

# 論文 超高層 RC 造住宅の地震時室内被害推定に用いる振動系モデル

濱田 聡<sup>\*1</sup>・佐藤 綾子<sup>\*2</sup>・秋田 知芳<sup>\*3</sup>・和泉 信之<sup>\*4</sup>

**要旨：**超高層建築物の設計に用いる地震応答解析モデルの諸元は、大地震時を対象として層間変形角や層せん断力の最大応答値を評価するように設定されたものが多い。一方、室内被害の推定では、加速度や速度の最大応答値が重要であり、それらを適切に評価できる振動系モデルが必要である。本研究では、立体フレームモデルと通常、設計に用いる質点系モデルを用いて、減衰モデルや減衰定数をパラメータとした地震応答解析を行い、既存建築物の観測記録と比較した。その結果から、減衰特性が応答値に与える影響や振動系モデルの適合性を考察し、室内被害の推定に用いる振動系モデルの特性や留意点を明らかにした。

**キーワード：**超高層 RC 造建築物, 地震観測記録, 地震応答解析, 解析モデル, 内部粘性減衰, 室内被害

## 1. はじめに

2011年3月に発生した東北地方太平洋沖地震では、超高層鉄筋コンクリート（以下、RC）造建築物の骨組における過大な被害は生じなかったが、室内における家具の移動・転倒に関する被害が多く見られたことが報告されている<sup>1)</sup>。

耐震構造による超高層建築物の設計では、層間変形角や層せん断力の最大応答値に着目点があり、応答解析モデルの諸元は、大地震時を対象としてこれらを評価するように設定されたものが多い。家具の移動や転倒を対象とした室内応答評価では、加速度や速度の最大応答値が用いられており、これらを適切に評価するためには高次モードにおける減衰の評価が重要である。

筆者らは文献<sup>2)</sup>において、減衰モデルや減衰定数を変化させた地震応答解析を行い、解析結果と既存超高層 RC 造建築物における観測記録（加速度）により、その適合性を比較検討した。上記の検討には、通常的设计で基本振動系として用いられている質点系モデル（等価曲げせん断型）を用いている。

質点系モデルは、曲げひび割れや曲げ降伏により非線形性を有する複数の部材から構成される骨組の各層における荷重-変形関係を、ある仮定条件下における等価なばねに置換した振動系モデルである。このため、対象とする地震動の入力レベルや振動特性により、応答値の精度が変動する。一方、立体フレームモデルは建築物を構成する各部材の復元力特性を個々に評価できる振動系モデルであるため、地震動の入力レベルや特性の影響が小さく精度の高い解析が可能である。

本論では、精算モデルである立体フレームモデルを用いて、減衰モデルの設定を変化させて既存建築物の地震応答解析を行う。解析結果と観測記録の比較により、減

衰モデルの設定が、室内応答評価を行う上で重要な応答加速度や応答速度に与える影響について検討を行う。また、立体フレームモデルと質点系モデルの解析結果についても比較、検討を行いその対応について考察する。

## 2. 地震観測記録の概要

### 2.1 建築物及び観測点の概要

地震観測を実施している超高層 RC 造住宅<sup>3)</sup>は、埼玉県内に建設（1999年竣工）された地上30階、地下1階、軒高95.9mのRC造建築物で、X方向（長辺方向）は5.4～5.7m×7スパンで全長38.4m、Y方向（短辺方向）は5.2～5.6m×6スパンで全長32.4mである。

建築物系の地震観測は、地下1階床、15階床、R階床の3箇所に設置された地震計（加速度計）により行い、

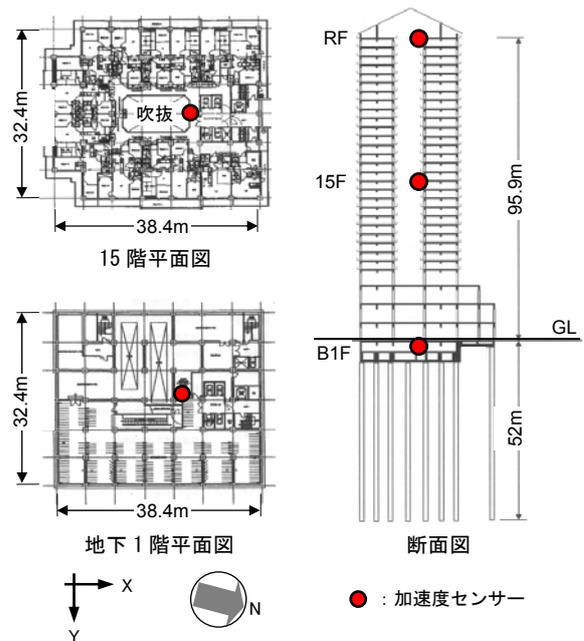


図-1 地震計配置

\*1 千葉大学大学院 工学研究科建築・都市科学専攻 博士後期課程 工修（戸田建設）（正会員）  
 \*2 千葉大学大学院 工学研究科建築・都市科学専攻 博士前期課程（学生会員）  
 \*3 千葉大学大学院 工学研究科建築・都市科学専攻 助教 博士（工学）（正会員）  
 \*4 千葉大学大学院 工学研究科建築・都市科学専攻 教授 博士（工学）（正会員）

