

長周期地震動観測記録を用いた 超高層建物の振動特性の時系列評価

竹平 匠吾¹・山崎 文雄²

¹学生会員 千葉大学 大学院工学研究科 博士前期課程 (〒263-8522 千葉市稲毛区弥生町1-33)
E-mail: acha2151@chiba-u.jp

²正会員 千葉大学教授 大学院工学研究院 (〒263-8522 千葉市稲毛区弥生町1-33)
E-mail: fumio.yamazaki@faculty.chiba-u.jp

2011年東北地方太平洋沖地震の際、震源から遠く離れた東京新宿や大阪湾岸などの超高層ビルにおいて、長周期地震動が原因となって、エレベータ停止などの機能支障や非構造部材の損傷が多数発生した。本研究では、大阪湾岸に位置する地上55階建の鉄骨造超高層建物で得られた22個の地震観測記録を用いて、1階に対する52階の床応答の3次モードまでの固有周期、減衰定数、刺激関数を同定した。建物軸方向別にこれらのパラメータの値を示し、それらの値の時系列での変化を把握した。また、各地震記録に対して得られたパラメータ値と2011年東北地方太平洋沖地震(本震)における1階床での記録を用いて、モード合成法により52階の床応答を計算し、対象建物の構造特性の時系列変化による影響を評価した。

Key Words: long-period ground motion, high-rise building, vibration characteristics, transfer function, the 2011 Tohoku earthquake

1. はじめに

現在、長周期地震動による超高層建物の部材損傷や機能支障が懸念されている。超高層建物や石油タンク等の長周期構造物は、長周期地震動の被害を受けやすい。また、長周期地震動は震源域から遠く離れた場所に広範囲に渡って長時間揺れが伝わる。2003年十勝沖地震では、北海道内の数多くの大型石油タンクにスロッシングによる被害が発生した¹⁾。2011年東北地方太平洋沖地震の際は、震源から遠く離れた東京新宿や大阪湾岸の超高層ビルなどにおいて、エレベータ停止などの機能支障に加えて、内装材や防火扉の破損などの被害が多数発生した²⁻⁴⁾。我が国における超高層建物の数は年々増加し続けており、その大部分が3大都市圏(東京、名古屋、大阪)に集中している⁵⁾。これら大都市圏の位置する関東平野、濃尾平野、大阪平野は、いずれも軟らかい堆積層が厚く堆積しているため、長周期地震動が増幅しやすく、超高層ビルなどの長周期の構造物に入力すると共振を起こしやすいことが問題となっている。

また、今後30年以内に南海トラフを震源とするマグニチュード8から9クラスの地震(南海トラフ巨大地震)が発生する確率は60~70%と非常に高い。この地震により影響を受ける人口は、東北地方太平洋沖地震に比べるとはるかに多いと考えられ⁶⁾、最大クラスのものが発生した場合の被害総額は100~150兆円とも予測されている。

このような背景から、現在、官民を挙げて南海トラフ巨大地震の対策が検討されているが^{7,8)}、その大きな項目の1つとして長周期地震動への対策がある。気象庁では、長周期地震動に関する情報として周期1.6~7.8秒の絶対速度応答スペクトルの最大値を用いた「長周期地震動階級」を試行的に発表している⁹⁾。しかし、この長周期地震動階級は認知度が低く、計測震度と比べると一般的には普及していない。そこで、長周期地震動の揺れの大きさを表す指標に対する研究が、数多く行われている^{10,11)}。

長周期地震動の大きな特徴は、短周期の地震動が激烈でない地域においても、長周期構造物を選択的に大きく揺らすことである。したがって、長周期地震動の発生メカニズムの研究に加えて、長周期構造物の地震時応答挙動の把握が重要なテーマとなっている。応答解析による長周期構造物の挙動予測の検証のためにも、実構造物の実地震動に対する観測記録の分析は重要といえる。

2011年東北地方太平洋沖地震に際しては、複数の超高層建物において、基礎部と上層階で地震動記録が得られている。これらを解析した研究として永野等¹²⁾は、関東と関西地域に建つ14の超高層住宅で、本震時に建物内で得られた強震記録を用いて、非線形挙動を含む建物振動特性を分析した。また山下等¹³⁾は、新宿に位置する29階建の鉄骨造建物における観測記録を用いて、本震前後における建物の振動特性の変化を把握した。久保等¹⁴⁾は、同じ新宿の超高層建物における東北地方太平洋沖

地震の強震記録とテナントへのアンケート結果を用いて、被害や揺れの状況を分析した。さらに Celebital¹⁵⁾は、震央から約 769km 離れた大阪湾岸に位置する超高層建物に対して、本震時の振動特性について報告している。その他にも個別の超高層建物に関しての検討が多数行われている^{16,17)}。

本研究では、東北地方太平洋沖地震およびその後 6 年間にわたり得られた地震観測記録¹⁸⁾を用いて、大阪湾岸に位置する地上 55 階建の超高層建物の振動特性の評価を行う。伝達関数の適合法¹⁹⁾に改良を加え、3 次モードまでの固有周期、減衰定数、刺激関数を順次に同定し、これらの値の変化を時系列で把握した。

