

## 4. 強震観測記録に基づく超高層建築物の地震応答の評価

### 4.1 はじめに

本章では、強震記録を観測した建築物のうち、表 3.2-1 に示した建物 D および J を除く超高層鉄骨造建築物 8 棟を対象にして、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。本章の応答解析で用いる解析モデルは、建設時の評定等で用いられたものと概ね同様であり、これらの解析モデルを用いた地震応答解析から得られる応答結果が、実際の強震観測記録とどの程度整合しているか明らかにすることは重要と考えられる。そのため、ここでは、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定数が建物応答に及ぼす影響等を明らかにする。

また、この地震では、東北地方から関東、近畿地方にかけての広範囲で超高層建築物が応答した可能性が有り、それらの建物応答がどの程度であったかを推定するために、今回強震観測が行われた超高層鉄骨造建築物の各層の最大層間変形角や塑性率等明らかにして、層が降伏するレベルに至っているかどうかや、ダンパーが降伏するレベルを超えているかどうか、また、どの地域の建築物で応答が大きくなっているか等を明らかにする。

### 4.2 解析対象建築物と解析方法

#### (1) 解析対象の超高層建築物の概要

ここで検討の対象としたのは、建築研究所が強震観測を実施している建物のうちの、超高層の鉄骨造建築物 8 棟であり、建設時における地震応答解析のモデル化の情報が入手できたもの等を解析対象にした。これらの解析対象建築物の、建物名称（3 章の建築物名と同じ名称を用いている）、所在地、建物階数、竣工年、構造形式、地震観測した階を表 4.2-1 に示す。

建物の所在地は、宮城県から大阪府までの範囲である。建物階数としては 15 階から 52 階の範囲である。竣工年は 1973 年～2000 年の範囲となっている。これらの建物の構造形式は、比較的新しい建物では、制振壁等のダンパー付きの構造であるが、設計が 1990 年代の前半以前の建物では、純ラーメン構造や偏心 K 型ブレース付きラーメン構造、等となっている。表中にそれぞれの建物の地震観測を行った階を示している。建物の地下階または 1 階、中間階、上層階において、X、Y、上下方向の加速度を観測している。また、建物に隣接する別棟の 1 階で観測を行っている建物もある。

#### (2) 解析方法

表 4.2-1 に示したこれらの建物について、それぞれの建物の地下階または 1 階（または別棟 1 階）で観測された加速度記録を入力地震動とし、それぞれの建物の地下階は無視し、1 階床を基礎固定として、1 階床位置に、これらの地震波を入力して解析を行う。評定等で用いられている解析モデルは通常 1 階から上部がモデル化されている。地下階で観測された記録を 1 階の床位置に入力する解析を行なう場合には、地下階の観測での加速度記録と 1 階の床位置の加速度記録の差が問題となる可能性があるが、一般的にはこれらの差は小さいと考えられ、ここではその影響を無視している。

解析対象建築物の 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これらの建物の地震応答解析から得られる観測を行った階の加速度の最大値を比較する。また、入力地震動として、El 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 4.2-2 に、それぞれの建物で用いた入力地震動とその最大加速度、継続時間を示す。

本解析の応答解析の減衰は、減衰定数 2%の初期剛性比例型で解析を行うが、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、3 章の同定解析から得られた解析対象建築物の 1 次、2 次の減衰定数を用いたレーリ型減衰の場合の応答解析も比較として行う。同定解析から得られた減衰の値は次節に示す。

表 4.2-1 解析対象建築物

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

注) 表 3.2-1 のうち、建物 D および J を除く 8 棟を対象とした。

### (3) モデル化と復元力特性の設定

本章における解析対象建築物の解析モデルと復元力特性の設定方法を表 4.2-2 に示す。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もあるため、オリジナルの解析モデルや解析条件とは、必ずしも一致していないものもある。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るため、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。フレームの復元力特性はトリリニア型に置換している場合が多いが、それらのトリリニア型の第 1 折れ点の定義や第 2 折れ点の設定方法は、それぞれの建物の設計時の設定であるため、これらは必ずしも同一の定義、設定方法ではない。

表 4.2-2 解析モデルの設定方法

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 つのパ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) El 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)

### 4.3 解析対象建築物の動的特性

#### (1) 同定解析から得られた減衰定数

3 章での観測記録に基づく建物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 4.3-1 にそれらの値を記す。1 次減衰定数は、概ね 1.5%~3%程度の範囲であり、2 次減衰定数は、2%弱~4%弱程度の範囲である。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。本章の応答解析では、これらの値を用いたレーリー型減衰でも解析を行う。

表 4.3-1 同定解析から得られた減衰定数

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

## (2) 解析対象建築物の固有周期

3章での観測記録に基づく建物の同定解析の結果から、それぞれの建物の1次、2次の固有周期を算定した。表4.3-2にそれらの値とともに本章の応答解析モデルの固有周期の値を比較して記す。同定解析結果に基づく、解析対象建築物の1次固有周期の範囲は1.47秒～6.57秒である。一方、これらの建物の解析モデル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X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ことがわかる。

表 4.3-2 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

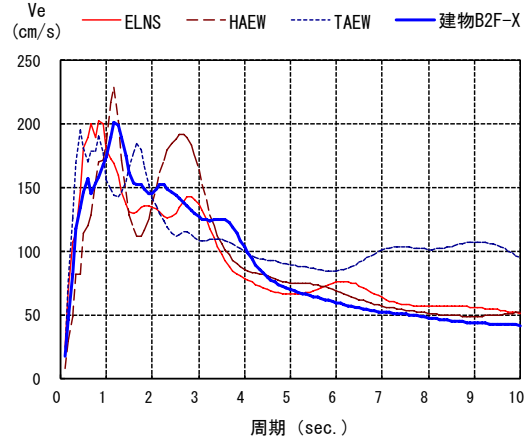
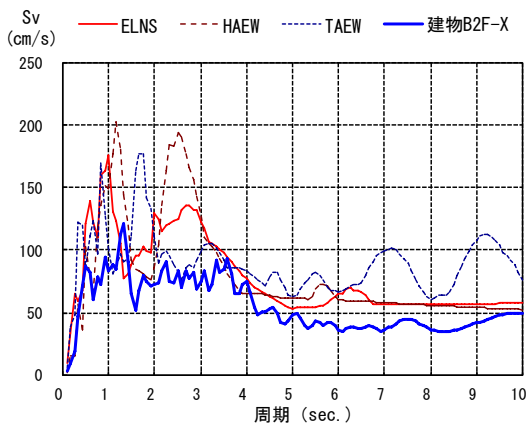
#### 4.4 解析対象建築物の入力地震動の応答スペクトル

表 4.2-2 に示した解析対象建築物の X 方向及び 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 ( $h=0.02$ ) 及びエネルギースペクトル ( $h=0.10$ ) を、高層建築物の評定で用いられている 50kine 標準波 3 波 (El Centro NS、Hachinohe EW、Taft EW) と比較して、図 4.4-1~12 に示す。

図 4.4-1、2 は、建物 A の入力地震動のスペクトルである。1~2 秒程度までの周期では、速度応答は、50kine の半分程度であるが、エネルギースペクトルの値は、50kine の地震動に近い値になっている。2 秒~6 秒程度の範囲では、速度応答スペクトル及びエネルギースペクトルともに 50kine の地震動と概ね等しいレベルである。

建物 B では、4 秒以上の周期では、エネルギースペクトルは、50kine の地震動と同等レベルであり短周期に比べて、長周期領域で、比較的多くのエネルギーが入力していることがわかる。建物 C、E、F、G の地震動の応答スペクトルの形状やレベルは、比較的類似している。短周期の速度応答値は、50kine の地震動のスペクトルに比べれば、かなり小さな値であるが、4 秒以上の長周期領域のエネルギースペクトルの値は、50kine の地震動のスペクトルと概ね等しいレベルである。

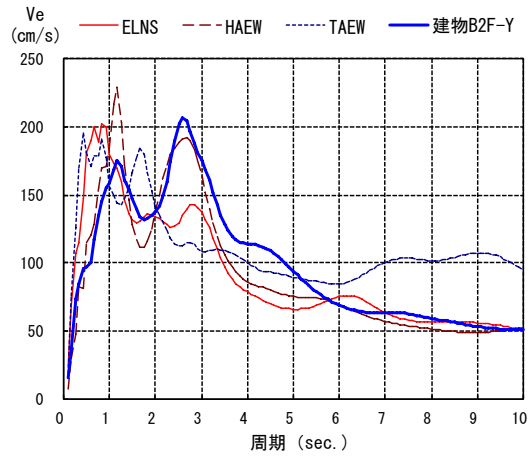
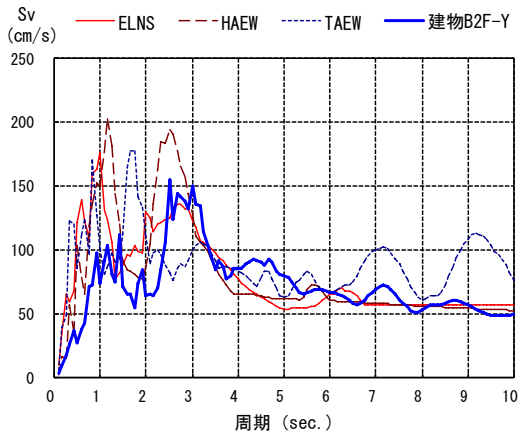
建物 H、I は、大阪に建設されている建物である。建物 H の応答スペクトルは、2.5 秒程度にピークが有るが、そのレベルは 50kine の地震動のスペクトルに比べ、かなり小さいことがわかる。一方、建物 I は、6.5 秒~7 秒程度にピークが有り、その速度応答スペクトル及びエネルギースペクトルともに、そのレベルは、X 方向では、50kine の地震動のレベルと概ね等しい程度になっている。



速度応答スペクトル (h=2%)

エネルギースペクトル (h=10%)

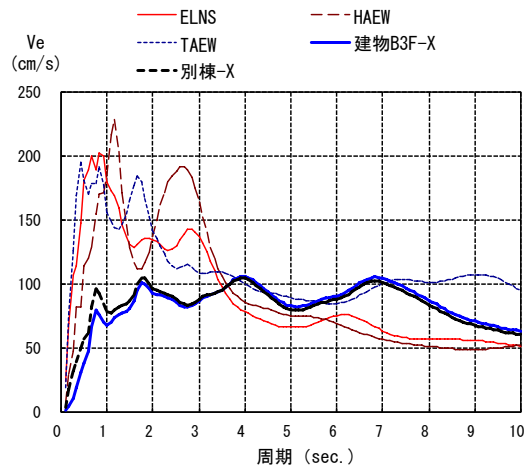
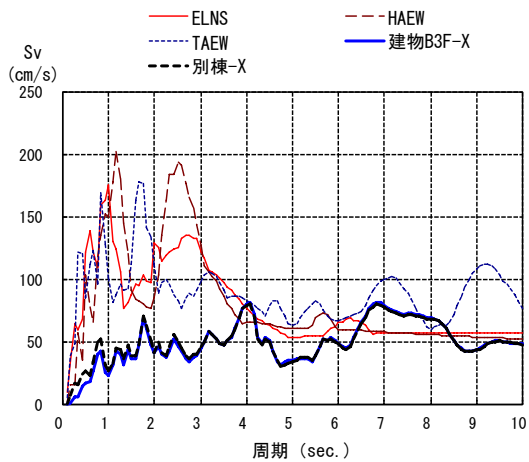
図 4. 4-1 建物 A(X 方向)の入力地震動 (B2F-X) の応答スペクトル



速度応答スペクトル (h=2%)

エネルギースペクトル (h=10%)

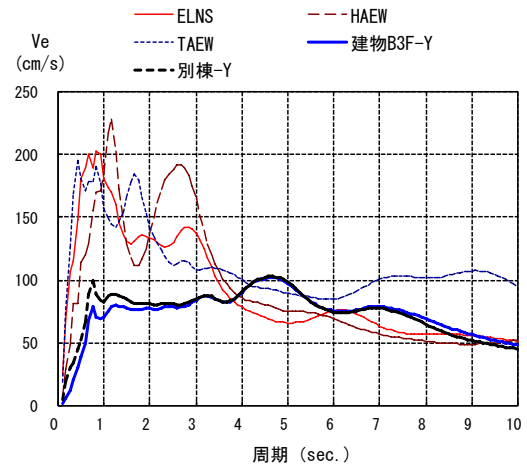
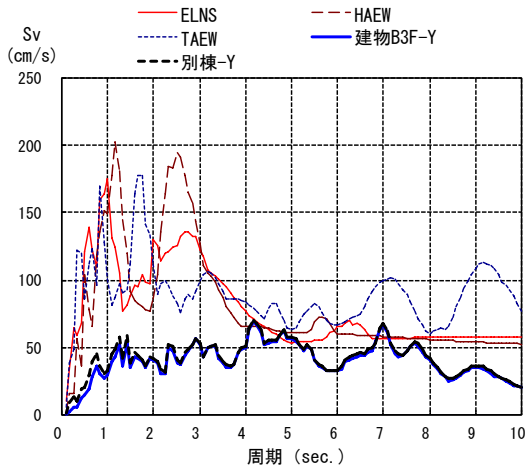
図 4. 4-2 建物 A(Y 方向)の入力地震動 (B2F-Y) の応答スペクトル



