RC 造超高層建物の長期地震観測結果に基づく動特性評価

DYNAMIC PROPERTIES FOR THE SUPER-HIGH-RISE RC STRUCTURE BUILDINGS BASED ON LONG TERM EARTHQUAKE RECORDS

森下真行 — * 1 齊藤芳人 — * 1
龍神弘明 — * 1 田沼毅彦 — * 2
渡辺一弘 — * 2

Tadayuki MORISHITA — * 1 Yoshihito SAITO — * 1
Hiroaki RYUJIN — * 1 Takehiko TANUMA — * 2
Kazuhiro WATANABE — * 2

キーワード：
地震観測, RC 造超高層建物, 東北地方太平洋沖地震, 振動特性

Keywords:
Earthquake observation, Super-high-rise RC structure building, 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake, Dynamic characteristics

Strong motion records including the 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake were obtained at the super-high-rise reinforced-concrete structure buildings in the Tokyo metropolitan area. Through the estimation of the frequency- relative displacement relation, amplitude dependence and the variation of the natural frequency caused by the inexperienced response relative displacement was confirmed.

1. はじめに

2011 年東北地方太平洋沖地震では、宮城県で最大震度 7 を観測するとともに東北地方を中心に広い範囲で震度 6 弱～1 の地震動が観測され、首都圏でも長周期成分が卓越し比較的長い継続時間を有する揺れを経験している。著者らは、建物動特性の把握ならびに設計モデルの検証を目的として、首都圏に位置する RC 造超高層建物 2 棟において竣工時より 15 年以上にわたり地震観測を実施している。これら 2 棟の建物は建設年が比較的近く、平面規模ならびに建物高さともに概ね同程度であり、東北地方太平洋沖地震時に観測開始以降で最大の揺れを記録するなど類似点が多い。このような同規模建物において、竣工後以降の地震観測記録をもとに建物の動特性の比較的長期間での変動特性ならびに比較的大きな応答経験時の建物の動特性を分析しその傾向を把握しておくことは、建物の構造健全性を評価する上での基礎データとして有効であると思われる。

本報では、RC 造超高層建物 2 棟について、比較的長期にわたり得られた地震観測記録をもとに、建物動特性（固有振動数ならびに減衰定数）の長期（竣工時以降）および短期（単一地震内）での時間変動の評価を試みた結果について報告する。

2. 対象建物と地震観測の概要

2 棟の RC 造超高層建物および地震観測の概要を図 1 に示す。建物 RA は千葉県に建つ 1992 年竣工の地上 24 階建（軒高約 70m）の建物、建物 RB は埼玉県に建つ 1995 年竣工の地上 25 階建（軒高約 75m）の建物であり、両建物とも場所打 RC 杭で支持された鉄筋コンクリート造の純ラーメン構造である。設計周期（基礎固定）は、建物 RA の短辺方向 1 次が 1.3 秒、短辺方向 2 次が 0.44 秒、建物 RB の短辺方向 1 次が 1.3 秒、短辺方向 2 次が 0.45 秒である。地震観測は 1 階および屋上階の 2 点にて実施されており、0.01 秒刻み（100Hz サンプリング）で加速度応答を収録している。なお、観測は上下動を含む 3

図 1 建物および地震観測の概要

表 1 東北地方太平洋沖地震での観測結果

建物名	最寄の 気象庁 震度階級	観測記録 による 計測震度	観測位置	最大加速度 (cm/s ²)	
				短辺方向	長辺方向
R A	5 強	4.9	屋上階	392	463
			1 階	139	132
R B	5 弱	4.4	屋上階	245	353
			1 階	73	73

方向の振動を対象に実施されているが、本報では水平 2 方向の振動のみを検討対象とした。

本稿は文献 9) に検討を追加したものである。

^{*1} 前田建設工業(株)技術研究所
(〒179-8914 東京都練馬区旭町 1-39-16)

