

軟弱地盤に建つ超高層 RC 造集合住宅の地震観測 2011 年東北地方太平洋沖地震の観測記録

山本 健史^{*1}保井 美敏^{*1}

概 要

地震観測を行うことによって、建築物の振動特性を把握し、振動測定データに基づく建物の損傷検知手法を開発することを目標として、RC 造超高層集合住宅の地震観測を行ってきた。地震観測は 13 年にわたって続けられており、2012 年 7 月末までに 405 の記録が得られている。

観測された記録の中でも、2011 年東北地方太平洋沖地震における応答は非常に大きく、構造体の非線形領域での応答を観測することができた。本報告では、設計時の応答解析モデルと 2011 年東北地方太平洋沖地震で観測された地震動を用いてシミュレーション解析も実施した。シミュレーション解析と観測記録を突き合わせることにより、設計時の応答解析モデルの問題点を検証した。これをもとに、将来的に損傷検知に用いるためにモデルの問題点を修正した修正モデルを作成した。

Result of Seismic Observation of a Tall R/C Condominium Located on Soft Ground -2011 Tohoku Earthquake-

Takeshi YAMAMOTO^{*1}Mitoshi YASUI^{*1}

For the purpose to prove dynamic properties of buildings and develop the method to detect structural damages based on seismic response, vibration of skyscraper reinforced concrete condominium has been measured. The seismic observation has been conducted for 13 years, and 405 records are accumulated.

During the 2011 Tohoku earthquake, nonlinear seismic response of structure in the quite large seismic motion was recorded. In this paper, records of seismic response, and simulation using model that managed at examination of structural design and observation record are reported. Depend on contrast of record and result of simulation, it is revealed issues of simulation model.

^{*1} 技術研究所^{*1} Technical Research Institute

軟弱地盤に建つ超高層 RC 造集合住宅の地震観測 2011 年東北地方太平洋沖地震の観測記録

山本 健史*¹ 保井 美敏*¹

1. はじめに

設計時のシミュレーション解析の精度の向上や、地震時の建物被害の推定を目的として、地震時の建物の挙動を把握するための地震観測が行われている^{1,2)}。

本報告では、埼玉県草加市の軟弱地盤の上に立地する超高層 RC 造集合住宅で実施している地震観測の記録の分析結果について報告する。

2011 年 3 月 11 日に発生した、2011 年東北地方太平洋沖地震では、東日本全域において非常に大きな揺れが観測されており、この建物にでも大きな応答が観測された。この地震の記録については、シミュレーション解析による建物の振動挙動の検討結果も報告する。

2. 対象建物と観測の概要

観測の対象は、地上 30 階、地下 1 階の RC 造杭支持の建物で、埼玉県草加市の比較的軟弱な地盤上に立地している。図-1 に地震計の配置を示す。地震計は地盤内に GL-52M、GL-25M、GL-2M の 3 カ所、建物内に地下 1 階、15 階、屋上階の 3 カ所の合計 6 カ所に設置されている。

3. 観測記録

3.1 全観測記録

図-2 に 1999 年の観測開始以来観測された地震の震央位置を示す。2012 年 7 月末までに全 405 地震の記録が得られており、このうち、約 110 の地震は 2011 年東北地方太平洋沖地震とその余震活動によるものと考えられる地震記録である。