速度応答スペクトル (h=2%)

エネルギースペクトル (h=10%)

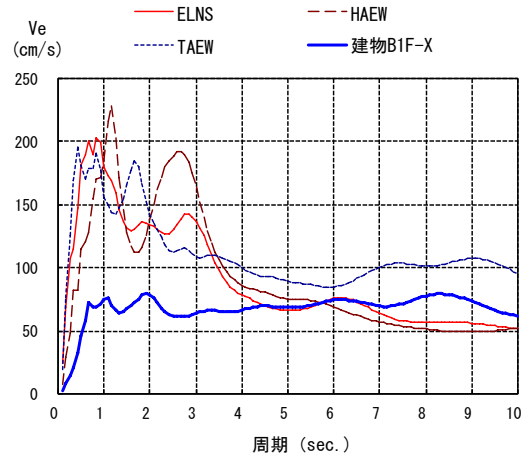
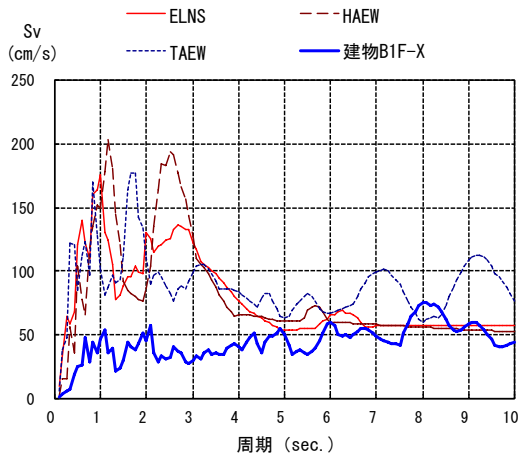
図 4. 4-3 建物 B(X 方向)の入力地震動 (B3F-X) の応答スペクトル



速度応答スペクトル (h=2%)

エネルギースペクトル (h=10%)

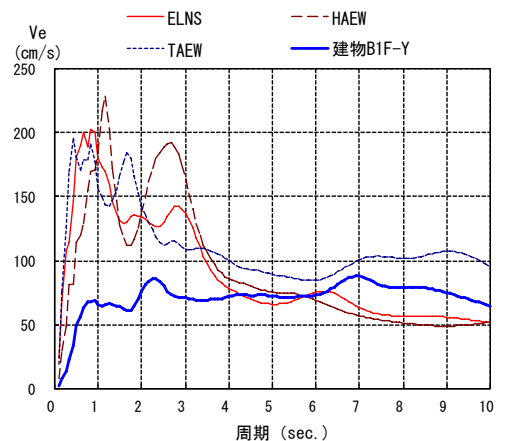
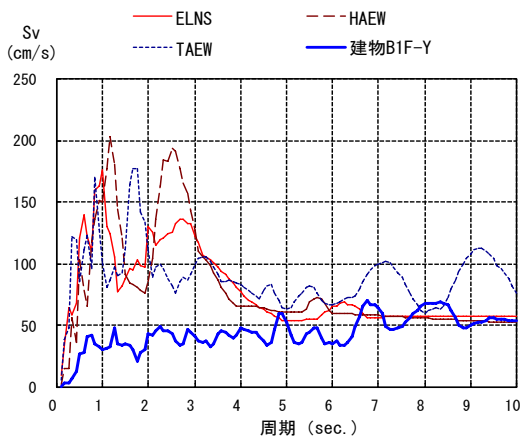
図 4. 4-4 建物 B(Y 方向) の入力地震動 (B3F-Y) の応答スペクトル



速度応答スペクトル (h=2%)

エネルギースペクトル (h=10%)

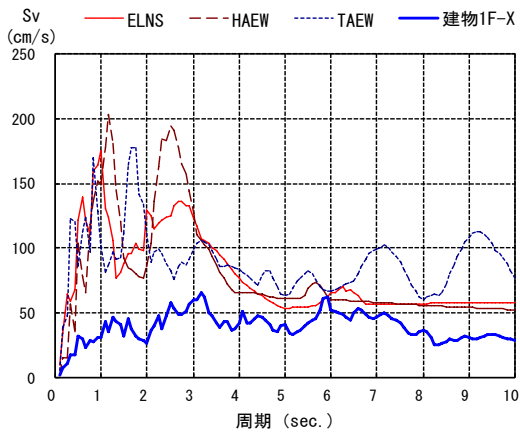
図 4. 4-5 建物 C(X 方向) の入力地震動 (B1F-X) の応答スペクトル



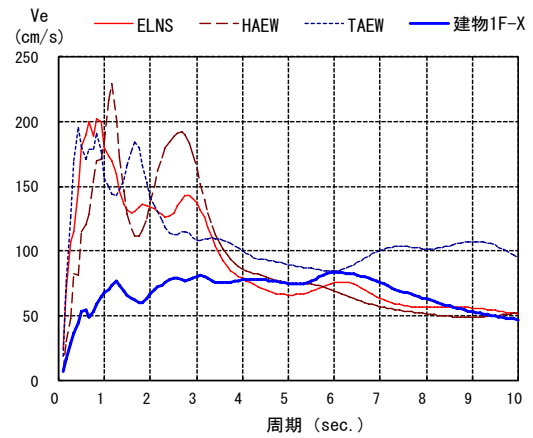
速度応答スペクトル (h=2%)

エネルギースペクトル (h=10%)

図 4. 4-6 建物 C(Y 方向) の入力地震動 (B1F-Y) の応答スペクトル

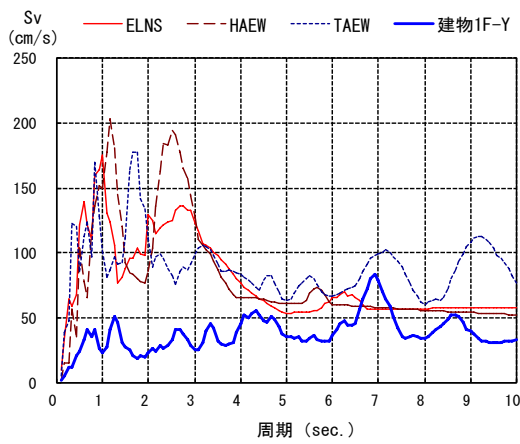


速度応答スペクトル (h=2%)

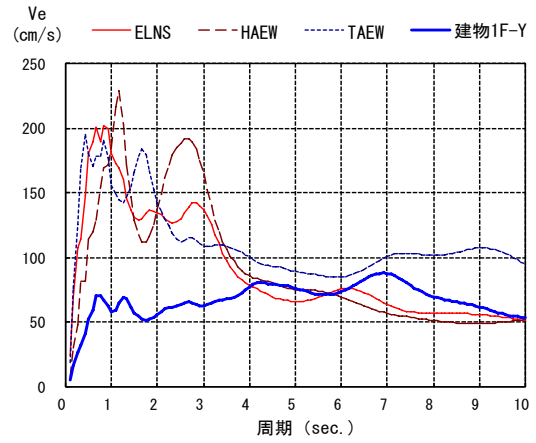


エネルギースペクトル (h=10%)

図 4. 4-7 建物 E、F (X 方向) の入力地震動 (1F-X) の応答スペクトル

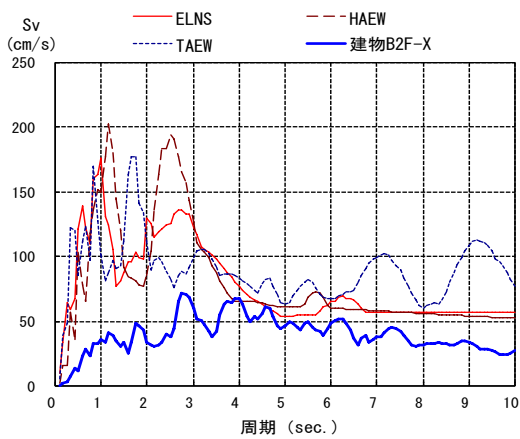


速度応答スペクトル (h=2%)

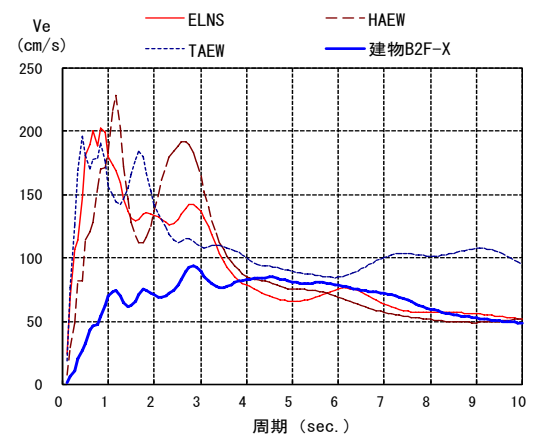


エネルギースペクトル (h=10%)

図 4. 4-8 建物 E、F (Y 方向) の入力地震動 (1F-Y) の応答スペクトル



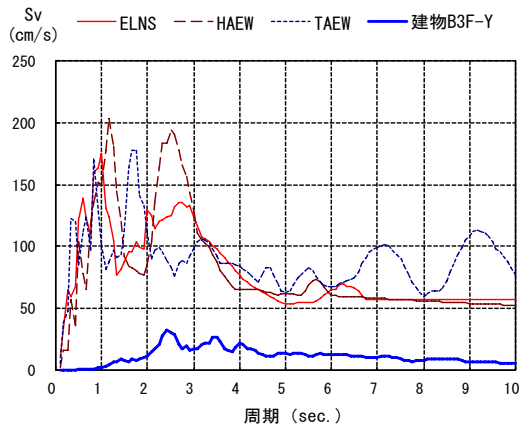
速度応答スペクトル (h=2%)



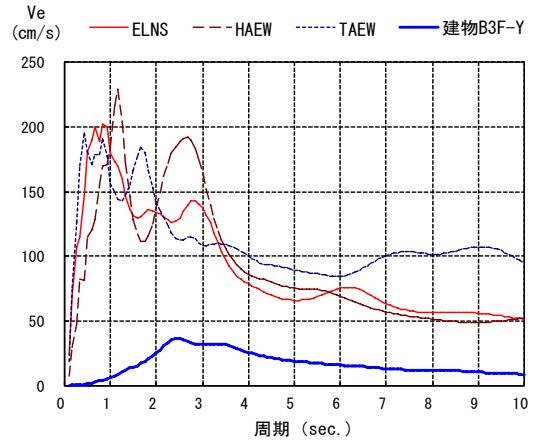
エネルギースペクトル (h=10%)

図 4. 4-9 建物 G (X 方向) の入力地震動 (B2F-X) の応答スペクトル



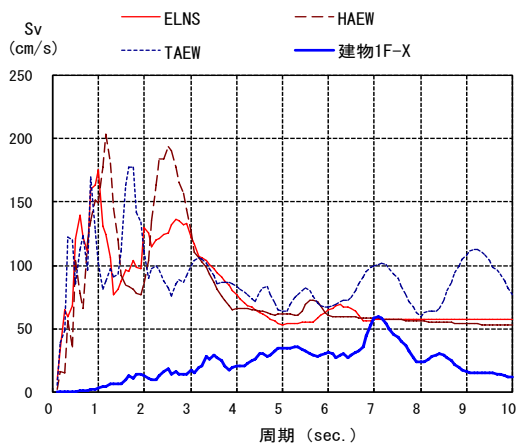


速度応答スペクトル (h=2%)

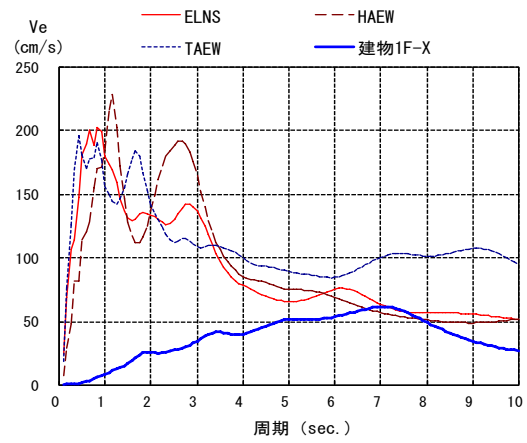


エネルギースペクトル (h=10%)

図 4. 4-10 建物 H (Y 方向) の入力地震動 (B3F-Y) の応答スペクトル

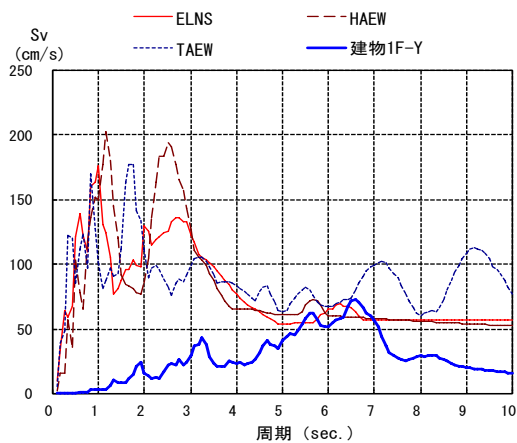


速度応答スペクトル (h=2%)

