析により立体フレームモデルの固有モードを求める。固有値解析で得られた固有振動数を表4.2に示す。立体フレームモデルの精度を調べるために、竣工当時に行った強制振動試験で得られた並進1次モードの固有振動数²⁾も同表に示す。立体フレームモデルの短辺方向並進1次固有振動数は強制振動試験結果と殆ど一致しているが、長辺方向並進1次固有振動数については違いがみられる。このように、作成した立体フレームモデルには長辺方向の固有振動数について精度の課題が残されているが、本論文ではこのモデルの固有モードを使用して損傷階の推定を行う。なお、建物の東側にある屋外鉄骨階段の質量を立体フレームモデルに考慮したため、僅かな質量偏心が生じ、捩れモードが固有値解析結果に現われている。ただし、屋外鉄骨階段の剛性は、立体フレームモデルには考慮していない。

並進振動の固有モードについて立体フレームモデルの固有値解析結果と提案法の同定結果の比較を図4.8に示す。固有モードは、層の質量中心位置における値で、第4層(屋上階床)の値が1となるように正規化してある。図中に緑色の円で示した同定の値は、同一層にある3測定点の同定した固有モードか

表 4.2 固有値解析結果

固有モード	固有振動数(Hz)	
	1次	2次
短辺方向並進	3.59 (3.63)	11.8
長辺方向並進	3.90 (4.39)	12.4
ねじれ	4.02	12.9

() 内数値は竣工当時の強制振動試験結果²⁾を表す。

図 4.8 並進振動の固有モードの比較

図 4.9 並進振動の固有モードの曲率の変化

ら剛床仮定を用いて求めた。求め方は、最小 2 乗誤差法を使用して 3 測定点の固有モードを最も良く再現できる質量中心位置の固有モード（並進 2 成分とねじれ成分）を計算する仕方である。短辺方向及び長辺方向ともに、同定した固有モードと立体フレームモデルの固有モードとの差は極めて小さい。この立体フレームモデルの固有モードを損傷前の固有モード、同定した固有モードを損傷後の固有モードとして、(4.10)式から求めた *CURV* を図4.9に示す。なお、曲率の計算では質点間距離を3mとして計算した。また、第4層（屋上階床）は曲率を中央差分で評価できないため、第4層の *CURV* は図4.9にはない。同図より、短辺方向の1次モード以外は、第2層と第3層の *CURV* の差は極めて小さい。しかも、長辺方向に関しては、1次モードでは第3層の方が僅かに大きく、2次モードについては第2層の方が僅かに大きい。このことから、この僅かな差は意味のあるものでなく、無視できるものと考えられる。この考えに基づくならば、損傷は特定の階に集中しておらず、同程度の損傷が全階に生じていると判断される。この判断は、柱及び大梁の曲げひび割れが全階に生じていること整合する。なお、短辺方向の1次モードの結果を重要視するならば、短辺方向については第3層の *CURV* に関係する2階と3階の何れかが損傷が最も大きい階となる。

5. 議論

2011 年東北地方太平洋沖地震の本震では、固有周期における 1 階床の加速度応答スペクトルは損傷限界設計用加速度スペクトルの 3 倍程度に達しているが、部材の損傷度はレベル I またはレベル II である。しかし、本震で観測された地震動記録から求めた建物の最大変形角は 1/200 を超えており、建物の変形レベルは小さくない。建物のこの変形レベルを考慮すると、RC 部材の主筋が降伏した可能性が高い。このような損傷状況の建物について、微動データから本震後のモード特性を同定により調べ、また同定した固有モードを使って損傷階の推定を簡易な方法を用いて行った。得られた結果について検討や考察を加える。