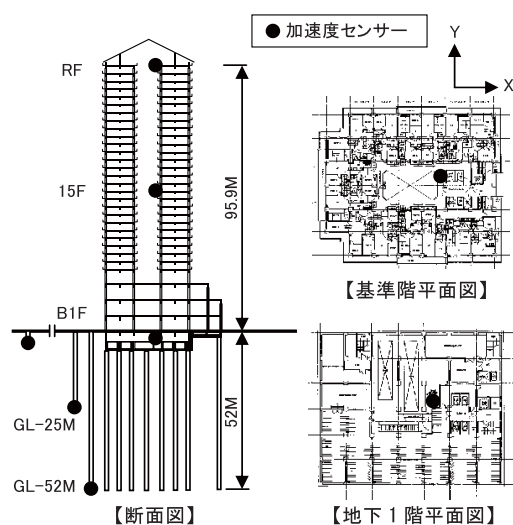


図-1 地震計配置

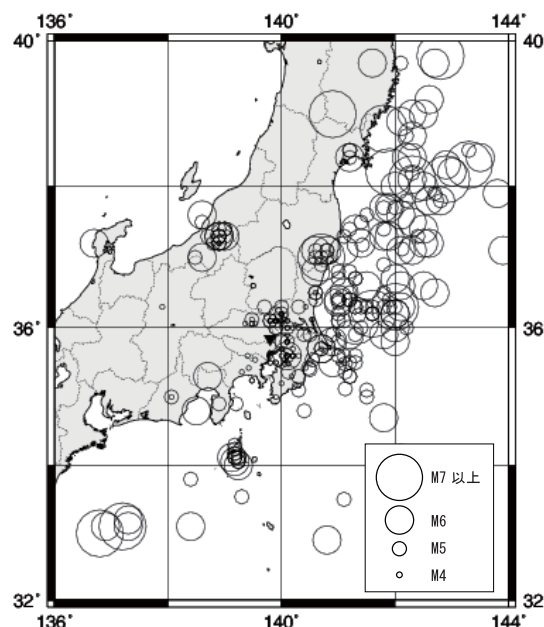


図-2 対象建物と震央の位置関係

3.2 代表的な地震の観測記録

表-1 に、観測開始以来これまでに観測された地震の代表的なものの地震諸元を示す。

この中で、最大加速度応答値が 100gal を超えたのは、表中の地震 No.5、No.6、No.13、No.14、No.16 の 5 記録である。また、これまでに観測された地震の中で最も大きい加速度を記録したのは地震 No.13 の 2011 年東北地方太平洋沖地震で、屋上階で 307.1gal、計測震度は 6.0 であった。なお、この地震の震央距離は 417km である。

表-1 代表的な地震の諸元

No.	発生日時	震源	マグニ チュード	深さ [km]	震央距離 [km]
1	2003年5月26日18時25分	宮城県沖	7.0	60	448
2	2004年10月23日17時56分	新潟県中越地方	6.8	13	188
3	2004年10月23日18時34分	新潟県中越地方	6.5	14	188
4	2005年4月11日7時22分	千葉県北東部	6.1	60	128
5	2005年7月23日16時34分	千葉県北西部	6.0	73	38
6	2005年8月16日11時46分	宮城県沖	5.1	42	65
7	2007年3月25日9時41分	能登半島沖	6.9	11	288
8	2007年7月16日10時13分	新潟県中越沖	6.8	17	250
9	2008年6月14日8時43分	岩手県南部	7.2	8	382
10	2008年7月24日0時26分	岩手県北部	6.8	108	518
11	2009年8月11日5時07分	駿河湾	6.5	23	104
12	2011年3月9日11時46分	三陸沖	7.3	8	441
13	2011年3月11日14時46分	三陸沖	9.0	24	417
14	2011年3月11日15時15分	茨城県沖	7.7	43	156
15	2011年4月7日23時32分	宮城県沖	7.1	66	366
16	2011年4月11日17時16分	福島県浜通り	7.0	6	178

*¹ 技術研究所

地震観測記録を代表して、地震 No.1 (2003 年宮城県沖地震) における時刻歴加速度波形を図-3 に、フーリエスペクトルを図-4 に示す。この地震では、屋上階の最大応答加速度が X 方向で 35gal、Y 方向で 53gal を記録した。このときの建物の固有周期は、X 方向 1 次で 1.46 秒、2 次で 0.48 秒、Y 方向 1 次で 1.60 秒、2 次で 0.50 秒であった。