2. 対象とする超高層建物と観測地震動

大阪湾岸に位置する地上 55 階建ての鉄骨造(S)建物を検討対象とする。地階は鉄骨鉄筋コンクリート(SRC)造であり、1 階以上は S 造となっている。地震計は 1F, 18F, 38F, 52F の各階床に設置されており、それぞれ建物の水平 2 成分、上下 1 成分の合計 3 成分の加速度を記録する。水平成分は、北から時計周りに 229° の建物短辺(x)方向と、同じく 319° の建物長辺(y)方向を用いる。対象建物の各階(1F, 18F, 38F, 52F)における加速度計の設置箇所¹⁹⁾を

図 1 に示す。本研究で使用する地震動の発生日時や震源などの情報を表 1 に一覧する。対象建物で得られた地震記録のうち、記録時間が長いものを中心に 22 地震を選

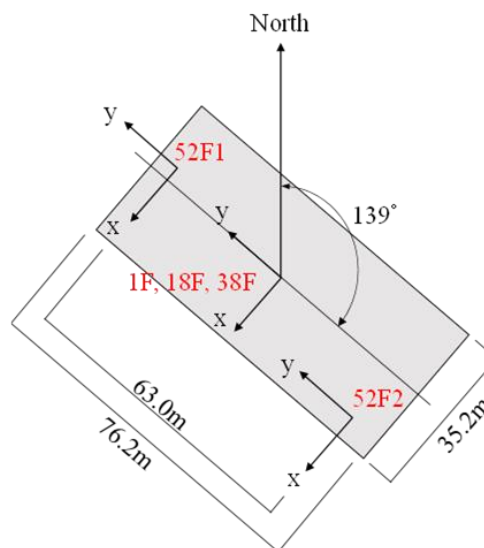


図 1 対象建物の各階(1F, 18F, 38F, 52F)における加速度計の設置箇所¹⁹⁾

表 1 対象建物における地震観測記録

No.	年	月	日	時刻	震央	M (JMA)	震央距離	1Fにおける最大加速度 (cm/s ²)		記録時間長(s)
								x方向	y方向	
1	2011	3	9	11:45	三陸沖	7.3	813	0.8	0.7	900
2	2011	3	11	14:46	三陸沖	9.0	769	34.3	33.5	999
3	2011	3	11	15:15	茨城県沖	7.6	555	8.9	9.2	960
4	2011	3	12	3:59	長野県北部	6.7	387	1.5	1.2	999
5	2011	3	15	22:31	静岡県東部	6.4	309	1.6	1.4	999
6	2011	4	7	23:32	宮城県沖	7.2	704	2.2	1.5	960
7	2011	4	11	17:16	福島県浜通り	7.0	539	1.5	1.1	900
8	2011	7	5	19:18	和歌山県北部	5.5	74	4.7	2.8	720
9	2011	7	10	9:57	三陸沖	7.3	816	1.4	1.5	840
10	2011	8	1	23:58	駿河湾	6.2	286	1.9	1.4	670
11	2013	4	13	5:33	淡路島付近	6.3	59	23.2	15.2	400
12	2014	3	14	2:06	伊予灘	6.2	340	1.4	1.5	600
13	2014	11	22	22:08	長野県北部	6.7	319	1.4	1.7	600
14	2015	5	30	20:23	小笠原諸島西方沖	8.1	904	2.0	1.9	600
15	2016	4	1	11:39	三重県南東沖	6.5	181	4.0	4.5	600
16	2016	4	14	21:26	熊本県熊本地方	6.5	475	0.7	0.6	600
17	2016	4	15	0:03	熊本県熊本地方	6.4	480	0.4	0.5	600
18	2016	4	16	1:25	熊本県熊本地方	7.3	478	6.1	6.6	600
19	2016	7	30	6:18	マリアナ諸島	7.7	2032	0.2	0.2	1200
20	2016	10	21	14:07	鳥取県中部	6.6	164	8.7	7.1	600
21	2016	11	22	5:59	福島県沖	7.4	633	1.9	2.1	600
22	2017	6	25	7:02	長野県南部	5.6	239	0.8	1.1	600

択した。対象建物では2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震の本震（以下、本震と呼ぶ）の前後において、記録時間の長い波形が多く観測された。図2に対象建物1Fにおける速度応答スペクトル($h=0.05$)を示す。図3は、本震における各階での観測加速度記録である。この地震観測記録は揺れの継続時間が800秒超（記録時間999秒）と極めて長い。各水平成分においては、上層階へ行くにつれて応答が増大している様子確認できる。また、建物軸方向の違いによる応答の違いも確認できる。

