

論文 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

濱田 聡^{*1}・佐藤 綾子^{*2}・秋田 知芳^{*3}・和泉 信之^{*4}

要旨：東北地方太平洋沖地震では，超高層 RC 造建築物の骨組に過大な被害はなく，室内における家具の移動や転倒による被害が報告された。室内被害の推定には，地震応答解析における加速度や速度の応答値が必要であり，これらを適切に評価するためには減衰モデルの設定が重要である。本研究は，通常設計に用いる解析モデルの剛性，建築物重量，減衰モデルや減衰定数を変動させた解析結果と既存建築物の実測値や観測記録との比較により，諸条件の評価とそれらが応答値に与える影響について検討する。また，東北地方太平洋沖地震の地震応答解析結果による被害推定と実建築物における被害状況との関連について考察する。

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

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見られなかったが，室内における家具の移動・転倒や二次部材である間仕切り壁の仕上げ材等に関する被害が多く見られたことが報告されている¹⁾。

耐震構造による超高層建築物の設計では，主として層間変形角や層せん断力の最大応答値に着目点があり，通常設計に用いられる応答解析モデルの諸元についても，特に大地震時を対象としてこれら进行评估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においては，加速度や速度の最大応答値が重要であり，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。しかし，減衰の評価が応答結果に与える影響について，通常設計で用いている解析モデルとの比較検討を行った研究は少ない。

本研究は既存建築物における実測結果や複数の観測記録との比較により，超高層 RC 造建築物の地震応答解析モデルに用いる骨組の剛性，建築物重量の評価，減衰モデルの設定値が応答結果に与える影響やその評価について検討する。また，東北地方太平洋沖地震を用いた地震応答解析結果による室内応答評価を行い，実建築物における被害状況との関連について考察する。

2. 地震観測記録の概要

2.1 建築物および観測点の概要

地震観測を実施している建築物²⁾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。基礎形式は場所打ちコンクリート杭による杭基礎であり，杭先端は GL-52m 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，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図，断面図と地震計設置位置を示す。

2.2 竣工時の常時微動測定

本建築物の竣工時に微動測定を行った。その微動測定記録から推定した実測固有周期を表-1 に示す。

2.3 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 月より実施されており，2011 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震においても，強震記録が得られている。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。選定した地震観測記録の概要を表-2 に示す。

3. 解析モデルの設定

本検討に用いる地震応答解析モデルには，質点系等価曲げせん断型モデルと立体フレームモデルを設定する。また，各モデルに設定する剛性および重量について，設計に用いるモデルと実建築物の特性を模擬するために，設計モデルにおける剛性，重量を変動させた竣工時モデ

表-1 実測固有周期

固有周期 (秒)	X 方向			Y 方向		
	1 次	2 次	3 次	1 次	2 次	3 次
	1.36	0.44	0.24	1.47	0.45	0.24

*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)

ルを設定する。解析モデルの一覧を表－3に示す。

3.1 等価曲げせん断型モデルおよび立体フレームモデル

(1) 等価曲げせん断型モデル

等価曲げせん断型モデル(S モデル)は、地下1階から30階までの各層の質量を床レベルに集約した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により、各層のせん断変形をせん断ばねにより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モデルとする。地震動の入力はB1階床位置とし、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、骨組を構成する柱、梁を材端に剛塑性ばねを配置した線材に置換し、各部材のひび割れ発生および曲げ降伏による非線形性を剛塑性ばねにより表現する。柱部材のひび割れ強度および曲げ終局強度には、曲げと軸力の相関性を考慮する。柱・梁接合部パネルにはせん断変形を考慮し弾性とする。柱、梁の履歴特性はTAKEDAモデルとする。地震動の入力はB1階床位置とし、B1階の各柱下をピン支持とする。

3.2 設計モデルと竣工時モデル

(1) 設計モデル

建築物の設計時に用いるモデルでは、部材の強度や変形を安全側に評価するために、コンクリート強度としてその下限値である設計基準強度 F_c が用いられる。また、建物重量についても地震力を安全側に評価するため、積載荷重を満載した条件で算定される。