1) 微動固有振動数の経時変化と損傷の関係

微動測定から得られた固有振動数の竣工時からの経時変化について考える。本建物の微動測定で得られた既往研究の結果¹⁴⁾、¹⁵⁾に本論文の結果も加え、微動時の 1 次固有振動数の経時変化を表 5.1 および図 5.1 に示す。竣工当時の微動測定で観測された固有振動数¹⁴⁾は短辺方向が 4.02Hz、長辺方向が 5.11Hz であった。2011 年 9 月 15 日の微動測定時の固有振動数は、竣工当時の微動固有振動数に対して短辺方向が 56%、長辺方向が 51%となっており、長辺方向の固有振動数の低下の方が少し大きい。2006 年に行われた微動測定¹⁵⁾の固有振動数は竣工当時の固有振動数に対して短辺方向及び長辺方向共に 75%となっており、竣工当時から 2006 年までの期間の固有振動数の低下は両方向とも同じである。従って、竣工当時から 2011 年 9 月 15 日までの間の固有振動数の低下で長辺方向が大きくなった原因は、2006 年から 2011

表 5.1 微動測定による 1 次固有振動数

	固有振動数(Hz)	
	短辺方向	長辺方向
1986 年竣工当時測定 ¹⁴⁾	4.02 (1.00)	5.11 (1.00)
2006 年測定 ¹⁵⁾	3.03 (0.75)	3.81 (0.75)
2011 年 9 月 15 日測定	2.25 (0.56)	2.60 (0.51)

※()内数値は1986年竣工当時の固有振動数を基準とした比率を表す。

図5.1 微動時の 1 次固有振動数の経時変化

表 5.2 過去の主な地震での屋上階床の最大加速度と最大相対変位

	最大加速度(cm/s^2)		最大相対変位(cm)	
	短辺方向	長辺方向	短辺方向	長辺方向
1998 年宮城県南部地震	345	672	1.30	1.73
2003 年宮城県沖の地震	347	423	1.33	1.50
2008 年岩手・宮城内陸地震	230	168	0.98	0.62

図5.2 層せん断力と相対変位の関係 (push-over解析)

年の間に起きた地震による損傷が短辺方向より長辺方向の方が大きかったためと思われる。また、竣工時から2011年9月15日までの固有振動数の低下の約半分が2006年までに生じていたといえる。

竣工当時から2011年9月15日までの固有振動数の低下は、長辺方向の方が大きく、また2006年までの間にその半分程度が生じていたことについて、過去の地震記録の分析により調べる。

竣工後～本震前までの間に発生した地震の中で、建物の損傷に関係すると思われる主な地震として、1998年宮城県南部地震、2003年宮城県沖の地震、2008年岩手・宮城内陸地震が挙げられる。この3地震の最大加速度と最大相対変位を表5.2に示す。最大加速度は屋上階床の水平加速度であり、最大相対変位は1階床に対する屋上階床の水平変位である。なお、最大相対変位は3.2節の方法を用いて加速度記録から求めた。同表より、3地震の内最初に起きた1998年宮城県南部地震の相対変位が最も大きく、長辺方向で1.73cm、短辺方向で1.30cmである。この地震の最大相対変位と建物の線形限界相対変位との大小関係を調べるために、SEIN La CREAを使って本建屋のpush-over解析を行った結果を図5.2に示す。図の横軸は屋上階床の相対変位で、縦軸は1階の層せん断力である。push-over解析では、4.4節の立体フレームモデルを使用し、Ai分布に基づく水平力を漸増してモデルに加えた。短辺方向及び長辺方向ともに、屋上階床の相対変位が0.4cm程度を超えると層せん断力と相対変位の間に線形関係が成立しなくなる。このことから、本建屋の線形限界相対変位は0.4cm程度と思われる。なお、この線形限界相対変位は、構造計算書通りに作成したモデルから得られた結果であるから、部材の損傷が無い状態での値である。1998年宮城県南部地震の最大相対変位は線形限界相対変位の3倍～4倍にも達している。柱・大梁部材の復元力モデル¹⁶⁾の線形限界はひび割れ発生時としているので、同地震でひび割れが柱または大梁に生じたと考えられる。2003年宮城県沖の地震の最大相対変位は1998年宮城県南部地震と同程度であるから、2006年までの微動固有振動数の低下を生じさせた主たる地震は先に起きた1998年宮城県南部地震と考えられる。