3. 伝達関数の同定手法

建物の振動モードに対する固有周期，刺激関数，減衰定数などのパラメータを伝達関数の適合法¹³⁾により同定する。式(1)に示す伝達関数の理論解の振幅 $|G_K(\omega)|$ について、観測記録と最小二乗法を用いて最適値を求める。各振動モードに対して、建物の k 階における j 次の刺激関数 $\beta_j\varphi_{j,k}$ と減衰定数 h_j を適合させる。理論伝達関数と比較するため、建物の地震観測記

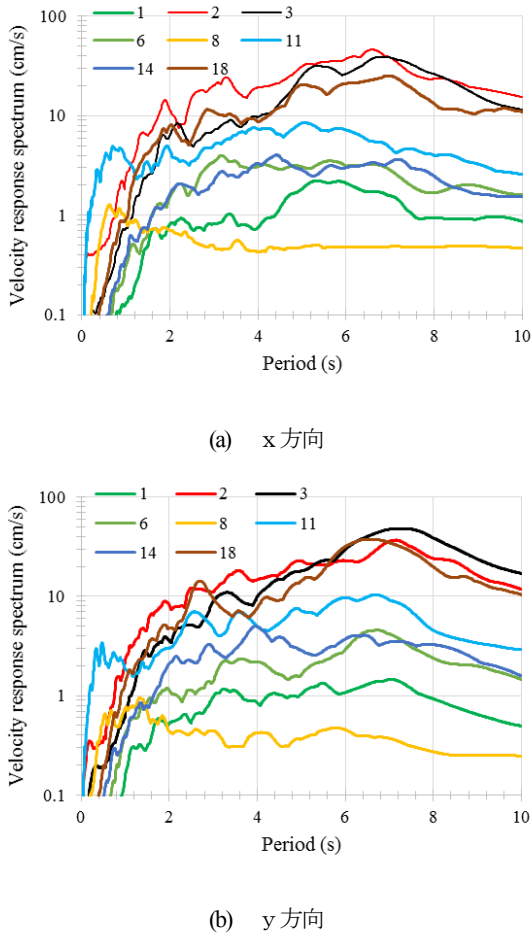


図2 対象建物1Fにおける速度応答スペクトル($h=0.05$)

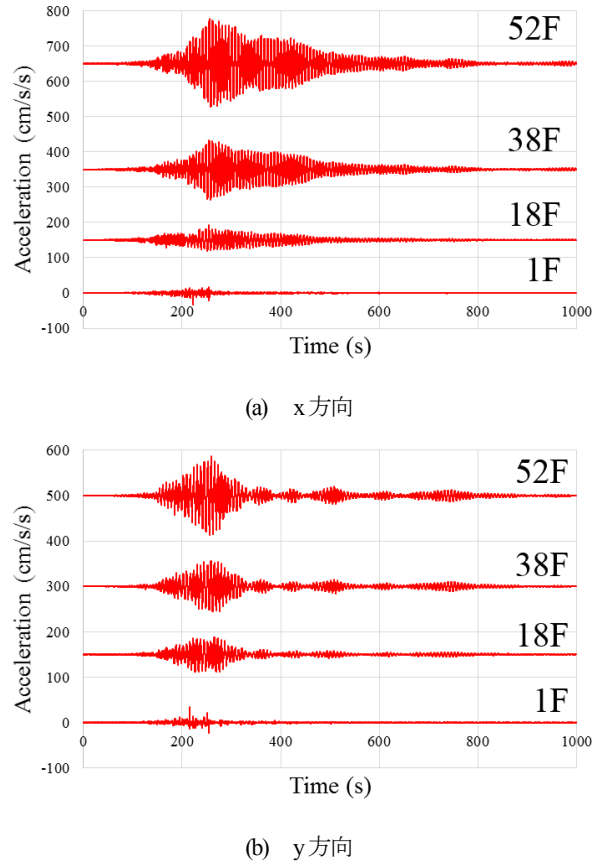


図3 本震(No.2)における建物各階での観測加速度記録

録を用いて、 k 階における1階に対するフーリエ振幅比を用いる。各フーリエスペクトルを求める際には、Parzen ウィンドウ（バンド幅 0.005Hz）を用いて平滑化を施した。

$$\begin{aligned}
 |G_K(\omega)| &= \sqrt{G_{KR}(\omega)^2 + G_{KI}(\omega)^2} \quad B_j = \frac{\omega}{\omega_j} \\
 G_{KR}(\omega) &= \sum_{j=1}^N \frac{1 + (h_j B_j)^2 - B_j^2}{(1 - B_j^2)^2 + (2h_j B_j)^2} * \beta_j \varphi_{j,k} \\
 G_{KI}(\omega) &= \sum_{j=1}^N \frac{-2h_j B_j^3}{(1 - B_j^2)^2 + (2h_j B_j)^2} * \beta_j \varphi_{j,k}
 \end{aligned} \quad (1)$$