^{*2} 仙都市再生機構技術調査室

^{*1} Technical Research Institute, Maeda Corporation

^{*2} Technology Investigation Division, Urban Renaissance Agency

3. 東北地方太平洋沖地震での観測結果

表 1 に東北地方太平洋沖地震（以下、3.11 地震と呼ぶ）での観測結果を、図 2 に東北地方太平洋沖地震時に各建物で観測された応答波形を、図 3 に観測波形の周波数分析結果を示す。両建物とも東北地方太平洋沖地震時に過去最大の加速度を記録している。建物 RA 最寄の気象庁震度階級は 5 強、当該建物 1 階での観測記録より求めた計測震度は 4.9、屋上階での最大加速度値は建物長辺方向の 463 cm/sec^2 であり、同方向での 1 階では 132 cm/sec^2 を観測している。建物 RB では最寄の気象庁震度階級は 5 弱、1 階での観測記録より求めた計測震度は 4.4、屋上階での最大加速度値は建物長辺方向の 353 cm/sec^2 であり、同方向での 1 階では 73 cm/sec^2 を観測している。周波数分析結果より、両建物とも各方向で 2 次モードまでの振動成分が卓越していることが確認できる。図 4 に建物 RA 最上階での長辺方向の 2 次までのモード抽出波形を参考として示す。1 次モードのみを抽出した波形の最大値は 253 cm/sec^2 であり、屋上階での観測波形最大値（ 463 cm/sec^2 ）の約 55% に留まっている。2 次モードまで抽出した波形の最大値は 350 cm/sec^2 であり観測波形最大値の約 75% に相当する。波形の全体的な傾向について比較を行う場合でも、1 次モードのみを抽出した波形では、最大値での比較同様に観測波形よりも全体的に小さくなることが確認できる。しかしながら、2 次モードまで抽出した波形と観測波形とを比較すると、波形の全体的な傾向は概ね対応していることが確認できる。従って、3.11 地震時の応答波形について全体的な傾向を把握したい場合には、少なくとも 2 次のモードまで評価する必要があると考えられる。

4. 動特性推定手法

本報では、建物動特性の時間変動を推定する目的で、代表的なパラメータ同定手法である ARX モデルを用いた同定手法を採用する。システムの方程式は式 [1] の通りとなる。

$$A(q)y(k) = B(q)u(k) + w(k) \quad [1]$$

ここで、 $u(k)$ は入力、 $y(k)$ は出力、 $w(k)$ は白色雑音を示す。 $A(q)$ と $B(q)$ は式 [2] で定義されるシフトオペレータ q の多項式とする。

$$A(q) = 1 + a_1 \cdot q^{-1} + \dots + a_{n_a} \cdot q^{-n_a}$$

$$B(q) = b_1 \cdot q^{-1} + \dots + b_{n_b} \cdot q^{-n_b} \quad [2]$$

ここで、シフトオペレータ q は $q^{-1}x(k) = x(k-1)$ と定義される関係、 $a_1 \sim a_{n_a}$ は出力に掛かるモデル係数、 n_a は出力のモデル次数、 $b_1 \sim b_{n_b}$ は入力に掛かるモデル係数、 n_b は入力のモデル次数である。ある同定区間幅での観測記録 $u(k)$ と $y(k)$ 、事前に設定したモデル次数 n_a と n_b を式 [1] に代入し最小二乗法を適用してモデル係数を推定する。得られた $A(q)$ より $A(q) = 0$ となる極を算出し、式 [3] より j 次の固有振動数 (f_j) および減衰定数 (h_j) を算出する。

$$f_j = \frac{|\log_z p_j|}{2\pi\Delta t}, \quad h_j = \frac{-\log |z p_j|}{2\pi f_j \Delta t} \quad [3]$$

ここで、 $z p_j$ は z 変換領域における j 次モードの極、 Δt はサンプリング周期を示す。

ここでは、入力 $u(k)$ に 1 階、出力 $y(k)$ に屋上階の観測記録を適用した 1 入力 1 出力モデルとして同定を行った。推定は 3.11 地震での