測定方向は建築物の構造軸に合わせた X, Y の 2 方向である。X 方向の構造軸が概ね南北方向に一致する。図-1 に対象建築物の平面、断面図と地震計設置位置を示す。

## 2.2 主な地震の観測記録

本建築物における地震観測は、1999 年 4 月より実施され、2011 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震による強震記録も得られている。これまで観測された多数の観測記録の中から、比較的大きな最大加速度が計測された地震動として、2011 年 3 月以前に観測された 10 波と東北地方太平洋沖地震の計 11 波を選定した。選定した観測記録の概要を表-1 に、地下 1 階床における観測記録の擬似速度応答スペクトルを図-2 示す。

## 3. 地震応答解析の概要

### 3.1 解析モデル

#### (1) 質点系モデル（等価曲げせん断型）

等価曲げせん断型質点系モデル（S モデル）は、地下 1 階～30 階の各層の質量を床位置に集約した 31 質点とし、柱の軸変形による建築物全体の曲げ変形を曲げばね、各層のせん断変形をせん断ばねで表現したモデルとする。曲げばねは弾性とし、各層の非線形性はせん断ばねによりトリリニアール曲線で表現する。せん断ばねの履歴特性は TAKEDA モデルとし、除荷剛性低下指数は 0.4 とする。地震動は B1 階床位置に入力し、基礎位置を固定とする。

#### (2) 立体フレームモデル

立体フレームモデル（F モデル）は、柱、梁を線材に、柱梁接合部をせん断パネルに置換したモデルとし、柱には曲げ・せん断・軸変形を、梁には曲げ・せん断変形を考慮する。柱の曲げ・軸変形、梁の曲げ変形には、ひび割れ発生及び降伏による非線形性を考慮し、材端に配置

した剛塑性ばねによりトリリニアール曲線で表現する。柱のひび割れ及び曲げ終局強度には、曲げと軸力の相関性を考慮する。柱、梁、柱梁接合部のせん断変形は弾性とす。柱、梁の履歴特性は TAKEDA モデルとし、除荷剛性低下指数は、梁、柱とも 0.4 とする。地震動は B1 階床位置に入力し、B1 階の各柱下をピン支持とする。

### 3.2 部材剛性の設定

建築物の設計時に用いる解析モデルでは、ヤング係数  $E_c$  の算定に用いるコンクリート強度として設計基準強度  $F_c$  が用いられる。通常、実建築物におけるコンクリート強度は、 $F_c$  よりも高くなり  $E_c$  も大きくなる。文献 2) では、設計時のモデル ( $E_c$  を  $F_c$  により算定) から剛性を変動させたモデルの固有周期と実建物の微動測定から推定した実測固有周期との比較を行い、部材剛性を設計時のモデルよりも高く評価した場合に、両者の適合性が良いことを報告した。本論で用いる解析モデルの剛性増大率も、上記に準じて実建築物における  $E_c$  の増大率に近いと考えられる 1.10 を用いる。

剛性増大率を考慮する方法は、S モデルでは、第 1 剛性に剛性増大率を考慮し、第 1 折れ点 ( $Q_1$ )、第 2 折れ点 ( $Q_2$ ) の層せん断力、第 2 折れ点の変形 ( $\delta_2$ ) は設計時のモデルと同一とした。また、F モデルでは、 $E_c$  に剛性増大率を考慮し、コンクリート強度には  $F_c$  を用いた。図-3 に S モデルのせん断変形成分について、剛性増大率を考慮したスケルトンカーブの設定方法を示す。

### 3.3 内部粘性減衰の設定

通常、超高層 RC 造住宅の設計に用いる地震応答解析では、瞬間剛性比例型の内部粘性減衰を用いることが多い。解析に用いる減衰モデルや減衰定数の設定値は、設計上の慣用値として用いられているものであり、必ずし