上記の条件を用いて設定したモデルを設計モデル(以下Dモデルと称す)と定義する。設計モデルに用いる剛性には、コンクリートの設計基準強度 F_c により算定したヤング係数を、建物重量には地震用の積載荷重を100%考慮した重量を用いる。

(2) 竣工時モデル

一般的に実建築物におけるコンクリートの実強度は、設計基準強度 F_c よりも高くなりヤング係数も大きくなる。このため実建築物における部材剛性は、設計モデルに比べて大きくなることが予想される。

ここでは、竣工時モデル(以下Mモデルと称す)として、コンクリート強度の上昇によるヤング係数の増大を考慮するために、剛性増大率を1.20倍としたモデル(ケース

1)、1.10倍したモデル(ケース2)を設定する。

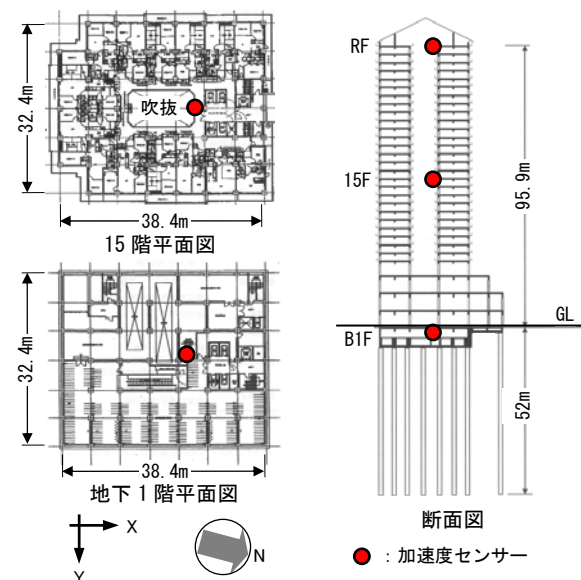
剛性増大率を考慮する方法は、等価曲げせん断モデルでは、第1剛性に剛性増大率を考慮し、第1折れ点(Q_1)、第2折れ点(Q_2)の層せん断力、第2折れ点の変形(δ_2)は設計モデルと同一とした。また、立体フレームモデルでは、ヤング係数に剛性増大率を考慮し、コンクリート強度は設計モデルと同一とした。図－2に等価曲げせん断モデルのせん断変形成分について、剛性増大率を考慮したスケルトンカーブの設定方法を示す。

なお、常時微動測定結果(竣工時)による固有周期との比較に用いる建築物重量には、実状に応じた積載荷重を模擬するために、荷重低減率として0.94を考慮する。

3.3 解析モデルの固有周期と常時微動測定結果の比較

表－4に各解析モデルの固有周期と常時微動測定結果による実側固有周期の比較を示す。

設計モデル(SD, FDモデル)の1次固有周期は、実測



図－1 地震計配置

表－3 解析モデル一覧

モデル名			剛性増大率	重量低減率
等価曲げせん断型モデル	設計	SD	1.00	1.00
	竣工時	SM1	1.20	1.00(0.94*)
		SM2	1.10	1.00(0.94*)
立体フレームモデル	設計	FD	1.00	1.00
	竣工時	FM1	1.20	1.00(0.94*)
		FM2	1.10	1.00(0.94*)

* 常時微動測定結果による固有周期との比較時に考慮

※ 剛性増大率、重量低減率は、設計モデルに対する比

表－2 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
発生時刻	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	新潟県中越沖	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 ²)	X 9.6 Y 7.7	X 9.5 Y 10.9	X 12.2 Y 17.2	X 12.7 Y 16.1	X 6.7 Y 10.5	X 42.8 Y 63.9	X 13.5 Y 16.4	X 13.1 Y 15.6	X 2.0 Y 1.8	X 12.1 Y 9.6	X 71.3 Y 91.3
B1階最大速度(cm/s)	X 0.7 Y 0.9	X 1.6 Y 1.8	X 2.9 Y 3.6	X 2.4 Y 2.8	X 1.4 Y 2.0	X 7.9 Y 15.8	X 2.4 Y 3.0	X 1.6 Y 1.9	X 1.2 Y 1.3	X 3.9 Y 2.7	X 18.4 Y 22.8