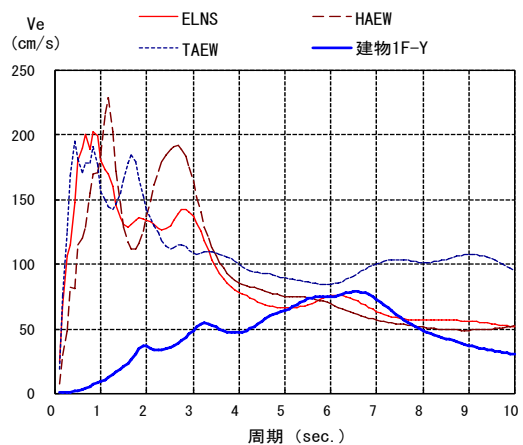


エネルギースペクトル (h=10%)

図 4. 4-11 建物 I (X 方向) の入力地震動 (1F-X) の応答スペクトル



速度応答スペクトル (h=2%)



エネルギースペクトル (h=10%)

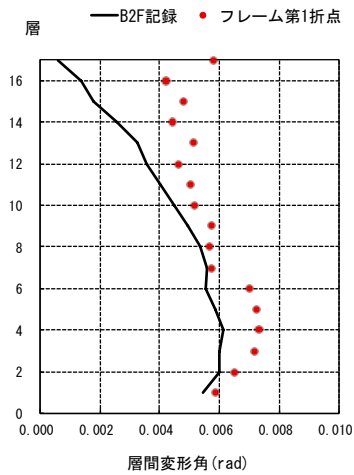
図 4. 4-12 建物 I (Y 方向) の入力地震動 (1F-Y) の応答スペクトル

#### 4.5 解析対象建築物の地震応答解析結果

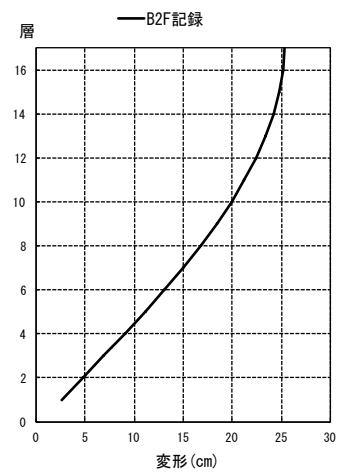
表 4.2-2 で示した各解析モデルとそれぞれの入力地震動に対する 2%剛性比例減衰による応答解析、及び表 4.3-1 に示した観測記録の同定解析から得られた 1 次、2 次の減衰定数を用いたレーリー型減衰による応答解析を行う。それらの解析結果の各層の最大層間変形角、最大変形、最大絶対加速度、フレーム第 1 折れ点から計算したフレームの塑性率、ダンパーの平均累積塑性変形倍率、等を建物毎に以下に示す。また、それぞれの結果の最大絶対加速度の図中には、建物上部で観測された地震記録の最大加速度値をプロットしている。なお、これらの建物のフレームの第 1 折れ点は、「4.2 (3) モデル化と復元力特性の設定」で示したように、解析対象建築物それぞれの設計時に設定されたものであるため、同一の定義ではないと考えられるが、一般的な鉄骨造ラーメン建築物をトリリニア型に置換した場合の第 1 折れ点は、当該層のいずれかの部材が最初に全塑性耐力に達する点と考えられる。

##### 4.5.1 建物 A

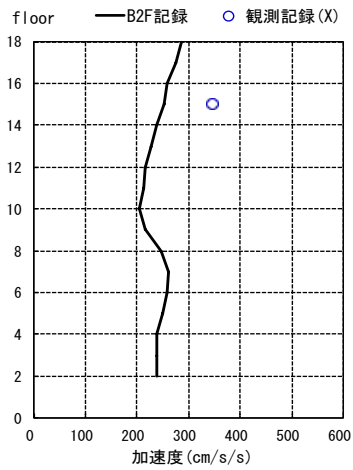
建物 A は、宮城県に建設されている建物であり、X、Y 方向が同一のモデルである。このモデルについて、X、Y 方向の B2F で観測された地震動を用いた応答解析を行う。減衰は、2%剛性比例型と同定解析から得られたレーリー型減衰である。解析結果を図 4.5-1～4 に示す。最大層間変形角は、X 方向が Y 方向よりやや大きく、図 4.5-1、4.5-2 の(a)図では、低層部分で 0.006rad をやや越える変形角である。フレームの塑性率は X 方向の 7 層で 1.0 を少し越えている。減衰の設定を、同定解析から得られたレーリー型減衰にした場合、2%剛性比例型に比べ、変形応答は少し大きくなり、加速度応答も大きくなっている。また、図 4.5-2 (c)の加速度応答の図からは、高次モードの影響と思われるような加速度分布となっている。15F での応答加速度は、同定解析から得られたレーリー型減衰にした場合の方が観測値に近づいている。



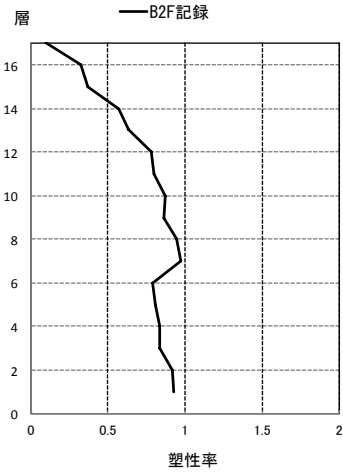
(a) 最大層間変形角



(b) 最大変形

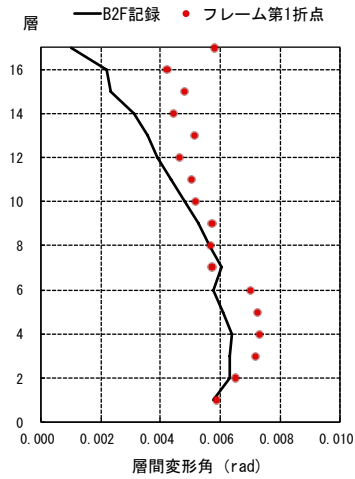


(c) 最大絶対加速度

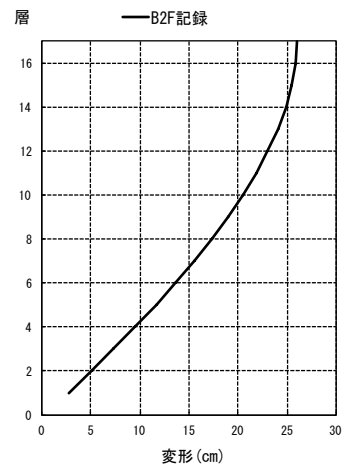


(d) フレームの塑性率

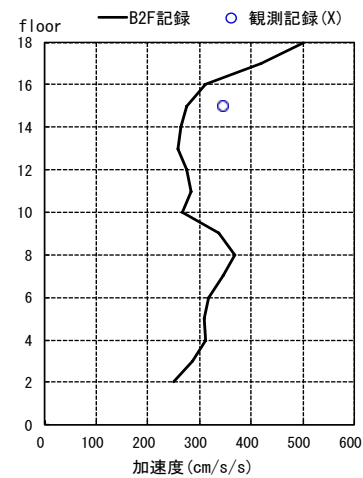
図 4.5-1 X 方向骨組の B2F 記録による各層の応答 (2%剛性比例減衰)



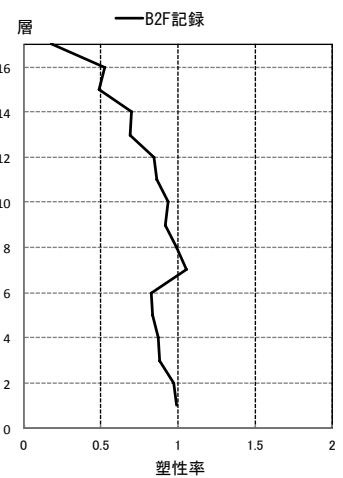
(a) 最大層間変形角



(b) 最大変形

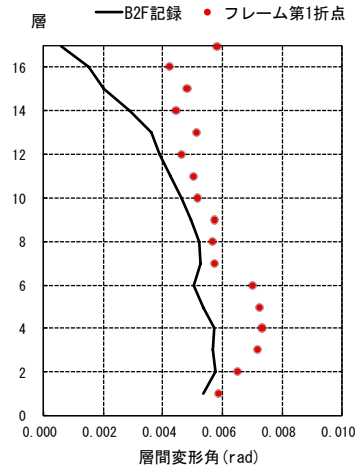


(c) 最大絶対加速度

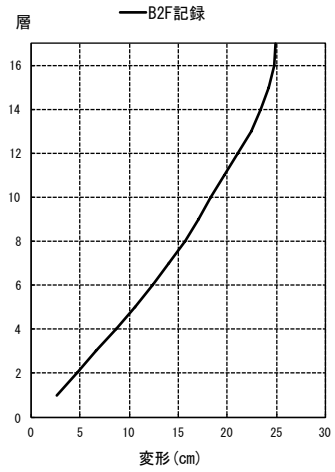


(d) フレームの塑性率

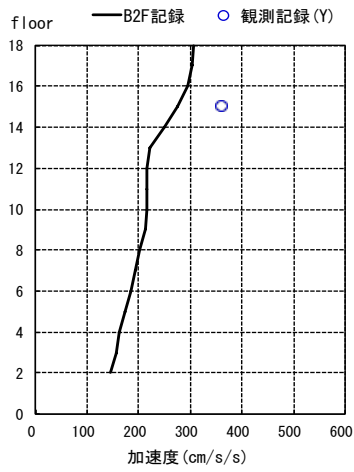
図 4.5-2 X 方向骨組の B2F 記録による各層の応答 (同定解析に基づくレーリー型減衰)



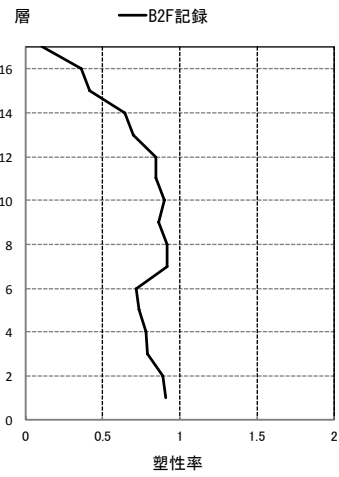
(a) 最大層間変形角



(b) 最大変形

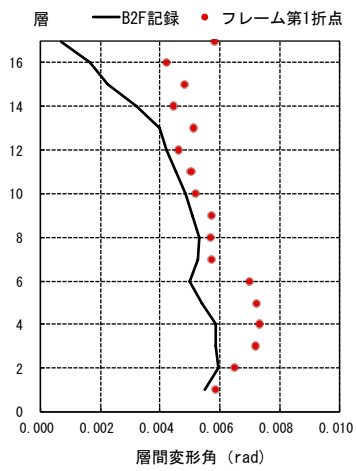


(c) 最大絶対加速度

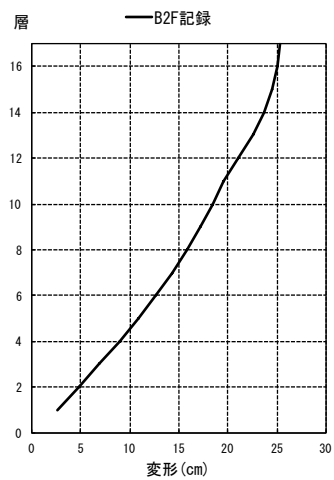


(d) フレームの塑性率

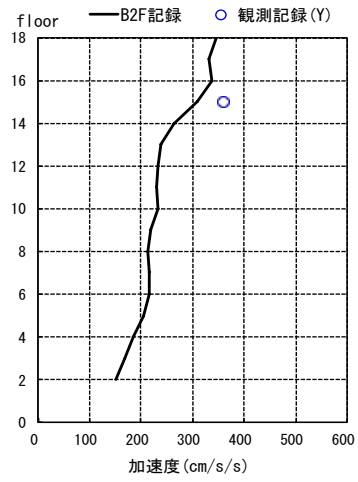
図 4.5-3 Y 方向骨組の B2F 記録による各層の応答 (2%剛性比例減衰)



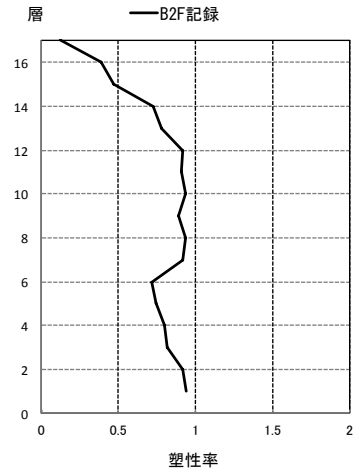
(a) 最大層間変形角



(b) 最大変形



(c) 最大絶対加速度



(d) フレームの塑性率

図 4.5-4 Y 方向骨組の B2F 記録による各層の応答 (同定解析に基づくレーリー型減衰)