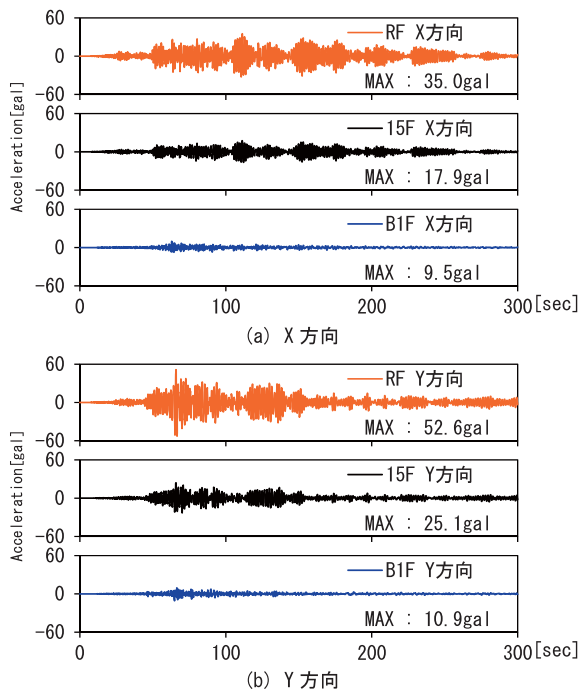


図-3 時刻歴加速度波形
(No.1、2003 年宮城県沖地震)

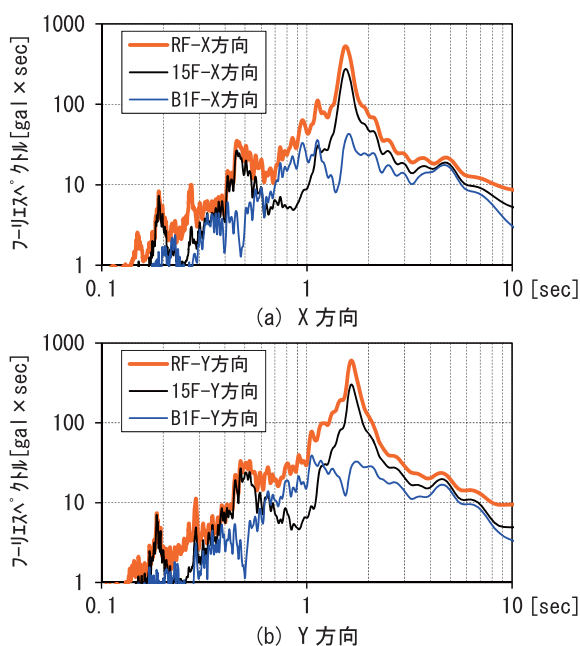


図-4 フーリエスペクトル
(No.1、2003 年宮城県沖地震)

3.3 2011 年東北地方太平洋沖地震

図-5 に、地震 No.13 の 2011 年東北地方太平洋沖地震の本震で観測された時刻歴加速度波形を示す。屋上階の最大加速度は X 方向で 285.7gal、Y 方向で 307.1gal であった。

図-6 に (屋上階 / 地下 1 階) のフーリエスペクトル比を示す。このとき、固有周期は X 方向の 1 次で 2.16 秒、2 次で 0.61 秒、Y 方向の 1 次で 2.32 秒、2 次で 0.65 秒である。表-2 に設計値 (基礎固定) の固有周期との比較を示す。実測から求めた固有周期は設計値と比較して、X、Y 方向ともに 1 次で 35% 程度長くなっている。これは、地震応答による比較的大きな変位振幅により、復元力が非線形となる領域に達し、見かけの固有周期が長くなったものと考えられる。なお、X 方向の 1 次モードのピークのすぐ左側に、1.6 秒のピークがみられるが、これは非線形化による剛性低下前の卓越周期のピークが残って見えるものと考えられる。

図-7 に (屋上階 / 地下 1 階) のランニングスペクトル比を示す。ランニングスペクトル比は、40 秒の区間を 10 秒ずつずらしながら計算した。図の横軸 (時刻軸) は 40 秒区間の開始時刻を示している。図より、50~100 秒の付近での卓越周期の伸びが明確に確認できる。この区間時刻は、図-5 に示す時刻歴加速度波形の振幅が大きい区間と一致している。図-8 に図-7 で計算したスペクトル比から、0~40 秒の区間と 150~190 秒の区間を抜き出したものを重ね描いて示す。図より、卓越周期の伸びが明らかで、非線形化前の 1 次モードのピークと考えられる 1.7 秒 (0~40 秒の区間) のピークと、非線形化による剛性低下後の 1 次モードのピークと考えられる 2.2 秒 (150~190 秒) のピークは図-6 の 1 次モードの卓越周期とその左に残ったピークの二つのピークの周期とほぼ一致する。

