

#### 4.4 超高層建物等における地震応答の検証

##### 4.4.1 強震観測記録に基づく超高層建物の振動特性の評価

本項では、東北地方太平洋沖地震とその前後に、10棟の超高層建物で得られた強震記録を用いて、建物の振動特性の評価を行う。

###### (1) 対象建物の概要

検討の対象としたのは、建築研究所が観測している超高層建物10棟である。建物の概要を表4.4-1に示す。

表 4.4-1 対象建物

名称	所在地	階数	構造	備考
建物A	宮城県	地上15階/塔屋2階	S造	
建物B	埼玉県	地上26階/塔屋2階	S造	履歴型ダンパーあり
建物C	東京都	地上19階/塔屋1階	S造	
建物D	東京都	地上21階/塔屋1階	S造	履歴型ダンパー・粘性ダンパーあり
建物E	東京都	地上20階/塔屋1階	S造	
建物F	東京都	地上20階/塔屋1階	S造	
建物G	神奈川県	地上23階/塔屋1階	S造	
建物H	大阪府	地上15階/塔屋3階	S造	
建物I	大阪府	地上52階/塔屋3階	S造	
建物J	東京都	地上37階	RC造	

###### (2) システム同定手法の概要

入力（地下階または1階）と応答（上層階）の加速度記録を用いて、システム同定手法により固有振動数と減衰定数の同定を行う。地震動データに対してN4SID法<sup>4.4-1)</sup>によるパラメータ同定を行う。

システムの次数が  $n_{states}$  である  $n_{in}$  入力  $n_{out}$  出力モデルの離散時間システムの状態空間表現は、次式で与えられる。

$$\mathbf{x}_{k+1} = \mathbf{A}\mathbf{x}_k + \mathbf{B}\mathbf{u}_k \quad (4.4-1)$$

$$\mathbf{y}_k = \mathbf{C}\mathbf{x}_k + \mathbf{D}\mathbf{u}_k \quad (4.4-2)$$

但し、 $\mathbf{x}_k \in \mathfrak{R}^{n_{states}}$  は状態ベクトル、 $\mathbf{u}_k \in \mathfrak{R}^{n_{in}}$  及び  $\mathbf{y}_k \in \mathfrak{R}^{n_{out}}$  は入出力ベクトル、

$\mathbf{A} \in \mathfrak{R}^{n_{states} \times n_{states}}$ 、 $\mathbf{B} \in \mathfrak{R}^{n_{states} \times n_{in}}$ 、 $\mathbf{C} \in \mathfrak{R}^{n_{out} \times n_{states}}$ 、 $\mathbf{D} \in \mathfrak{R}^{n_{out} \times n_{in}}$  は定数行列。

入力信号  $\mathbf{u}_k$  及び出力信号  $\mathbf{y}_k$  から、システム特性行列  $\mathbf{A}$ ,  $\mathbf{B}$ ,  $\mathbf{C}$ ,  $\mathbf{D}$  を推定する。得られた行列  $\mathbf{A}$  の固有値問題を解くことにより、伝達関数の極  $p_j$  から、次式により  $j$  次の固有振動数  $f_j$  と減衰定数  $h_j$  を推定する。

$$f_j = \frac{\sqrt{(\log|_z p_j|)^2 + (\arg_z p_j)^2}}{2\pi\Delta t} \quad (4.4-3)$$

$$h_j = \frac{-\log|_z p_j|}{2\pi f_j \Delta t} \quad (4.4-4)$$

モデル次数に関しては、次数を 20 から 60 に変化させて、インパルス応答のハンケル行列の特異値が急に小さくなるような次数を選択した。

### (3) 強震記録の時刻歴

強震記録の時刻歴の例を図 4.4-1 に示す。大阪府に立地する建物 I の加速度記録を 2 回積分して得られた変位記録を示した。これを見ると 1 階の変位は最大で 9cm 程度であるのに対して、建物上部の 52 階では長時間にわたって大振幅で振動し続けていることが分かる。最上階の最大振幅は 130cm 程度となっている。

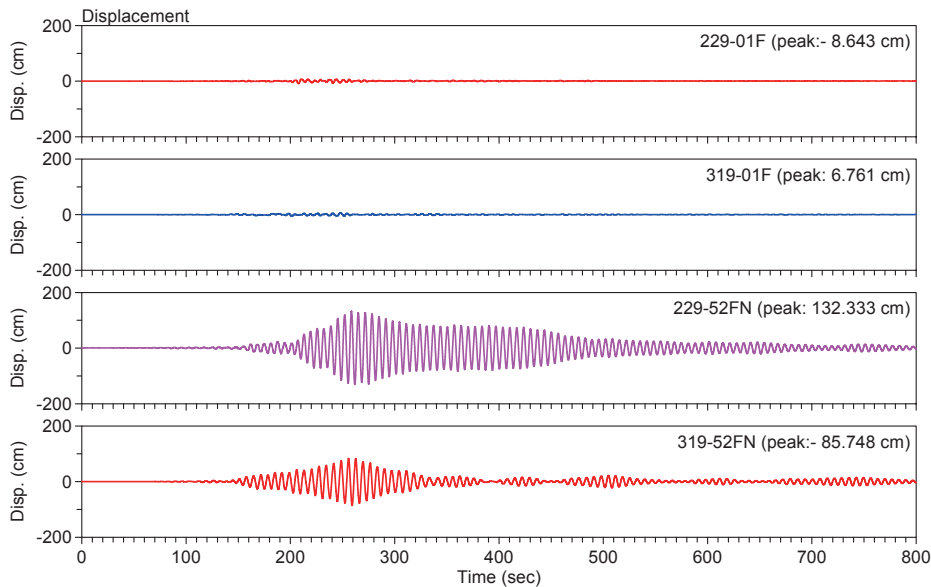


図 4.4-1 建物 I の 1 階と 52 階の変位記録

### (4) 振動特性の同定結果

#### ①建物 D

建物 D は、東京都に建設された 21 階建ての鉄骨造建物であり、履歴型ダンパーと粘性ダンパーが設置されている。

図 4.4-2 に、東北地方太平洋沖地震本震のスペクトル比 (21F/B4F) を示す。0.5Hz 付近に 1 次モードのピークが、1.5Hz 付近に 2 次モードのピークが見られる。2011 年東北地方太平洋沖地震で得られた強震記録を 30 秒ごとに 10 分割して、入力を地下 4 階、応答を 21 階として、区間ごとに固有振動数と減衰定数を求めた。同定結果を図 4.4-3 に示す。図 4.4-3 では、上から 1 次固有振動数、1 次減衰定数、2 次固有振動数、2 次減衰定数、入力地震動を示している。1 次固有振動数は、地震の最中に初期値に比べて 10%程度低下している。1 次減衰定数については、ばらつきがあるものの、振幅の小さい範囲では 2%前後の値をとっているのに対し、振幅が増加すると減衰も 4%程度に増加している。

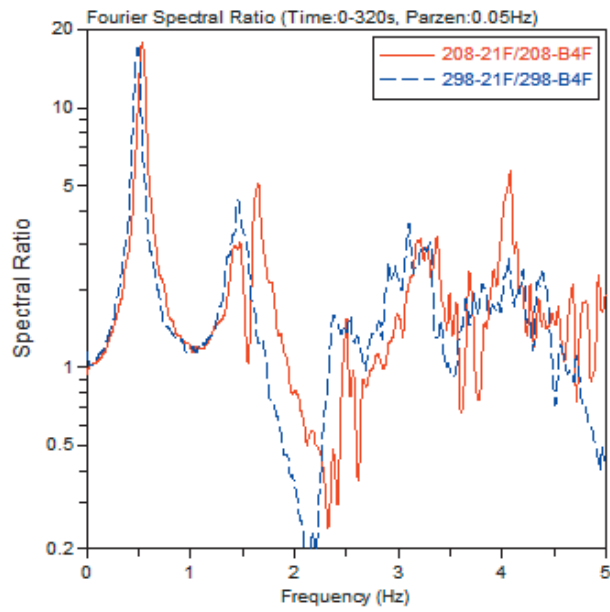


図 4.4-2 フーリエスペクトル比 (21F/B4F)