図 2 東北地方太平洋沖地震での観測波形

図 3 東北地方太平洋沖地震での観測波形の周波数分析結果

(a) 1 次モードのみ抽出波形 (b) 1 次+2 次モード抽出波形
図 4 建物 RA 屋上階での長辺方向各次モード抽出波形

観測波形に関する分析結果を参考に、2 次モードまでの固有振動数ならびに減衰定数とした。

本推定手法は線形回帰モデルであるため、各推定結果は同定区間幅での等価な値を示す。しかしながら、建物の動特性は応答振幅に依存することが知られている³⁾。したがって、同定区間幅を短く設定するほど建物動特性の時間変動をより厳密に推定可能となる。しかし、推定結果の安定化の観点からは同定区間幅は可能な限り長く設定すべきであり、推定結果の厳密性と安定化はトレードオフの関係にある。そこで、本報では同定区間幅として、各地震の全継続時間幅に対して別途適用した周波数分析より求めた 1 次の固有周期の 10 倍⁴⁾を採用した。また、推定精度はモデル次数の設定内容に影響を受けることが指摘²⁾されている。本報では赤池の情報量規準(AIC)⁵⁾をモデル次数決定時の評価関数として用い、検討対象地震のうち各建物で最初に記録された地震記録の全幅に対する評価関数が一定値に収束した時点でのモデル次数を、当該建物における全地震共通のモデル次数として採用することとした。なお、本建物で評価関数を検討した結果、モデル次数の増加とともに概ね一定値に収束する傾向を示すことが確認された。よって、モデル次数が $n_a = n_b = 20$ 設定時の評価関数を基準として、その差が 1 割以内に収束する際のモデル次数を採用することとし、同一建物においても方向別に最適なモデル次数を選定した。本報で採用したモデル次数を表 2 に示す。

検討は、まず各建物での初期観測記録より求めた 2 次と 3 次の固有振動数の中間値（本報では 4Hz に設定）を遮断振動数とするローパスフィルターおよび 0.2Hz のハイパスフィルター処理を施した後、25Hz にリサンプリングしたデータを推定対象データとした。次いで、対象とした地震すべてに対して各データの先頭 5 秒経過時点而同定の 1 区間目開始時刻に設定し 1 同定区間幅分移動させながら順次同定を実施した。なお、検討対象地震は建物竣工後に観測された地震記録のうち 1 階水平方向で 5 cm/sec²以上の加速度を観測されたものに限定することで、建物 RA の検討対象数は 104 地震、同じく建物 RB は 72 地震とした。

5. 動特性推定結果

5. 1 応答振幅依存性評価結果

図 5 および図 6 に建物 RA および建物 RB での固有振動数および減衰定数の最大相対変位に関する応答振幅依存性を、3. 11 地震前、3. 11 地震中、3. 11 地震後に区分けして示す。ここで、相対変位は同定区間幅での 1 階に対する最上階の変位波形の差とし、変位波形は同定対象とした加速度を周波数領域において 2 階積分して算出した。なお、3. 11 地震時での相対変位の最大は、建物 RA では短辺方向で発生しており最大相対変位 14. 8cm、建物 RB では長辺方向で発生しており最大相対変位 11. 6cm であった。最大相対変位と軒高をもとに算定した建物高さ方向での平均的な層間変形角は建物 RA で 1/472 rad. 程度、建物 RB で 1/646 rad. 程度となる。また、3. 11 地震後に建物の目視確認が実施されており、両建物とも低層階を中心として非構造部材に軽微な亀裂等の発生していることが確認されている。

建物 RA での固有振動数について、3. 11 地震中は応答振幅の増加とともに急激に低下する特性を示し、最大振幅後は 3. 11 地震前の値には戻らず固有振動数比で 2 割程度低下した位置に移行する様子が確認できる。固有振動数の低下度合は異なるが、同様の傾向は建物

表 2 モデル次数採用結果

モデル次数		建物RA-短辺方向	建物RA-長辺方向	建物RB-短辺方向	建物RB-長辺方向
		n_a	n_b	n_a	n_b
	n_a	13	13	12	12
	n_b	9	12	9	12

RB でも確認でき、既往の知見⁶⁾とも整合する結果である。このような固有振動数の長周期化の要因として、非構造部材のなじみ度合の変化や構造部材での微細なひび割れなどの影響が推測される。