3.4 地震による剛性低下と振幅依存性

表-1 に示した 16 の地震記録から求めた、フーリエスペクトル比 (屋上階 / 地下 1 階) の重ね描きを図-9 に示す。地震 No.5 (2005 年千葉県北西部) と地震 No.13 (2011 年東北地方太平洋沖) を境に建物の周期が伸びていることが確認できた。地震 No.5 では屋上階で 220gal、地震 No.13 では 307gal (ともに Y 方向) の最大加速度が観測されており、大振幅の応答によって非線形化して剛性低下し、固有周期が伸びたと考えられる。観測を開始した時点では X 方向の 1 次固有周期で約 1.5 秒であったのが、地震 No.5 の後に約 1.6 秒に、地震 No.13 の後には約 2.2 秒になり、Y 方向の 1 次固有周期は当初の約 1.7 秒から、地震 No.5 の後に約 1.9 秒、地震 No.13 の後に約 2.3 秒へと変化した。

図-10 には屋上階の最大加速度値と固有周期の関係を示す。X 方向、Y 方向ともに、また、1 次モード、2 次モードともに最大加速度応答値が大きくなるほど固有周期が長くなる振幅依存性が認められた。この関係は大きな応答を記録した地震 No.5 および地震 No.13 で顕著であった。

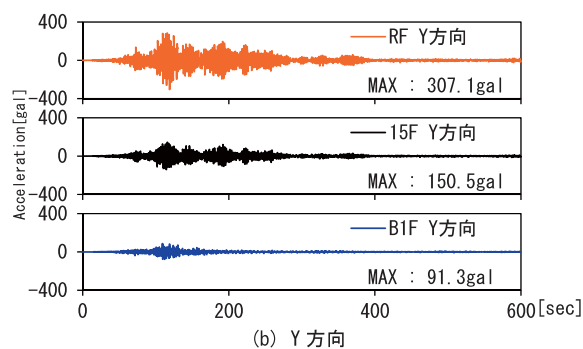
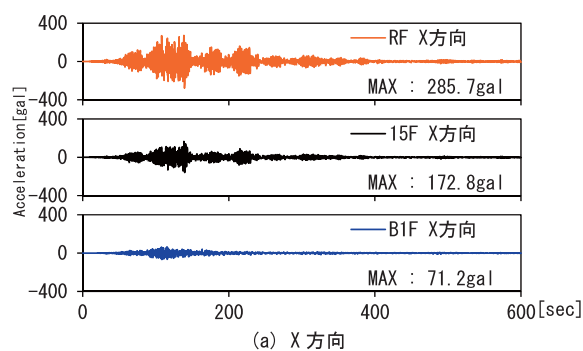


図-5 時刻歴加速度波形
(No.13、2011 年東北地方太平洋沖地震)

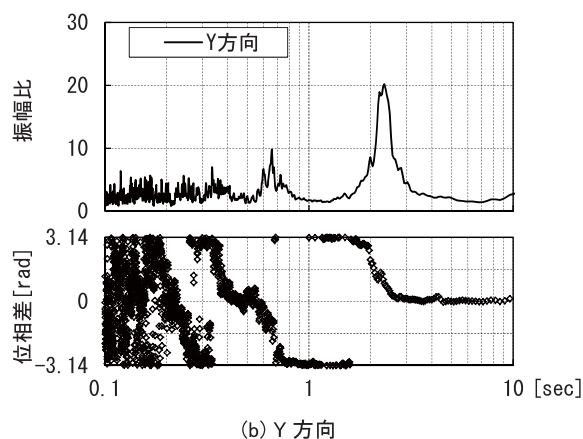
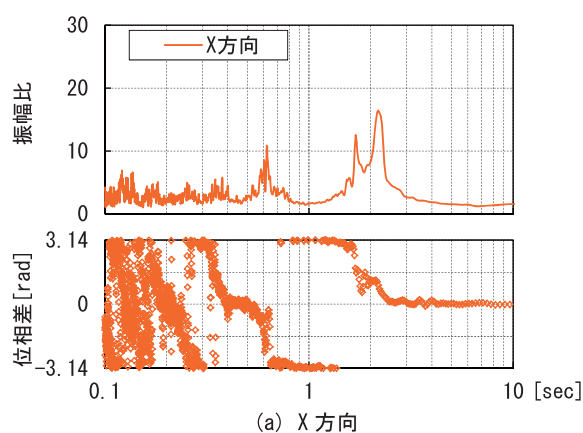