1 次固有周期に比べて 16%程度長い。これは実建築物において、設計モデルに比べ部材剛性が高く、建築物重量が小さいことに起因している。実建築物における剛性増大や重量低減を考慮した竣工時モデルの 1 次固有周期は実測 1 次固有周期に比べ、ケース 1(SM1, FM1 モデル)では 5~7%程度、ケース 2(SM2, FM2 モデル)では 9~10%程度長く、設計モデルに比べ良い対応を示す。ただし、実測固有周期は常時微動測定による微小振幅での推定値であるため、二次壁等の剛性寄与により、骨組の固有周期に比べ短くなる傾向があると考えられる。

3.4 等価曲げせん断型モデルと立体フレームモデルの応答結果の比較

ここでは、等価曲げせん断モデルと立体フレームモデルの応答解析結果を比較することにより、等価曲げせん断モデルの解析精度について考察する。比較に用いる解析モデルは、設計モデル(SD, FD モデル)とする。

検討に用いる入力地震動は、HACHINOHE NS 波、日本建築センター設計用入力地震動(以下 BCJ-L2 波)および BCJ-L2 波の位相を用いた告示波(以下 CODE-BCJ 波)の 3 波とし、入力レベルはレベル 2 相当とする。表-5 に入力地震動の諸元を示す。減衰は内部粘性型(瞬間剛性比例)として、1 次の減衰定数を 3%とする。また、比較は加速度、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 X, Y 方向について行う。

図-3, 4 に最大応答値の比較を示す。SD モデルと FD モデルの最大応答値は、X 方向では入力地震動 3 波において良い対応を示した。Y 方向については、BCJ-L2 波で若干の差は見られるが、他の 2 波については良い対応を示している。また全般的に SD モデルが FD モデルに比べて最大応答値が小さくなる傾向がある。

上記のように、入力地震動により SD モデルと FD モデルの解析精度には若干の差は見られるが、その対応は比較的良好なものと考えられる。

4. 内部粘性減衰の設定

4.1 内部粘性減衰

設計に用いる地震応答解析モデルでは、一般的に瞬間剛性比例型の内部粘性減衰を用いることが多い。しかし、

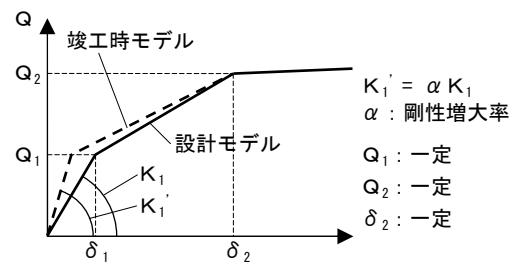


図-2 スケルトンカーブの設定方法

表-4 固有周期の比較

モデル	X 方向固有周期 (秒)			Y 方向固有周期 (秒)		
	1 次	2 次	3 次	1 次	2 次	3 次
実測値	1.36	0.44	0.24	1.47	0.45	0.24
SD	1.58	0.56	0.32	1.70	0.59	0.33
FD	1.58	0.55	0.31	1.70	0.57	0.31
SM1	1.43	0.50	0.28	1.55	0.53	0.30
FM1	1.46	0.51	0.28	1.56	0.53	0.29
SM2	1.48	0.52	0.29	1.60	0.55	0.31
FM2	1.49	0.52	0.29	1.60	0.54	0.30

表-5 入力地震動の諸元

波形名称	最大 加速度 (cm/sec ²)	最大 速度 (cm/sec)	解析 時間 (sec)
HACHINOHE NS	334	50	51
BCJ-L2	356	57	120
CODE-BCJ	330	54	120