次に、2006年からの2011年9月15日までの固有振動数の低下で長辺方向が大きかったことについて考察する。2008年岩手・宮城内陸地震の最大相対変位がこれよりも前に起きた2地震より小さいことを踏まえると、この地震による微動固有振動数の低下は生じたとしても僅かで、2011年東北地方太平洋沖地震に比べると極めて小さいと考えられる。従って、2006年からの2011年9月15日までの固有振動数の低下で長辺方向が大きかったことは2011年東北地方太平洋沖地震による微動固有振動数の低下に因るものである。これは、東北地方太平洋沖地震の本震の観測記録で、主要動前後の固有振動数の変化は長辺方向の方が大きかったこととも整合する。

2) 損傷階の推定

4.4 節において、損傷前後の固有モードを比較し、さらに固有モードの曲率の変化から損傷階の同定を行った。この結果、損傷前後の固有モードの変化は全体的に極めて僅かに生じており、かつ損傷は全階において同程度に生じていたことが推定された。一方、特定の階だけに損傷を与えた模型試験体の振動実験 13)においても、今回の結果と同様に、損傷前後の固有モードの変化は極めて小さく、かつ固有モードが局所的でなく全体的に変化していた。双方の結果をふまえると、固有モードは損傷により全体的に僅かに変化する性質があると思われる。しかし、本建物の部材の損傷度はⅠ～Ⅱの低いレベルであったことから、損傷レベルが本建物より高い場合についても、損傷による固有モードの変化にこの性質が見出せるかについては今後の課題である。

なお、使用した損傷階の同定法は最上階の損傷を捉えることができないので、この点の改善も今後の課題である。また、本建物は屋外鉄骨階段による偏心があるだけで捩れ振動を無視できそうな建物であるが、微動データからは捩れ 1 次モードが同定された。捩れモードを利用した損傷同定についての検討を今後、加えたい。

3) 損傷した建物の微動時の減衰

一般粘性減衰を扱う Brincker らの方法と比例減衰を対象とする飯山らの方法の両方法を用いてモード特性を同定し、地震で損傷を受けた建物の微動時の減衰について検討を行った。Brincker の方法の第 1 特異値と飯山らの方法の第 1 固有値は殆ど一致し、第 1 特異値または第 1 固有値から同定される固有振動数とモード減衰定数は同一となった。また、Brincker らの方法で求めた複素固有モードの実部は図では差が分からないほどに飯山らの方法の固有モードと一致していた。Brincker の方法の複素固有モードの虚部は僅かな値で、同定した固有モードの大半がゼロに近い値であった。このことから、同定した固有モードの振動数範囲内において建物の減衰を比例減衰として見做すことが可能と思われる。ただし、検討に使用した建物は柱及び梁に最大幅 0.3mm の曲げひび割れが生じた程度で、部材の損傷度としては小さい。よって、部材の損傷度が高い震災建物をを用いて同じ方法で検討し、同様な結果が得られるかを確認する必要がある。また、Brincker の方法で得られた複素固有モードに僅かな虚部が生じた原因については本論文で触れなかったが、同定誤差により見掛けの虚部が生じた可能性も否定できない。この原因の解明は今後の課題とする。

6. まとめ

2011 年東北地方太平洋沖地震で被害を受けた鉄筋コンクリート構造 3 階建て建物について、被害状況を簡単に説明し、地震応答記録の分析から本震時の地震動強さ、最大変形、並びに主要動前後のモード特性の変化について調べた。そして、本震後に行った多点常時微動測定データからモード特性を同定し、同定した固有モードを用いて損傷階の推定を行った。既往の研究成果を利用して微動固有振動数の経年変化と損傷の関係について考察を行い、また、地震で損傷した建物の微動時の減衰の扱いについても検討した。得られた知見を要約すると以下の通りである。