3. 11 地震前の 1 次および 2 次の固有振動数の履歴において、固有振動数が応答振幅の増大とともに低下するいわゆる応答振幅依存の関係を示す傾向が確認できる。また、3. 11 地震前の固有振動数の推定結果は同一振幅においてやや幅を持った分布性状を示し、3. 11 地震中の固有振動数はその分布範囲の下端に沿って推移する傾向が確認できる。既往の研究⁷⁾では、大きな振幅を経験することにより固有振動数は低下しその後の中小地震でも完全には元の値に戻らないことが報告されている。3. 11 地震前の固有振動数が広がりを持って推定されている理由の一つとして、比較的小振幅であったとしても非構造部材は少なからず影響を受け、その結果、固有振動数が僅かではあるが低下する現象の発生している可能性が挙げられる。

3. 11 地震後の固有振動数は 3. 11 地震後半部での固有振動数の履歴に沿った範囲で応答振幅依存の関係を示すことが確認でき、その傾きは 3. 11 地震前に比較してやや変化している。この傾向は建物 RB ならびに建物方向によらず概ね同様の傾向を示している。

また、同図中には竣工時（建物 RA のみ）および 3. 11 地震後に屋上階で実施した常時微動計測より求めた固有振動数を併せて示している。竣工時の常時微動計測は長周期振動計により、3. 11 地震後は 2012 年 9 月および 2013 年 9 月の 2 回地震観測装置を利用して実施した結果であり、竣工時は 1 次モードのみ、3. 11 地震後は 2 次モードまでの結果を参考値として示すものである。ここで、常時微動計測による固有振動数は屋上単独記録に対する周波数分析結果から求めた値であり、動特性推定で採用した伝達系の固有振動数とは異なる性質のものである。しかしながら、竣工時の常時微動計測結果は 3. 11 地震前の比較的小振幅範囲に分布する固有振動数の上端延長上近傍に、3. 11 地震後の常時微動計測結果は 3. 11 地震後の分布範囲の履歴延長上近傍にそれぞれ位置しており、常時微動計測時点での建物の動特性を概ね反映していると考えられる。ここで示した常時微動計測結果を比較する際は約 20 年間での変化を含むと捉えるべきであり、その間に 2 割程度の固有振動数の低下が認められる。3. 11 地震直前での常時微動計測結果が存在しないため、3. 11 地震によって常時微動計測結果がどの程度変化したかを特定することはできない。しかしながら、屋上階での常時微動計測結果に 3. 11 地震による影響が反映されていることは明確であることから、常時微動計測時点での建物の特性が反映された固有振動数の差を建物の健全性評価の 1 指標として活用できる可能性を示唆する結果である。なお、一般に常時微動計測結果は非構造部材の特性を含んだものと考えられており、常時微動計測結果の比較は単に非構造部材の剛性低下度合を評価しているに過ぎない可能性がある。この点は、非構造部材施工前後での建物の固有振動数を計測し評価するなどして、非構造部材の剛性寄与度を別途検討する必要がある。

建物 RA での 1 次の減衰定数に関しては固有振動数ほど明確な傾向ではないものの、応答振幅の増大とともに減衰定数が大きくなる

(a) 建物短辺方向

(b) 建物長辺方向

図5 建物RAでの固有振動数および減衰定数の応答振幅依存性

応答振幅依存の関係を示し、その関係は3.11地震前後で異なる特性を示す傾向が確認できる。すなわち、3.11地震前の減衰定数が応答振幅の増大に応じて概ね1~3%の値を示しているのに対して、比較的振幅の大きな3.11地震中は3~5%の値を示す。また、3.11地震後の減衰定数は3.11地震中の減衰定数の履歴延長上に移動し、3.11地震前に比較して若干ではあるが大きな値を示す傾向にあることが確認された。2次の減衰定数に関しては応答振幅依存性を示す傾向は確認できるものの、1次の減衰定数に比較して小振幅時のばらつきが大きく3.11地震前後での明確な変化までを確認することは困難である。これらの傾向は建物方向によらず概ね同様である。なお、本報ではばらつきを含んだ状態での減衰定数に関する検討ではあるが、固有振動数のような相対変位に依存した明確な変動は確認されなかった。減衰定数の推定に関しては、主要動部を含む比較的応答振幅の大きな範囲のみを検討区分に選定する、検討区分長をより長く設定するなどの方策も有効となる可能性があり、同一地震内で推定された値を安定した範囲のみで平均化する⁸⁾などの方法も提案されている。今後は、推定結果の厳密性確保を念頭に適切な減衰定数の推定条件についても検討を行う予定である。