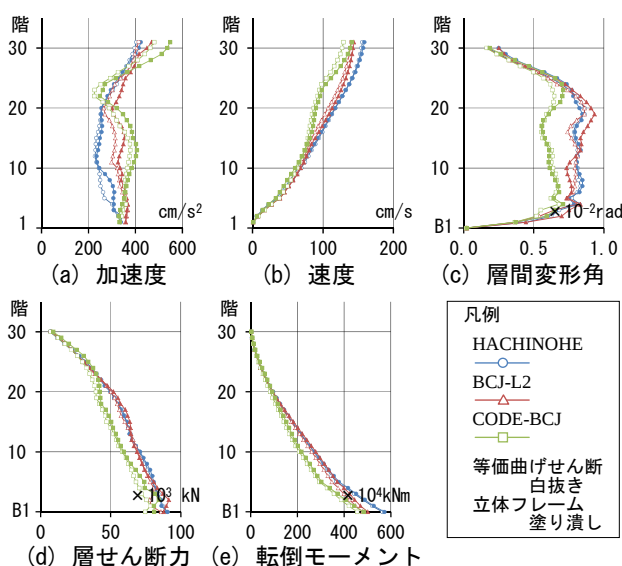


図-3 等価曲げせん断モデルと立体フレームモデルの応答値の比較 (X 方向)

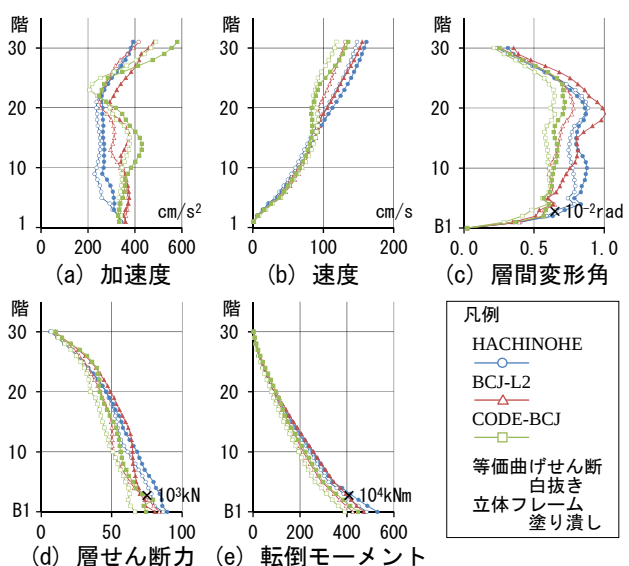


図-4 等価曲げせん断モデルと立体フレームモデルの応答値の比較 (Y 方向)

解析に用いる減衰モデルや減衰定数の設定値は、設計を行う上での慣用値として用いられているものであり、必ずしも実建築物の減衰特性を忠実に表現しているものではないと考えられる。ここでは、内部粘性減衰モデルや減衰定数を変動させた解析を行い、その結果と実建築物の地震観測記録とを比較することにより、内部粘性減衰の設定値について考察する。

設定する内部粘性減衰は、瞬間剛性比例型減衰、レイリー型減衰、モード別減衰とし、それぞれの減衰タイプに対し、減衰定数を変動させて検討する。設定した減衰モデルと減衰定数の一覧を表-6に示す。

4.2 解析結果と地震観測結果の比較による内部粘性減衰の検証

(1) 解析モデルと検討用地震動の概要

解析モデルは等価曲げせん断モデルとし、剛性増大率には実建物におけるヤング係数の増大率に近いと考えられる竣工時モデルのケース2(SM2モデル)を用いる。

検討に用いる地震動は、本建築物の地下1階で得られた観測波(表-2)の内、東北地方太平洋沖地震を除く10波とし、地震動の入力は過去に経験した地震動による復元力特性への影響を考慮するために、観測波10波を連続させて入力する。