表-1 主な地震観測記録の概要

No.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	
発生日月	2002/7/13	2003/5/26	2004/10/23	2004/10/23	2005/4/11	2005/7/23	2005/8/16	2005/10/16	2007/3/25	2007/7/16	2011/3/11	
発時刻	21:45	18:25	17:56	18:34	7:22	16:34	11:46	16:05	9:41	10:13	14:46	
震源地	茨城県南部	宮城県沖	新潟県中越	新潟県中越	千葉県北東部	千葉県北西部	宮城県沖	茨城県南部	能登半島沖	新潟県中越	三陸沖	
マグニチュード(M)	4.8	7.0	6.8	6.5	6.1	6.0	7.2	5.1	6.9	6.8	9.0	
震央距離(km)	38	448	188	188	128	38	352	65	288	250	417	
B1 階最大 加速度(cm/s <sup>2</sup> )	X	9.6	9.5	12.2	12.7	6.7	42.8	13.5	13.1	2.0	12.1	71.3
	Y	7.7	10.9	17.2	16.1	10.5	63.9	16.4	15.6	1.8	9.6	91.3
B1 階最大 速度(cm/s)	X	0.7	1.6	2.9	2.4	1.4	7.9	2.4	1.6	1.2	3.9	18.4
	Y	0.9	1.8	3.6	2.8	2.0	15.8	3.0	1.9	1.3	2.7	22.8

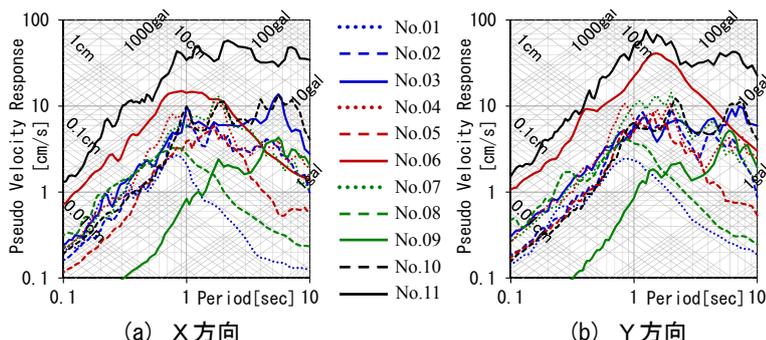


図-2 観測記録の擬似速度応答スペクトル（地下 1 階）

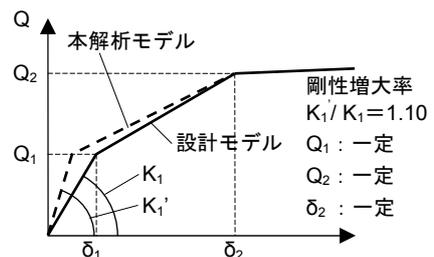


図-3 スケルトンカーブの設定方法

も実建築物の減衰特性を精度よく表現しているものではないと考えられる。本論では、内部粘性減衰モデルの違いや減衰定数の設定値による解析結果の変化を比較し、実建築物における観測記録との対応を考察する。

内部粘性減衰モデルは、F、Sモデルそれぞれについて、瞬間剛性比例型及びモード別減衰を設定する。瞬間剛性比例型の減衰定数は、通常、設計で用いている  $h1=3\%$  のほか  $h1=1\%$  を、モード別減衰の減衰定数は全次数  $h=1\%$  を設定する。Sモデルについては、比較のためレイリー型で減衰定数  $h1=h2=1\%$  とした場合を設定する。設定した減衰モデルと減衰定数のケース一覧を表-2に示す。

### 3.4 入力地震動

地震応答解析に用いる入力地震動は、本建築物の地下1階で得られた観測記録の内、2.2 主な地震の観測記録で選定した 11 波とする。地震動の入力方法は、文献 2) で過去に経験した地震動の影響により最大応答値に差異が見られたので、表-1に示す観測波 No.1~11 を連続して作用させた。なお、各観測記録終盤の加速度は小さいため、各地震動間にはインターバルは設けていない。

## 4. 地震応答解析結果

### 4.1 解析結果と観測記録の比較 (加速度)

図-4, 5に観測波 No.4, No.6, No.11の観測記録と解析結果の最大応答加速度の比較を示す。地震動の最大加速度及び最大速度は、No.4, 6, 11の順に大きくなっている。図中には、FモデルとSモデルについて、それぞれ設定した瞬間剛性比例型 ( $h1=1\%, 3\%$ )、モード別 ( $h=1\%$ ) の減衰モデルによる応答結果を示している。No.11については比較のため、Sモデルのレイリー型減衰 ( $h1=h2=1\%$ ) の応答結果も合わせて示している。

地震動 No.4 の Y 方向では、減衰モデル及び S、F モデルによる応答値の差が小さい。X 方向は、Y 方向に比べ減衰モデル剛-1、モ-1 の S モデルと F モデルの解析値に差が見られた。剛-3 以外の減衰モデルでは、観測記録と解析値の対応は比較的良好。

地震動 No.6 の X 方向では、観測値と解析値の応答値の対応は比較的良好だが、減衰モデルモ-1 は、S、F モデルともに 15 階の解析値が観測値に比べ大きくなっている。Y 方向では 15 階の観測値と解析値の対応は比較的良好だが、R 階においては、F-モ-1 以外のモデルでは、解析値が観測値に比べ小さくなっている。