(a) 建物短辺方向

(b) 建物長辺方向

図6 建物RBでの固有振動数および減衰定数の応答振幅依存性

5. 2 長期変動評価結果

前節で、建物RAおよび建物RBともに3.11地震中に固有振動数は2割程度低下し、3.11地震後も3.11地震前の値に戻っていないことが確認された。ここでは先に挙げた3.11地震前の固有振動数が同一振幅においてもやや幅を持って分布する要因、すなわち比較的小振幅時であったとしても非構造部材は少なからず影響を受け、固有振動数が僅かではあるが低下する場合のある可能性について、長期的な変動の視点から検討を行う。ここでは、過去最大の相対変位を経験した地震記録のみに対して動特性を推定した結果を示し、過去最大相対変位との関係について考察する。表3に過去最大相対変位を記録した地震諸元を、図7および図8に建物RAおよび建物RBに関する過去最大相対変位を記録した地震内での動特性変動を示す。なお、参考として過去最大の相対変位を記録しているわけではないが最新地震での結果も併せて示している。建物RA短辺方向での固有振動数について、RAX①地震記録では相対変位も小さく地震中の変動はほとんど見られない。しかしながら、やや相対変位の大きくなるRAX②地震では地震中に固有振動数の低下が認められ、地震最後部でもRAX①地震の最後部での値に完全には戻りきっていない。さらに振幅

の大きくなるその後の地震（RAX③，④）では，地震中の固有振動数の最小値が更新される点，低下した固有振動数はその後徐々に回復傾向を示す点，地震最後部での固有振動数はRAX②地震での傾向と同様に1地震前の最後部での値に完全には戻りきっていない点を確認できる。なお，長辺方向での結果も含め地震先頭部での固有振動数は1地震前の最後部での値に比較して若干低下している。これは，推定結果の安定化を図る目的で同定区間幅を1次の固有周期の10倍に設定したこと起因したものと推測される。すなわち，同定1区間目に応答振幅の大きな範囲が含まれ，純粋な微動レベルでの評価となっていないためである。観測記録は若干ではあるが地震前の微動まで遡って計測されるよう設定されているが，本ケースでは同定区間幅と計測時の遡り時間との関係からこのような現象が発生したものと推測され，計測条件および分析条件の両面において改善の余地が残されている。

3.11地震では，最大相対変位の増加に伴い固有振動数が低下し，その後回復傾向を示すこと，最後部では主要動前の値には完全に戻りきっていないなどの傾向が明確に捉えられている。3.11地震では徐々に最大相対変位が大きくなるため，最大相対変位の小さな地震先頭部での固有振動数が推定されており，RAX④地震最後部との連続性が概ね表現されている。RAX④地震と3.11地震とは6年程度離れていることから，その間での経年変化や過去最大相対変位を更新しない地震による影響度合よりも過去最大の相対変位の経験による影響度合の方が大きいと推察される。なお，最後部での固有振動数が1地震前の最後部での値には完全に戻りきっていない点は3.11地震とそれ以前の地震とで同様の傾向ではあるが，最大相対変位で5倍以上の開きがあり，振幅レベルも考慮した要因分析が必要である。

最新地震での固有振動数の回復度合は，ほぼ同程度の最大相対変位を示すRAX④地震時の結果に比較して大きくなっている。このことは，3.11地震後の応答振幅依存性を示す傾きが3.11地震前の傾きに比較してやや変化すると前節の傾向を裏付ける結果である。この傾向は建物RA長辺方向や建物RBにおいても確認できるが，現状では3.11地震前後で観測期間や比較データ数に差があるなどの課