既往の研究では¹³⁾、最初に各次のモードの固有振動数を観測記録のフーリエ振幅比の頂点より定めてから、理論伝達関数と観測フーリエ振幅比について最小二乗法を用いて、同定する建物の刺激関数，減衰定数を適合させる。しかし、この手順を用いると、最初に定めた各次の固有振動数の値により、同定結果が大きく依存する。そこで本研究では、各次の固有振動数も含めて3つのパラメータを同定する手順を試みた。具体的には、刺激関数，減衰定数の値に加えて、各次の振動モードのピーク周辺について、固有振動数を最小二乗法により観測フーリエ振

幅比から推定した。式(1)における N は採用次数のことであり、本研究では $N=3$ として、通常応答を評価するうえで充分と考えられる3次モードまでを同定する。

また本研究では、伝達関数の適合法を行う際に、1~3次までの同定を同時には行わず、式(1)の処理を1つずつ順に行うという手順を採った。具体的には、フーリエ振幅比の卓越しているピークに関し、1次から順に計算を行っていき、その際の適合範囲としてはピーク周辺のみを用いることにした。最初に1次モードを同定し、この時算出したパラメータを確定値として、次に2次、最後に1,2次での確定値を用いて3次の同定を施す。

計算を分割して行う理由は、既往の研究による伝達関数の適合法を用いて、全ての刺激関数の減衰定数を同時に同定するには、かなりの計算時間を要することが分かった。そのため、本研究においては一度に同定する次数を一つに絞ることで、計算時間の短縮を目的とした。計算するステップ数は増えるが、計算にかかる時間は大幅に短縮することができた。

本研究による伝達関数の適合法が妥当なものであるかどうかを判断するために、最初に既往の研究による結果との比較を行った。具体的には、東北地方太平洋沖地震の本震時における新宿に位置するS造超高層建物における地震記録¹⁹⁾を用いて、既往の研究による同定結果¹³⁾と、上記の方法による結果を比較した。本震における対象建物の29階と1階で得られたものを比較のために用いる地震動とした。表2に比較した各次パラメータの値を示す。また、図4に各手法で得られた伝達関数の適合状況を示す。また図5には、1次モード周辺での適合状況を拡大して示す。2つの手法により得られたパラメータの値は、2次減衰定数の値に差があるものの概ね同様の結

表2 新宿のS造超高層建物における29F/1Fの伝達関数の同定結果の比較

モード次数	固有周期 (s)		減衰定数		刺激関数	
	本研究	山下ら (2012)	本研究	山下ら (2012)	本研究	山下ら (2012)
1	3.08	3.09	0.021	0.018	1.70	1.67
2	0.95	0.95	0.026	0.012	-0.62	-0.52
3	0.47	0.47	0.034	0.032	0.26	0.26

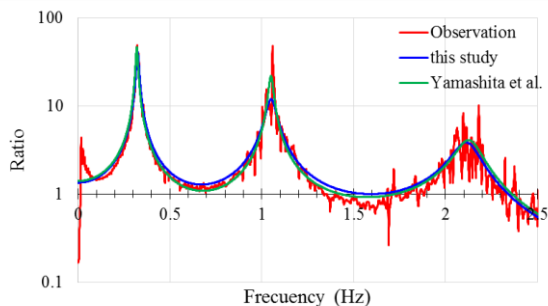


図4 新宿のS造超高層建物における29F/1Fの伝達関数の適合状況

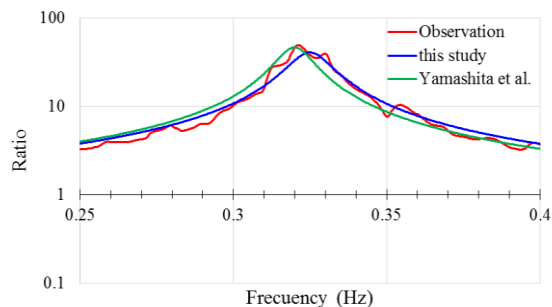
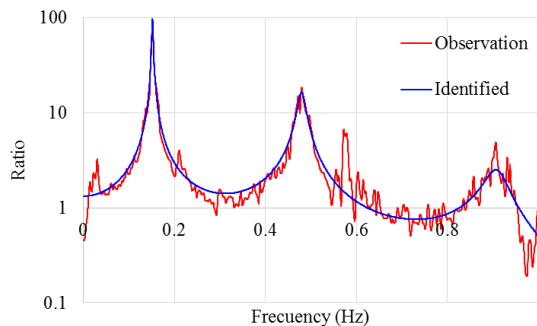


図5 新宿のS造超高層建物における29F/1Fの伝達関数の1次モード周辺での適合状況

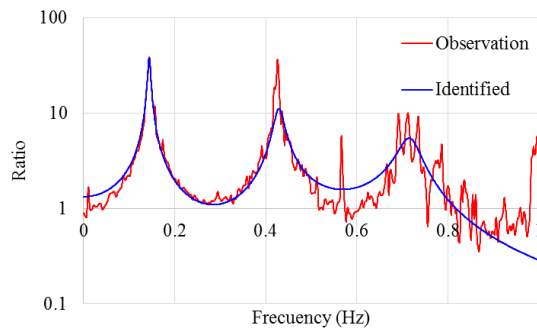
果が得られた。伝達関数の適合状況の比較からは、既往の研究¹³⁾によるものが最初に与えた固有振動数に依存しているのに対して、本研究によるものは固有振動数も含めて同定できていることが確認できる。