#### 4.5.2 建物B

建物Bについては、この建物のB3Fと隣接する別棟の1Fで記録を観測している。これらの地震動を入力地震動として、建物のX、Y方向それぞれの解析を行う。減衰は、2%剛性比例型及び同定解析から得られたレーリー型減衰である。また、応答の比較として、EL Centro NS 50kineを入力地震動とした応答解析も行う。X方向の解析結果を図4.5-5～7に、Y方向の結果を図4.5-8～10に示す。

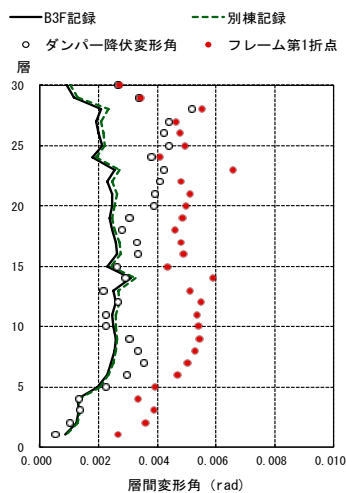
観測記録を用いた応答解析による最大層間変形角は最大でも0.003radであり、小さい変形である。図中には、ダンパー降伏変形角を示しているが、X方向Y方向ともに、一部の層で、制振壁ダンパーが降伏するレベルに達している。特にY方向では、図4.5-8、9で示すように制振壁ダンパーの平均累積塑性変形倍率は、11階～13階では、20～25程度になっている。これらの結果と、EL Centro 50kineの応答結果を比較して、図4.5-10に示す。EL Centro 50kineの地震動によるダンパーの損傷は、45程度であり、今回の地震は、その半分程度であることがわかる。なお、平均累積塑性変形倍率 $\bar{h}$ は、正側と負側の累積塑性変形倍率の平均であり、下式で定義される値である<sup>4.5-1</sup>。

$$\bar{h} = \frac{W_p}{2(Q_y \times d_y)} \quad (4.5-1)$$

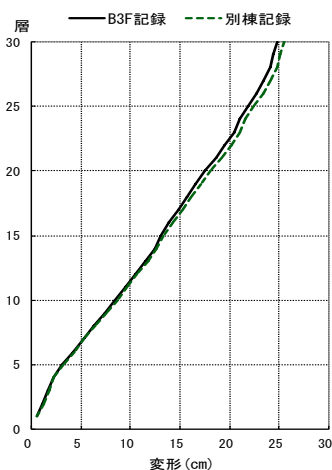
ここで、 $W_p$ は、ダンパーが吸収した塑性歪エネルギー、 $Q_y$ はダンパーの降伏耐力、 $d_y$ はダンパーの降伏耐力時の変形である。

B3Fの記録と別棟の記録での応答結果を比較すると、別棟の記録による応答の方が、加速度応答は少し大きくなっている。Y方向の建物頂部付近での観測による加速度記録は、700gal程度のかかなり大きな加速度応答であり、応答解析では、減衰の設定条件を変えても、このような大きな加速度応答にはならない。なお、(c)図の観測記録の凡例の表示の、S、N、Cは、観測したフロアの地震計の設置場所を意味し、それぞれ、建物の南側、北側、中央に設置した加速度計の値である。

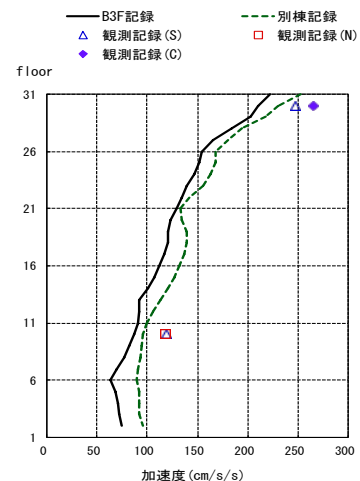
同定解析から得られたレーリー型減衰による解析結果と2%剛性比例型の結果を比較すると、同定解析から得られたレーリー型減衰の方が、加速度応答は大きくなっているのがわかる。また、変形応答も少しだけ大きくなっているが、ほとんど差がないレベルである。



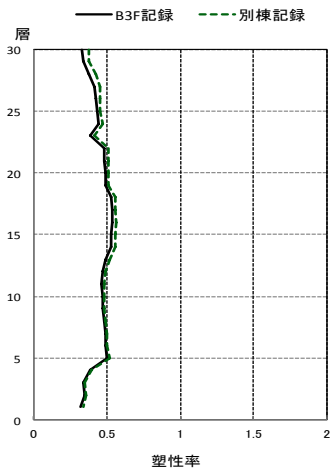
(a) 最大層間変形角



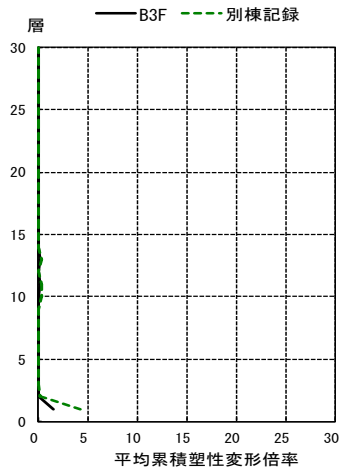
(b) 最大変形



(c) 最大絶対加速度

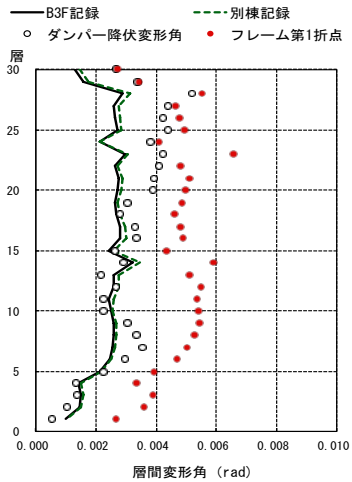


(d) フレームの塑性率

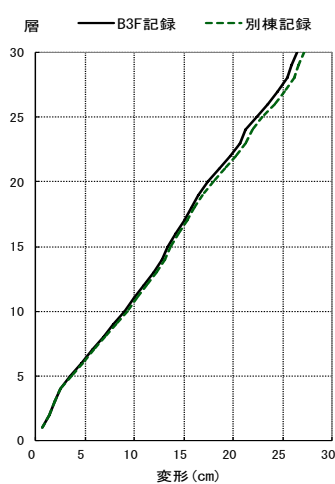


(e) 制振壁の平均累積塑性変形倍率

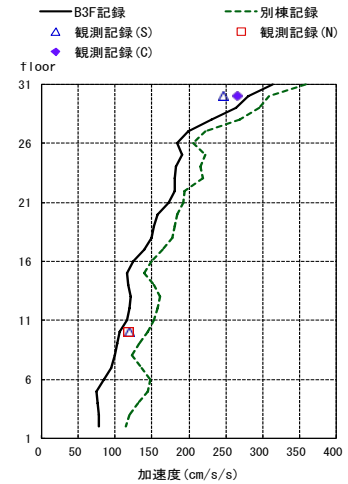
図 4.5-5 X方向骨組のB3F記録と別棟1F記録による各層の応答 (2%剛性比例減衰)



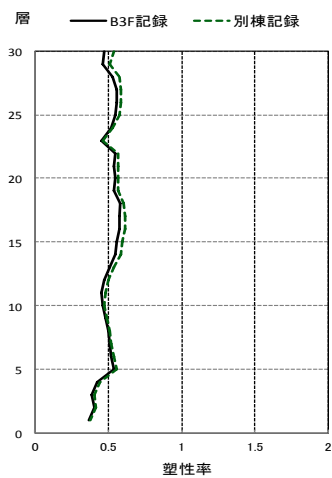
(a) 最大層間変形角



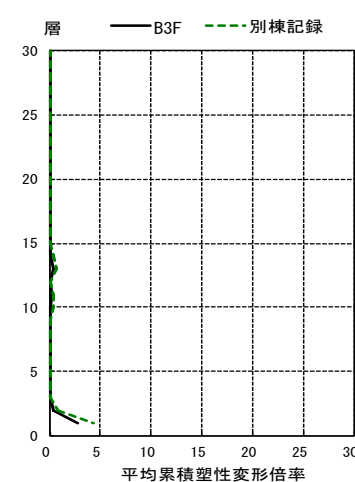
(b) 最大変形



(c) 最大絶対加速度

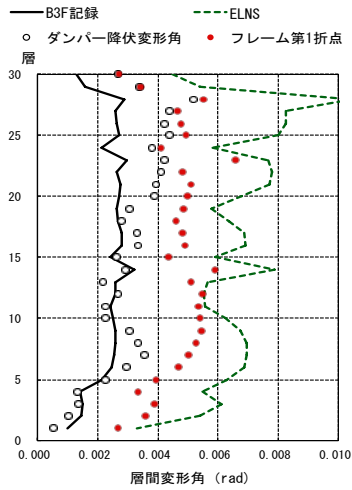


(d) フレームの塑性率

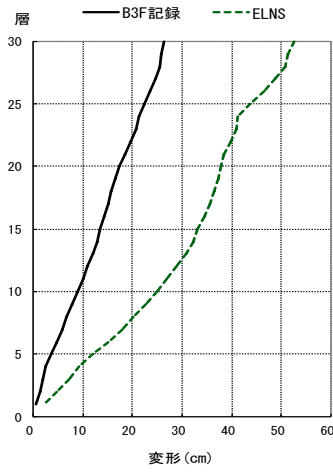


(e) 制振壁の平均累積塑性変形倍率

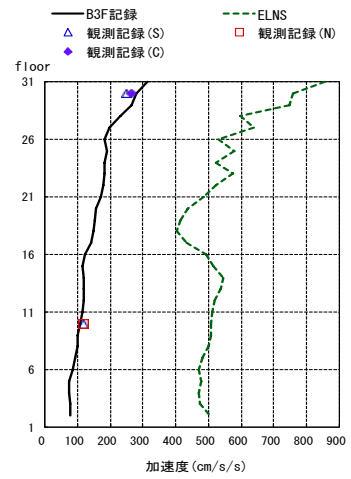
図 4.5-6 X方向骨組のB3F記録と別棟1F記録による各層の応答 (同定解析に基づくレーリ一型減衰)



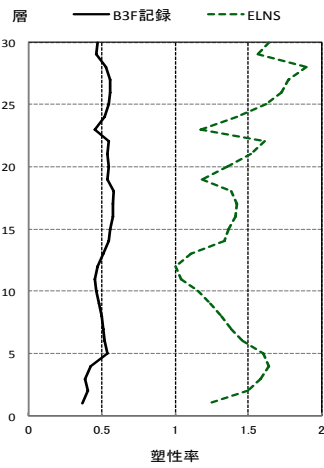
(a) 最大層間変形角



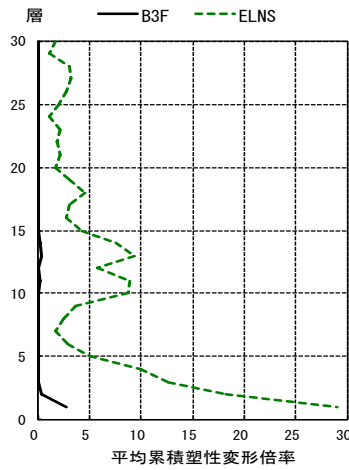
(b) 最大変形



(c) 最大絶対加速度

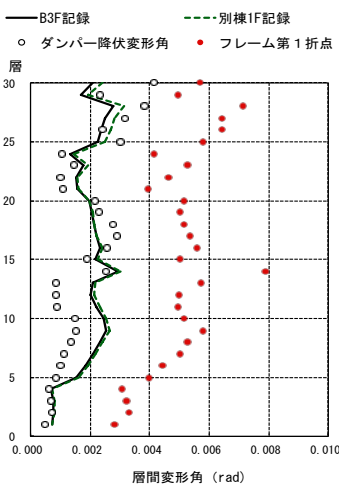


(d) フレームの塑性率

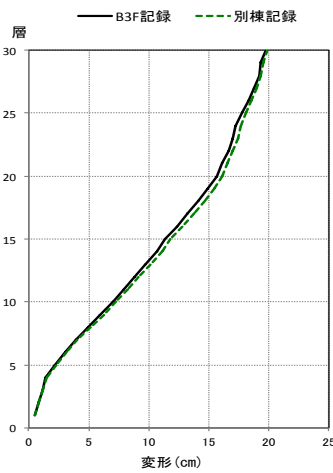


(e) 制振壁の平均累積塑性変形倍率

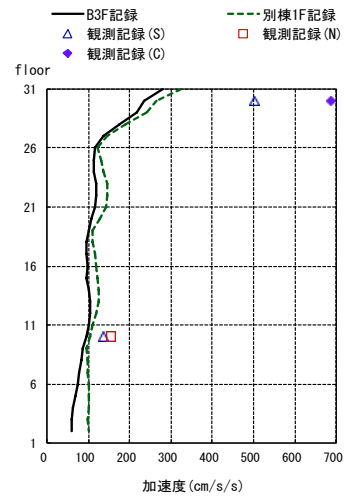
図 4.5-7 X 方向骨組の B3F と EL Centro 記録による各層の応答 (同定解析に基づくレーリー型減衰)



