

論文 / 著書情報
Article / Book Information

論題(和文)	実大震動台実験における高層建物試験体の振動特性評価
Title	MODAL IDENTIFICATION OF HIGH-RISE BUILDING SPECIMEN ON THE FULL-SCALE SEISMIC SHAKING TABLE TEST
著者(和文)	尾野勝, 金澤健司, 森本真史, 佐藤大樹, 北村春幸, 長江拓也
Authors	Kenji KANAZAWA, Daiki Sato, Haruyuki Kitamura
出典 / Citation	構造工学論文集, Vol. 56B, , pp. 247-254
Citation(English)	Journal of structural engineering, Vol. 56B, , pp. 247-254
発行日 / Pub. date	2010, 3
rights	日本建築学会
rights	本文データは学協会の許諾に基づきCiNiiから複製したものである
relation	isVersionOf: http://ci.nii.ac.jp/naid/110009706293

実大震動台実験における高層建物試験体の振動特性評価

MODAL IDENTIFICATION OF HIGH-RISE BUILDING SPECIMEN
ON THE FULL-SCALE SEISMIC SHAKING TABLE TEST

尾野勝*, 金澤健司**, 森本真史***, 佐藤大樹****, 北村春幸*****, 長江拓也*****

Masaru ONO, Kenji KANAZAWA, Masashi MORIMOTO, Daiki SATO,
Haruyuki KITAMURA and Takuya NAGAE

Continuous structural health monitoring of a full-scale high-rise building specimen on the E-defense huge shaking table is conducted over the course of its all life such from early stage of construction to final collapse, in order to accumulate dynamic behavior of steel-moment resistant structure especially for the structural health monitoring. The main results in the paper are summarized as follows: (1) During long-term ambient vibration monitoring of the high-rise building, it is shown that the changes of the first natural frequency and story stiffness estimates are clearly detected due to the construction works or structural damages. (2) Evaluating natural frequency or story stiffness during shaking table test by four schemes, we found that these decreasing tendencies of the story stiffness by the different schemes are quite similar to each other. (3) Change of dynamic characteristics can be clearly detected after a series disaster such as strong earthquake repetition, even though only the ambient vibration records at a few measure points are used.

Keywords : Natural Frequency, Mode Vectors, Steel Building, Ambient Vibration, Shaking Table Test, Structural Health Monitoring

固有振動数, 固有モード, 鉄骨建物, 常時微動, 震動台実験, 構造ヘルスマonitoring

1. はじめに

世界的に見ても地震の発生頻度の高い日本では、建築物の耐震性能を正確に把握し、それに応じた対策を講じることが、防災や減災の面からも必要不可欠といえる。また、近年の大量消費型社会から循環型社会への移行を考えると、建築物は長期的に維持管理を行っていくことが望ましく、建築物の長寿命化が推し進められるなかで将来的に耐震性能の経年劣化の表面化が懸念される。これらの背景の下で、近年、建築物の損傷の有無、さらには損傷の位置や程度を把握することによって建築物の構造健全性を評価する手法として振動特性評価に基づく構造ヘルスマonitoringに関する研究が国内外で活発に行われており^{1),2)}、実測記録に基づく構造物の振動特性評価はその重要性を増してきている。構造ヘルスマonitoringを指向した実建物の実測例として、中村と安井³⁾は、1995年兵庫県南部地震で被災した2棟の鉄骨造建物を対象として補修工事前後の常時微動測定と振動特性評価を実施し、補修工事前後の固有振動数と層剛性の増加傾向が明瞭に検出できることを報告した。また、強震観測記録に基づく振動特性や長期にわたる実測データに基づく振動特性に関する研究^{4),5)}についても多数の実施例が報告されている。このような実建物の実測例は、構造ヘルスマonitoringを実用化するために必要不可欠であるものの、現状では、地震経験を含む建築物の一生にわたる振動特性の遷移過程に着目した報告例^{6),7)}はほとんどなく、構造ヘルスマonitoringの検証データの知見が不足している点

が構造ヘルスマonitoringの実用化を阻害する要因の一つとなっているものと考えられる。

本研究では、構造ヘルスマonitoringの検証データの取得を目的として、(独)防災科学技術研究所の兵庫耐震工学研究センターにある三次元震動破壊実験施設(E-ディフェンス)において実施された、長周期地震動を受ける高層建物の震動台実験^{8),9)}の機会を利用して、鉄骨造建物試験体の鉄骨建方終了時から加振による損傷を経験し、解体にいたるまでの振動特性を常時微動観測により長期的に評価した。また、震動台実験において大振幅加振実験の合間に実施された微小振幅ホワイトノイズ加振の記録を小地震記録とみなして、加振経験に伴う試験体の剛性・固有振動数の変化を評価することで、加振中における試験建物の状態変化の把握を試みた。

本論文では、まず、対象となる高層建物の震動台実験で用いられた試験体の概要ならびに常時微動観測、強震観測の観測システム概要、震動台実験において実施された加振実験について述べる。その後、各種観測システムで取得した観測記録を用いて、試験建物の振動特性や層剛性を同定した結果を示す。特に、試験体の建設過程における振動特性を連続的に評価することで、各種構造部材が建物全体の振動特性に与える影響を実測データに基づいて分析した点や常時微動記録に基づくモード同定法に加えて小地震記録の各層加速度データや柱のひずみデータ、層間変位データに基づいて層剛性や固有振動数を多角的に評価・比較した点に、本研究の特徴がある。

* 東京理科大学大学院理工学研究科 大学院生

** 電力中央研究所地球工学研究所 主任研究員 博士(工学)

*** 新日本製鉄株式会社 修士(工学)

**** 東京理科大学理工学部建築学科 助教 博士(工学)

***** 東京理科大学理工学部建築学科 教授 博士(工学)

***** (独)防災科学技術研究所 兵庫耐震工学研究センター 主任研究員 博士(工学)

Graduate Student, Faculty of Science and Engineering, Tokyo Univ. of Science
Research Engineer, Civil Engineering Research Laboratory, Central Research
Institute of Electric Power Industry, Dr. Eng.