4. 対象建物における同定結果

伝達関数適合法に従って、大阪湾岸の地上55階建超高層建物の固有周期、減衰定数、刺激関数などのパラメータを同定した。図6に本震における各方向での伝達関数の適合状況を示すが、3次までの適合が施されていることが見てとれる。



(a) x方向



(b) y方向

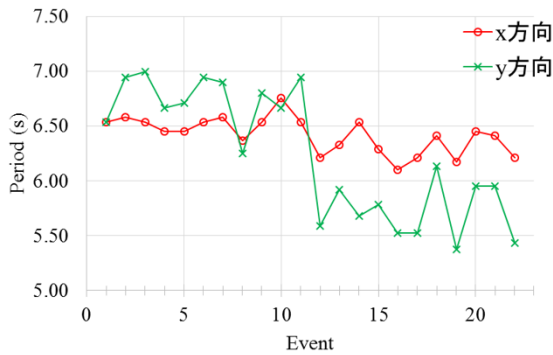
図6 対象建物の本震時の52F/1Fの伝達関数の適合状況

図7に同定した各次固有周期の変化を示す。Event 12以降で各方向の各次固有周期が短くなったことが確認できた。また1次固有周期において、Event 12以前ではx方向に比べてy方向の方がほぼ常に長周期を示していたことに対して、以後ではy方向の周期が大幅に減少した影響でx方向の方が長周期の傾向を示している。2次、3次固有周期に関しては、y方向の方が概ね長周期を示す傾向が見られた。

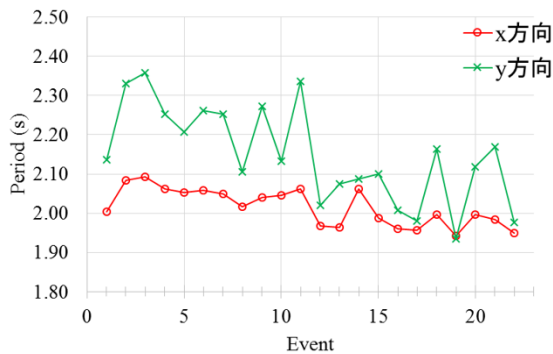
図8に同定した各次減衰定数の変化を示す。x方向においてはEvent 12以降で減衰が大幅に増加していることが確認できる。これらのEvent 12以降での固有周期、減衰定数の変化については、対象建物の制震補強工事²⁰⁾が

2012年6月から2014年1月にかけて行われていたことが影響したと考えられる。x方向に152台の鋼材系ダンパーが、y方向に140台のオイルダンパーが設置された。これらの制震ダンパーの設置により、地震エネルギーを吸収することができ、建物の変位振幅や揺れ継続時間の低減が図られた。

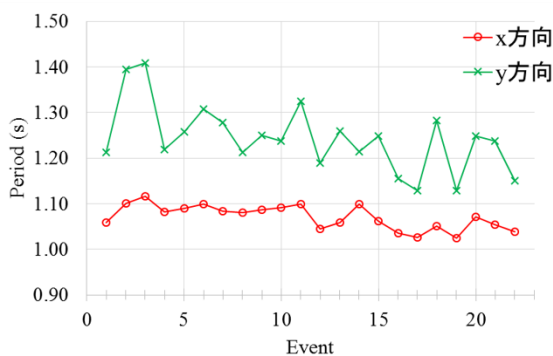
図9に同定した各次の固有周期、減衰定数と1Fにおける最大速度との関係を示す。固有周期においては、1次から3次まで全てのモードで、速度振幅の増加による周期の伸びが確認できる。一方、減衰定数においては、1次で速度振幅の増加による減衰の低減が確認できたが、2,3次においてはとくに傾向は見られなかった。