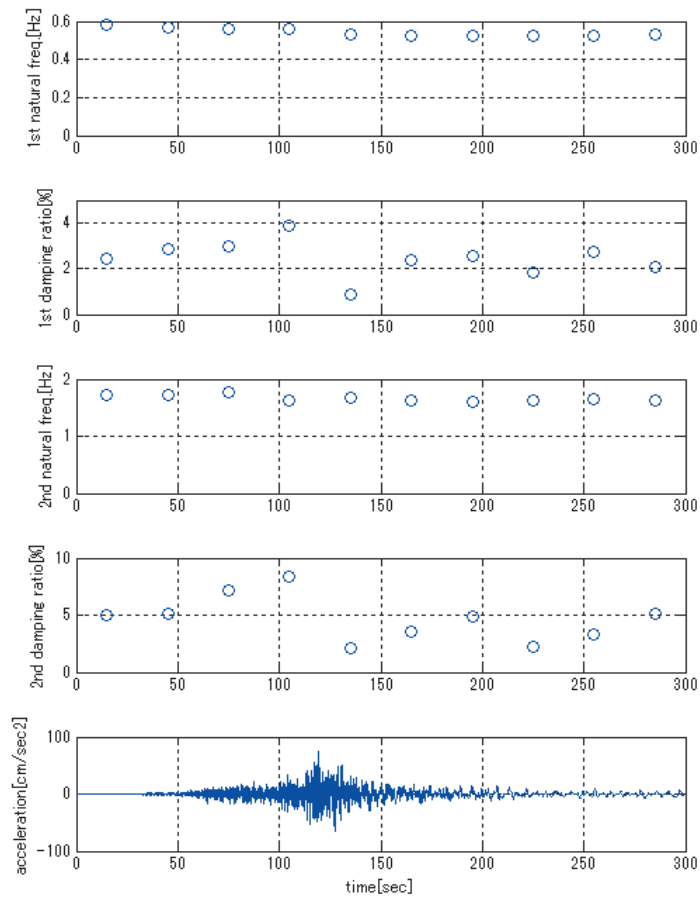


図 4.4-3 本震における 1 次固有振動数・1 次減衰定数の変化(208 方向)

本建物においては、2003年5月より継続的に強震観測を行っており、東北地方太平洋沖地震本震を含め約360の記録が得られている。これらの全ての記録を用いてシステム同定を行い、建物における振動特性の時系列変化を、図4.4-4～図4.4-5に示した。1次固有振動数については、東北地方太平洋沖地震本震を境にして、5%～10%程度低下していることが分かる。1次減衰定数は、東北地方太平洋沖地震本震前後で、明確な変化は現れていない。最上層の最大加速度と1次固有振動数・1次減衰定数との関係を図4.4-6～図4.4-7に示す。図4.4-6においては、1次固有振動数の明確な振幅依存性が見られ、地震の前後で振動数が5%程度低下していることが分かる。図4.4-7の1次減衰定数は、ばらつきが大きいものの、加速度が大きいほど減衰定数が大きくなる傾向が見られる。

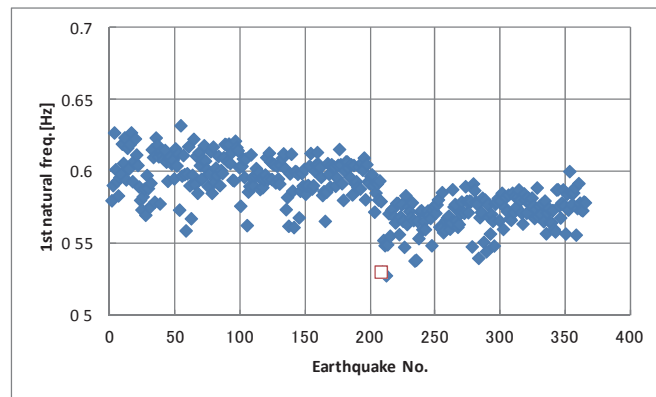


図 4.4-4 東北地方太平洋沖地震前後の1次固有振動数の変化(208方向)  
(図中の209番の地震(□)が東北地方太平洋沖地震)

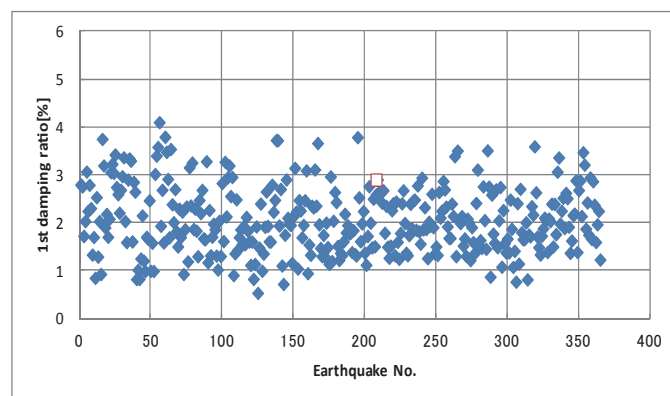


図 4.4-5 東北地方太平洋沖地震前後の1次減衰定数の変化(208方向)  
(図中の209番の地震(□)が東北地方太平洋沖地震)

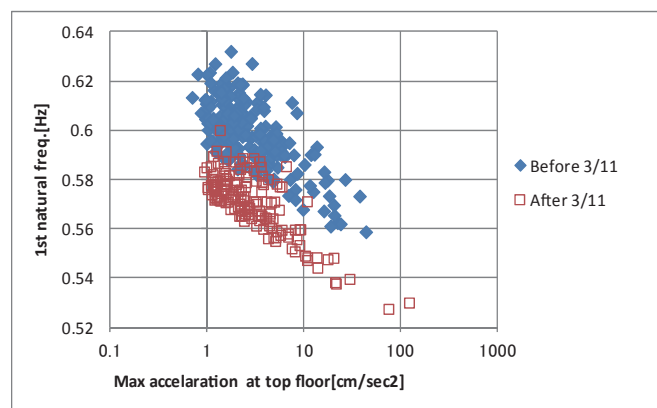


図 4.4-6 最上層の最大加速度と1次固有振動数の関係(208方向)

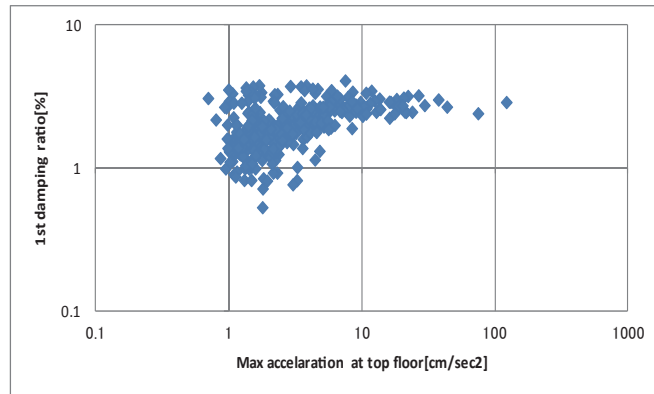


図 4.4-7 最上層の最大加速度と 1 次減衰定数の関係(208 方向)

## ②建物 J

建物 J は、東京都に建設された 37 階建ての鉄筋コンクリート造建物で、建物にダンパー等は設置されていない。

図 4.4-8 に、東北地方太平洋沖地震本震のスペクトル比 (37F/1F) を示す。0.4Hz~0.45Hz 付近に 1 次モードのピークが、1.2Hz~1.5Hz 付近に 2 次モードのピークが見られる。東北地方太平洋沖地震で得られた強震記録を 30 秒ごとに 10 分割して、入力を 1 階、応答を 37 階として、区間ごとに固有振動数と減衰定数を求めた。同定結果を図 4.4-9 に示す。1 次固有振動数は、地震の最中に初期値に比べて 25%程度低下している。1 次減衰定数については、ばらつきがあるものの、2%~5%前後の値をとっている。

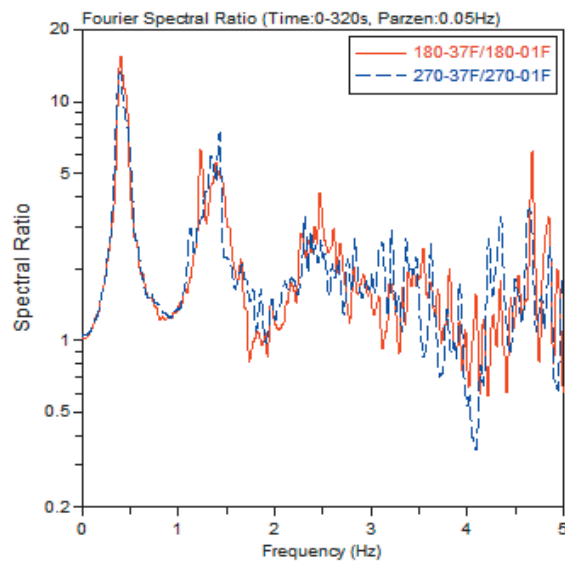


図 4.4-8 フーリエスペクトル比(37F/1F)