図-6 フーリエスペクトル比 (屋上/地下1階)
(No.13、2011 年東北地方太平洋沖地震)

表-2 固有周期 (実測と設計モデル)

		固有周期 [sec]		
		2011 年東北地方 太平洋沖地震時	設計値	(地震時)/ (設計値)
X 方向	1 次	2.16	1.58	1.37
	2 次	0.61	0.56	1.09
Y 方向	1 次	2.32	1.7	1.36
	2 次	0.65	0.59	1.1

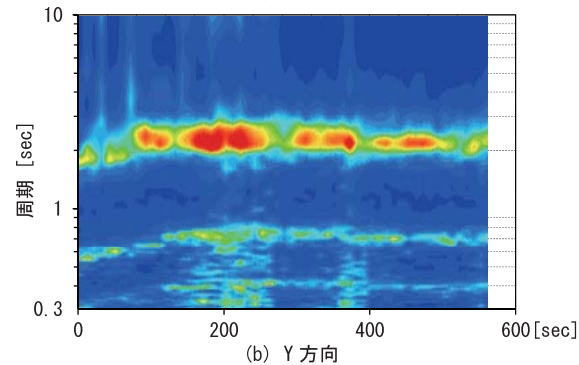
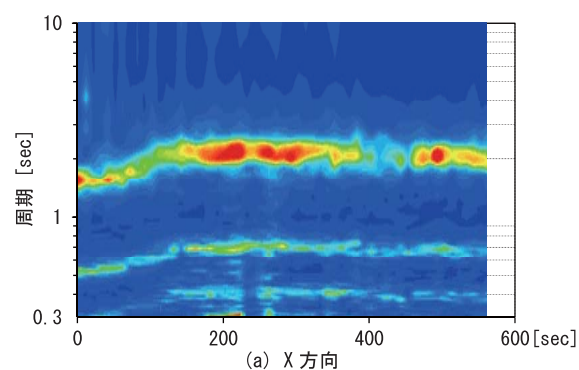


図-7 ランニング・フーリエスペクトル比
屋上/地下1階
(No.13、2011 年東北地方太平洋沖地震)