(a) 1次モード

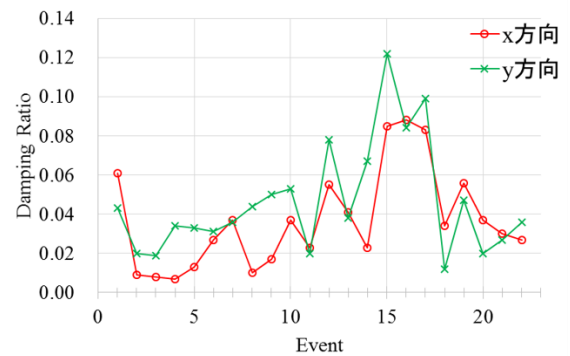


(b) 2次モード

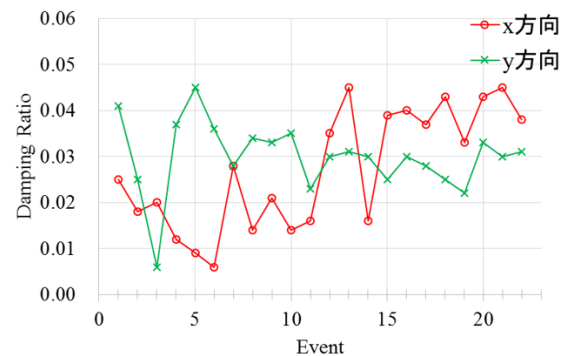


(c) 3次モード

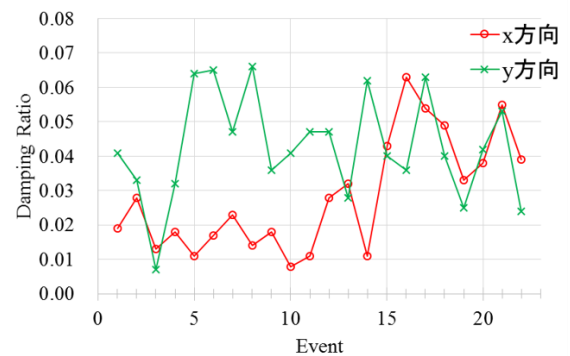
図7 同定した各次の固有周期の変化



(a) 1次モード



(b) 2次モード



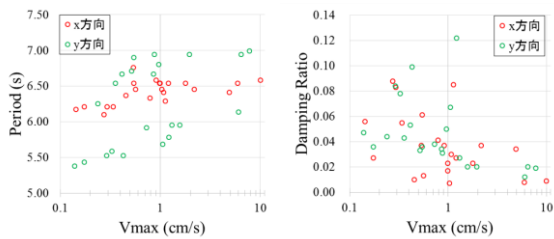
(c) 3次モード

図8 同定した各次の減衰定数の変化

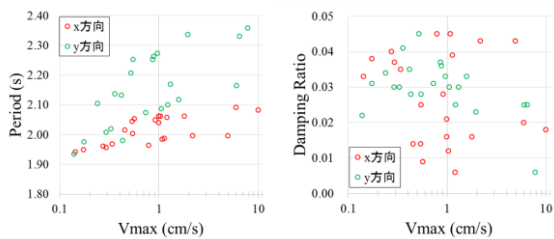
得られた各パラメータの妥当性を確かめるために、3次までのモード合成法によって、同定した固有周期、減衰定数、刺激関数を用いて算出した応答と観測記録の比較を行った。本震におけるモード合成法による52Fの応答と観測記録との比較を図10に示す。x方向においてピーク前は同定値による応答、ピーク後は観測記録による値が大きく、振動特性の変化が見て取れる。y方向においては、ピーク前は観測記録による値が大きく、ピーク後は良好な一致が見られた。各方向において得られたパラメータによる応答は、観測記録を概ね再現していることが確認できたため、伝達関数適合法の妥当性を再確認することができたといえよう。

5. 対象建物の制震補強効果

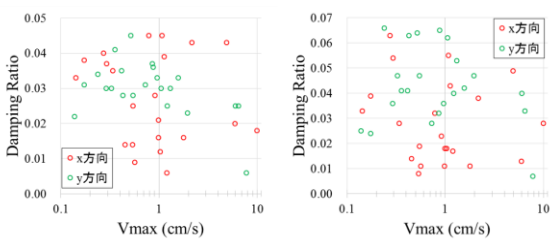
本研究によって得られた各パラメータを用いて、対象建物の制震補強による効果を把握する。各地震記録を用いて同定した値と本震における1Fの記録を用いてモード合成法によって算出した52Fの応答と実際の観測記録