Nippon Steel Corporation, M. Eng.

Assistant Prof., Dept. of Architecture, Tokyo Univ. of Science, Dr. Eng.

Prof., Dep. of Architecture, Tokyo Univ. of Science, Dr. Eng.

Researcher, Hyogo EERC, NIED, Dr. Eng.

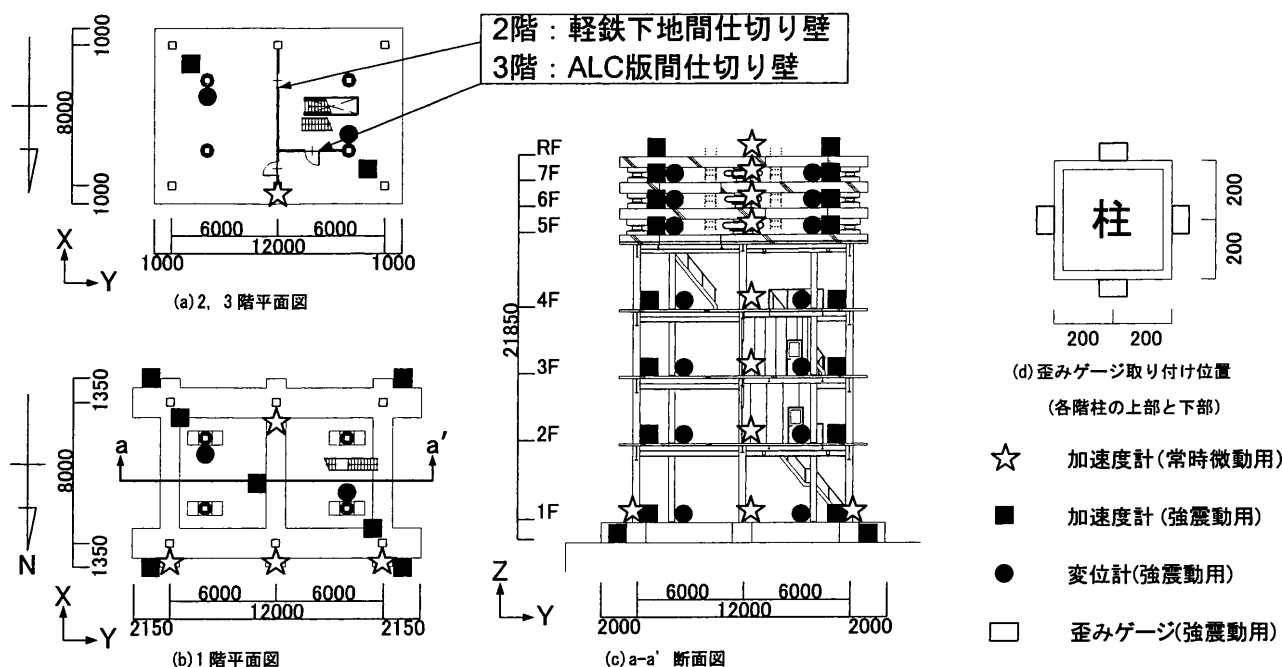


図1 試験建物平面図、断面図および観測位置

2. 実験概要

2.1 試験建物概要^{8),9)}

長周期地震動の脅威が広く世間に知られるようになり、特にその影響を受けやすい超高層建物などへの早急な対応が必要となっている。この背景の下に、2008年3月下旬に(独)防災科学技術研究所の兵庫耐震工学研究センター(兵庫県三木市)にある実大三次元震動破壊実験施設(E-ディフェンス)を利用し、長周期地震動を受ける超高層建物の損傷過程を把握することを目的とした震動台実験が行われた。

試験建物の1階、2、3階平面図および断面図を図1に示す。試験建物は、図2に示す仮想21層モデル(高さ80m、21階建て鉄骨造建物)を縮約した等価モデルであり、高さ約22mの縮約7層モデルである。下部4層は、実大の鉄骨柱、梁及び鉄筋コンクリートスラブで構成された鋼構造架構であり、その上に大重量コンクリート錘と積層ゴムを中高層階の縮約層として配することで試験建物全体が長周期化されている。下部4層の平面形状はX方向(南北方向)8m×1スパン、Y方向(東西方向)6m×2スパンであり、階高は1層部分が4.5m、2~4層部分が3.8mである。また図1(a)に示すように、2階と3階には非構造壁として間仕切り壁が設置された。

試験体の震動実験は、縮約7層モデルに対して実施され、加振日は4日間である。

加振1日目(3月17日)には、試験体の振動特性を調べるためのホワイトノイズ加振と2日目以降の加振波を作成するための補正波作成加振が実施された。ホワイトノイズ加振は、周波数帯域0.2Hz~20Hzで振幅特性が一定となる特性を有し、継続時間を250秒及び加速度時刻歴での二乗平方根(rms)を20cm/s²、40cm/s²及び60cm/s²の三段階に変えた入力波(WH-1, WH-2, WH-3)が用いられた。ただし、WH-3の加振後は、加振1日目の初回のみであり、加振2日目以降の主要な加振前後ではWH-1とWH-2の加振が実施され、試験体の固有振動数がチェックされた。

加振2日目と3日目

(3月18日、19日)には、Elcentro波や東扇島波、三の丸波などの振幅値を順に引き上げた加振実験が実施され、試験体の弾性応答と弾塑性応答が分析された。

加振4日目(3月20日)には、まず、三の丸波による二方向同時加振が実施され、2~4階の梁間方向(X方向)の大梁端部の3カ所に破断が、2カ所に亀裂が認められた。その直後に桁行方向(Y方向)