題があり，今後も継続して検討を行う必要がある。

建物RBでの固有振動数についても建物RAでの傾向と概ね整合した結果であると言える。なお，建物RBでの結果からは，地震最後部での固有振動数と次の地震先頭部での固有振動数とは概ね一致しており，連続性を示す傾向のあることが確認できる。すなわち，固有振動数が完全には戻りきらない理由の一つとして，過去最大相対変位の経験による可能性が高いとした先の推察を裏付けるものであると考えられる。以上より，3.11地震前の比較的小振幅時の固有振動数において，同一振幅時にやや幅を持った分布性状を示す現象は地震前の固有振動数には完全には戻らないことに起因していると考えられ，その発生要因として過去最大相対変位の経験が関係している可能性の高いことが指摘された。

固有振動数が戻りきらない理由としては見かけ上の剛性低下が想定され，比較的小振幅時に寄与するものとして例えば非構造部材による摩擦やなじみ度合の変化などが考えられる。比較的小さな単一地震内での固有振動数の変動は3.11地震時の変動に比較すると微小なものであるが，複数の地震を含めた長期的な変動の中では少な

表3 過去最大相対変位を記録した地震諸元

建物名	地震発生年月日 時間	震央位置	規模(M)	震源深さ(km)	震央距離(km)	気象庁震度階級	短辺方向		長辺方向	
							地震番号	建物の最大相対変位(cm)	地震番号	建物の最大相対変位(cm)
建物RA	1993/5/21 11:36	茨城県南部	5.4	61	40	3	RAX①	0.30	RAY①	0.37
	1994/10/4 2:56	神奈川県西部	4.4	28	97	3	RAX②	0.96	RAY②	1.16
	2000/6/3 17:54	千葉県東方沖	6.1	48	58	3	RAX③	1.35	—	—
	2004/10/6 23:40	茨城県南部	5.7	66	30	4	—	—	RAY③	2.55
	2005/4/11 7:22	千葉県北東部	6.1	52	46	3	RAX④	1.95	RAY④	2.87
	2011/3/11 14:46	三陸沖	9.0	24	360	5強	3.11地震	14.8	3.11地震	12.7
	2012/12/7 17:18	三陸沖	7.3	49	420	3	最新地震	1.16	最新地震	2.16
	1995/3/23 7:24	茨城県南部	5.1	56	42	3	RBX①	0.29	RBX①	0.25
建物RB	1995/7/3 10:28	相模湾	5.2	122	92	2	RBX②	0.55	RBX②	0.48
	1996/8/11 11:37	千葉県東方沖	6.4	52	154	2	RBX③	1.10	RBX③	0.71
	1996/12/21 10:28	茨城県南部	5.6	53	29	3	RBX④	1.28	RBX④	1.45
	2003/5/26 18:24	宮城県沖	7.1	72	365	3	RBX⑤	1.86	—	—
	2004/10/23 17:56	新潟県中越地方	6.8	13	158	4	RBX⑥	2.26	—	—
	2004/10/23 18:34	新潟県中越地方	6.5	14	157	4	RBX⑦	3.88	RBX⑦	2.74
	2005/8/16 18:34	宮城県沖	7.2	42	339	3	RBX⑧	4.34	RBX⑧	2.81
	2011/3/11 14:46	三陸沖	9.0	24	375	5弱	3.11地震	9.72	3.11地震	11.6
	2012/12/7 17:18	三陸沖	7.3	49	446	3	最新地震	2.35	最新地震	2.69

(a) 建物短辺方向

(b) 建物長辺方向

図7 建物RAでの過去最大相対変位を更新した地震内での動特性変動

(a) 建物短辺方向

(b) 建物長辺方向

図8 建物RBでの過去最大相対変位を更新した地震内での動特性変動

からず動特性に影響を与えると推察される。このことは、建物の構造健全性を評価する場合には、特定の地震時での動特性評価とともに長期的な視点での評価も行うことで、より有意義な結論を見いだせる可能性のあることを示唆する結果である。