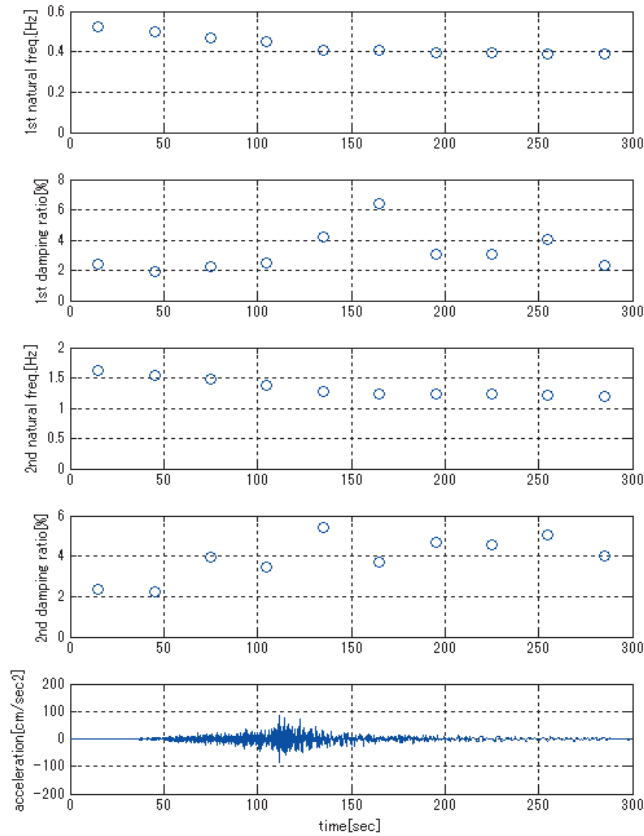


図 4.4-9 本震における 1 次固有振動数・1 次減衰定数の変化(180 方向)

本建物においては、2007 年 5 月より継続的に強震観測を行っており、東北地方太平洋沖地震本震を含め約 130 の記録が得られている。これらの全ての記録を用いてシステム同定を行い、建物における振動特性の時系列変化を、図 4.4-10～図 4.4-11 に示した。1 次固有振動数については、東北地方太平洋沖地震本震を境にして、20%程度低下していることが分かる。1 次減衰定数は、東北地方太平洋沖地震本震前には、1%～2%程度であったが、地震後に 2%～4%程度に増加している傾向が見られる。固有振動数と減衰定数の変化は、雑壁等におけるひび割れの発生などによると考えられる。

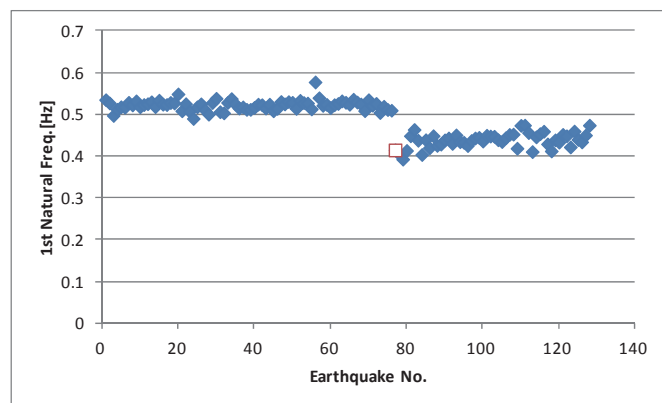


図 4.4-10 東北地方太平洋沖地震前後の 1 次固有振動数の変化(180 方向)  
(図中の 78 番の地震 (□) が東北地方太平洋沖地震)

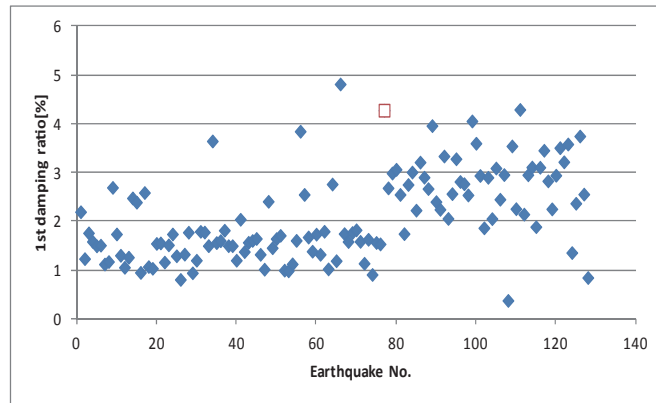


図 4.4-11 東北地方太平洋沖地震前後の 1 次減衰定数の変化(180 方向)  
(図中の 78 番の地震 (□) が東北地方太平洋沖地震)

### ③その他の建物

その他の建物については、東北地方太平洋沖地震のみを対象に同定を行った。東北地方太平洋沖地震で得られた強震記録を 30 秒（または 15 秒）ごとに 10 分割して、区間ごとに固有振動数と減衰定数を求めた。得られた固有振動数と減衰定数の範囲を表 4.4-2 に、1 次固有振動数の範囲を図 4.4-12 に示した。

表 4.4-2 に示された建物は全て鉄骨造の超高層建物であるが、1 次固有振動数は、東北地方や関東地方に立地する建物においては地震の最中に 5%から 15%程度変化している。また、近畿地方に立地する建物においては、1 次固有振動数は 2%～3%程度変化している。1 次減衰定数は、ばらつきがあるが、1%～2%程度の値をとる建物が多くなっている。

表 4.4-2 同定結果

名称	1 次固有振動数 [Hz]	1 次減衰定数 [%]	2 次固有振動数 [Hz]	2 次減衰定数 [%]
建物 A	0.496-0.524	1.1-2.6	1.55-1.60	2.2-3.8
建物 B	0.358-0.402	1.7-5.1	1.02-1.11	1.4-4.5
建物 C	0.514-0.606	1.2-1.6	1.47-1.63	1.8-2.9
建物 E	0.493-0.547	1.3-3.5	1.42-1.53	1.1-4.4
建物 F	0.492-0.529	1.1-4.1	1.41-1.52	1.3-3.5
建物 G	0.422-0.478	1.8-3.5	1.30-1.46	2.6-4.5
建物 H	0.599-0.612	0.94-2.0	1.67-2.01	0.64-7.1
建物 I	0.152-0.157	0.50-2.5	0.470-0.499	1.7-6.0

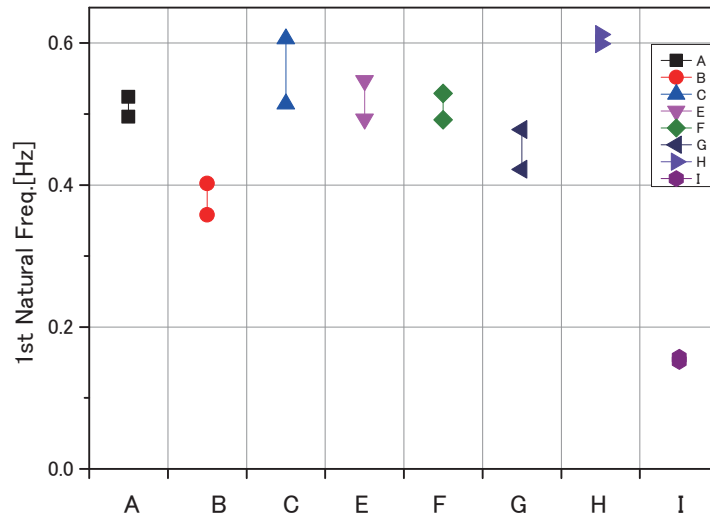


図 4.4-12 各建物の 1 次固有振動数の範囲

#### (5) まとめ

東北地方太平洋沖地震とその前後に、10 棟の超高層建物で得られた強震記録を用いて、システム同定により建物の振動特性の評価を行い、以下の知見を得た。

- 1) 東北地方と関東地方に立地する鉄骨造超高層建物においては、東北地方太平洋沖地震の最中に 1 次固有振動数が 5%~15%程度変化していた。また、関東に立地するある鉄骨造超高層建物において、東北地方太平洋沖地震の前後で 1 次固有振動数は 5%~10%程度低下していた。
- 2) 関東地方に立地するある鉄筋コンクリート造超高層建物においては、東北地方太平洋沖地震の最中に 1 次固有振動数が 25%程度低下していた。また、東北地方太平洋沖地震の前後で 1 次固有振動数は 20%程度低下していた。さらに、地震の前後で 1 次減衰定数が増加する傾向が見られた。