のみによる三の丸波加振が二度にわたり続けて実施され、2~4階の桁行方向(Y方向)の大梁端部のうち4カ所に破断が、7カ所に亀裂が認められた。その後、試験体の振動特性を確認するためのホワイトノイズ加振(WH-1, WH-2)が実施され、全ての震動台実験が終了した。

2.2 観測概要

試験建物の鉄骨建方終了時から解体に至るまで、常時微動の長期連続モニタリングを実施した。観測は、三成分加速度計を計11台用いて、2008年1月29日から3月25日まで行った。収録装置のサンプリング周波数は200Hzで、1時間ごとに観測記録を保存した。図1に、加速度計の設置地点を示す。加速度計は試験建物の北側中柱の柱脚に配置した。さらに、試験建物のロッキングモードを捉えるために基礎コンクリート上にも、4台の加速度計を配置した。

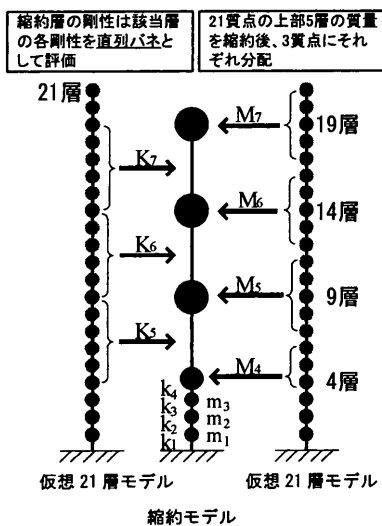
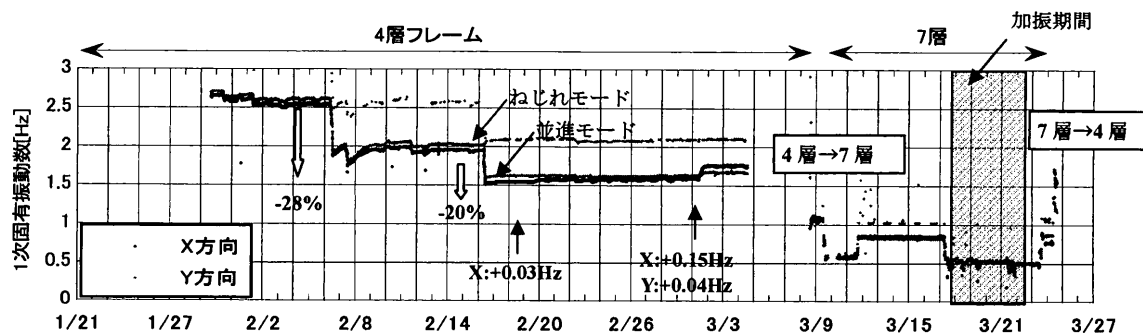


図2 試験体の縮約方法⁸⁾

月	1																															2																															3																																																																																												
日	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31																																																																											
骨組	鉄骨建方																																																																																																																																																										
床																																▼床コン打設															▼5F嵩上げコン打設																▼縮約層設置															▼縮約層撤去																																																																													
内壁																																																															▼3FALC取付																															▼2F壁ボード貼り																															▼積層ゴム固定装置取付期間																														
試験体																																																																																														▼試験体移設																															▼加振日																														
微振動の長期モニタリング	▼計測開始																																																																																																																												計測終了▼																														

(a) 試験建物の施工工程表



(b) 1次固有振動数の変動

図3 試験建物の施工工程および建設初期段階から解体に至るまでの固有振動数の長期的変動

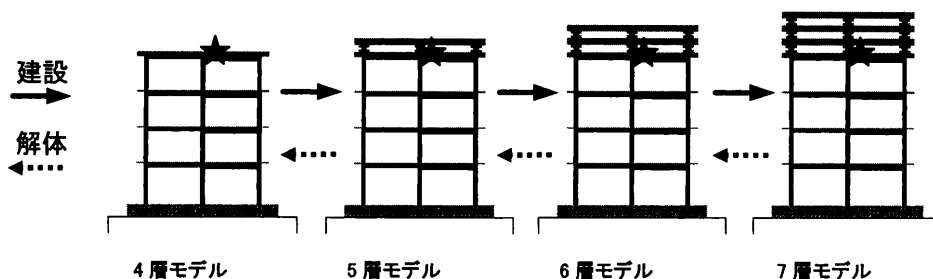
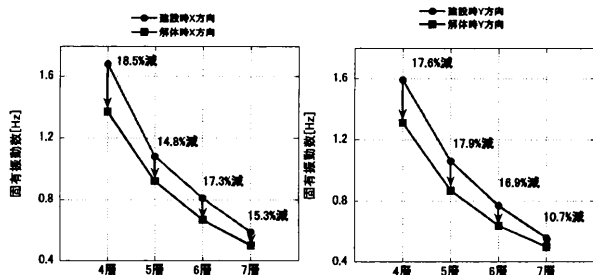
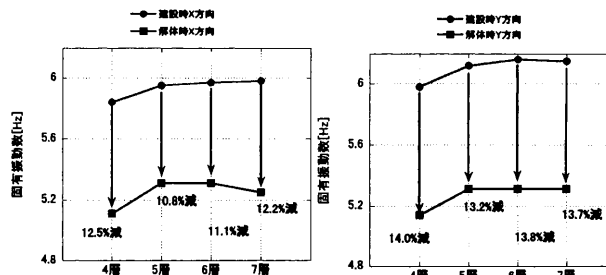