(a) 最大層間変形角

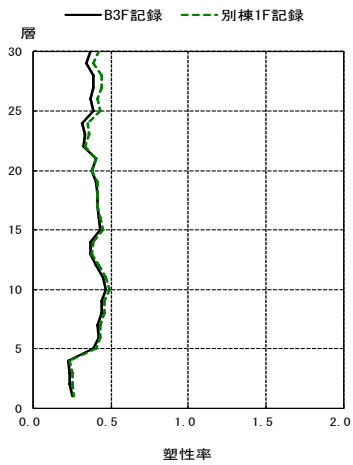


(b) 最大変形

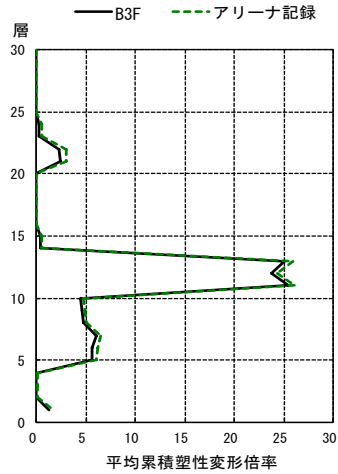


(c) 最大絶対加速度



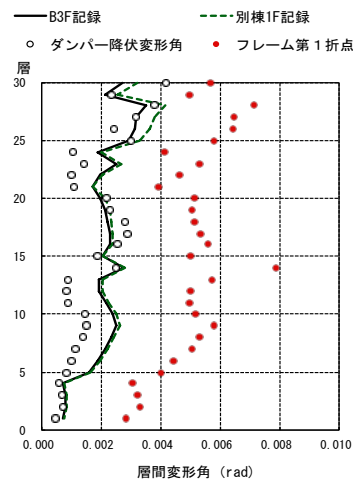


(d) フレームの塑性率

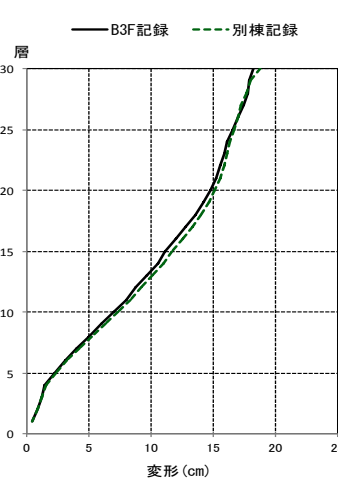


(e) 制振壁の平均累積塑性変形倍率

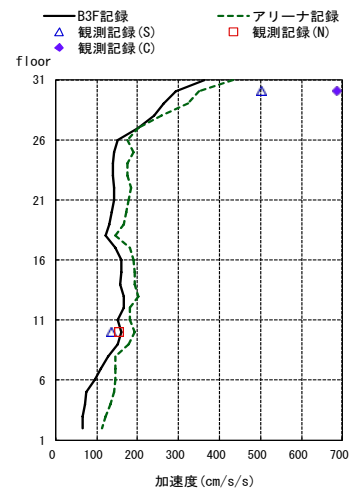
図 4.5-8 Y 方向骨組の B3F 記録と別棟 1F 記録による各層の応答 (2%剛性比例減衰)



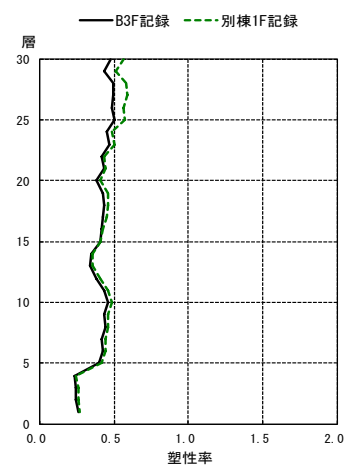
(a) 最大層間変形角



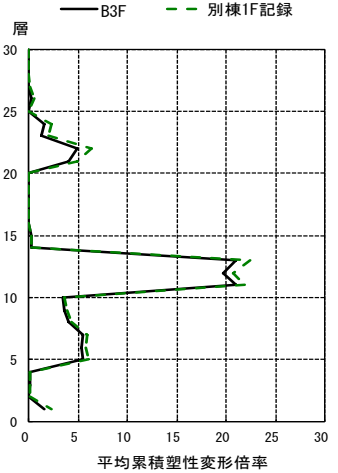
(b) 最大変形



(c) 最大絶対加速度

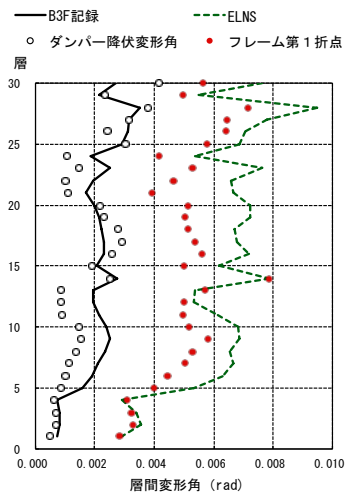


(d) フレームの塑性率

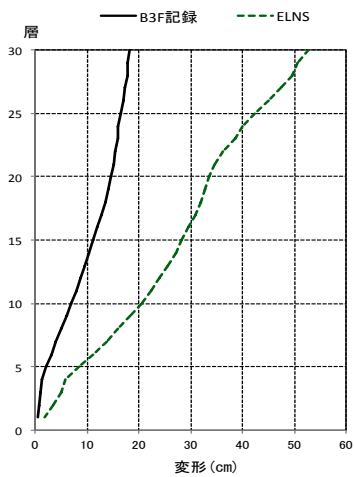


(e) 制振壁の平均累積塑性変形倍率

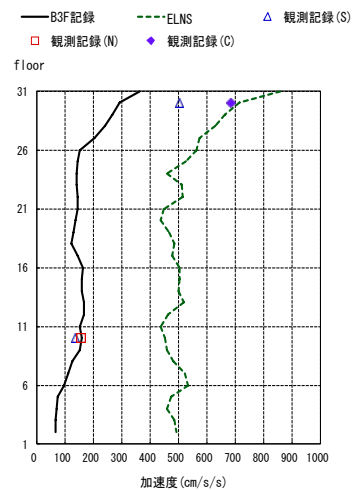
図 4.5-9 Y 方向骨組の B3F 記録と別棟 1F 記録による各層の応答 (同定解析に基づくレーリー型減衰)



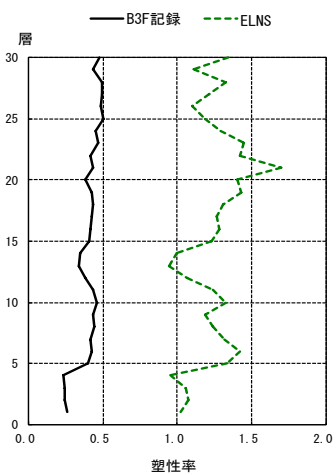
(a) 最大層間変形角



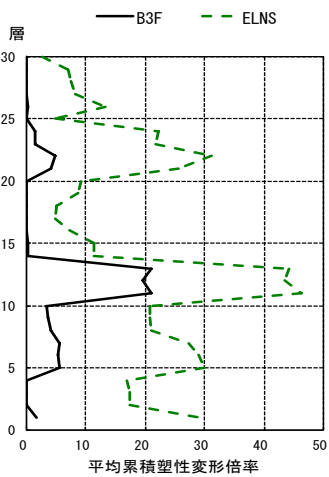
(b) 最大変形



(c) 最大絶対加速度



(d) フレームの塑性率



(e) 制振壁の平均累積塑性変形倍率

図 4.5-10 Y 方向骨組の B3F と EL Centro 記録による各層の応答 (同定解析に基づくレーリー型減衰)

### 4.5.3 建物C

建物Cについては、X、Y方向それぞれの解析を行う。減衰は、2%剛性比例型及び同定解析から得られた1次、2次の減衰を用いたレーリー型減衰で解析する。図4.5-11、12にX方向、13、14にY方向の結果を示す。

これらの解析による、各層の最大層間変形角は、最大で0.004rad程度であり、塑性率は0.6程度である。X、Y方向もとに、減衰の設定を、同定解析から得られた1次、2次の減衰を用いたレーリー型減衰にして解析した方が、観測記録の加速度応答に近い結果となっている。

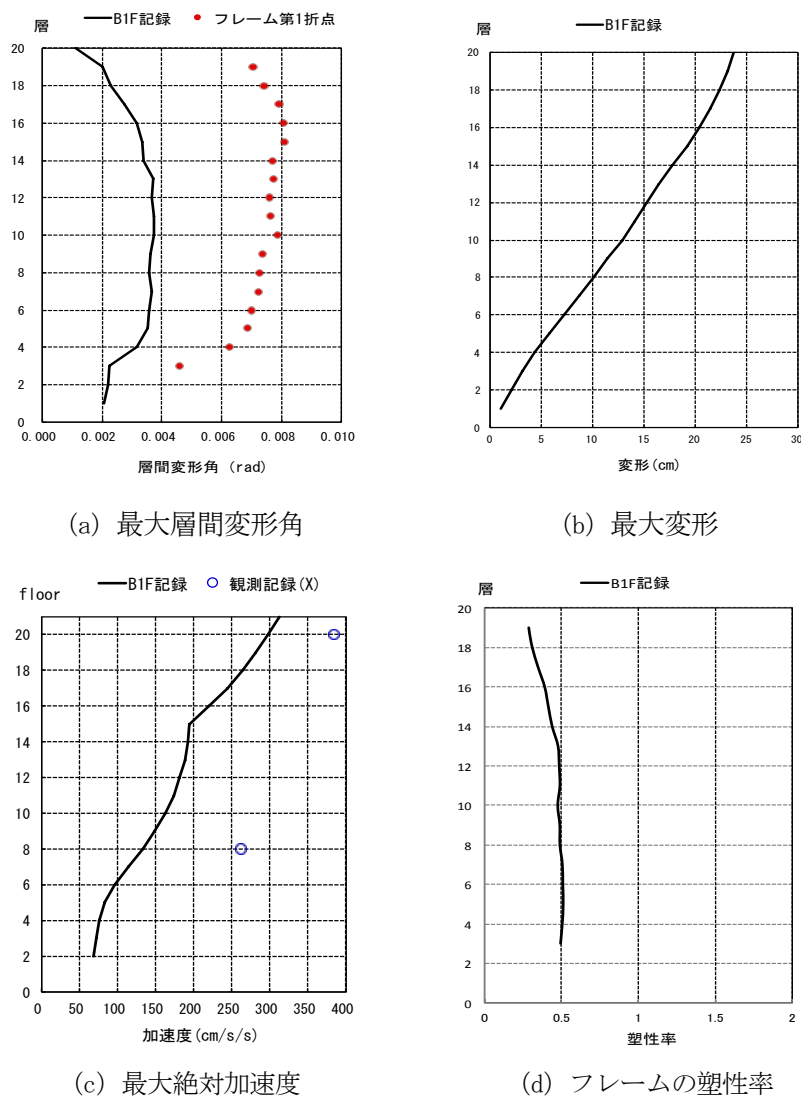
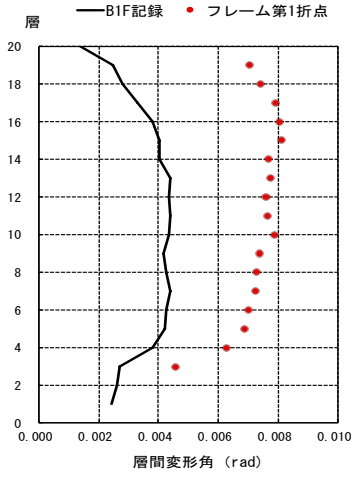
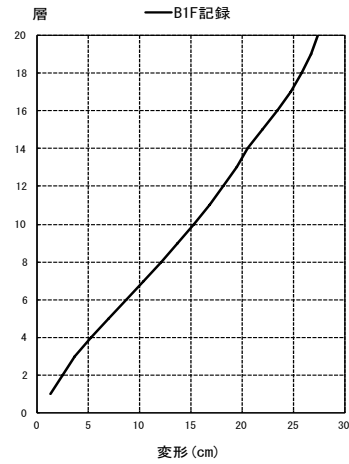


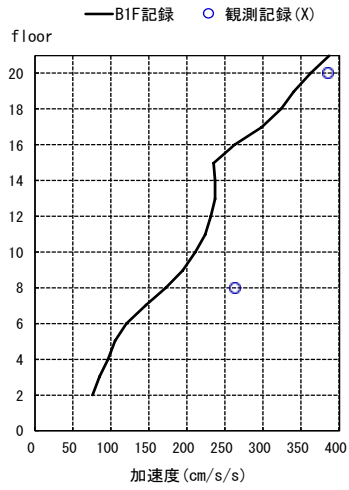
図4.5-11 X方向骨組のB1F記録による各層の応答(2%剛性比例減衰)