地震動 No.11 の X 方向 15 階では、S-モ-1 以外の S モデル及び F-剛-3 の解析値が観測値に比べ小さい。その他のモデルでは比較的良好対応を示した。R 階では、いずれのモデルにおいても、解析値は観測値に対して小さい。Y 方向 15 階では、減衰モデル剛-3 以外は、S、F モデルとも解析値と観測値が比較的良好対応を示している。R

階では、F-剛-3 を除く F モデル及び S-レ-1 の解析値が観測値との対応が良かった。

F モデルによる解析結果では、F-剛-3 の応答加速度は、観測記録を過小評価する結果となっている。F-剛-1 及びモード別の  $h=1\%$  を用いた F-モ-1 は、観測記録との対応が比較的良好となった。

F、S モデルの比較では、地震動の特性により両モデルの応答結果の差に違いはあるが、一般的に F モデルの応答値が S モデルの応答値に比べて大きくなる傾向がある。

表-2 減衰モデルと減衰定数の一覧

解析モデル	等価曲げせん断型(S)	立体フレーム(F)
瞬間剛性比例型	$h1=1\%$	$h1=1\%$
	$h1=3\%$	$h1=3\%$
モード別	全次数 $h=1\%^{*1}$	全次数 $h=1\%^{*1}$
レイリー型	$h1=h2=1\%$	—

※1 等価曲げせん断型モデル：1~10 次を考慮  
立体フレームモデル：1~93 次を考慮

モデル表示例 F 剛 1 : 立体フレームモデル  
瞬間剛性比例型  $h1=1\%$   
減衰定数  
解析モデル ← ↓ ↓  
減衰モデル

S : 等価曲げせん断型モデル, F : 立体フレームモデル  
剛 : 瞬間剛性比例型, モ : モード別, レ : レイリー型  
1 : 剛)  $h1=1\%$ , モ)  $h=1\%$ , レ)  $h1=h2=1\%$   
3 : 剛)  $h1=3\%$

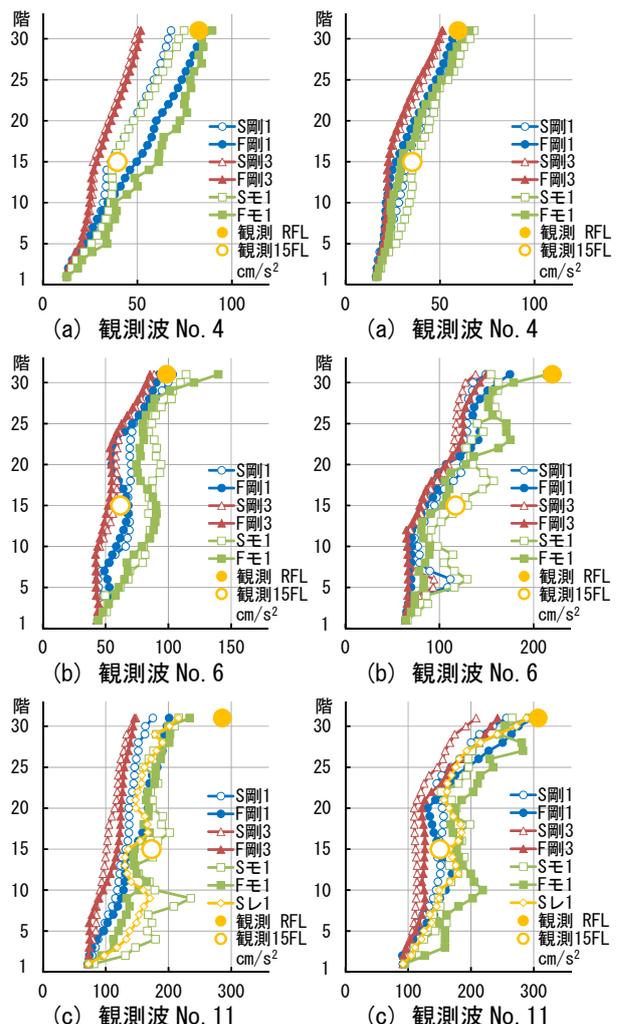


図-4 最大応答加速度 (X方向)

図-5 最大応答加速度 (Y方向)

また、両モデルの差は減衰定数の小さい剛-1、モ-1で大きく、減衰定数の大きい剛-3では小さい。また、No.11で参考に示したS-レ-1の応答値は、観測記録と比較的良好対応を示した。

図-6, 7に11波の観測記録(15階, R階)と最大応答加速度の比較を減衰モデルごとに示す。各図中には、FモデルとSモデルを合わせて示してある。また、表-3に各モデルにおける応答加速度の観測記録に対する比率の平均値と標準偏差を示す。

F, Sモデルともに減衰モデル剛-1, モ-1の解析結果と観測記録との適合性が良く、減衰モデル剛-3の結果は、観測記録を過小評価する傾向にある。剛-3では、SモデルとFモデルの解析結果の差が比較的小さくなっている。また、同一の減衰モデルにおいては、応答値の小さい領域では逆のケースも見られるが、Fモデルの応答値が、Sモデルの応答値に比べて大きくなる傾向が見られた。