#### 4.4.2 強震観測記録に基づく超高層建物の地震応答解析

本項では、強震記録を観測した建物のうち、超高層鉄骨造建物を対象にして、建物で観測された加速度記録を入力地震動とした地震応答解析を行う。これらの応答解析から得られる加速度と建物上部で実際に観測された加速度記録を比較して、解析モデルの妥当性や減衰の影響等を明らかにする。また、東北地方太平洋沖地震に対する解析対象建物の地震応答等を明らかにする。

##### (1) 解析対象建物と解析方法

###### 1) 検討対象の超高層鉄骨造建物の概要

ここでの検討の対象は、建築研究所が強震観測を実施している超高層建物のうち、設計時の地震応答解析モデルの情報が入手できたもので、かつ、質点系せん断モデルで解析可能な超高層鉄骨造建物 8 棟である。これらの建物の、建物名称、所在地、建物階数、竣工年、構造形式、地震観測を行った階を表 4.4-3 に示す。これらは、前項の表 4.4-1 で示した建物と同じものである。

建物の所在地は、宮城県から大阪府までの範囲であり、竣工年は 1973 年～2000 年の範囲である。竣工年が 1996 年までの建物は、純ラーメン構造や偏心 K 型ブレース付きラーメン構造である。

表 4.4-3 解析対象建物一覧

建物名称	所在地	建物階数	竣工年	構造形式	地震観測の階
建物 A	宮城県	地上 15 階 塔屋 2 階	1973	X、Y 方向：鉄骨ラーメン構造	15F, B2F
建物 B	埼玉県	地上 26 階 塔屋 2 階	2000	X、Y 方向：極軟鋼制振壁付き鉄骨ラーメン構造	PH1F, 10F, B3F, 別棟 1F
建物 C	東京都	地上 19 階 塔屋 1 階	1990	X 方向：鉄骨ラーメン構造 Y 方向：偏心 K 型ブレース付き鉄骨ラーメン構造	PH1F, 8F, B1F
建物 E	東京都	地上 20 階 塔屋 1 階	1994	X 方向：鉄骨ラーメン構造 Y 方向：偏心 K 型ブレース付き鉄骨ラーメン構造	20F, 1F
建物 F	東京都	地上 20 階 塔屋 1 階	1994	X 方向：鉄骨ラーメン構造 Y 方向：偏心 K 型ブレース付き鉄骨ラーメン構造	19F, 1F
建物 G	神奈川県	地上 23 階 塔屋 1 階	1996	X、Y 方向：偏心 K 型ブレース付き鉄骨ラーメン構造	23F, B2F
建物 H	大阪府	地上 15 階 塔屋 3 階	1974	X、Y 方向：ブレース付き鉄骨ラーメン構造	PH3F, B3F
建物 I	大阪府	地上 52 階 塔屋 3 階	1995	X 方向：鉄骨ラーメン構造 Y 方向：ブレース付き鉄骨ラーメン構造	52F, 38F, 18F, 1F

##### 2) 解析方法

表 4.4-3 に示した建物について、建物の地下階または 1 階で観測された加速度記録を入力地震動と

し、建物の地下階は無視し、1階を基礎固定として、1階床位置に、これらの地震波を入力して解析を行う。各建物のX、Y方向それぞれの地震応答解析を行い、建物の中間階や上層階で観測した加速度記録の最大値と地震応答解析から得られる加速度の最大値を比較する。また、入力地震動として、E1 Centro NSの50kineを入力地震動とした場合の応答解析についても、一部の建物で実施する。表4.4-4には、各建物の応答解析に用いた入力地震動とその最大加速度、継続時間を示す。

本項の応答解析では、減衰の設定値が建物の地震応答結果に及ぼす影響を明らかにするために、減衰定数2%の初期剛性比例型の場合と、前節の同定解析から得られる各建物の1次、2次の減衰定数を用いたレーリー型減衰の場合（表4.4-5参照）の応答を比較する。

表 4.4-4 建物のモデル化と復元力特性

建物名称	モデル化の方法と復元力特性の設定	入力地震動 (最大加速度, 継続時間)
建物 A	オリジナルの解析モデルは、D 値法を用いて各層剛性を計算し、トリリニアの復元力特性が設定され、2 次剛性、3 次剛性は、初期剛性の 10%、1% で設定、X、Y 方向は同一の解析モデル。本解析もそれと同じモデルで解析。	B2F-X(259.0cm/s <sup>2</sup> , 301 秒) B2F-Y(163.3cm/s <sup>2</sup> , 301 秒)
建物 B	オリジナルの解析モデルは、増分解析から得られた各層の層せん断力-変形関係から、制振壁ダンパーと柱梁フレームを組み合わせたトリリニア型復元力特性の質点系の等価せん断型モデル。本解析では、このトリリニアの復元力特性を、ダンパーは完全弾塑性型、フレームはバイリニア型に分離し、2 つのバネの組み合わせたモデルにより質点系の等価せん断型モデルで解析。	B3F-X(73.6cm/s <sup>2</sup> , 599 秒) B3F-Y(62.6cm/s <sup>2</sup> , 599 秒) 別棟 1F-X(90.9cm/s <sup>2</sup> , 400 秒) 別棟 1F-Y(89.4cm/s <sup>2</sup> , 400 秒) E1 Centoro NS 50kine (511cm/s <sup>2</sup> , 53.7 秒)
建物 C	オリジナルの解析モデルは、増分解析から得られた各層の層せん断力-変形関係から、トリリニア型の復元力特性を設定した質点系の等価せん断型モデル。本解析もそれと同じモデルで解析。	B1F-X(69.0cm/s <sup>2</sup> , 300 秒) B1F-Y(66.2cm/s <sup>2</sup> , 300 秒)
建物 E	建物 E と建物 F はツインタワーであり、オリジナルの解析モデルは、各層をトリリニア型復元力特性とした質点系の擬似立体モデル。本解析では、ツインタワーを分離し、それぞれの建物をトリリニア型復元力特性の等価せん断型モデルで解析。	1F-X(90.8cm/s <sup>2</sup> , 391 秒) 1F-Y(85.4cm/s <sup>2</sup> , 391 秒)
建物 F	同上	同上
建物 G	オリジナルの解析モデルは、増分解析から得られた各層の層せん断力-変形関係から、トリリニア型の復元力特性を設定した質点系の等価せん断型モデル。本解析では X 方向のみ、それと同じモデルで解析。Y 方向は観測記録の不良により解析不可。	B2F-X(59.5cm/s <sup>2</sup> , 511 秒)
建物 H	オリジナルの解析モデルは、バイリニアの復元力特性を設定した質点系の等価せん断型モデル。本解析もそれと同じモデルで解析。	B3F-X(10.9cm/s <sup>2</sup> , 157 秒) B3F-Y( 8.9cm/s <sup>2</sup> , 157 秒)
建物 I	オリジナルの解析モデルは、増分解析から得られた各層の層せん断力-変形関係から、曲げ変形成分を考慮したトリリニア型復元力特性の質点系の等価せん断型モデル。本解析もそれと同じモデルで解析。	1F-X(33.5cm/s <sup>2</sup> , 999 秒) 1F-Y(34.3cm/s <sup>2</sup> , 999 秒)

### 3) モデル化と復元力特性の設定

各建物のモデル化や復元力特性の設定方法を表 4.4-4 に示す。ほとんどの建物では、質点系の等価せん断型モデルにより応答解析が行われていたため、ここでも、同様に質点系の等価せん断モデルによる解析を行う。基本的には、入手した建物情報の応答解析モデルのモデル化の方法となるべく近いモデル化を行うこととしているが、解析モデルの詳細情報がわからない場合や、擬似立体モデルで解析している場合があり、オリジナルの解析モデルや解析条件とは、一致していない場合もある。

#### (2) 解析建物の振動特性

##### 1) 同定解析から得られた減衰定数

前項 4.4.1 の同定解析の結果から、それぞれの建物の 1 次、2 次の減衰定数を算定した。表 4.4-5 にそれらの値を示す。1 次減衰定数は、0.95%～3.3%の範囲であり、2 次減衰定数は、1.9%～3.9%程度の範囲である。2 次の減衰定数と 1 次減衰定数の比は、0.8～3.2 の範囲であるが、平均は 1.49 である。