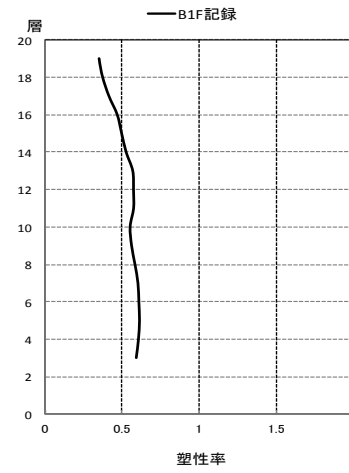
(a) 最大層間変形角



(b) 最大変形

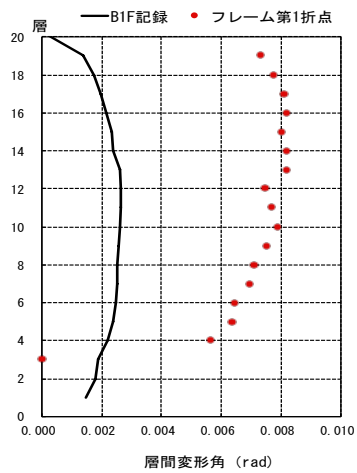


(c) 最大絶対加速度

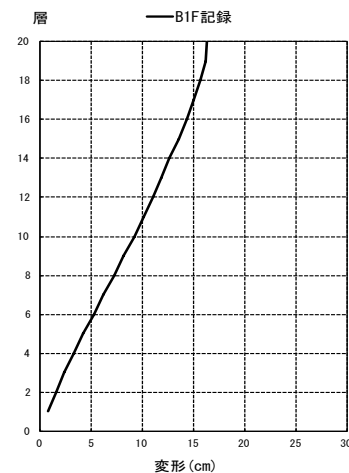


(d) フレームの塑性率

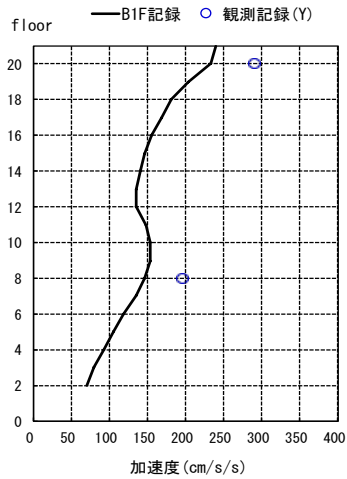
図 4.5-12 X 方向骨組の B1F 記録による各層の応答 (同定解析に基づくレーリー型減衰)



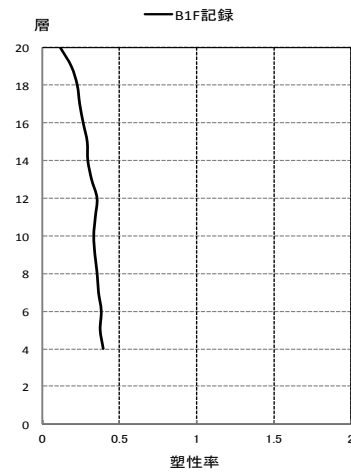
(a) 最大層間変形角



(b) 最大変形

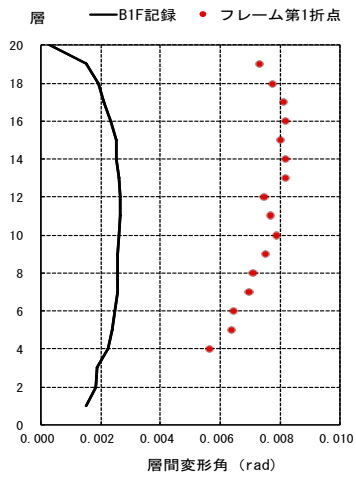


(c) 最大絶対加速度

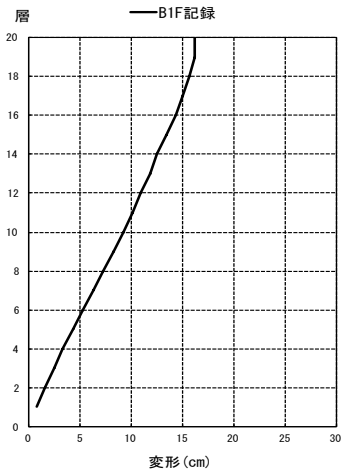


(d) フレームの塑性率

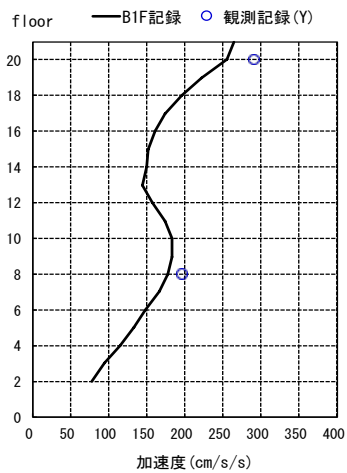
図 4.5-13 Y 方向骨組の B1F 記録による各層の応答 (2%剛性比例減衰)



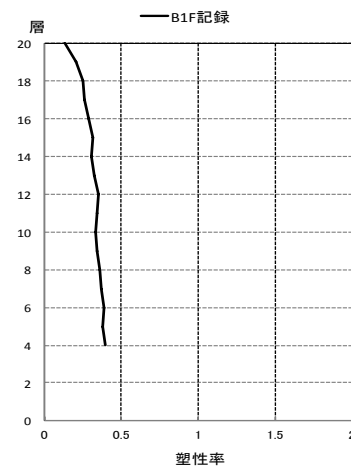
(a) 最大層間変形角



(b) 最大変形



(c) 最大絶対加速度



(d) フレームの塑性率

図 4.5-14 Y 方向骨組の B1F 記録による各層の応答 (同定解析に基づくレーリー型減衰)

#### 4.5.4 建物E

建物Eについては、X、Y方向それぞれの解析を行う。減衰は2%剛性比例型で行う。また、X方向については同定解析から得られた1次、2次の減衰を用いたレーリー型減衰でも解析する。図4.5-15～17結果を示す。

最大層間変形角は0.002rad以下であり、変形は小さい。また、塑性率も0.4以下である。建物上部の観測記録と応答解析結果は、観測記録の方が大きい、Y方向は比較的近い値になっている。また、同定解析から得られたレーリー型減衰による応答は、変位応答については、2%剛性比例型の解析とほとんど差が見られないが、加速度応答では、高次モードが表れる応答になっている。なお、(a)図では、上層部でフレーム第1折れ点の表示が無いが、これは、この建物の設計時のモデル化において、当該層で弾性挙動が仮定され、第1折れ点が表示されていないためである。

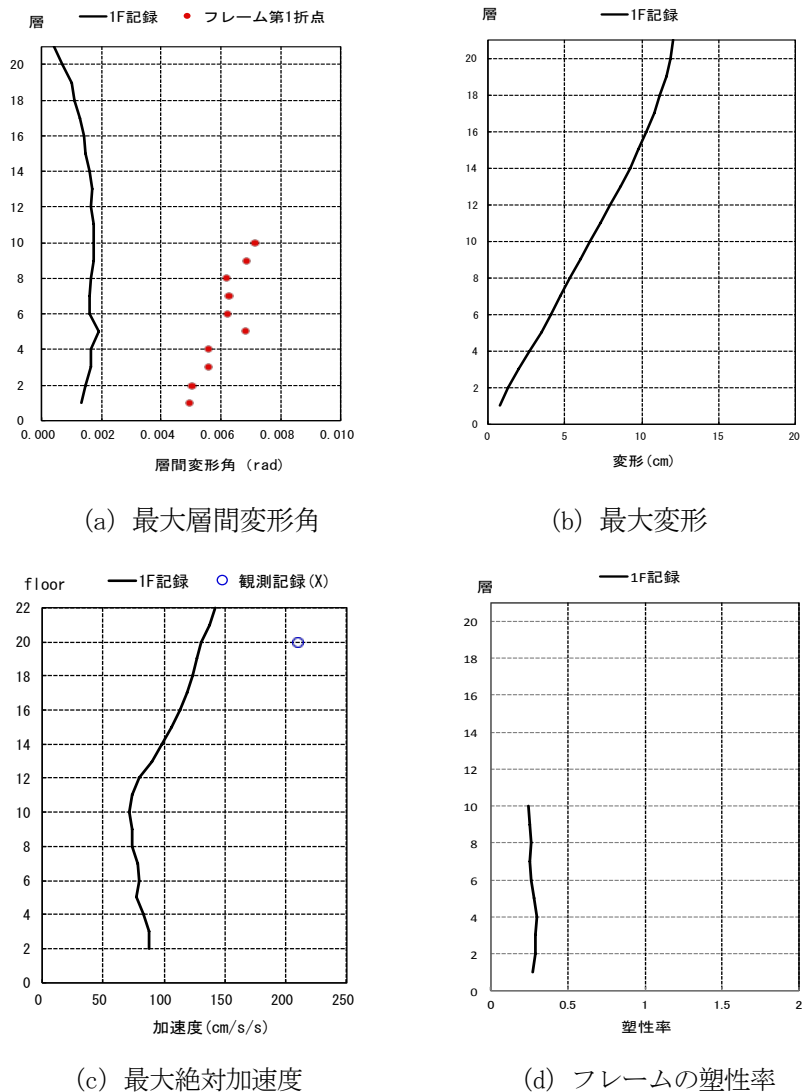
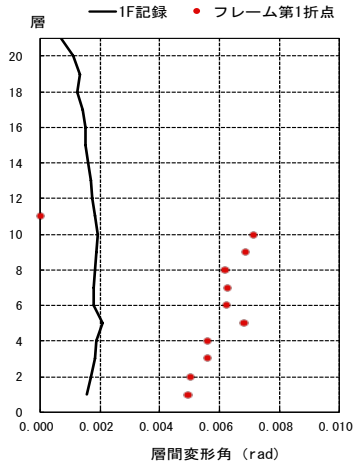
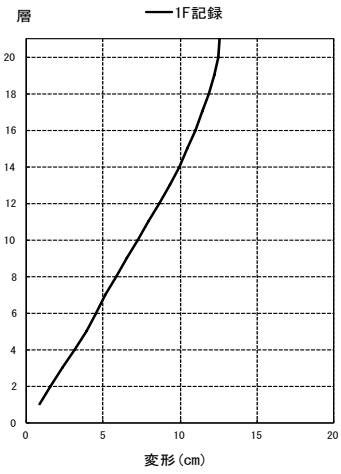


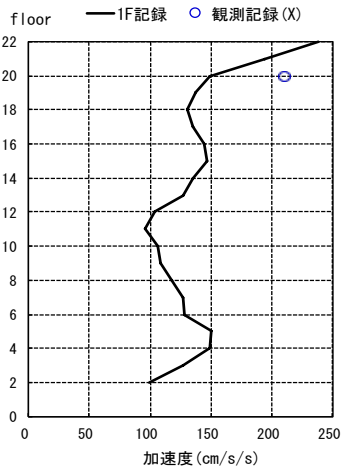
図 4.5-15 X方向骨組の1F記録による各層の応答 (2%剛性比例減衰)



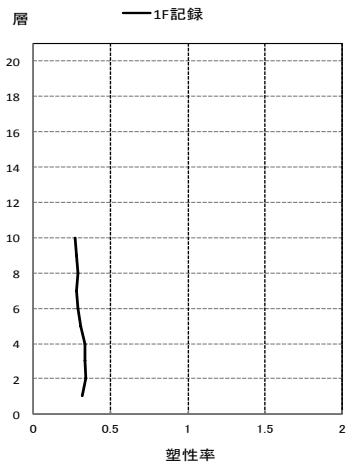
(a) 最大層間変形角



(b) 最大変形

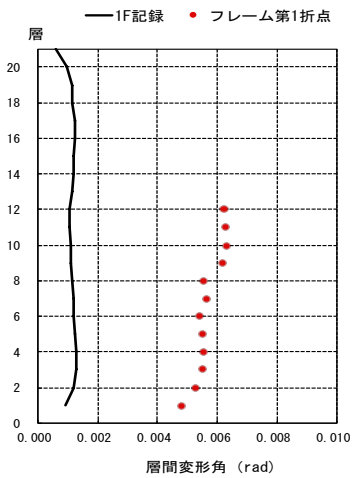


(c) 最大絶対加速度

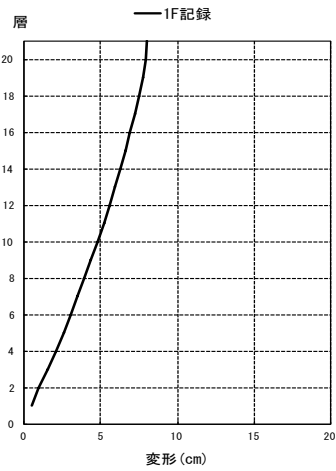


(d) フレームの塑性率

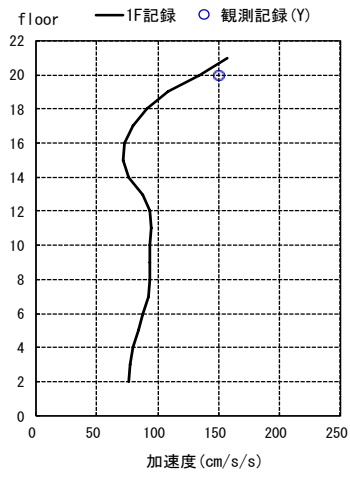
図 4.5-16 X 方向骨組の 1F 記録による各層の応答 (同定解析に基づくレーリー型減衰)