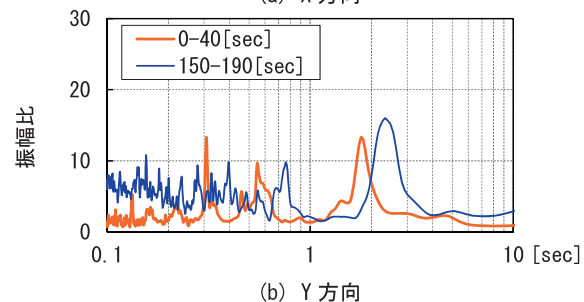
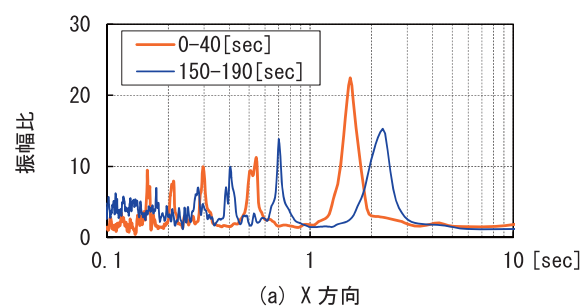
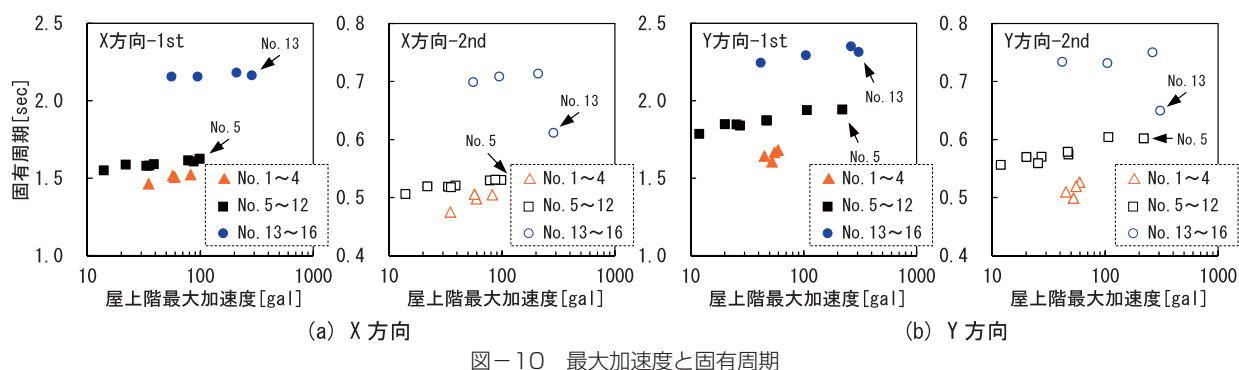
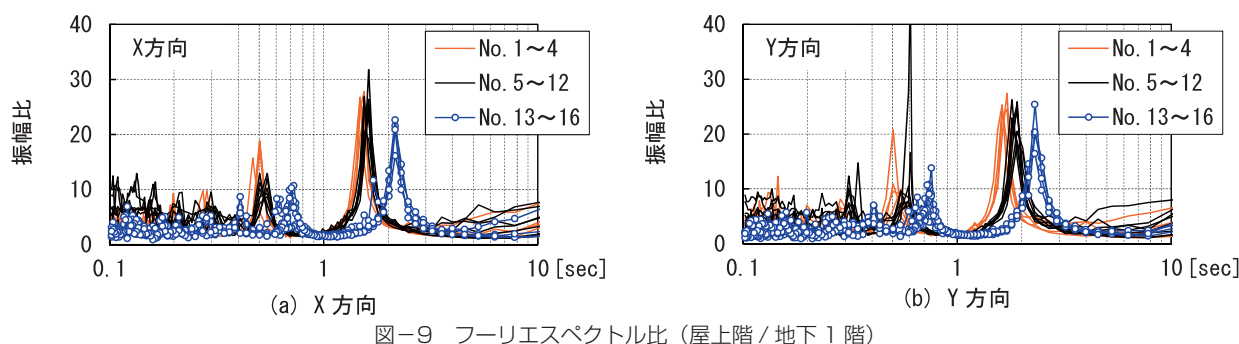


図-8 区間のフーリエスペクトル比 (屋上/地下1階)
(No.13、2011 年東北地方太平洋沖地震)

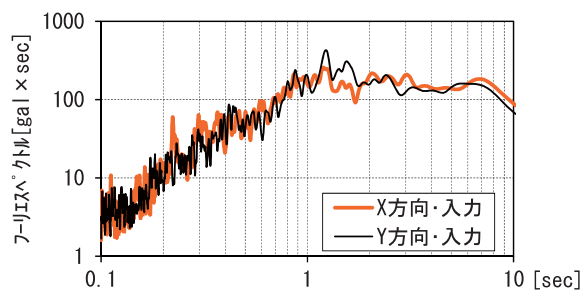


4. シミュレーション解析

4.1 解析モデルと入力地震動

地震 No.13 の 2011 年東北地方太平洋沖地震の本震における建物の応答について、設計モデルに基づくシミュレーションにより、地震時応答の解析を行った。モデルは基礎固定の 31 質点の曲げせん断法モデルとし、復元力特性は剛性逓減型トリリニアとした。減衰モデルは瞬間剛性比例型とし、減衰定数 3%を与えた。

図-11 に解析の入力として使用した地下 1 階の観測記録のフーリエスペクトルを示す。地下 1 階の記録のフーリエスペクトルは X,Y の方向による差はあまりなく、1 秒から 10 秒程度までの広帯域の振動成分が含まれていることが確認できる。