図4 建設時及び撤去時における建物モデルの状態



(a) X方向の1次固有振動数の変化 (b) Y方向の1次固有振動数の変化

図5 建設・解体時におけるフレーム1次の固有振動数



(a) X方向の2次固有振動数の変化 (b) Y方向の2次固有振動数の変化

図6 建設・解体時におけるフレーム2次の固有振動数

また、加振実験中においては、常時微動の長期モニタリングとは別に震動台実験の計測として、図1に示すような強震観測が実施された^{6),7)}。本研究では各階加速度および各層間変位の観測記録を平均して用いる。これらの強震記録のサンプリング周波数は200Hzである。

3. 常時微動観測振動に基づく長期的な特性評価

3.1 解析手法

常時微動記録は長期モニタリングの全ての観測記録を5分間のサンプルデータに分割した後、それぞれのサンプルデータに対して

ARMA-Burg法^{10),11)}を適用して、試験建物の5分毎の固有値(固有振動数と減衰定数)と複素固有モード(以下、モード)を同定した。ここで、3月17日から3月21日までの加振実験期間においては密に解析結果を得るために、5分間のサンプルデータを1分ずつずらしながら1分毎に固有値を同定した。また、加振時の記録でレンジオーバーした記録に対しても特別な処理は行わず、他の記録と同様に解析を行った。ARMA-Burg法の適用条件は、試験体の状態に応じて着目する振動数領域が異なるため2種類に変えており、試験体が4層鉄骨フレームのみの時にはAR次数を40次、デシメーション数を8個(時間刻み25Hz)に、それ以外の時にはAR次数を20次、デシメ

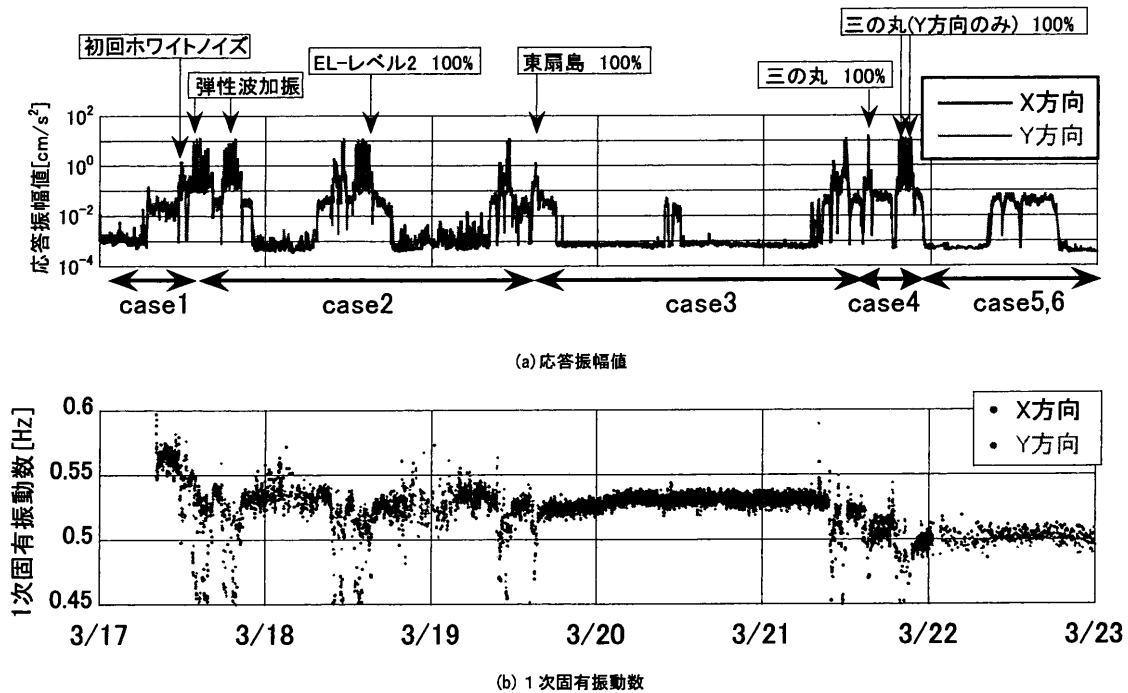


図7 加振期間における試験建物の応答振幅値及び固有振動数の変動

ーション数を32個(時間刻み6.25Hz)に、それぞれ設定した。ここで、AR次数は、代表時間として深夜の静穏時の記録を用いてFFTとARモデルで解析したスペクトルを比較し、最適な結果となるようにパラメータスタディを行い決定した。

ARMA-Burg法を用いるとAR次数の数だけ固有値の候補値が得られるため、その中から有意な振動特性のみを精度良く選定する必要がある。本研究では、MAC関数¹²⁾を用いた固有値の選定法を適用した。

3.2 全期間にわたる振動特性の評価結果と考察

図3-(b)に2008年1月29日から3月25日までの試験建物の1次固有振動数の同定結果と施工工程表を示す。施工工程と固有振動数の推移を比較してみる。まず、2月6日、7日の床スラブ打設日に着目すると、固有振動数が急激に低下していることが確認できる。これは、床スラブ打設によって建物重量のみが増加したためである。床スラブ打設後には、ゆるやかに固有振動数が増加する現象が見られ、コンクリートの硬化に伴う床スラブ剛性の増加現象も捉えられている。その一方で、2月16日における5階嵩上げコンクリート打設時においては、同様にコンクリート打設に伴う建物重量の増加による固有振動数の減少が見られるが、その後の建物剛性の増加は見られなかった。ここで、嵩上げコンクリートは、試験体の上部を縮約するにあたり、鉄骨フレームの最上部である5階床スラブに重量を付加する一方で、5階床スラブの面外剛性は上昇させないことを意図して打設したものである。この重量と剛性の効果を実現するため、5階床スラブと嵩上げコンクリートの間にはスチレンフォームの薄い層が設置された。2月16日の嵩上げコンクリート打設時の固有振動数の推移は、嵩上げコンクリートの設置が建物重量のみに寄与し、建物剛性には直接寄与しなかったことを示している。