#### 4.2 地震応答解析による応答値の推定

前節では、観測記録と応答加速度についてモデルによる対応と差異を比較した。ここでは、その他の最大応答値について各モデルによる推定を行い、差異を検討する。

観測波 No.11による速度、層間変形角、層せん断力、転倒モーメントの最大応答値を図-8, 9に示す。No.11の応答層せん断力は、設計用層せん断力(Qi)程度である。

表-3 観測記録に対する応答値の精度

		F剛3	S剛3	F剛1	S剛1	Fモ1	Sモ1
X	平均値	0.69	0.69	1.09	0.94	1.30	1.09
	標準偏差	0.16	0.17	0.40	0.28	0.46	0.28
Y	平均値	0.79	0.75	0.97	1.00	1.12	1.13
	標準偏差	0.17	0.15	0.20	0.24	0.27	0.28

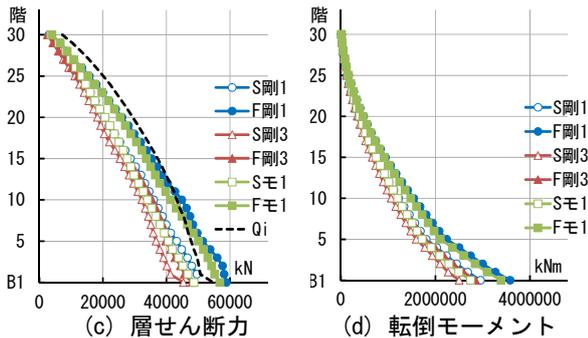
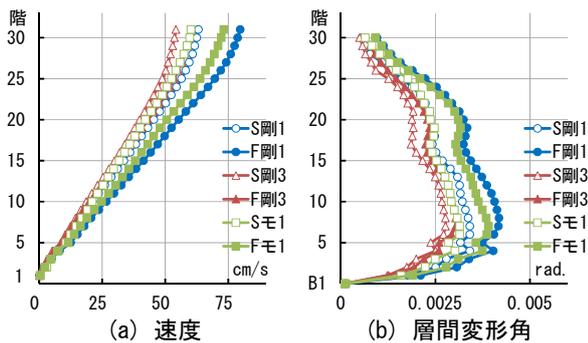


図-8 観測波 No. 11による最大応答値 (X方向)

り、この結果は文献1)に記載された構造体に顕著な被害は見受けられなかったという調査結果と一致している。

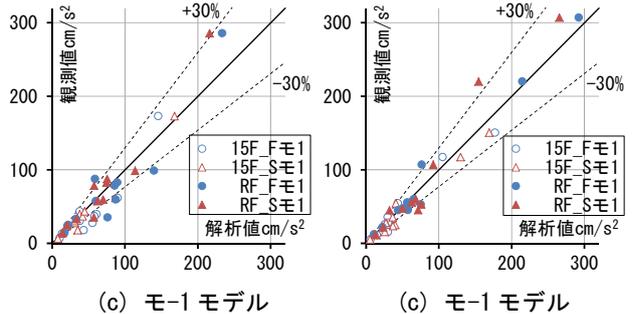
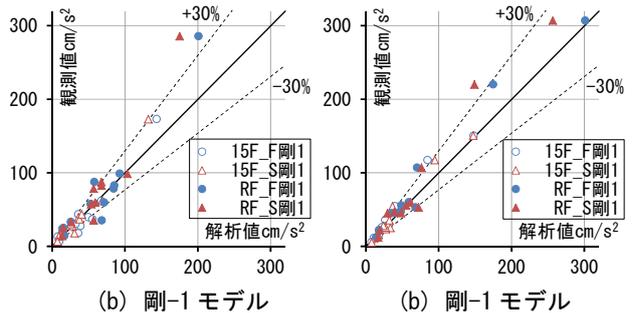
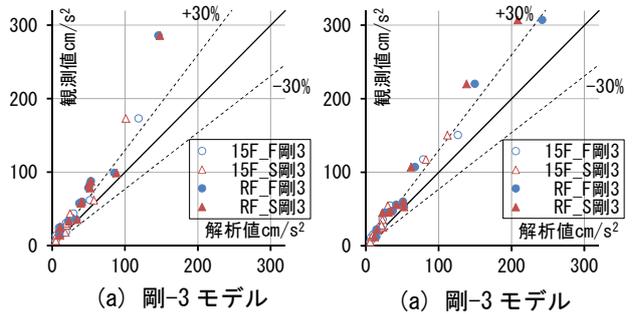


図-6 最大応答加速度と観測記録の比較 (X方向)