(2) 解析結果と地震観測結果の比較

図-5, 6に検討波の中で比較的応答加速度の大きかった観測波 No.4, 6について、解析結果の最大応答加速度と観測結果の比較を示す。地震動 No.4ではX, Y方向とも、減衰モデルによる応答値の差異は小さく、解析値と観測値の対応が良い。また、減衰定数としては case1 の設定が良い対応を示した。地震動 No.6では、X方向で解析値と観測値の対応は比較的良好だが、Y方向ではいずれのモデルにおいても、R階の観測値を過少評価する結果となっている。

図-7, 8に検討波10波について、観測記録(15階, R階)と解析結果の最大応答加速度の比較を減衰モデルごとに示す。加速度値の大きい領域を見ると、瞬間剛性比例型がレイリー型やモード別の減衰モデルに比べ、応答加速度を過少評価している傾向が見られる。また、減衰定数の設定については、case1で加速度値の小さい領域における解析値が観測値より過小となる傾向はあるが、観測値との対応が case2 よりも良い傾向がある。

以上のように最大応答加速度の評価には、地震動の特性により高次モードへの影響が異なると考えられ、減衰モデル、減衰定数ともに地震動によって観測結果との適合性が異なる場合がある。

5. 2011年 東北地方太平洋沖地震による応答値の推定

ここでは、東北地方太平洋沖地震による解析結果と観

表-6 減衰モデルと減衰定数の一覧

減衰モデル	case1	case2
瞬間剛性比例型	h1=1%	h1=3%
レイリー型	h1=h2=1%	h1=h2=3%
モード別	全次数 h=1%	h1=1%, 他 h=2%

モデル表示例 剛-1 : 瞬間剛性比例型 case1

減衰モデル ← 減衰定数 case

剛: 瞬間剛性比例, レ: レイリー型, モ: モード別

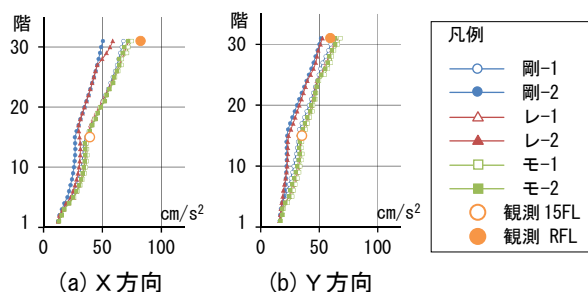


図-5 最大応答加速度(観測波 No. 4)

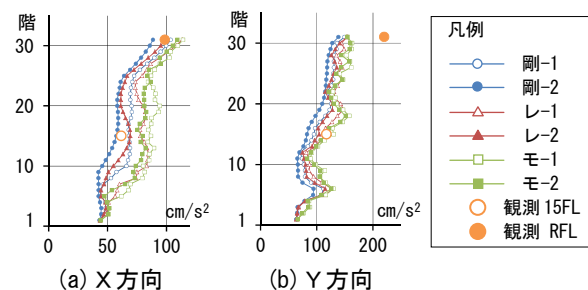


図-6 最大応答加速度(観測波 No. 6)