非構造部材の施工が進められると、それに伴って試験建物の固有

振動数も変化する傾向が、2月19、20日の3階ALC版の取り付け、3月1日の2階ボード貼りの工事日に認められる。図1-(a)の平面図によれば、試験建物では、Y方向に比べてX方向により多くの間仕切り壁が設置されており、そのためにX方向の固有振動数に大きな変化が現れたと思われる。また、3階ALC版の取り付けと比較して2階ボード貼りに伴う固有振動数の増加が大きいのは、ALC版間仕切り壁はドアフレームを含む壁全体が上部取り付け部でスライドするため建物剛性への影響が小さくなるためと考えられる。このように、非構造部材が建築物に影響を与えることを確認した。

試験体が震動台に移設された3月7日以降には、縮約層の設置、撤去に伴い固有振動数が大きく変化していることがわかる。その一方で、加振期間中における固有振動数の変化は、建設時における変化と比較して非常に小さいことも確認できる。これらの縮約層の設置、撤去や加振期間中における固有振動数の変動については、次節の3.3節と3.4節に記述する。

3.3 縮約層の設置・撤去に伴う固有振動数の変動

図4は試験体の震動台への設置および撤去の手順である。設置時には鉄骨造4層フレームが震動台に設置された後に縮約層が1層ずつ設置され、撤去時には設置時とは逆順で作業が行われた。この設置時と撤去時におけるフレーム1次とフレーム2次の推移を図5と図6に示す。ここで、フレーム1次とは試験体の固有振動数の中で最も低次のもの、フレーム2次とは低層の鉄骨造部分のモード形状がせん断系2次モードの形状を示すものを指す。

図5によれば加振を経験したためと思われるフレーム1次固有振動数の減少が確認できる。詳細には、7層モデルでは、X方向のフレーム1次が設置時と撤去時の震動台実験の前後で0.59Hzから0.50Hzへと約15.3%の減少が見られる。同様に4~6層モデルにおいても減少が見られ、特に4層モデルにおいては約18.5%の減少が認

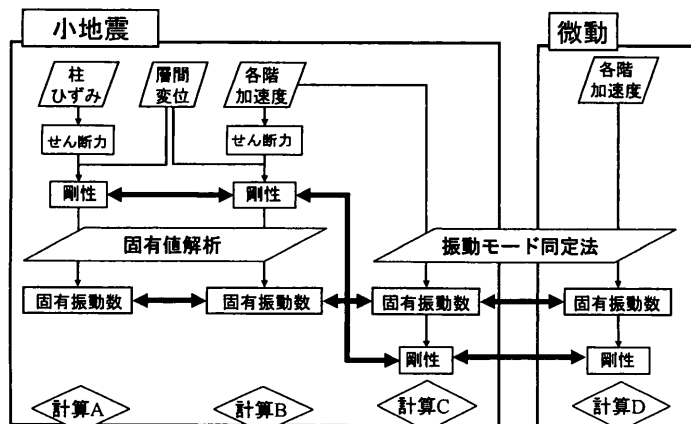


図8 各評価方法の関係

表1 加振実施日時

	Whitenoise		弾塑性応答加振	
	時刻	ケース	時刻	対象
3月17日	13:35	case1	補正波作成加振 (弾性波加振)	
	14:04			
3月18日	11:00	case2	15:47	EL-レベル2 100%
	11:13			
3月19日	10:59	case3	15:02	東扇島 100%
	11:35			
3月21日	11:50	case4	19:53	三の丸(EW) 100%
	19:28			
	19:41	case5	20:44	三の丸(EW) 100%
	20:05			
	20:18	case6		
	20:56			
21:08				

められる。この震動台実験後の固有振動数の減少傾向は、図 5-(b) の Y 方向についても認められる。一方、フレーム 2 次についても、図 6 によれば、震動台実験の前後で固有振動数の減少がみられる。これらのフレーム 1 次とフレーム 2 次の固有振動数の低下は、縮約 7 層モデルの下部の鉄骨フレーム部分の剛性低下が著しいことを示しているものと思われる。

3. 4 加振期間中における評価

次に加振期間に着目して、振動特性の評価を行う。図 7 に、加振期間中の応答振幅値および 1 次固有振動数を示す。図 7-(b) より、加振経験に伴う固有振動数の減少が確認できる。

弾性応答加振が多数行われた加振 1 日目 (3 月 17 日) には、X 方向と Y 方向の固有振動数が同じ割合で低下している。特に、弾性波加振のシリーズの中でも、初回に近い時間帯での固有振動数の低下が著しく、その後の弾性波加振では振動数の減少は見られなかった。ここでの振動数の減少は、加振未経験の状態から加振を経験することで、試験建物の弾性剛性が低下したためと考えられる。

次に、加振 2 日目と 3 日目 (3 月 18 日, 19 日) には弾塑性波加振が行われたが、固有振動数の低下傾向はそれほど顕著に現れていない。

3 月 21 日には三の丸波 100%加振が 3 回実施された。まず 1 回目の加振により X 方向に大きな振動数の減少が見られる。これは、加振により X 方向の梁端が破断するような大加振を経験したことで、剛性が低下したためであると考えられる。その後の 2 回は Y 方向のみ加振を行い、Y 方向のみに振動数の減少が見られた。