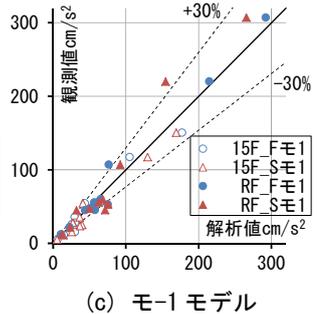
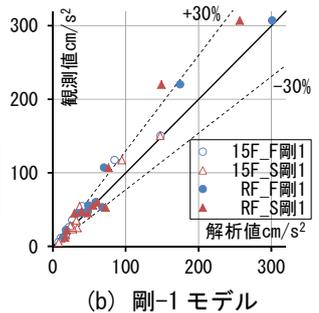
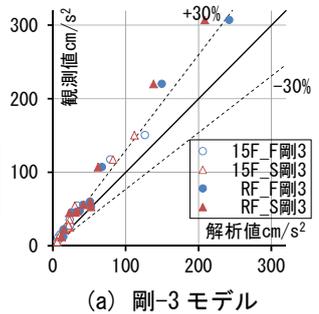


図-7 最大応答加速度と観測記録の比較 (Y方向)

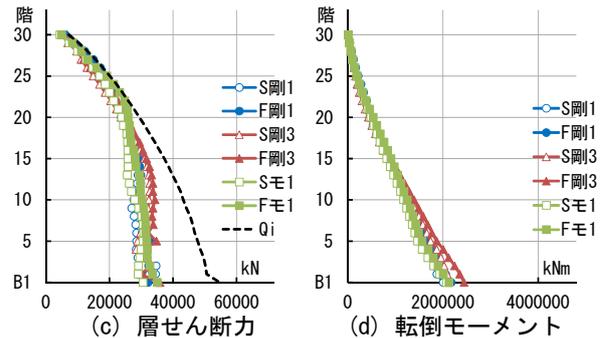
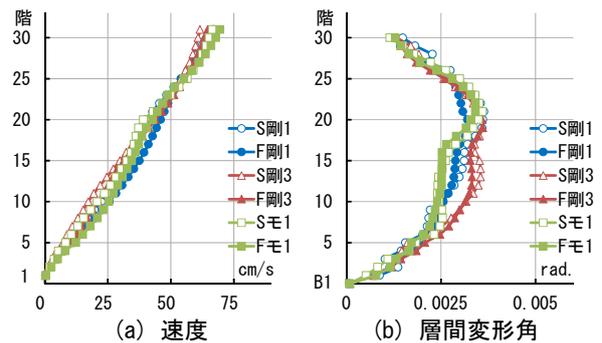


図-9 観測波 No. 11による最大応答値 (Y方向)

F, Sモデルの各応答値は、その分布形状は概ね対応しており、応答加速度と同様にFモデルの応答値がSモデルの応答値に比べて大きくなる傾向が見られた。その差は、X方向で大きく、Y方向で小さくなっているが、X方向においても剛-3では、両者の差異は小さくなっている。

減衰モデルの影響は、X方向では応答加速度同様、減衰定数が大きい剛-3の応答値が剛-1、モ-1の応答値に比べ小さくなっているが、Y方向では一部の階で剛-3の応答値が剛-1、モ-1の応答値より大きくなる部分が見られた。これは、高次モードの影響が大きい剛-1、モ-1で、それが1次モードを打消す方向に作用したことによると考えられる。また、減衰モデルによる応答値の差異は、Sモデルでは各応答値とも前述の応答加速度に比べて小さいが、FモデルのX方向では、減衰モデルによる差異がSモデルに比べて大きい。Sモデルのばね特性は、静的解析の外力分布形（1次モードに対応）に依存するため、高次モードに対する解析精度において、その影響がFモデルほど顕著に表れないことが考えられる。

## 5. 室内被害の推定

### 5.1 室内被害の推定方法

ここでは、東北地方太平洋沖地震（観測波 No.11）の解析結果により、家具の転倒・滑りなどの室内被害の推定を行う。解析モデルは、表-2に示すモデルとし、地震時の家具被害の評価に用いる家具転倒率、家具滑り量の推定は、既往の簡易推定法<sup>4),5)</sup>を用いて行う。

家具の転倒率  $R(A_f)$  は、金子博士の提案<sup>4)</sup>による次式にて算定する。

$$R(A_f) = \alpha \cdot \phi \cdot ((\ln A_f - \lambda) / \zeta) \quad (1)$$

$$e^{\lambda} = \begin{cases} B/H \cdot g \cdot (1 + B/H) & F_f \leq F_b \\ 10 \cdot B/\sqrt{H} \cdot (1 + B/H)^{2.5} \cdot 2\pi F_f & F_f > F_b \end{cases} \quad (2)$$

$$F_f = A_f / (2\pi V_f) \quad (3)$$

$$F_b = 15.6 / \sqrt{H} \cdot (1 + B/H)^{-1.5} \quad (4)$$

ここで、 $\alpha$  は滑りの影響を表す係数、 $\phi$  は平均値  $\lambda$ 、標準偏差  $\zeta$  の正規分布関数、 $A_f$ 、 $V_f$  は床応答加速度、速度、 $F_f$  は等価振動数、 $F_b$  は境界振動数、 $g$  は重力加速度、 $B$ 、 $H$  は家具の幅と高さである。 $\alpha$  と  $\zeta$  は文献4)を参考にそれぞれ0.8、0.5とした。