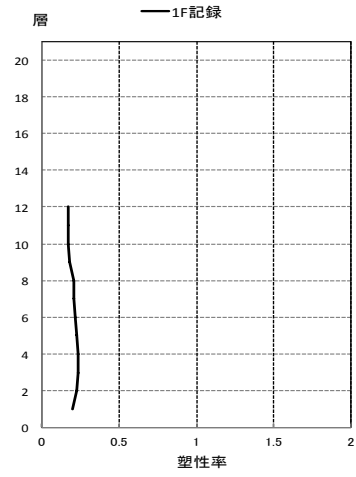
(a) 最大層間変形角



(b) 最大変形



(c) 最大絶対加速度



(d) フレームの塑性率

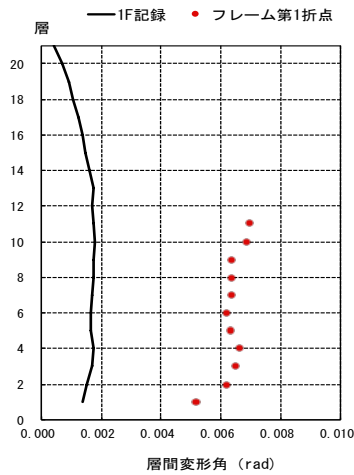
図 4.5-17 Y 方向骨組の 1F 記録による各層の応答 (2%剛性比例減衰)



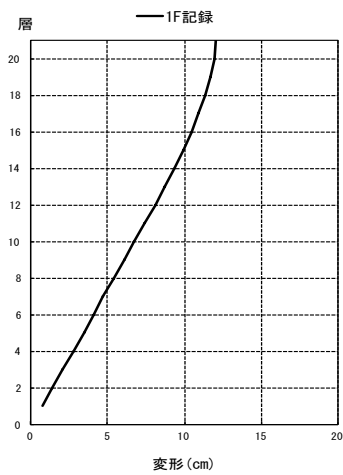
#### 4.5.5 建物F

建物Fについては、X、Y方向それぞれの解析を行う。減衰は2%剛性比例型で行うが、Y方向については同定解析から得られた1次、2次の減衰を用いたレーリー型減衰でも解析する。図4.5-18~20結果を示す。

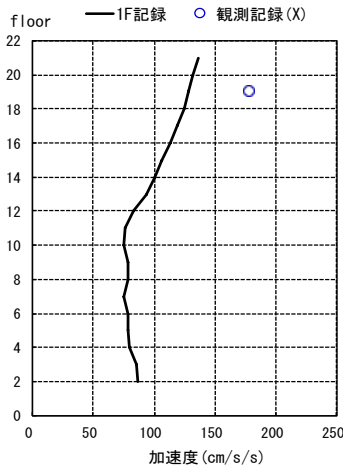
最大層間変形角は、0.002rad以下であり、変形は小さい。塑性率も0.25以下である。また、同定解析から得られたレーリー型減衰による応答結果は、変位応答については、2%剛性比例型の解析とほとんど差が見られないが、加速度応答では、高次モードがより顕著に表れる応答になっている。なお、(a)図では、上層部でフレーム第1折れ点の表示が無いが、これは、この建物の設計時のモデル化において、当該層で弾性挙動が仮定され、第1折れ点が示されていないためである。



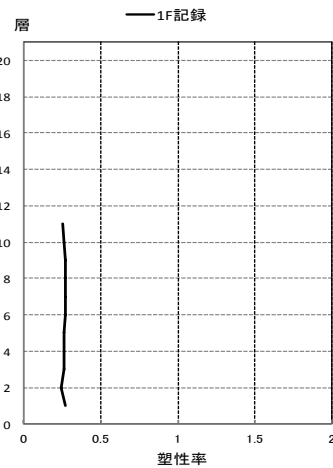
(a) 最大層間変形角



(b) 最大変形

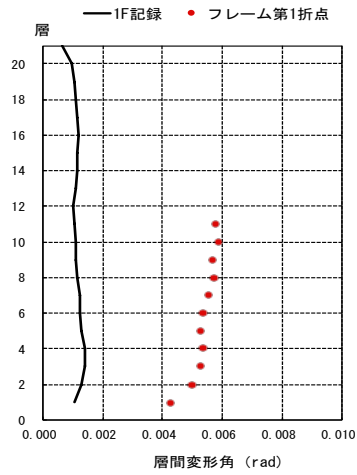


(c) 最大絶対加速度

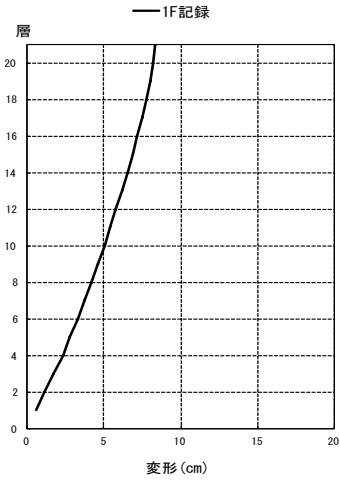


(d) フレームの塑性率

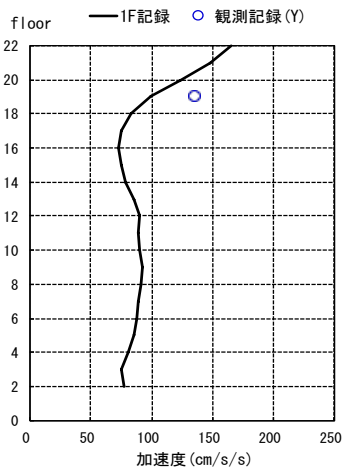
図4.5-18 X方向骨組の1F記録による各層の応答 (2%剛性比例減衰)



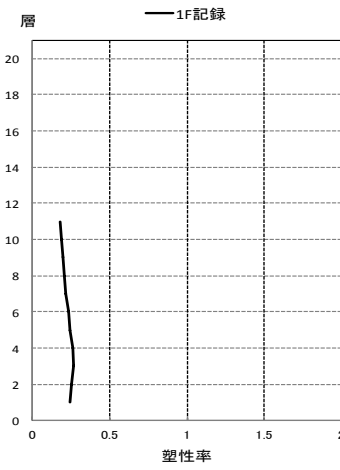
(a) 最大層間変形角



(b) 最大変形

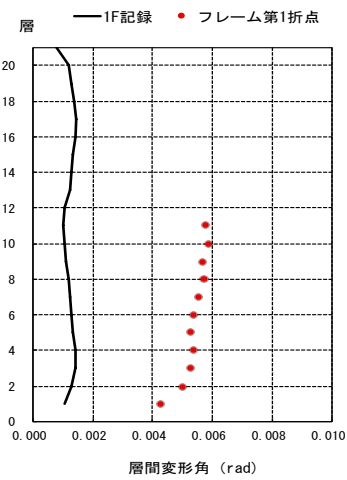


(c) 最大絶対加速度

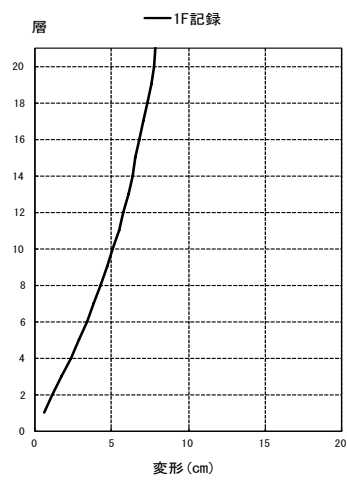


(d) フレームの塑性率

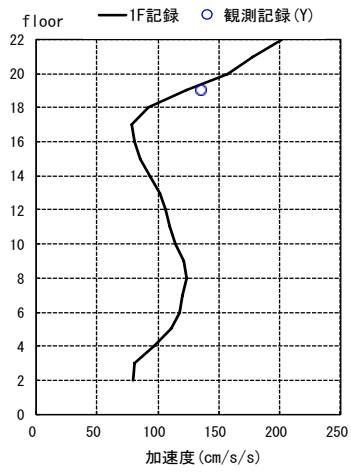
図 4.5-19 Y 方向骨組の 1F 記録による各層の応答 (2%剛性比例減衰)



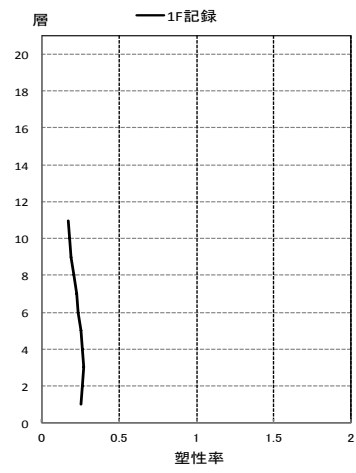
(a) 最大層間変形角



(b) 最大変形



(c) 最大絶対加速度



(d) フレームの塑性率

図 4.5-20 Y 方向骨組の 1F 記録による各層の応答 (同定解析に基づくレーリー型減衰)

#### 4.5.6 建物G

建物Gについては、X方向の解析を行う。減衰は2%剛性比例型と同定解析から得られた1次、2次の減衰を用いたレーリー型減衰で解析する。図4.5-21、22に結果を示す。

最大層間変形角は、0.002rad程度である。塑性率は、0.4以下程度である。応答解析から得られる加速度応答は、観測記録の加速度に比べて小さい。また、同定解析から得られた減衰の方が、頂部の加速度応答が大きくなっている。

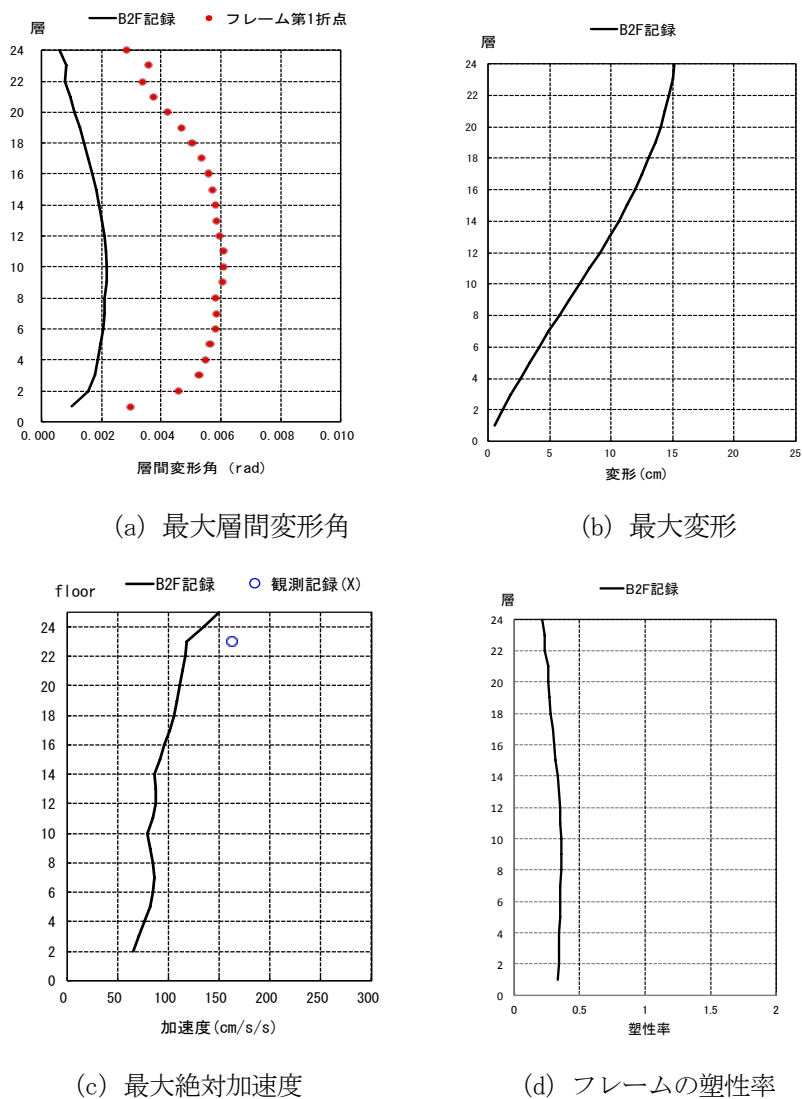
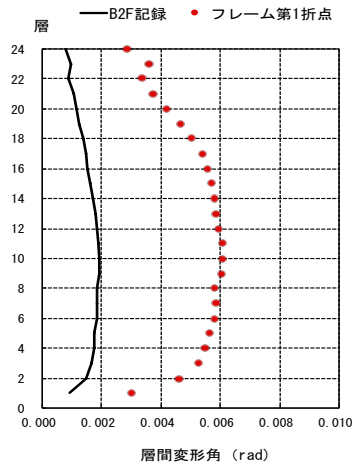
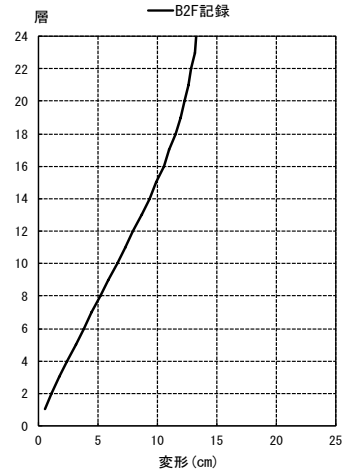