##### 2) 建物の固有周期

前項 4.4.1 の同定解析から得た各建物の 1 次、2 次の固有周期と、応答解析モデルの固有周期の値を比較して、表 4.4-6 に示す。同定解析結果に基づく、解析建物の 1 次固有周期の範囲は 1.47 秒～6.57 秒である。一方、これらの解析モデル 1 次固有周期の範囲は、1.35 秒～6.97 秒である。1 次固有周期の、同定解析/解析モデルの比は、建物 H の Y 方向で、2 割程度差が生じているが、その他は、1 割程度の範囲内となっている。

表 4.4-5 建物の減衰定数

建物名称	方向	1 次減衰定数 (%)	2 次減衰定数 (%)	2 次減衰定数/1 次減衰定数
建物 A	X 方向	1.67	2.39	1.43
	Y 方向	1.95	2.88	1.48
建物 B	X 方向	1.92	1.93	1.01
	Y 方向	2.31	1.87	0.81
建物 C	X 方向	1.41	2.70	1.91
	Y 方向	2.03	3.30	1.63
建物 E	X 方向	1.51	1.93	1.28
	Y 方向	3.33	3.88	1.17
建物 F	X 方向	1.60	2.70	1.69
	Y 方向	2.51	3.08	1.23
建物 G	X 方向	2.61	3.36	1.29
建物 H	X 方向	1.60	2.29	1.43
	Y 方向	1.64	2.26	1.38
建物 I	X 方向	-	-	-
	Y 方向	0.95	3.01	3.17

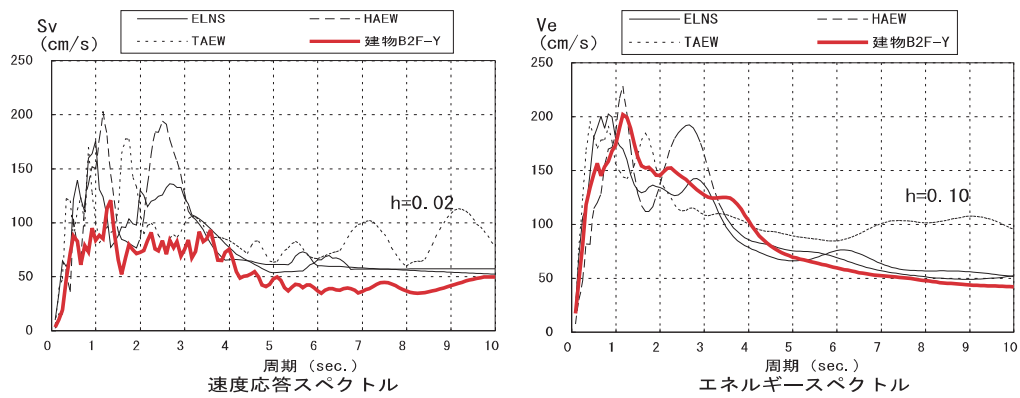
表 4. 4-6 建物の固有周期

建物名称	方向	同定解析(sec.)		解析モデル(sec.)		同定解析/解析モデル	
		1次周期	2次周期	1次周期	2次周期	1次周期	2次周期
建物 A	X 方向	2.004	0.638	2.012	0.694	1.00	0.92
	Y 方向	1.994	0.638	2.012	0.694	0.99	0.92
建物 B	X 方向	2.760	0.978	2.517	0.988	1.10	0.99
	Y 方向	2.609	0.902	2.394	0.949	1.09	0.95
建物 C	X 方向	1.906	0.659	1.915	0.739	1.00	0.89
	Y 方向	1.787	0.576	1.943	0.743	0.92	0.78
建物 E	X 方向	2.008	0.692	1.965	0.738	1.02	0.94
	Y 方向	1.821	0.622	1.917	0.725	0.95	0.86
建物 F	X 方向	2.017	0.694	1.966	0.740	1.03	0.94
	Y 方向	1.853	0.626	1.947	0.743	0.95	0.84
建物 G	X 方向	2.279	0.737	2.192	0.798	1.04	0.92
建物 H	X 方向	1.465	0.465	1.354	0.494	1.08	0.94
	Y 方向	1.656	0.517	1.370	0.508	1.21	1.02
建物 I	X 方向	-	-	6.971	2.588	-	-
	Y 方向	6.570	2.057	6.504	2.725	1.01	0.75

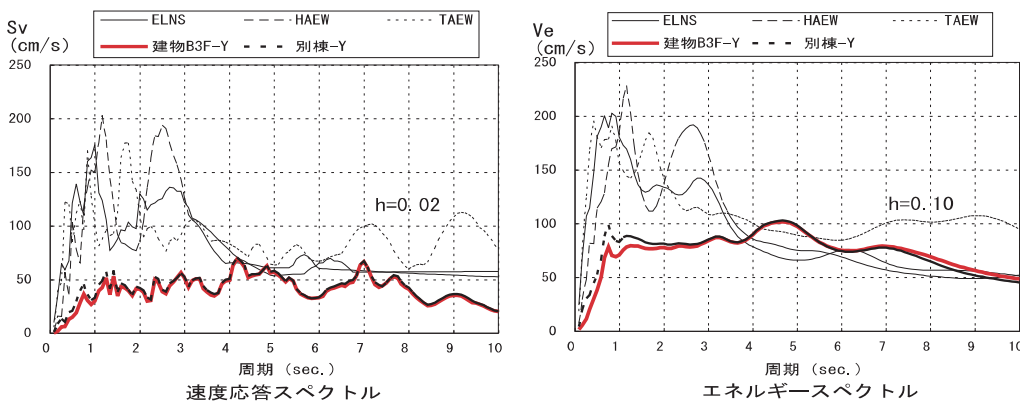
### (3) 解析建物の入力地震動の応答スペクトル

表 4. 4-4 で示した各建物の X 方向または Y 方向の応答解析に用いた入力地震動の速度応答スペクトル及びエネルギースペクトルを、建物 A、B、C、H、I、について、図 4. 4-13(a)～(e)に示す。図中では、高層建築物の評定で用いられていた 50kine 標準波 3 波 (El Centro NS、Hachinohe EW、Taft EW) と比較している。

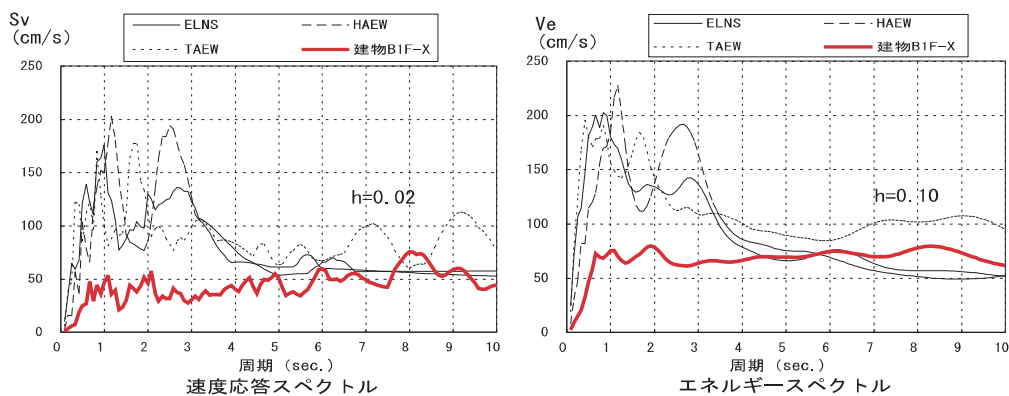
建物 A の速度応答スペクトルは、1～3 秒程度までの周期では、50kine 標準波よりやや小さいが、エネルギースペクトルは、全周期帯で概ね同等のレベルである。建物 B のエネルギースペクトルは、4 秒までは 50kine 標準波より小さいが、4 秒以降は同程度である。建物 C のスペクトルは B に類似しているが、やや小さい。建物 H、I は、大阪に建設されている建物である。建物 I は、6.5 秒～7 秒程度にピークが有り、速度応答スペクトル及びエネルギースペクトルともに、そのレベルは、50kine 標準波の地震動のレベルと概ね等しい。