以上のように、常時微動の長期モニタリングから試験建物の地震経験に伴う振動特性の変動を捉えることができた。

4. 加振実験による層剛性の変化に関する分析

前章では、建て方終了時から解体までの長期間にわたる試験建物の振動特性の変動を常時微動記録に基づく固有振動数によって評価した。ここからは、加振実験が行われた期間に絞って層剛性の評価を行う。本研究では、図 8 に示したように強震観測記録に基づく 3 種類の結果 (計算 A, 計算 B, 計算 C とする) と常時微動観測記録に基づく結果 (計算 D とする) の、合わせて 4 種類の結果を用いて相互に比較することで各手法の妥当性を検討する。

4. 1 層剛性の評価手法

計算 A では、図 1-(d) のように柱頭および柱脚に取り付けられたひずみゲージから推定される各柱の曲げモーメントを用いて柱のせん断力を求め、このせん断力と層間変位より荷重-変位関係を得て、等価剛性を算出する。そして、この層剛性と各層の重量を用いて固有値解析を行い、固有振動数を算出する。計算 B では、各層の加速度記録と各階重量より層せん断力を算出しこのせん断力から計算 A の場合と同様に等価剛性を求め、固有値解析によって固有振動数を算出する。計算 C では、5 階の加速度記録を基準として ARMA モデルによる振動モード同定法を適用し、小地震記録に相当する加速度データから直接的に小地震時の固有振動数と複素固有モードを求めた。計算 D は、静穏時の常時微動記録を用いて、計算 C と同様の手法で常時微動時の固有振動数と複素固有モードを求めた。

また、計算 C と計算 D においては固有振動数と固有モード、各階重量から次式を用いて、剛性を算出した。

$$k_i = \frac{\omega_k^2 \left(\sum_{j=1}^N m_j \phi_{j,k} \right)}{(\phi_{i,k} - \phi_{i-1,k}) - \Delta H_i \phi_{R,k}} \quad (1)$$

ここで、 ω_k と $\phi_{j,k}$ は k 次の固有円振動数と固有モードを、 $\Delta H_i \phi_{R,k}$ は階高と固有モードのロッキング成分の積を、 m_j は各階の質量を示す。

4. 2 各計算結果による相互比較

表 1 に加振実施日時を示す。本研究では、ホワイトノイズ加振に着目し、加振期間を case1 から case6 までの 6 つの区分に分けて、各手法により得られた固有振動数と層剛性の同定結果を比較した。また、常時微動の結果については、各加振前後の応答振幅が静穏な状態での評価値をピックアップした。このため、加振が連続的に行われた case5 と case6 の間においては静穏な状態での評価値を得ることができず、評価値が存在しない。ここでは、特に振動特性の変動の大きかった建物 X 方向を対象として考察する。

図 9-(a) では、柱のひずみ記録を用いた計算 A と小地震時の加速度記録を用いた計算 B の固有振動数を、図 9-(b) では計算 B と小地震時の加速度記録に振動モード同定法を用いた計算 C の固有振動数を、図 9-(c) では、計算 C と常時微動観測によって得られた記録に対して振動モード同定法を適用した計算 D の固有振動数の変動をそれぞれ