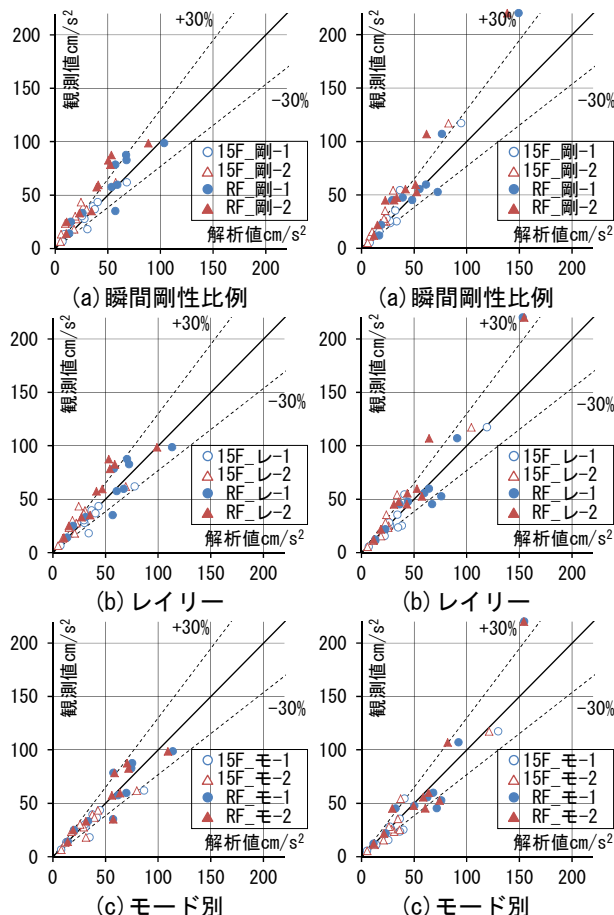


図-7 最大応答加速度と観測記録の比較(X方向)

図-8 最大応答加速度と観測記録の比較(Y方向)

測結果の応答加速度についての比較や各種最大応答値の推定を行う。また、解析結果による室内被害の推定を行い、実建築物の被害状況との関連について考察する。

5.1 解析モデル

検討に用いる解析モデルは、等価曲げせん断型モデルとし、剛性、重量の設定は竣工時モデルのケース 2(SM2 モデル)とする。内部粘性減衰には 4 章で設定した減衰モデル、減衰定数(表-6)を用い、各モデルの応答加速度と観測記録との対応について検討する。

5.2 入力地震動

検討用地震動は、2011 年 東北地方太平洋沖地震(観測波 No.11)とする。入力は過去に経験した地震動による復元力特性への影響を検討するため、表-2 に示す観測波 No.1~11 を連続して作用させた場合(連続波)と No.11 のみを入力した場合(単独波)を設定する。

5.3 地震観測結果の比較と応答値の推定

図-9 に連続波と単独波による最大応答加速度の比較を減衰モデル case1 について示す。X 方向においては、連続波と単独波による応答結果の差異は小さい。Y 方向においては、連続波と単独波による応答結果に差異が見られる。R 階の応答加速度は、連続波を用いた場合に大きくなる傾向があり、観測結果との対応が良い。X、Y 方向における差異は、表-2 に示す地震動 No.6 において、Y 方向に比較的大きな加速度値が記録されており(図-6 参照)、解析結果の最大応答せん断力は、X 方向ではスケルトンカーブ上のひび割れ点(Q_1)以下またはこれを僅かに超える程度であるのに対し、Y 方向では概ね全層で Q_1 を大きく超え降伏点(Q_2)の 30~40%に達していた。連続波ではその影響が復元力特性に表れ、単独波との応答値に差異が生じていると考えられる。

図-10、11 に連続波における減衰モデルの違いによる

最大応答値の比較を示す。なお、最大応答加速度の図中には観測結果を合わせて示してある。

加速度については、X 方向では、いずれの減衰モデルにおいても、R 階の応答値が観測結果に対して小さい。15 階では、減衰モデル剛-1、剛-2、レ-2 の応答値は観測結果に対して小さいが、レ-1、モ-1、モ-2 の応答値は比較的良好な対応となっている。Y 方向では、減衰モデル剛-2 の応答値は 15 階、R 階ともに観測結果に比べて小さい。他の減衰モデルは、15 階の応答値は観測結果と比較的良好な対応であるが、R 階の応答値は、レ-1 の対応が良く、他の剛-1、レ-2、モ-1、モ-2 の応答値は若干小さい。

その他の応答値については、減衰モデルの違いによる結果の差異が加速度に比べて比較的小さい。最大応答層間変形角は、X 方向では低層階で、Y 方向では中間階で大きくなっており最大で 1/300~1/270 程度である。最大応答層せん断力は、設計用せん断力(Q_i)以下であり、部材応力は許容応力度以下であると考えられる。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する。