- 1) 地震後に行った建物被害調査では、外壁 ALC パネルの隅角部の破損が目視で観察される程度であった。また、構造部材の柱と大梁については、近寄らないと分からないような曲げひび割れが多数あった。ひび割れ調査を行った結果、ひび割れの幅は 0.1mm～0.3mm で、被災度区分判定基準によれば、柱と大梁共に損傷度はレベルⅠ～レベルⅡであった。
- 2) 本震の地震応答記録の分析から以下のことが分かった。1 階床の本震時の加速度応答スペクトルは、建物の固有周期で損傷限界加速度応答スペクトルの約 3 倍である。また、建物の最大変形角は、短辺方向が 1/164、長辺方向が 1/190 である。また、本震記録の初動部分と終端部分から建物の 1 次固有振動数を求めた結果、終端部分の固有振動数は、初動部分に対して短辺方向が 62%、長辺方向が 57%になっている。このことから、主要動で大きな地震力を受けて建物が損傷して水平剛性が大きく低下したこと、建物の長辺方向は短辺方向より損傷が僅かに大きいことが分かる。
- 3) 地震後に行った微動測定で得られた固有振動数は、竣工当時の微動固有振動数の約 5 割程度に低下している。本建物に関する既往の研究結果を利用して竣工当時の微動固有振動数の経時変化を調べた結果、この固有振動数の低下の約半分が 2006 年以前に生じている。この固有振動数の低下を主に引き起こした地震が 1998 年宮城県南部地震であることを地震応答記録の分析により示した。ま

た、この地震で柱や大梁にひび割れが生じた可能性を立体フレームモデルの push-over 解析結果を利用して示した。

- 4) 本震の地震応答記録を分析し、微動固有周期の経年変化と損傷の関係を調べた結果、本震による損傷は建物の長辺方向の方が短辺方向より僅かに大きいと推察される。
- 5) 構造計算書から作成した立体フレームモデルの固有モードを損傷前とし、本震後の微動データから同定した固有モードを損傷後として、固有モードの曲率の損傷前後の変化から損傷階の推定を行った。その結果、同程度の損傷が全階に生じていることが推察される。また、特定の階だけに損傷を与えた模型試験体の振動実験と同様に、損傷前後の固有モードの変化は極めて小さいという結果が実損傷建物で得られた。ただし、部材の損傷レベルが本建物より大きい場合について、同様な結果が得られるかについては、今後の課題である。また、使用した損傷階の同定法は最上階の損傷を捉えることができないので、この点の改善も今後の課題である。また、本建物は屋外鉄骨階段による偏心はあるものの偏心は非常に小さいと考えられるが、微動データから捩れ 1 次モードが同定された。捩れモードを利用した損傷同定についての検討を今後加えたい。
- 6) 一般粘性減衰振動を扱う Brincker らの FDD 法と比例減衰振動を扱う飯山らの FDD 法の両方を用いて微動データから本建物の固有モードを同定し、損傷した建物の減衰について検討した。この結果から、同定した固有モードの振動数範囲内においては建物の減衰を比例減衰として見做すことが可能と思われる。ただし、本建物は柱及び梁に最大幅 0.3mm の曲げひび割れが生じた程度であり、部材の損傷度としては小さい。よって、部材の損傷度が高い震災建物をを用いて同じ方法で検討し、同様な結果が得られるかを確認する必要がある。また、Brincker の方法で得られた複素固有モードに小さな虚部が生じた原因については本論文で触れなかったが、同定誤差により見掛けの虚部が生じた可能性も否定できない。この原因の解明は今後の課題とする。