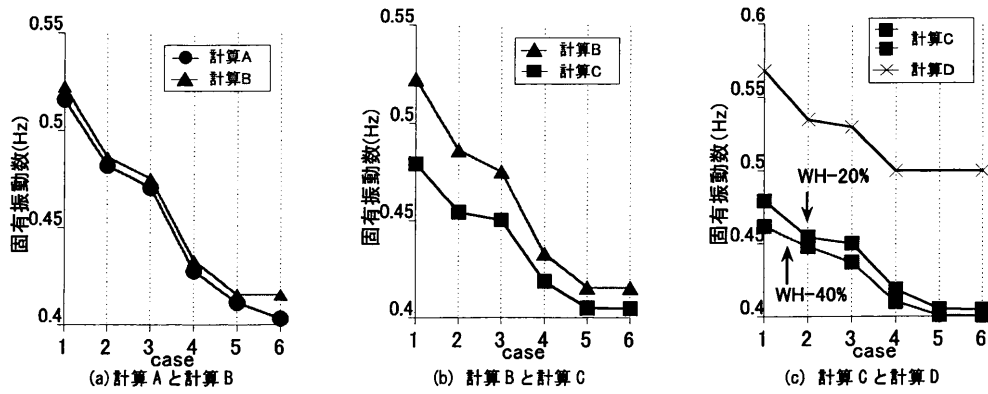


図9 加振期間中における各計算結果による固有振動数推移比較

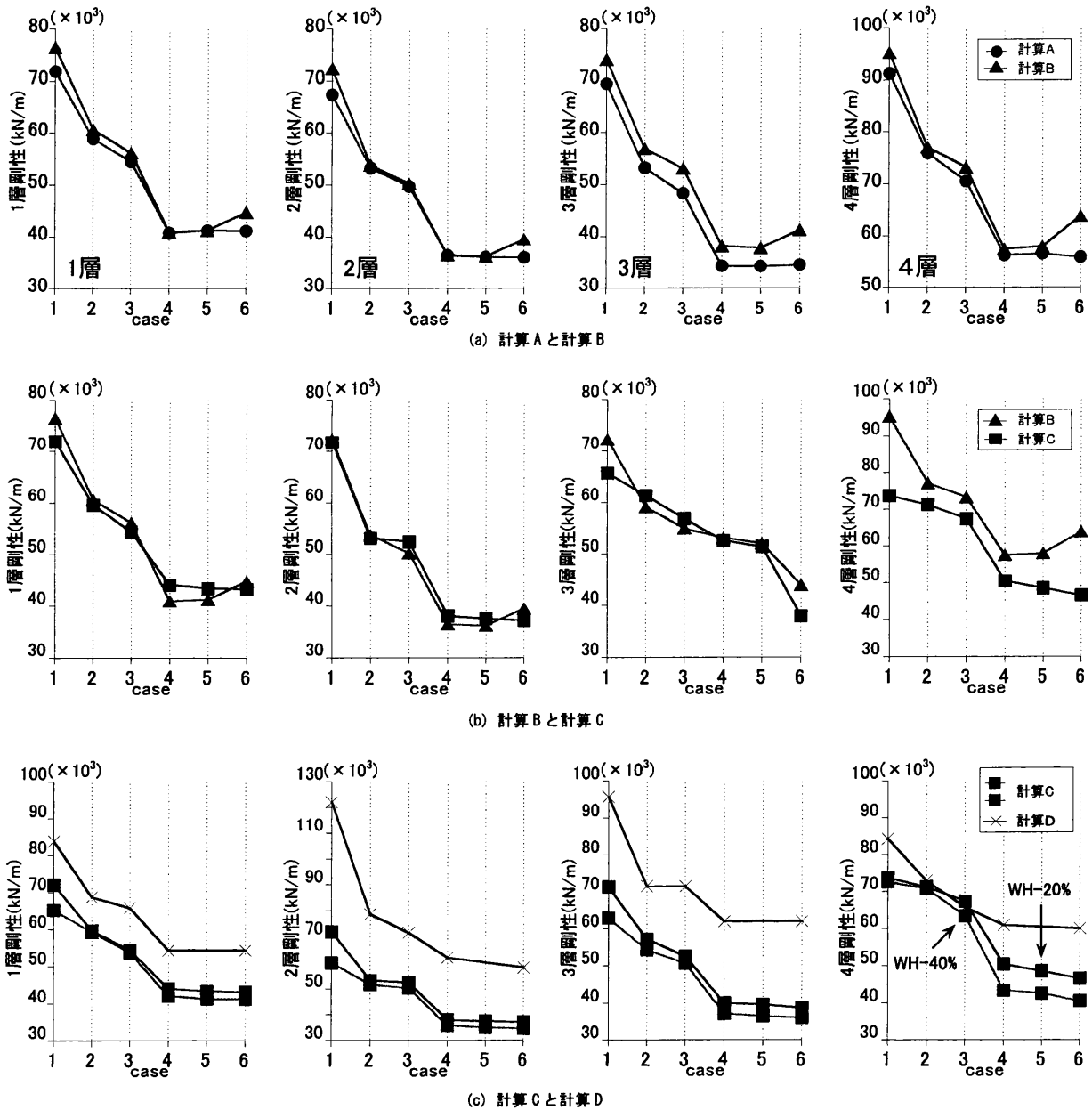


図10 加振期間中における各計算結果の剛性比較

比較した。また、同様に図 10 ではそれぞれの剛性の変動を比較したものの示す。なお、これらの図 9 および図 10 の同定結果は、ホワイトノイズ加振 WH-1 のデータを用いたものである。ただし、計算 C と D の比較のみ WH-2 のデータも用いた。

まず、計算 A と B を比較すると、両者の剛性と、固有振動数はともに加振に伴う変化の傾向が概ね一致している。詳細には、case1 から case2、あるいは case3 から case4 の間で剛性と固有振動数がともに大きく減少する傾向が認められる。case1 と case2 の剛性と固有振動数の減少傾向は、弾性範囲での加振が行われ、小地震を経験することで部材間のなじみが解消されたことによるものと思われる。また、case3 から case4 の間には、三の丸 100%加振があり、X 方向の梁端に破断が生じるほどの大地震を経験することで、剛性が低下する現象が捉えられたと考えられる。

次に計算 B と C の比較をみると、これも剛性と固有振動数の変化の傾向は、一致している。このことは、計算 C で用いた振動モード同定法の妥当性を示しているともいえる。

また、振動モード同定法を用いた計算 C と D を比較すると、絶対値に 20%程度の差はあるものの、加振経験に伴う固有振動数の変化の傾向は概ね一致する。このことから構造ヘルスマニタリングにおいて、固有振動数や層剛性の変化量を評価指標とすれば、常時微動によるモニタリングによっても、小地震記録に基づく評価と同様に、地震経験や損傷、劣化に伴い建物の剛性が低下する現象を評価できるといえる。

4. 3 固有振動数と応答振幅の関係

前節で常時微動から推定した固有振動数や層剛性と小地震から推定したそれら評価値の絶対値には、応答振幅依存性によるものと思われる 20%程度の差が認められた。本節では、この応答振幅依存性について分析してみる。

前述の図 7 に示すように、常時微動観測の測定期間を建物の状態によって分けると、case1 が健全な状態、case2 が弾性波加振を経験した状態、case3 を弾塑性波加振前、case4 を建物 X 方向が損傷を受けた三の丸 100%加振後、case5、6 を全加振後に分けられる。図 7-(b)によれば X 方向の固有振動数の低下現象は、case1 と case2 の間、ならびに case4 の期間中に著しく、加振経験に伴って試験体の状態に変化があったものと思われる。このことと、静穏時における常時微動データの取得状況を考慮して、case1、case3 および case5-6 の 3 つの期間に着目して、固有振動数の応答振幅依存性を分析してみる。

図 11 に、case1、case3、case5-6 における計算 C と D によって求めた固有振動数と応答振幅値の相関図を示す。ここで、微動領域の線は、 10^0cm/s^2 以下の範囲で各 case における回帰線を表している。図 11 によれば、同じ期間であれば、応答振幅値が大きいほど固有振動数が低下する傾向が認められ、振幅依存性が確認できる。case1 と case5、6 を比較すると全ての応答振幅値において case5-6 の方が小さく分布しており、損傷による固有振動数の低下が明瞭に捉えられている。また、応答振幅値が 10^0cm/s^2 付近前後で振幅依存性の傾向が異なることが確認できる。これは、応答振幅値が増加すると構造部材間の微細な接触状態に大きな変化が現れ、振幅依存性の発生メカニズムが常時微動観測時の低応答振幅領域と加振中における応答振幅領域では異なるためと考えられる。つまり、図 8 でみられた計算 C と D の 20%程度の差は、振幅依存性によるものと考えられること