5.4 解析結果による室内被害の推定

東北地方太平洋沖地震による室内被害を解析結果により推定する。解析に用いた減衰モデルは、解析結果と観

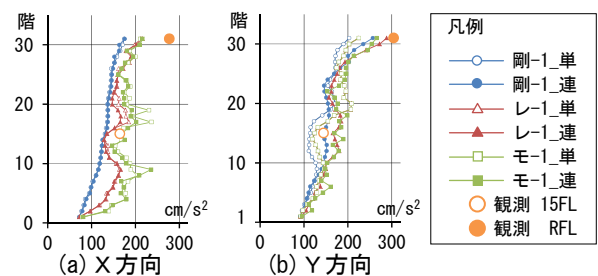


図-9 連続波と単独波による最大応答加速度の比較

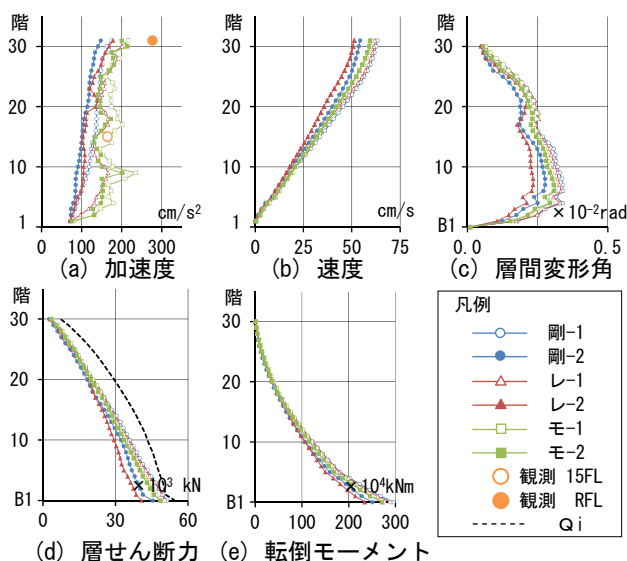


図-10 減衰モデルおよび減衰定数の違いによる最大応答値の比較 (X 方向)

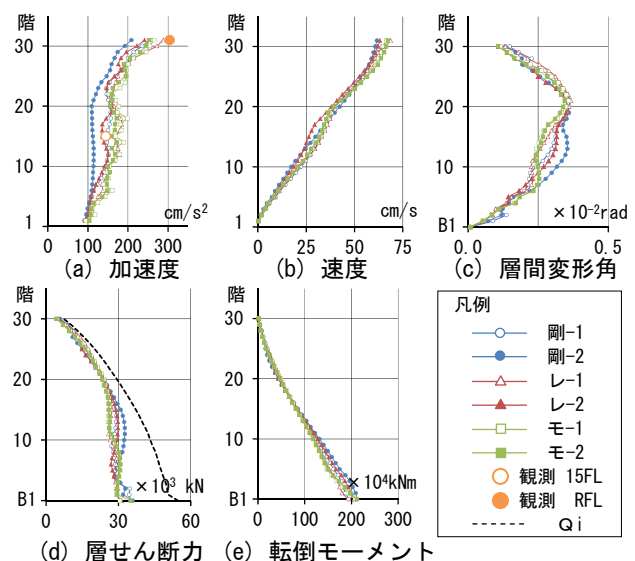


図-11 減衰モデルおよび減衰定数の違いによる最大応答値の比較 (Y 方向)

測値との対応が比較的良好であったレイリー型の case1($h_1=h_2=1\%$, レ-1)とした。

被害の推定方法は文献 3)と同一方法とし、既往の簡易推定方法⁴⁾により評価する。家具の転倒被害推定は、床最大応答加速度(A_f)と家具の転倒率が 50%の加速度(A_{R50})との比較により行う。家具の滑り被害推定は、家具の滑り量(δ_s)と限界すべり量(δ_0)との比較により行う。なお、 A_{R50} および δ_s は文献 4)に示される式により算定し、 δ_0 については滑り家具にキャスター有の家具を想定して 100cm とした。検討した家具の諸元を表-7に示す。