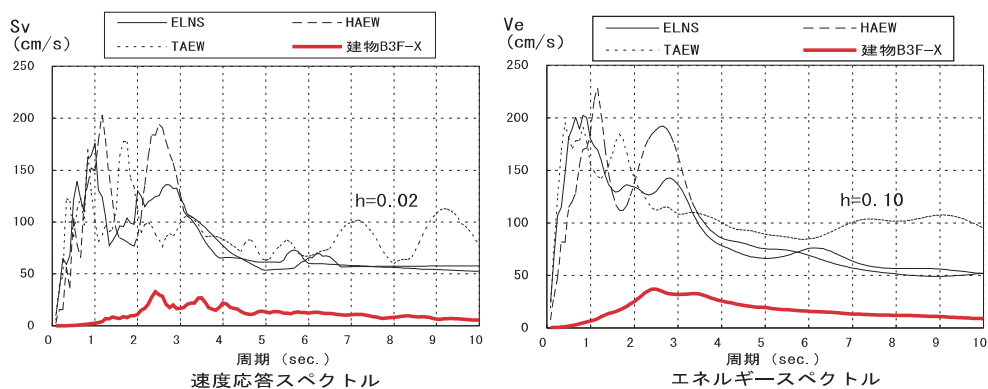
(a) 建物A(X方向)



(b) 建物B(Y方向)

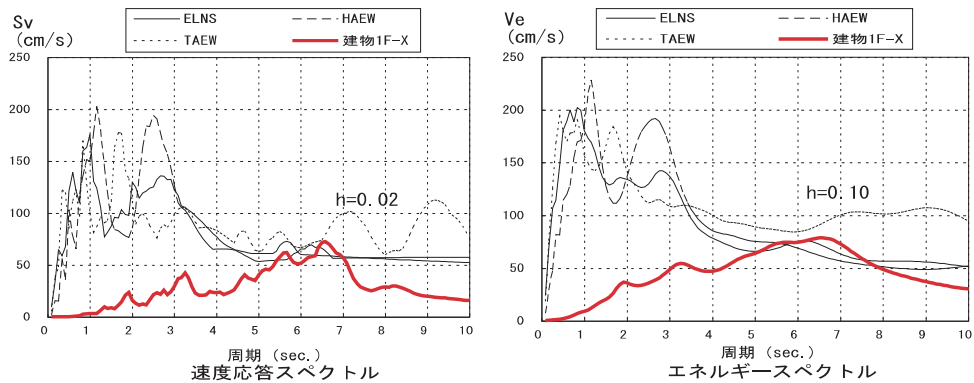


(c) 建物C(X方向)



(d) 建物H(Y方向)

図 4.4-13 各建物の入力地震動の応答スペクトル(1/2)



(e) 建物 I (Y 方向)

図 4.4-13 各建物の入力地震動の応答スペクトル(2/2)

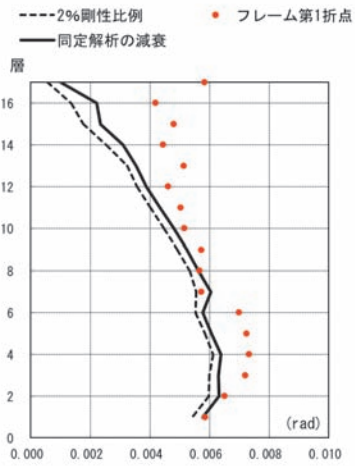
#### (4) 地震応答解析結果

##### 1) 最大層間変形角等

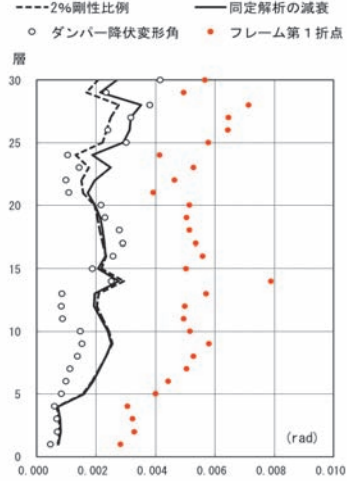
表 4.4-4 で示した各建物のモデル化を行い、それぞれの入力地震動を用いて、2%剛性比例型減衰と表 4.4-5 で示した観測記録の同定解析から得られた 1 次、2 次の減衰定数を用いたレーリー型減衰による応答解析を行う。これらの応答解析から得られた各建物の各層の最大層間変形角を図 4.4-14(a)～(h)に示す。点線が 2%剛性比例型の結果で、実線が同定解析から得られたレーリー型の結果である。また、各図には、各層の柱梁フレームの復元力特性の第 1 折点の変形角を赤丸で示している。ここでは変形が大きかった方向の結果を示す。また、各層の最大応答変位について、建物 C 及び I を例として、図 4.4-15 に示す。

これらの建物の最大層間変形角の範囲は、おおよそ 0.0005rad～0.008rad の範囲である。図 4.4-14 で示すように、最大層間変形角が最も大きかったのが建物 I である。また、図 4.4-15 に示すように建物 I では頂部の最大変形が 130cm 以上となっている。宮城県に建設されている建物 A の最大層間変形角は、図 4.4-14 (a) に示すフレームの第 1 折点の変形（塑性率計算の基点）を、第 7 層でわずかに越えている。しかし、その他の建物では、フレームの第 1 折点の変形を超えているものは無く、柱梁の塑性化の観点からは比較的余裕がある。また、建物 B では、一部の層でダンパーが降伏するレベルの応答になっている。

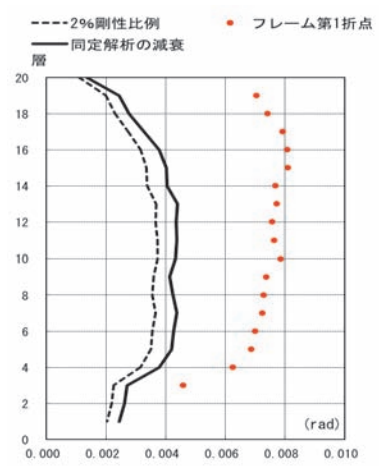
図 4.4-14、15 から、減衰の設定を観測記録の同定解析から得られた値にすることで、各層の層間変形応答は大きくなる傾向があり、図 4.4-15 で示す最大応答変位においても、その影響は無視できない大きさであることがわかる。



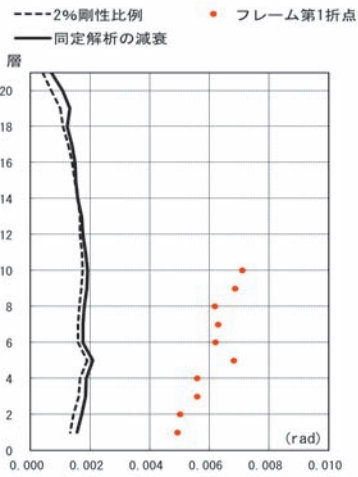
(a) 建物 A (X 方向)



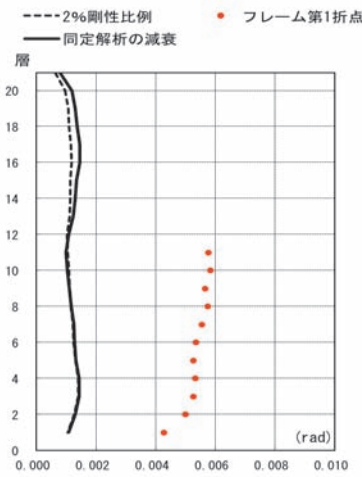
(b) 建物 B (Y 方向)



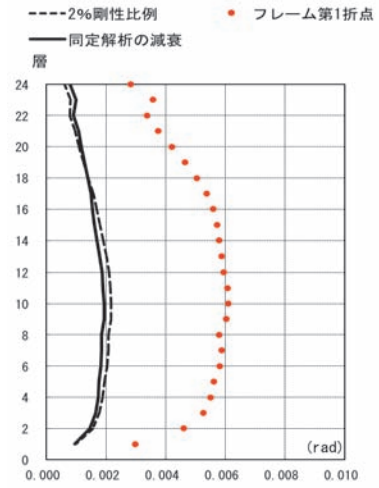
(c) 建物 C (X 方向)



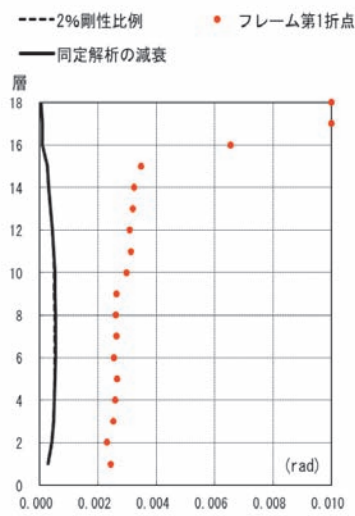
(d) 建物 E (X 方向)