謝 辞

微動測定にあたり、(株)ニュージェック技術開発グループ、(株)NTTファシリティーズ研究開発本部 リスクマネジメントシステム部門、東京工業大学総合理工学研究科山中研究室、東京理科大学理工学部 永野研究室からポータブル振動計をお借り致しました。ここに、記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 須賀川勝他6名：免震構法に関する実証試験（その 1 全体概要）、日本建築学会学術講演梗概集.B、構造I、pp.767-768、1987
- 2) 猿田正明他5名：免震構法に関する実証試験（その 2 室内試験および現地予備試験）、日本建築学会学術講演梗概集.B、構造I、pp.769-770、1987
- 3) 岡田敬一他5名：免震構法に関する実証試験（その 3 地震観測結果）、日本建築学会学術講演梗概集.B、構造I、pp.771-772、1987
- 4) 田村和夫他5名：免震構法に関する実証試験（その 4 建屋応答特性と応答解析）、日本建築学会学術講演梗概集.B、構造I、pp.773-774、1987
- 5) Brincker, R., Zhang, L. and Andersen, P.: Modal Identification from Ambient Responses Using Frequency Domain Decomposition, Proceedings of 18th International Modal Analysis Conference, San Antonio, Texas, pp.625-630, 2000
- 6) Zhang, L.-M. Wang, T. and Tamura Y.: A frequency-Spatial Decomposition (FSDD) Technique Operational Modal Analysis, Mechanical Systems and signal Processing, Volume24, Issue 5, pp.1227-1239, 2009
- 7) 飯山かほり、栗田哲：スペクトル分解を用いたFDD法による比例粘性減衰系の振動モード同定手法の理論展開、日本建築学会近畿支部研究報告集、第52号（構造系）、pp.109-112、2012
- 8) 非構造部材の耐震設計施工指針・同解説および耐震設計施工要領、第2版、日本建築学会編、丸善出版、2008
- 9) 震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針、国土交通省住宅局建築指導課監修、第2版、

日本防災協会、2002

- 10) 勝倉裕、渡辺孝英、林康裕、田中貞二：地震動の加速度記録より因果性を考慮して得られる変位の Drift成分に関する研究、日本建築学会構造系論文報告集、第397号、pp.42-47、1989
- 11) 林康裕、勝倉裕、渡辺孝英、片岡俊一、横田治彦、田中貞二：デジタル強震計の加速度記録を積分して得られる変位の信頼性について、日本建築学会構造系論文報告集、第419号、pp.57-66、1991
- 12) 張賢達：信号処理のための線形代数、森北出版株式会社、2008
- 13) 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
- 14) 猿田正明：免震構造物の地震時安全性に関する研究、東北大学博士学位論文、1999
- 15) 佐藤哲郎、渡慶次健、Cuadra Carlos：常時微動観測に基づいた低層免震構造物の振動特性 その1 有限要素法との比較、日本建築学会大会学術講演梗概集B-2、pp.981-982、2007
- 16) SEIN 性能設計シリーズ リファレンスマニュアル 計算方法編、NTTデータ

(受理：2012年4月9日)

(掲載決定：2012年10月15日)

Damaged Story Detection and Modal Properties of a RC Building Subjected to 2011 Tohoku Earthquake

IYAMA Kahori ¹⁾, KURITA Satoshi ²⁾, MOTOSAKA Masato ³⁾,
CHIBA Kazuki ⁴⁾, SAKURADA Yuta ⁵⁾ and MITSUJI Kazuya ⁶⁾

1) Member, Research Associate, Tokyo University of Science

2) Member, Professor, Tokyo University of Science, Dr. Eng.

3) Member, Professor, Tohoku University, Dr. Eng.

4) Member, Tokyu Construction Co., Ltd., Dr. Eng.

5) Graduate Student, Tokyo University of Science

6) Member, Associate Professor, Yamagata University, Dr. Eng.

ABSTRACT

Focusing on a three storied RC Building which was subjected to the 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake, we examined its modal properties by analyzing both acceleration records of the main shock and microtremor records observed after the earthquake. The damaged stories were detected from the identified natural modes from the microtremor records. In addition, we estimated the modal parameters by two kinds of frequency domain decomposition technique; one for general viscous damping system, the other for proportional damping system. The influence of viscous damping condition on the identified natural modes was discussed.

Key Words: Microtremor Measurement, Damage Estimation, System Identification, Frequency Domain Decomposition