図-12に解析結果による A_f/A_{R50} および δ_s/δ_0 を示す。 A_f/A_{R50} は、中間階から上層階において 0.8 程度で、Y 方向の上層階で 1.0 を超えている。 δ_s/δ_0 は全層に渡って比較的小さな値であり 1.0 未満となっている。推定値からは、中間階から上層階で転倒被害の発生が予想される。また、図-10(c)、11(c)に示した最大応答層間変形角は下層階から中間階で大きくなっており、仕上材等の被害はこの付近で発生の可能性が高いと考えられる。

文献 1)によれば、2011 年東北地方太平洋沖地震で本建築物における住戸内装材の亀裂は 5~15 階を中心に生じたこと、また、肥田らの行ったアンケート調査⁵⁾では、家具移動・転倒は揺れが大きくなる高層階で、内装材の亀裂は低層部で比較的多く見られたことが報告されている。これらの現象は、解析結果による室内被害の推定結果と傾向は一致する。ただし、転倒被害の推定値が比較的小さな値になっている点については、家具の諸元が明確でないこと等に起因すると考えられる。また、文献 6)に示される仕上材被害は、層間変形角 1/150 以上で損傷度 1 と定義されているのに対し、解析結果における層間変形角 1/300~1/270 程度と上記より小さい値である。仕上材被害の判定方法については今後の課題である。

6. まとめ

地震応答解析モデルの剛性、重量、減衰の影響について、実建築物の実測、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) 実建築物における固有周期は、設計モデルよりも 16%程度短い値であった。剛性増大率 1.20、重量低減率 0.94 を考慮した竣工時モデルの場合、実測値と差は 5~7%であった。
- (2) 等価曲げせん断型モデルと立体フレームモデルの応答結果の比較を行った。その結果、両モデルの対応が比較的良好であることを確認した。
- (3) 内部粘性減衰を変化させた解析結果と既往の観測記録(加速度)との比較を行い、減衰モデルと減衰定数の設定値が応答結果に与える影響を検討した。その結果、観測記録との適合性は地震動の特性により

表-7 家具の諸元

種類	b/h	μ
転倒家具	0.18	0.30
滑り家具	0.40	0.05

b/h : 家具の幅高さ比
 μ : 摩擦係数

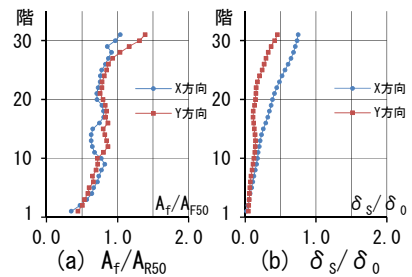


図-12 解析結果による室内被害推定

異なるが、各減衰モデルとも高次の減衰定数を小さくした case1 の方が観測記録との対応が良かった。

- (4) 2011 年東北地方太平洋沖地震による解析結果と観測記録との比較および応答値の推定を行った。過去に経験した地震の影響を考慮することにより、解析結果の最大応答加速度に差異が見られた。
- (5) 応答結果による室内被害の推定結果は、アンケートによる被害調査結果と傾向は概ね一致したが、家具の諸元や被害状況については十分なデータがないため、判定値との対応については今後の課題である。

謝辞

本研究は、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」の助成を受けたものである。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。また、千葉大学和泉・秋田研究室卒業生の佐藤友佳氏には多大なる協力を頂きました。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) 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
- 3) 新井一樹ほか：超高層鉄筋コンクリート造建築物の地震応答と室内被害推定、コンクリート工学年次論文集, Vol.34, No.2, pp.793~798, 2012.7
- 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) 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
- 6) 日本建築学会：非構造部材の耐震設計施工指針・同解説および耐震設計施工要領, pp.322, 2003