減衰定数に関しては、3.11地震時において相対的に大きくなる傾向は確認できるものの、それ以前の地震では固有振動数で指摘された過去最大相対変位の更新に伴う変化は確認できなかった。

6. まとめ

首都圏に位置する2棟のRC造超高層建物での長期にわたる地震観測記録を用いて、建物動特性（2次までの固有振動数ならびに減衰定数）の長期（竣工時以降）および短期（単一地震内）での時間変動の評価を試みた結果、以下の結論を得た。

- 1) 2011年東北地方太平洋沖地震時に観測された地震応答波形の分析より、1次モードのみから加速度最大値を評価した場合は観測波形の半分程度に留まることが確認された。長周期地震動の卓越した首都圏に位置する本建物において、観測波形を評価する上では、少なくとも2次のモードまで評価する必要がある。
- 2) 3.11地震時での固有振動数の評価より、最大相対変位の増加に伴い固有振動数が低下し、その後回復傾向を示すこと、最後部では主要動前の値には完全に戻りきっていないなどの点が、2棟の建物の共通する特性として確認された。また、3.11地震後での固有振動数の応答振幅依存を示す傾きは3.11地震前の傾きとは異なる傾向を示す可能性のあることが指摘された。
- 3) 3.11地震前の比較的小振幅時の固有振動数においても、地震前の値には戻りきらない場合のあることが確認された。このような現象が発生する要因の一つとして、振幅の大きさによらず過去最大相対変位の経験が関係している可能性の高いことが指摘された。
- 4) 常時微動計測より求めた固有振動数は、常時微動前後に発生した地震時の固有振動数と概ね対応した傾向を示すことが、3.11地震前後ともに確認された。非構造部材の影響度合を別途検討する必要があるものの、常時微動計測時点での建物の特性が反映された

固有振動数の差を建物の構造健全性評価の1指標として活用できる可能性を示唆する結果である。

- 5) 減衰定数の評価では、固有振動数のような相対変位に依存した明確な変動は確認されなかった。本論で推定された減衰定数は、固有振動数に比較してばらつきが大きく評価されており、今後は推定結果の厳密性確保を念頭に適切な減衰定数の推定条件についても検討を行う予定である。

謝辞

本建物の地震観測は、独立行政法人都市再生機構との共同研究として実施しているものであり、東京理科大学 永野教授をはじめUR超高層集合住宅地震観測合同研究会の関係者各位よりご助言を頂きました。また、本研究にあたり、慶應義塾大学 三田教授主催の「構造ヘルスマニタリングプロジェクト研究会」で得られた成果を参考にさせていただきました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 足立修一：「MATLABによる制御のためのシステム同定」、東京電機大学、2002.5.
- 2) 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、建築学会構造系論文集、第508号、pp.47-54、1998.6.
- 3) 日本建築学会：建築物の減衰、pp.160-177、2000.10.
- 4) 上林宏敏、大西良広、林康裕：2004年9月紀伊半島南東沖地震の観測記録に基づく大阪平野の超高層建物の振動特性、日本建築学会技術報告集、第31号、pp.679-684、2009.10.
- 5) 赤池弘次他：赤池情報量規準、2008.6.
- 6) 源栄正人、三辻和弥、田中匠子、鹿嶋俊英、大野晋：2011年東北地方太平洋沖地震における被害建物の地震前後の振動特性の変化、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-2、pp.45-46、2011.
- 7) 鹿嶋俊英、北川良和：強震記録に基づく進化戦略手法による建物の振動特性評価、日本建築学会構造系論文集、第602号、pp.145-152、2006.4.
- 8) 中村充、勝俣英雄、福山洋：超高層SRC建物の地震観測結果に見られる動特性の振幅依存性、日本建築学会大会学術講演梗概集、B2、pp.591-592、2013.
- 9) 森下真行、齊藤芳人、龍神弘明、渡辺一弘、田沼毅彦：長期間の地震観測記録に基づくRC造超高層建物の動特性評価、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-2、pp.695-696、2012.

[2013年10月16日原稿受理 2014年1月24日採用決定]