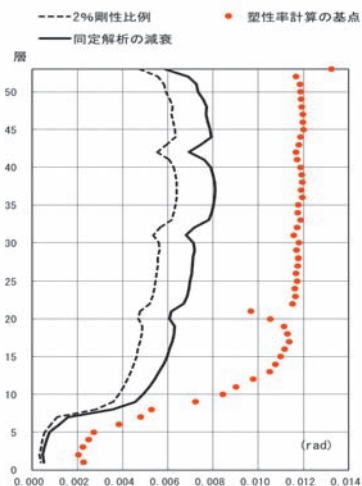
(e) 建物 F (Y 方向)



(f) 建物 G (X 方向)

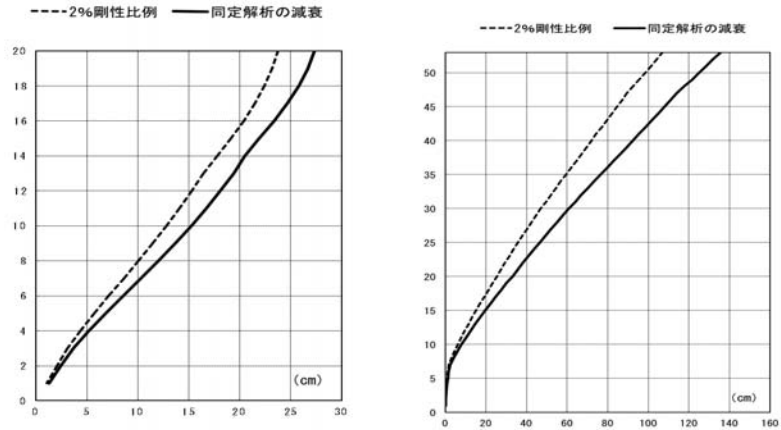


(g) 建物 H (Y 方向)



(h) 建物 I (Y 方向)

図 4.4-14 建物各層の最大層間変形角



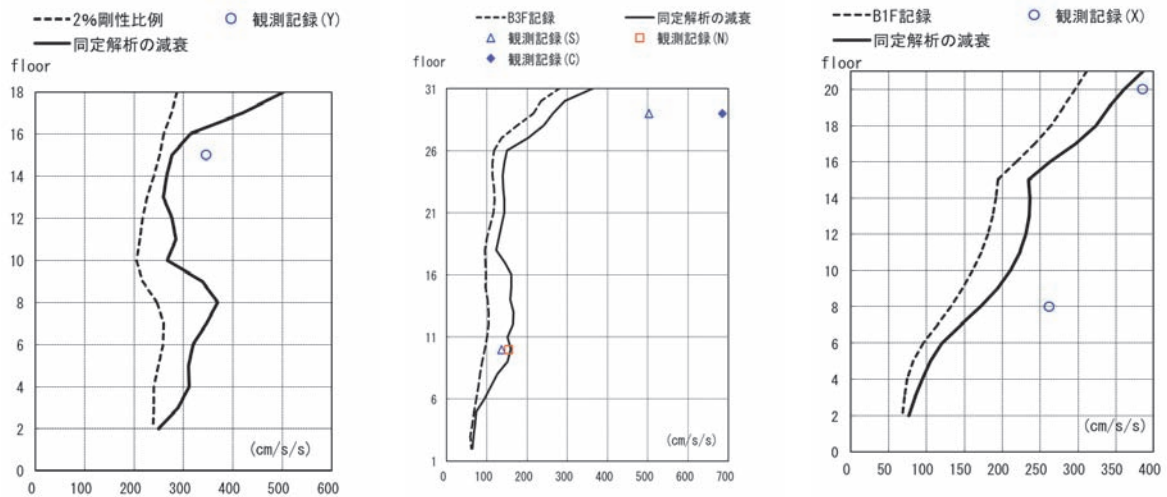
(a) 建物C(X方向)

(b) 建物I(Y方向)

図 4.4-15 最大応答変位

## 2) 応答解析の加速度と観測記録の比較

図 4.4-16(a)～(h)に、強震観測で得られた建物上部の加速度記録の最大値と応答解析から得られた各層の最大応答加速度の分布を比較して示す。同定解析から得られた減衰での解析では、応答加速度が大きくなる傾向があり、高次の成分が顕在化する場合がある。観測記録との整合性については、同定解析から得られた減衰による解析の方が、観測記録に近くなるが、頂部での観測記録は、解析結果よりもかなり大きくなっている場合がある。



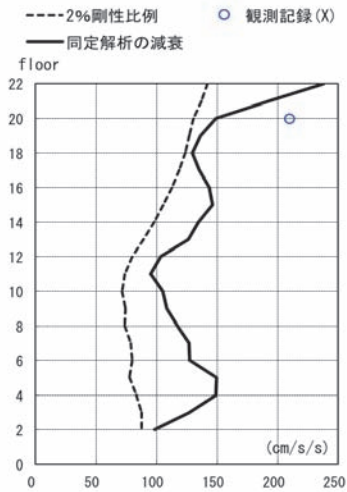
(a) 建物A(X方向)

(b) 建物B(Y方向)

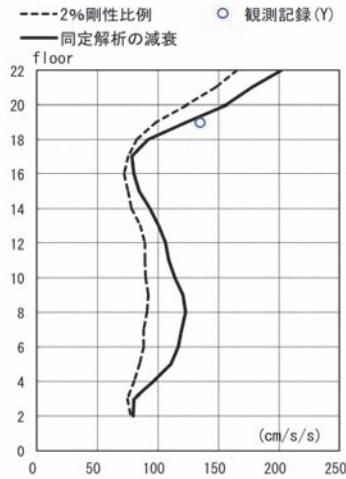
(c) 建物C(X方向)

図 4.4-16 応答解析の加速度応答と観測記録(1/2)

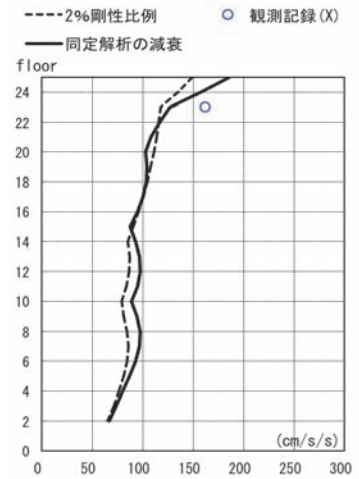




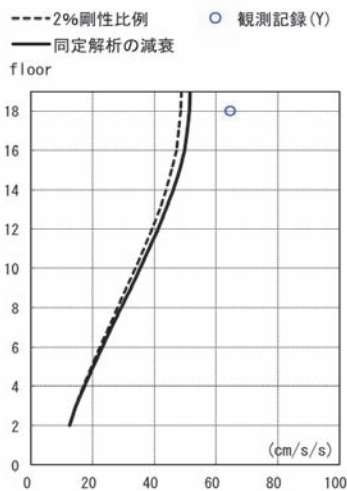
(d) 建物 E (X 方向)



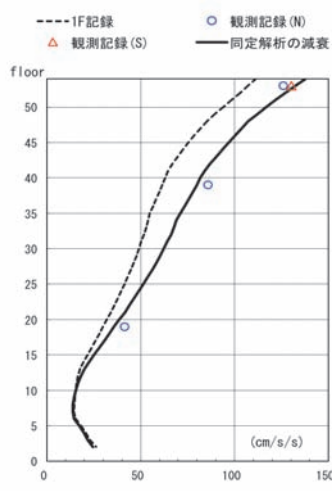
(e) 建物 F (Y 方向)



(f) 建物 G (X 方向)



(g) 建物 H (Y 方向)



(h) 建物 I (Y 方向)

図 4.4-16 応答解析の加速度応答と観測記録(2/2)

### 3) 制振壁ダンパーを有する建物の応答

建物 B は低降伏点鋼を用いた制振壁を有する建物である。この建物では、建物の一部の階の制振壁ダンパーが降伏するレベルの応答であった。そのため、建物 B については、標準波である El Centro NS 50kine に対する応答解析も行った。また、建物 B に隣接する建物の 1F の記録を用いた解析も行った。建物 B の Y 方向についてのこれらの応答解析結果として、図 4.4-17 には最大層間変形を、図 4.4-18 にはダンパーの平均累積塑性変形倍率に関して比較した結果を示す。