家具の滑り量  $\delta_s$  は、文献5)による次式にて算定する。

$$\delta_s = 0.035 \cdot \mu^{-0.3} \cdot F_f^{-0.5} \cdot (V_f - V_s)^{1.56} \quad (5)$$

$$V_s = \mu g / (2\pi F_f) \quad (6)$$

ここで、 $\mu$  は摩擦係数、 $V_s$  は滑り始める速度である。転倒率及び滑り量の検討に用いる室内家具の諸元を表-4に示す。表中  $A_0$  は転倒限界加速度、 $A_s$  は滑り開始加速度である。

### 5.2 被害の推定結果と考察

図-10に解析値から求めた等価振動数を示す。等価振

動数は、分布の傾向は一致するもののモデルによる差が大きくなっている。X方向では、上層階で0.3~0.5Hz、中層階で0.4~0.7Hz、下層階で0.4~1.0Hz程度、Y方向では上層階で0.5~0.9Hz、中層階で0.5~1.1Hz、0.6~1.1Hz程度である。

図-11, 12に解析結果による家具の転倒率、滑り量を示す。転倒率、滑り量ともに、上層階に向かって大きくなる傾向が見られる。この傾向は、肥田らの行ったアンケート調査<sup>6)</sup>において、家具移動・転倒は揺れの大きくなる高層階で比較的多く見られたという結果と一致する。各モデルにおける差異は見られるが、家具の転倒率はY方向が大きく、最大で60%程度、滑り量はX方向が大き

表-4 室内家具の諸元

家具の種類	B/H	$\mu$	$A_0$	$A_s$	$F_b$
転倒家具(書棚)	0.18	0.30	176	—	0.91
滑り家具(キャスター有)	0.40	0.05	—	49	—

【単位】  $A_0, A_s$  :  $\text{cm/s}^2$ ,  $F_b$  : Hz

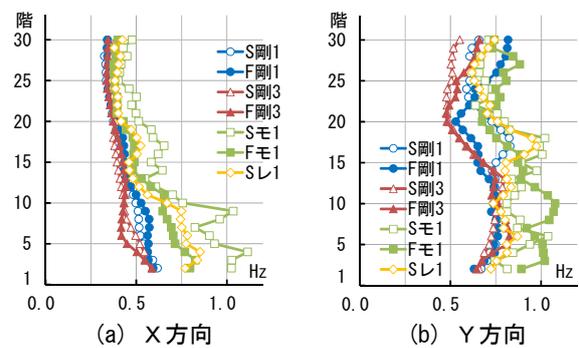


図-10 等価振動数

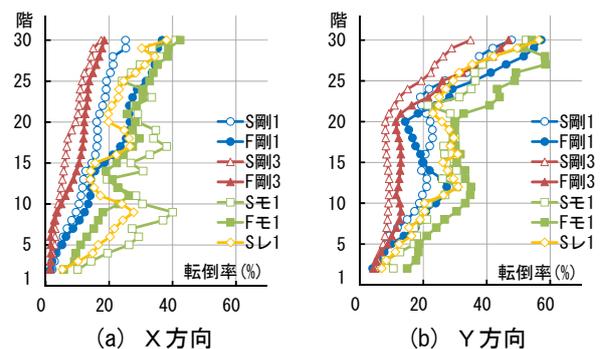


図-11 家具の転倒率

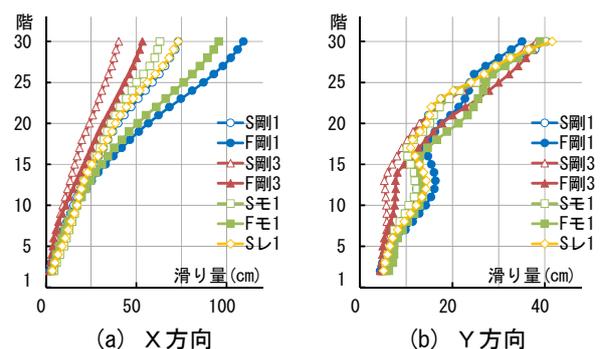


図-12 家具の滑り量

く最大で 100cm 程度となった。

転倒率は応答加速度に、滑り量は応答速度に依存するため、転倒率、滑り量の S、F モデル及び減衰モデルによる差異は、前述の加速度や速度の応答結果と同様な傾向となった。このため、室内被害の適切な評価には、応答加速度や応答速度を適切に評価できるモデルの設定が必要である。