(a) 1次モード

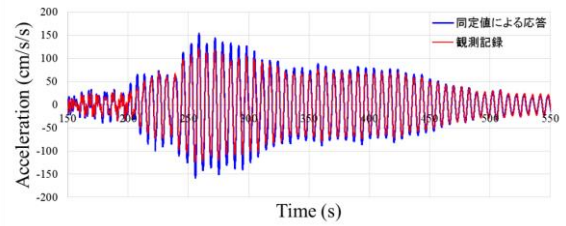


(b) 2次モード

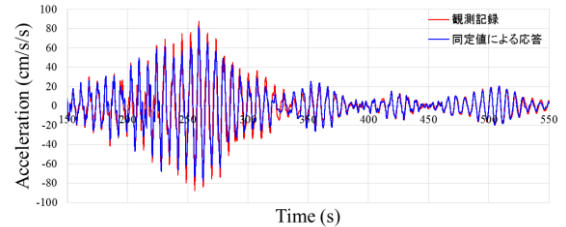


(3) 3次モード

図9 同定した各次の固有周期（左列）、減衰定数（右列）と1Fにおける最大速度との関係



(a) x方向

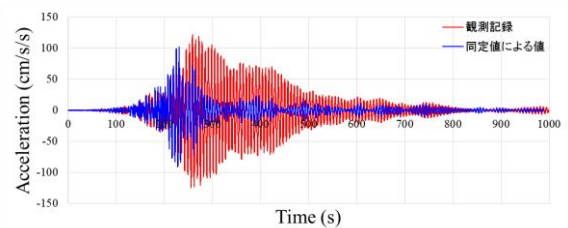


(b) y方向

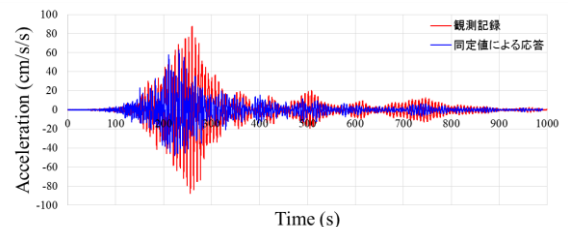
図10 本震におけるモード合成法による52Fの応答と観測加速度記録との比較

を比較することで検証を行った。図11にEvent22で得られた同定値と本震における1Fの記録を用いて算出した52Fの応答と観測記録との比較を示す。Event22は、本震の6年後に発生した地震記録である。2012年6月から2014年1月にかけて行われて工事によって補強された建物に対して同じ地震動を入力した場合には、観測記録よりも大幅に小さな値を示すことが確認できた。

同様の検討を各地震記録で得られたパラメータを用いて行い、対象建物の強度の変化を確認した。図12に各地震記録における同定値と本震における1Fの記録を用いて算出した52Fの応答と観測記録との最大加速度の比

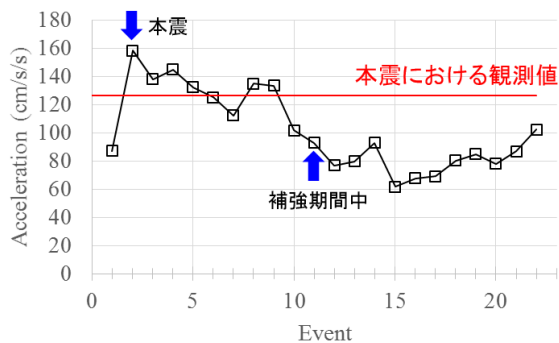


(a) x方向

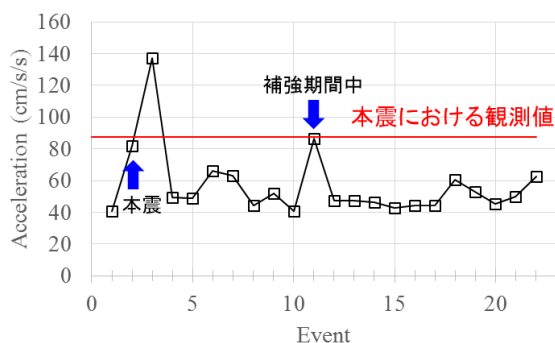


(b) y方向

図11 地震No.22における同定値と本震における1Fの記録を用いて算出した52Fの応答と本震観測記録との比較



(a) x方向



(b) y方向

図 12 各地震記録における同定値と本震における 1F の記録を用いて算出した 52F の応答と観測記録との最大加速度の比較

較を示す。x 方向においては、Event 2 から Event 9 にかけて同定値を用いて算出した値が本震における観測値を概ね上回る結果になった。Event 12 以降は本震における観測値を大きく下回る結果となり、制震補強による建物応答の低減の様子を確認できた。一方、y 方向においては、Event 3 で得られた結果が最大の値を示しており、それ以降の記録に関しては補強工事期間中の Event 11 で得られた値を除いて、概ね本震における観測値を大きく下回る結果となった。

6. まとめ

大阪湾岸に位置する 55 階建ての超高層建物において観測された東北地方太平洋沖地震前後の記録を含む 22 個の地震記録を用いて、建物の振動特性の時系列変化について検討した。伝達関数適合法に改良を加えて、各地震に対する 3 次モードまでの振動特性パラメータを同定し、22 地震における建物軸方向ごとに、固有周期、減衰定数、刺激関数の値を求めた。この結果、固有周期の入力動の振幅に依存すること、東北地方太平洋沖地震の本震時には部材損傷が原因と思われる非線形性が生じた

こと、さらにその後の制振補強工事によって振動特性に変化が見られることなどが確認できた。得られたパラメータの妥当性については、モード合成法により確認することができた。また、得られた各パラメータと本震における 1 階の記録を用いてモード合成法で算出した 52 階の応答値と観測値を比較することで、時系列での当該建物の振動特性の変化を把握することができた。