最大層間変形角については、今回の地震では、建物の B3F の記録による応答解析から得られた結果は、EL Centro NS 50kine の 1/3 程度である。ダンパーの平均累積塑性変形倍率 ( $\bar{\eta}$ ) に関しては、B3F の記録によるこの制振壁ダンパーの平均累積塑性変形倍率は 20 程度で、EL Centro NS 50kine の地震動による平均累積塑性変形倍率は 45 程度であり、今回の地震は、EL Centro NS 50kine の半分程度の値である。この建物の制振壁ダンパーの平均累積塑性変形倍率の保有性能は、おおよそ 500 程度であることから、上記の応答値 20 は、ダンパーの保有性能に比べ、十分小さな値と考えられる。なお、平均累積塑性変形倍率 ( $\bar{\eta}$ ) は、正側と負側の累積塑性変形倍率の平均であり、(4.4-5) 式で定義される

値である<sup>4.4-2)</sup>。

$$\bar{\eta} = \frac{W_p}{2(Q_y \cdot \delta_y)} \quad (4.4-5)$$

ここで、 $W_p$ は、ダンパーが吸収した塑性歪エネルギー、 $Q_y$ はダンパーの降伏耐力、 $\delta_y$ はダンパーの降伏耐力時の変形である。

ダンパーでのエネルギー吸収に関して、東北地方太平洋沖地震の記録を用いた解析によるダンパーのエネルギー吸収と標準波であるEL Centro NS 50kineの地震波によるエネルギー吸収について、建物各層のダンパーの最大塑性率 $\mu_{max}$ から1を減じた値( $\mu_{max}-1$ )とダンパーの平均累積塑性変形倍率( $\bar{\eta}$ )の関係を図4.4-19に示す。ダンパーの最大塑性率( $\mu_{max}$ )の定義は、以下である。

$$\mu_{max} = \delta_{max} / {}_d\delta_y \quad (4.4-6)$$

ここで、 $\delta_{max}$ は各層の最大層間変形であり、 ${}_d\delta_y$ は各層のダンパーの降伏層間変形である。

図4.4-19では、ダンパーの $\mu_{max}-1$ の値が0.5以上となった層についてプロットしている。EL Centro NSの解析では、全ての層のダンパーの $\mu_{max}-1$ の値が0.5以上になっているが、東北地方太平洋沖地震のB3F記録の解析では14カ所の層がプロットの対象になっている。この図から、EL Centro NSでは、 $\mu_{max}-1$ の値が5以下の範囲で、平均累積塑性変形倍率( $\bar{\eta}$ )と $\mu_{max}-1$ の比である等価な繰り返し回数 ${}_d n_1$ <sup>4.4-3)</sup>が、おおよそ5程度となっている。

東北地方太平洋沖地震のB3F記録による応答では、 $\mu_{max}-1$ の値が1以上になっているのは3カ所の層だけであるが、これらの $\mu_{max}-1$ の値は1.3程度で、平均累積塑性変形倍率( $\bar{\eta}$ )は20程度の値である。一方、EL Centro NSでは、 $\mu_{max}-1$ が1.3程度での平均累積塑性変形倍率の値は5~8程度である。このように、東北地方太平洋沖地震は、EL Centro NSに比べて、同一の塑性率での、繰返しによるエネルギー吸収が多くなっていて、この例では、等価な繰返し回数 ${}_d n_1$ の値は、EL Centro NSの3倍程度になっている。本報の解析では、骨組が塑性化している例が他にないために、他の骨組で検証はできないが、建物Bのダンパーの応答結果からは、今回の東北地方太平洋沖地震による地震動は、EL Centro等の標準的な地震に比べて、建物の塑性振幅の繰返し回数が多い地震動と考えられる。

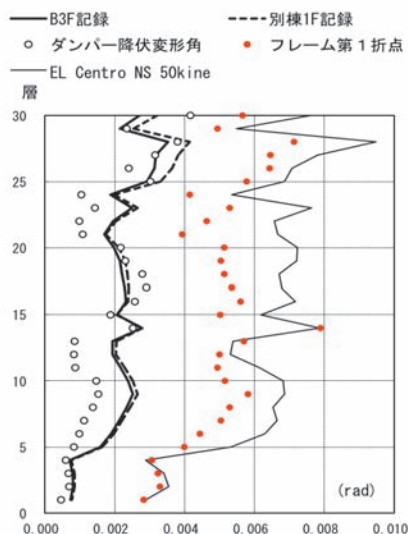


図 4.4-17 最大層間変形角

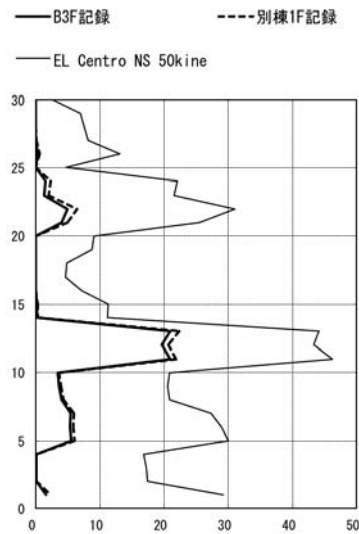


図 4.4-18 ダンパーの平均累積塑性変形倍率

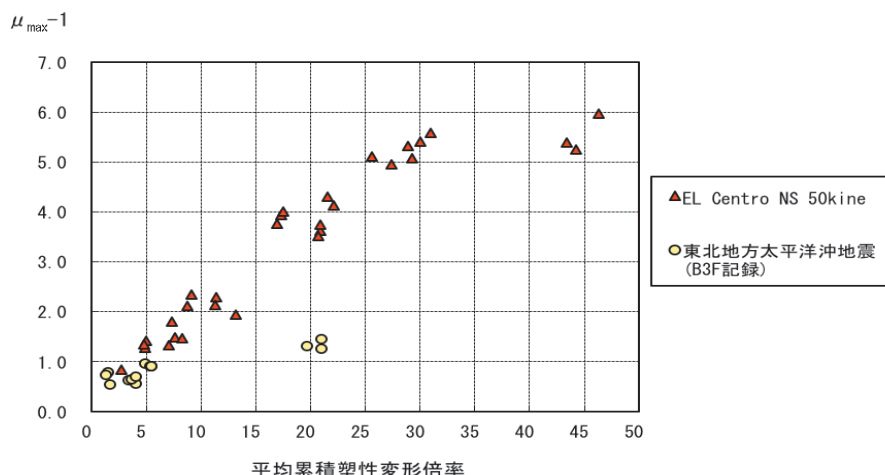


図 4.4-19 ダンパーの塑性率 ( $\mu_{\max}-1$ ) と平均累積塑性変形倍率 ( $\bar{\eta}$ ) の関係

#### (5) まとめ

強震記録を観測した建物のうち、超高層鉄骨造建物を対象にして、建物で観測された加速度記録を入力地震動とした地震応答解析を行った。得られた結果を以下にまとめて示す。

- 1) 解析対象建物の最大層間変形角の範囲は、0.0005rad～0.008radであった。宮城県の建物Aでは、フレームの第1折れ点をわずかに超える応答であったが、その他の建物では、フレームの第1折れ点を越えるものは無く、柱梁の塑性化に関しては比較的余裕がある。
- 2) 同定解析から得られた減衰を用いた場合には、2%剛性比例型に比べ、各層の最大応答加速度と最大応答変位が大きくなる傾向が有り、観測記録の応答に近くなる。
- 3) 制振壁ダンパーを有する建物では、ダンパーが塑性化するレベルの応答であり、ダンパーの平均累積塑性変形倍率は、EL Centro NS 50kine の解析の半分程度の値である。この建物の制振壁ダンパーの保有性能としての平均累積塑性変形倍率は500程度であり、今回の地震によるダンパーの損傷に比べ、十分大きな余裕があると考えられる。
- 4) 制振壁ダンパーを有する建物のダンパーの地震応答について、ダンパーの塑性率と平均累積塑性変形倍率の関係をプロットし、同一の塑性率での等価な繰り返し回数 ( ${}_d n_1$ ) について比較した。その結果、今回の東北地方太平洋沖地震による地震波による応答は、EL Centro 等の標準的な地震波の応答に比べると、建物の塑性振幅の繰り返し回数が多いことを示した。

#### 参考文献

- 4.4-1) 片山徹：システム同定一部分空間法からのアプローチ、朝倉書店、2004
- 4.4-2) 秋山宏：エネルギーの釣合に基づく建築物の耐震設計、技報堂出版、2002.4
- 4.4-3) エネルギーの釣合に基づく耐震計算法の技術基準解説及び計算例と解説、(財)日本建築センター、平成17年10月