## 6. 地震応答解析結果の考察

通常、設計に用いる質点系モデルは、大地震を対象とした応答値の評価を目的として、モデル化することが多い。各層の層せん断力 Q-層間変形  $\delta$  関係を表現するスケルトンカーブの設定は、静的解析結果による Q- $\delta$  曲線を対象とする応答レベル（通常、層間変形角 1/100rad.程度）での適合性に着目してトリリニアール曲線に置換する。また、Q- $\delta$  曲線は静的解析に用いる外力分布形に依存し、等価曲げせん断型モデルにおける曲げ剛性は、応答解析における 1 次モードに対応する。本論に用いた S モデルも、この仮定に基づいて作成している。

文献 2) では、瞬間剛性比例型減衰 ( $h_1=3\%$ ) によるレベル 2 相当の入力地震動に対する S モデルと F モデルの応答結果は、比較的良い対応を示すことを報告した。しかし、本論で S、F モデルの比較に用いた観測波 No.11 による最大応答層間変形角は 1/300~1/250rad.程度であり、S モデルの設定で想定した変形に比べて小さい値である。また、応答加速度の評価では、変形やせん断力に比べて、高次モードの影響が大きいと考えられ、内部粘性減衰が小さい場合に、その影響が顕著となる。これらが本論で比較した S モデルと F モデルの応答値の差異に影響していると考えられる。

S モデルでは、対象とする地震動レベルや高次モードの影響により、F モデルとの解析結果に差異が生じる可能性がある。これらの影響が大きい加速度や速度を評価の対象とする場合には、解析モデルとして F モデルを用いることや減衰定数を通常の設計に用いる数値より小さく設定する必要があると考えられる。

## 7. まとめ

地震応答解析に用いる解析モデルや減衰モデルの影響について、実建築物の観測記録を用いて比較検討を行った。本研究の範囲から得られた知見を以下に示す。

(1) 最大応答加速度と観測記録の比較では、その適合性は地震動の特性により異なるが、通常、設計に用いている瞬間剛性比例型減衰  $h_1=3\%$  の場合、解析値は観測記録を過小評価する傾向があり、高次の減衰を小さくした瞬間剛性比例型減衰  $h_1=1\%$ 、モード別減衰  $h=1\%$  の対応が比較的良かった。

- (2) 最大応答加速度の比較では、地震動により応答結果の差に違いは見られるが、全般的に立体フレームモデルの応答値が質点系（等価曲げせん断型）モデルに比べ大きくなる傾向が見られた。
- (3) 立体フレームモデル、質点系モデルによる最大応答値の差異は、減衰が大きい剛-3 モデルの場合小さいが、減衰の小さい瞬間剛性比例型減衰  $h_1=1\%$ 、モード別減衰  $h=1\%$  では大きくなる場合がある。
- (4) 応答結果による室内被害の推定は、アンケート調査による被害調査結果と傾向は概ね一致した。しかし、本論での検討は 1 建築物における観測記録に基づく検討であり、家具の諸元や被害状況については十分なデータが得られていない。転倒率や滑り量と被害の対応、室内被害推定の定量的な評価や精度向上には、対象建築物や対象家具の諸元を追加した検討が必要であり、今後の課題としたい。

## 謝辞

本研究の一部は、国土交通省建設技術研究開発「地震時の超高層建物の室内安全対策技術の開発」及び科研費「多数回繰返し変形を受ける既存超高層鉄筋コンクリート造住宅の耐震安全性評価及び対策（課題番号：25420569）」の助成を受けたものである。また、都市再生機構 渡邊一弘氏、田沼毅彦氏、戸田建設(株) 保井美敏氏、山本健史氏には貴重な観測データを提供頂きました。ここに記して感謝の意を表します。

## 参考文献

- 1) 渡辺一弘：東日本大震災における RC 集合住宅の被害，2012 年度日本建築学会大会構造部門(鉄筋コンクリート構造)PD 資料，pp.32-41，2012.9
- 2) 濱田聡，佐藤綾子，秋田知芳，和泉信之：2011 年東北地方太平洋沖地震等による 30 階建て鉄筋コンクリート造建築物の地震応答評価，コンクリート工学年次論文集，Vol.35,No.2，pp.925-930，2013.7
- 3) 稲井慎介ほか：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，pp.6-6-6，2008
- 4) 金子美香：地震時における家具転倒率の簡易推定方法の提案，日本建築学会大会学術講演梗概集 B-2 分冊，pp.61-62，2003.9
- 5) 日本建築学会：長周期地震動対策に関する公開研究会，pp.187-236，2011
- 6) 肥田剛典，永野正行：2011 年東北地方太平洋沖地震時の強震記録に基づく超高層集合住宅の動特性評価，日本地震工学会大会 2011 梗概集，pp.34-35，2011.11