謝辞：本研究では、建築研究所および工学院大学久田嘉章研究室より提供された超高層建物の地震観測記録を使用しました。記して謝辞を表します。

参考文献

- 1) 畑山健, 座間信作, 西晴樹, 山田實, 廣川幹浩 : 2003 年十勝沖地震による周期数秒から十数秒の長周期地震動と石油タンクの被害, 地震 2, 第 57 巻, 第 2 号, 88-103, 2004.
- 2) 津野靖士, 山中浩明, 翠川三郎, 山本俊六, 三浦弘之, 酒井慎一, 平田直, 笠原敬司, 木村尚紀, 明田川保 : 2011 年東北地方太平洋沖地震(Mw 9.0)の本震記録と余震記録を用いた首都圏およびその周辺地域に於ける長周期地震動の特性, 日本地震工学会論文集, 第 12 巻, 第 5 号(特集号), 102-116, 2012.
- 3) 大阪府 : 咲州庁舎の安全性等についての検証結果(平成 23 年 5 月)
<http://www.pref.osaka.lg.jp/otemaemachi/saseibi/bousaitai.html>
- 4) 日本建築学会構造委員会・長周期建物地震対応小委員会 : 長周期地震動対策に関する公開研究会資料, 2012.
- 5) 中山健志, 橋本真一 : 着工統計資料からみた超高層建築物の供給実態と市場に関する考察, 日本建築学会大会梗概集構造 II, 1405-1406, 2011.
- 6) 植竹富一 : 東北地方太平洋沖地震及びその前震・余震で観測された東京湾岸の長周期地震動, 日本地震工学会論文集, 第 12 巻, 第 5 号(特集号), pp.192-206, 2012.
- 7) 内閣府 中央防災会議南海トラフ巨大地震対策検討ワーキンググループ : 南海トラフ巨大地震対策について(最終報告), 2013.
- 8) 内閣府 中央防災会議南海トラフ巨大地震対策検討ワーキンググループ : 首都直下地震の被害想定と対策について(最終方向), 2013.
- 9) 気象庁ホームページ : 長周期地震動階級および長周期地震動階級関連解説表について, 2013.
http://www.data.jma.go.jp/svd/eew/data/ltpgm_explain/about_level.html
- 10) 神田克久, 阿部雅史, 鈴木芳隆, 藤原広行, 森川信之, 前田宜浩, 小鹿紀英, 岡野創, 加藤研一 : 超高層建物応答と相関性のある長周期地震動の揺れの指標の検討, 日本建築学会構造系論文集, 第 79 巻, 第 696 号, 264-274, 2014.

- 11) 能島暢呂：長周期地震動階級の継続スペクトル，日本地震工学会論文集，第15巻，第6号，2015.
- 12) 永野正行，肥田剛典，渡辺一弘，田沼毅彦，中村充，井川望，保井美敏，境茂樹，森下真行，川島学：2011年東北地方太平洋沖地震時の強震記録に基づく関東・関西地域に建つ超高層集合住宅の動特性，日本地震工学会論文集，第12巻，第4号(特集号)，65-79，2012.
- 13) 山下哲郎，久田嘉章，坂本有奈利，久保智弘：新宿超高層街区に建つ鉄骨超高層建築の東北地方太平洋沖地震前後の振動特性，日本地震工学会論文集，第12巻，第4号(特集号)，14-26，2012.
- 14) 久保智弘，久田嘉章，相澤幸治，大宮憲司，小泉秀斗：東日本大震災における首都圏超高層建築における被害調査と震度アンケート調査，日本地震工学会論文集，第12巻，第5号(特集号)，1-20，2012.
- 15) Celebi, M., Okawa, I., Kashima, T., Koyama, S. and Iiba, M. : Response of a tall building far from the epicenter of the 11 March 2011 M9.0 Great East Japan earthquake and aftershocks, *Structural Design of Tall and Special Buildings*, 23, pp.427-441, 2014.
- 16) 永野正行，山田有孝，辻幸二，小田聡：高層RC建物の地震応答シミュレーション解析と深部地盤構造の影響，日本建築学会構造系論文集，第560号，pp.75-82，2002.
- 17) 境茂樹，加藤貴司，伊藤隆之，木村匡：神戸市中央区に建つ高層集合住宅における地震観測一(その3)2004年9月5日紀伊半島南西沖地震時の観測結果とシミュレーション解析一，ハザマ研究年報，pp.1-5，2006.
- 18) 建築研究所：建築研究所の観測記録
<http://smo.kenken.go.jp/ja/smn>
- 19) 工学院大学久田研究室：地震観測データ公開 HP
<http://kouzou.cc.kogakuin.ac.jp/>
- 20) 大阪府：平成28年度第2回大阪府戦略本部会議，2016.

TIME SERIES EVALUATION OF VIBRATION CHARACTERISTICS OF A HIGH-RISE BUILDING UNDER LONG-PERIOD SEISMIC GROUND MOTIONS

Shogo TAKEHIRA and Fumio YAMAZAKI

In the Mw9.0 2011 Tohoku, Japan earthquake, high-rise buildings located in Tokyo and Osaka, far from the source zone, were shaken by long-period seismic ground motion and some of them were suffered from damages to structural and non-structural elements as well as malfunctions of elevators. In this study, vibration characteristics of a high-rise building located in Osaka Bay coast were investigated using seismic records obtained in the Tohoku event and other earthquakes. The natural periods, participation functions and damping ratios were identified based on the fitting of theoretical transfer functions by observed Fourier spectral ratios. Through this identification, the change of modal parameters of the building in time due to structural nonlinearity and seismic retrofitting were recognized.