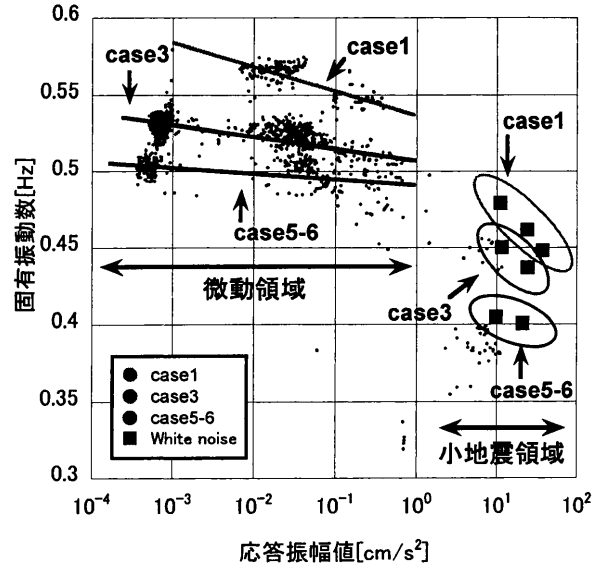


図 11 X 方向における加振前後における振幅依存性

ができる。

5. まとめ

本研究では、長周期地震動を受ける高層建物の震動台実験の試験建物において、建て方終了時から加振による損傷、解体時に至るまで常時微動の長期モニタリングによって建築物の振動特性を長期的に評価した。その結果、以下の知見を得た。

(1)長期間にわたり試験体の振動特性を評価することで、施工段階の進展や試験体の地震経験等に伴う固有振動数や層剛性の変化を詳細に把握することができる。本研究で得られた常時微動観測記録は建設初期段階から床スラブや非構造部材が設置される過程や、地震経験に伴って構造が変化していく過程を含んでおり、振動計測に基づく構造ヘルスマニタリング技術を開発する上で貴重なデータであると考えられる。

(2)加振期間においては、4 種類の手法により固有振動数や層剛性の減少する傾向を捉えるとともに、各手法の妥当性を示した。特に常時微動記録と小地震記録では、同じ同定手法を用いた同定結果において、加振の進行に伴う固有振動数や剛性の変化する傾向が一致することを確認し、両記録の同定値の間に発生する差が、振幅依存性が原因で生じることを明らかにした

(3)常時微動モニタリングによっても、加振未経験の状態からの初めての加振経験や加振による損傷のために固有振動数や層剛性が大きく変化する様子や、弾塑性波加振でも、試験建物に損傷が発生しない程度の加振では試験建物の構造的性状に与える影響は少ないことを確認した。

謝辞

本研究は、文部科学省が推進する「首都直下地震防災・減災特別プロジェクト」の下で防災科学技術研究所からの委託研究として東京理科大学が実施した「長周期地震動による被害軽減対策の研究 (その 2)」の研究成果の一部である。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 濱本卓司:建築物のヘルスマニタリング, 性能評価における地震荷重と風荷重, 日本建築学会関東支部, 構造専門委員会, pp.41-46, 1993.3.
- 2) 例えば, 大場新太郎, 濱川尚子:1995年兵庫県南部地震における杭の損傷による建物固有周期の変化, 日本建築学会構造系論文集, 第495号, pp.63-70, 1997.5.
- 3) 中村充, 安井謙:微動測定に基づく地震被災鉄骨建物の損傷評価, 日本建築学会構造系論文集, 第517号, pp.61-68, 1999.3.
- 4) 鹿嶋俊英, 北側良和:強震観測記録から推定した建物の振動特性の特徴, 日本建築学会技術報告集, 第22号, pp.163-166, 2005.12
- 5) 原健太郎, 荒川利治:実測データに基づく鉄骨造中層建物の地盤を考慮した振動特性評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, pp57-58, 2008.9.
- 6) 金澤健司, 桐田史生, 北村春幸, 松岡祐一:実大4層鉄骨建物の完全崩壊実験(その6.建設時から地震崩壊までの鉄骨建物の構造モニタリング), 日本建築学会近畿支部研究報告集, 第48号・構造系, pp.457-460, 2008.6.
- 7) K.Kanazawa, F.Kirita, H.Kitamura and Y.Matsuoka: Health monitoring of 4-story steel moment frame before and after the collapse test, The 14th World Conf. on Earthquake Engineering, paper ID.S17-01-006, 2008.
- 8) 井上, 長江ほか:高層建物の耐震性評価に関する E-ディフェンス実験—その1~11, 日本建築学会学術講演梗概集, C-1, pp.823-832, pp.873-884, 2008.9.
- 9) 長江ほか:超高層建物の耐震性能を検証する実架構実験システムの構築—E-ディフェンス実験—, 日本建築学会構造系論文集, 第74巻, 第640号, 1163-1171, 2009.6.
- 10) 金澤健司, 平田和太:クロススペクトル推定法による多自由度系構造物の振動モード同定, 日本建築学会構造系論文集, 第529号, pp.89-96, 2000.3
- 11) 森本真史, 金澤健司, 桐田史生, 北村春幸:耐震補強における低層鉄筋コンクリート造建物の振動特性の経時変化, 構造工学論文集, Vol.54B, p493-500, 2008
- 12) Liven, N.A.J. and D.J.Ewins : Spatial correlation of mode shapes, the coordinate modal assurance criterion (comac), Proc. of the 6th International Modal Analysis Conference, pp.690-695, 1988.