4.2 シミュレーション解析結果

図-12 にシミュレーション解析によって得られた 15 階および屋上階の時刻歴加速度波形を示し、図-13 に (屋上階 / 入力) のフーリエスペクトル比を示す。

設計モデルによる解析結果は、実測と比較して振幅が小さく、実測の 1/2 程度となった。これは、実際の建物の振動特性と比較して減衰定数を過大に与えてい

ることと、非線形化によるエネルギーの吸収が過大であるためであると考えられる。

4.3 解析モデルの修正

設計モデルでは観測データを上手に説明できないため、解析モデルの修正を行う。

設計モデルで用いている減衰モデルの瞬間剛性型は、高次の減衰が過大になること、および常時微動測定から推定された構造物の内部減衰は 3%をはるかに下回る 1%程度 (1 次) であることを考慮し、減衰モデルを修正することとした。ここに、修正モデルでは減衰モデルを Rayleigh 型とし、減衰定数は 1 次・2 次ともに 1%とした。また、減衰モデルを変更してシミュレーション解析を実施したところ変位が過大になり、非線形化の割合が大きくなったことから、卓越周期の伸びが過大になることが確認されたため、2 次剛性に一定の係数をかけて剛性の割り増しを行った。振動解析モデルの 2 次剛性は、本来曲線となる鉄筋コンクリートの復元力特性をトリリニアに置換する過程において、ひび割れ点と降伏点 (第 3 点) の関係から設定されるため、実際の変形が降伏点よりも十分に小さい場合には、モデルの第 2 剛性は過小となると考えられる。そこで、2 次剛性の割り増しを行い、調整することとした。

図-14 に修正モデルの解析によって得られた 15 階および屋上階の時刻歴加速度波形を示す。X 方向は、シミュレーションの振幅が実測と比べて若干小さいものの、全体的に観測記録をよく再現できた。Y 方向は 170 秒付近以降で位相がずれるものの、170 秒以前はシミュレーションの振幅が少し小さい程度で観測とよく一致した。図-15 に (屋上階 / 入力) の増幅特性を観測記録のものとともに示す。X、Y 方向ともに、振幅はシミュレーションが実測よりも若干小さいが、ピークの周期はほぼ一致していた。

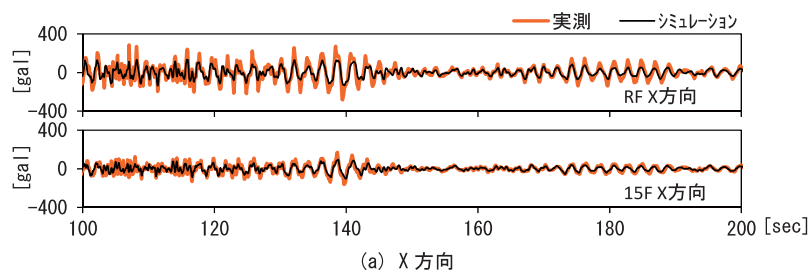


図-12 時刻歴加速度波形（設計モデル）

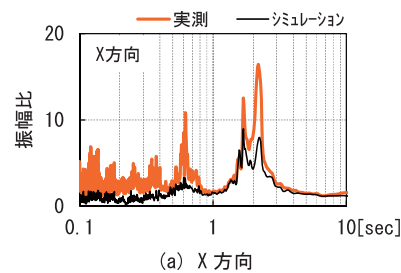


図-13 フーリエスペクトル比（設計モデル）

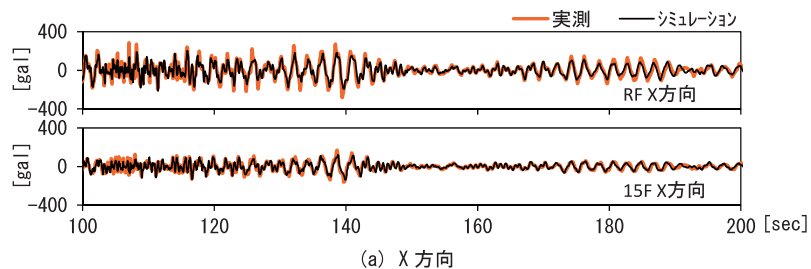


図-14 時刻歴加速度波形（修正モデル）

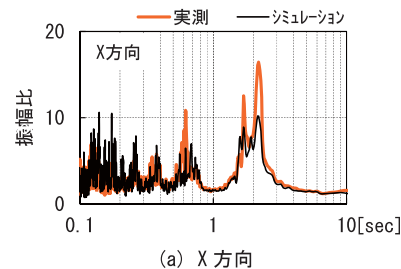


図-15 フーリエスペクトル比（修正モデル）

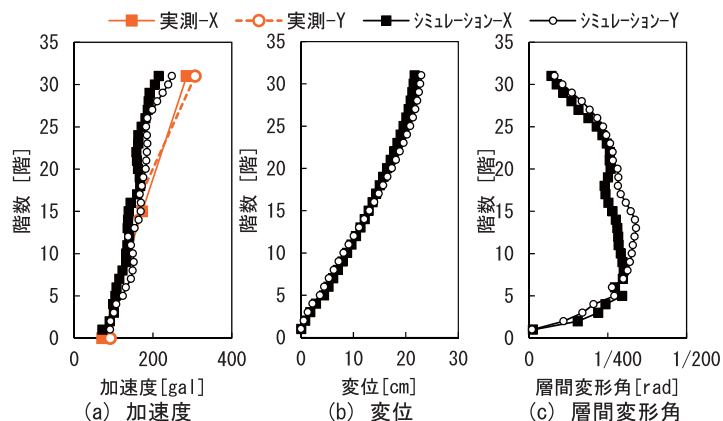


図-16 最大応答値分布

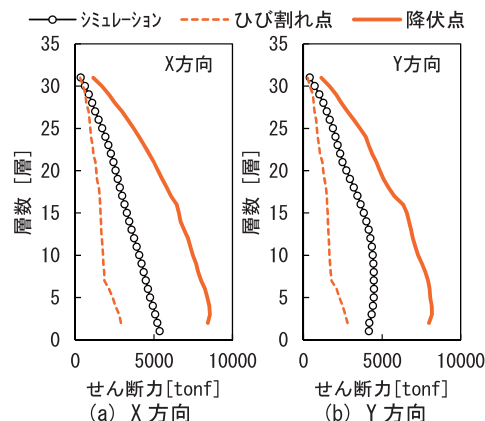


図-17 最大せん断力

図-16 に各階の最大応答加速度、最大応答変位、最大層間変形角を、図-17 に最大層せん断力の分布を示す。シミュレーションの結果から、この地震における応答では、変位は最大 23cm、最大層間変形角は 1/300 程度であったことが推定される。また、各階で最大せん断力はひび割れ点を超えており、非線形応答によって観測の見かけの固有周期が長くなったことが説明できる。さらに、降伏点までは余裕があり、構造安全性に問題ないことも確かめられた。

シミュレーション解析結果の応答が実測よりも若干小さいことについては、ロッキングモデルの採用などによって、より詳細に検討を行っていくことを今後の課題とする。

5. まとめ

超高層 RC 造集合住宅の地震時挙動を把握するために 10 年以上にわたって地震観測を続け、405 波の地震記録を蓄積してきた。これらの記録から、大きな地震による固有周期の低下や応答振幅による固有周期の振幅依存性を確認した。

2011 年東北地方太平洋沖地震における超高層 RC 造

集合住宅の応答について、観測記録の分析とシミュレーション解析による比較・検討を行った。観測では、600 秒に及ぶ長い地震記録が得られ、屋上階で最大 307.1gal の加速度が記録された。シミュレーション解析では観測記録をよく再現することができた。

対象とした建物では地盤系の地震観測も実施しているため、今後地盤の応答についても解析的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行っているものである。ご協力いただいた関係各位に厚くお礼申し上げます。

参考文献

- 1) 稲井、藤堂、松本、渡壁、山本：軟弱地盤に建つ高層 RC 集合住宅の地震観測結果とシミュレーション解析、戸田建設 技術研究報告 第 34 号
- 2) 保井、山本、手塚、田沼、中對、渡辺、鈴木：軟弱地盤に建つ超高層 RC 造集合住宅の地震観測 (その 1~2)、日本地震工学会 -2011 梗概集、P376-379