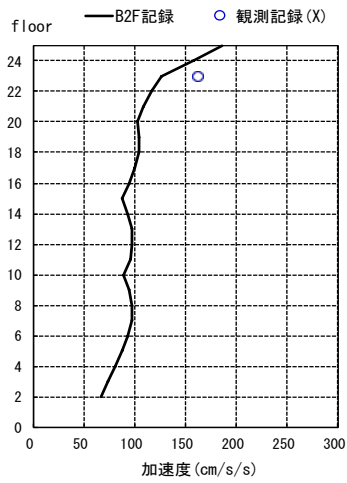
図4.5-21 X方向骨組のB2F記録による各層の応答(2%剛性比例減衰)



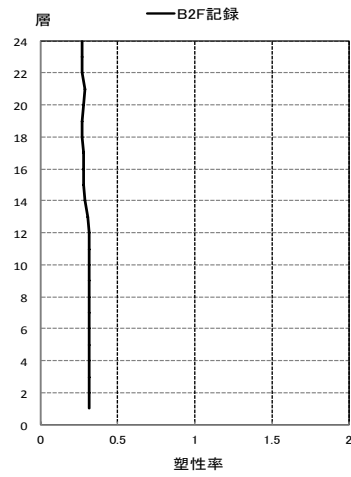
(a) 最大層間変形角



(b) 最大変形



(c) 最大絶対加速度



(d) フレームの塑性率

図 4.5-22 X 方向骨組の B2F 記録による各層の応答 (同定解析に基づくレーリー型減衰)

#### 4.5.7 建物H

建物Hについては、Y方向の解析を行う。減衰は2%剛性比例型と同定解析から得られた1次、2次の減衰を用いたレーリー型減衰で解析する。図4.5-23、24に結果を示す。

最大層間変形角は0.001rad以下であり、小さい。同定解析から得られた減衰を用いる方が、加速度応答がやや大きくなるが、観測記録の結果よりは小さい。

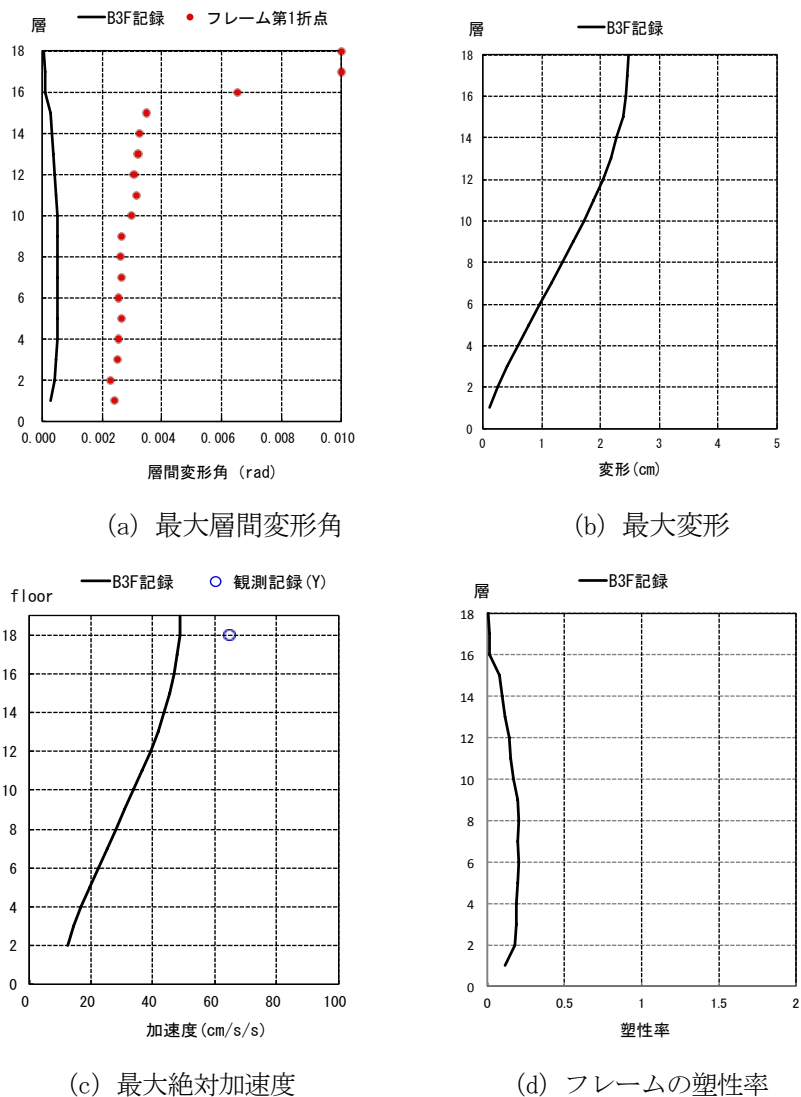
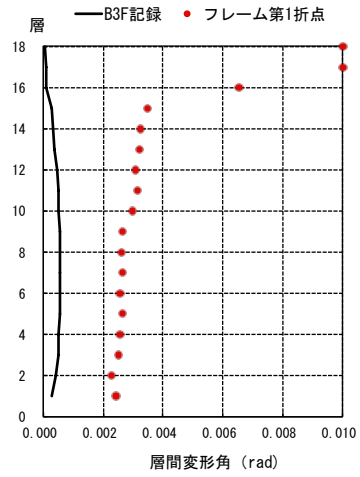
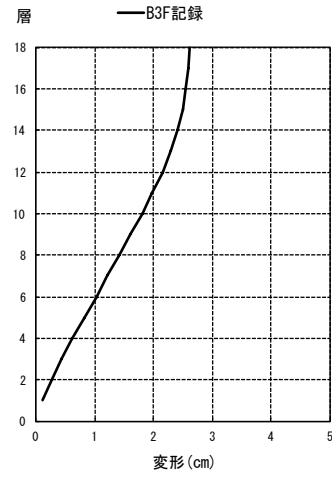


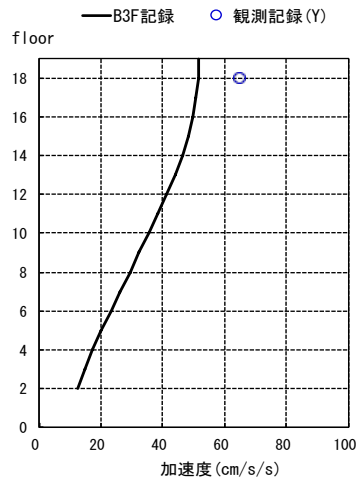
図4.5-23 Y方向骨組のB3F記録による各層の応答(2%剛性比例減衰)



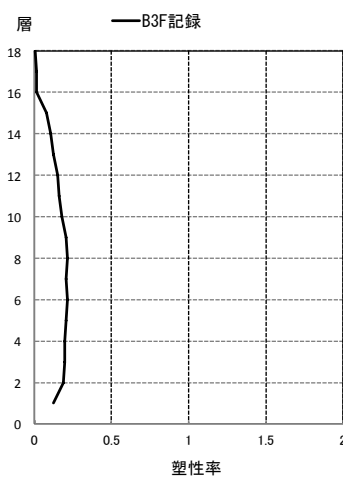
(a) 最大層間変形角



(b) 最大変形



(c) 最大絶対加速度



(d) フレームの塑性率

図 4.5-24 Y 方向骨組の B3F 記録による各層の応答 (同定解析に基づくレーリー型減衰)

#### 4.5.8 建物 I

建物 I については、X 方向は、同定解析の結果が得られなかったため、ここでは Y 方向の解析を行う。Y 方向は、減衰 2% 剛性比例型と同定解析から得られた 1 次、2 次の減衰を用いたレーリー型減衰で解析する。図 4.5-25~26 に結果を示す。

同定解析から得られた減衰を用いた解析では、2% 剛性比例型の結果に比べて、加速度応答だけでなく、変形応答もやや大きくなっているのがわかる。同定解析から得られた減衰を用いた解析では、最大層間変形角が 0.008rad 程度であり、塑性率は 0.7 程度である。建物頂部の最大変形は、136cm である。観測記録と応答解析の加速度の比較については、同定解析から得られたレーリー型減衰は、2% 剛性比例型の結果に比べて、観測結果に近いことがわかる。なお、(C) 図の観測記録の凡例の表示の、S、N は、観測したフロアの地震計の設置場所を意味し、それぞれ、建物の南側、北側に設置した加速度計の値である。

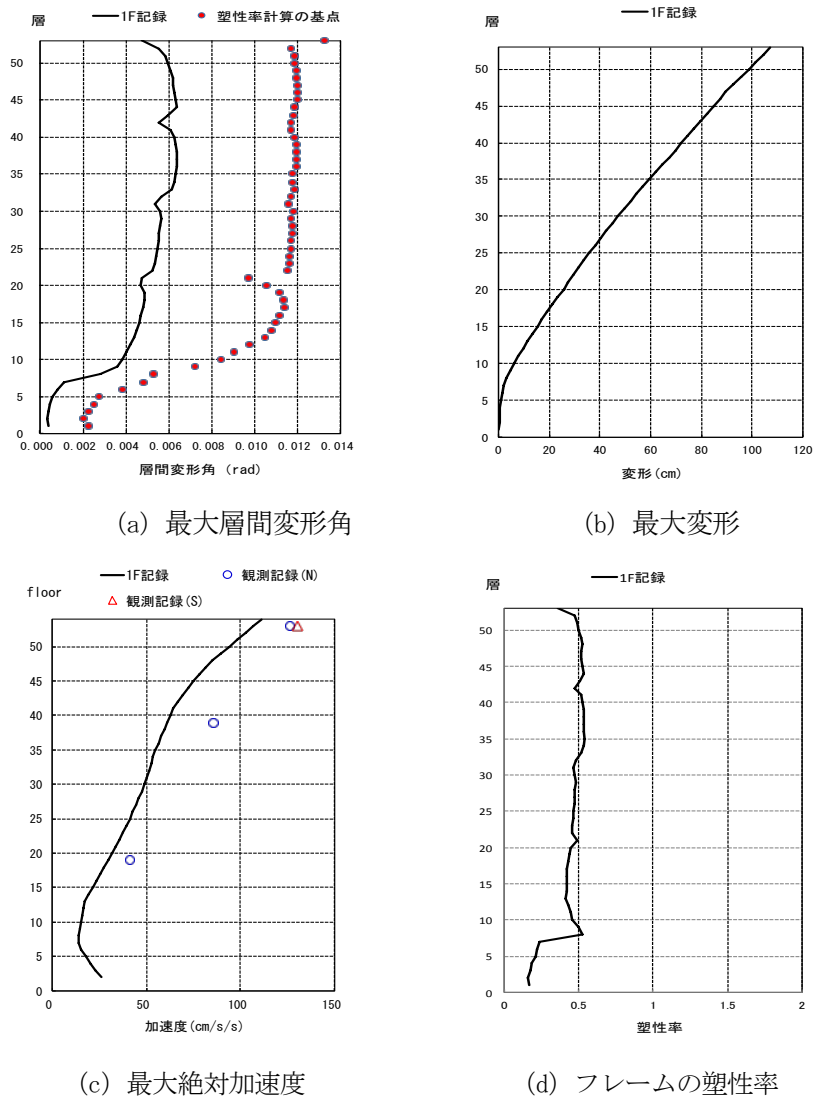
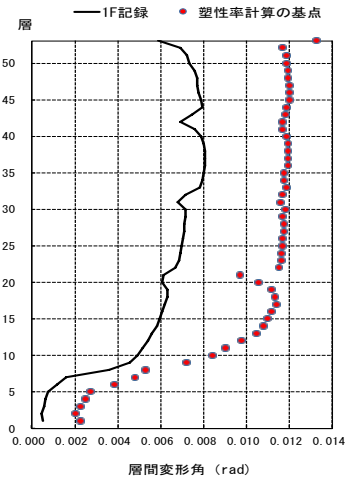
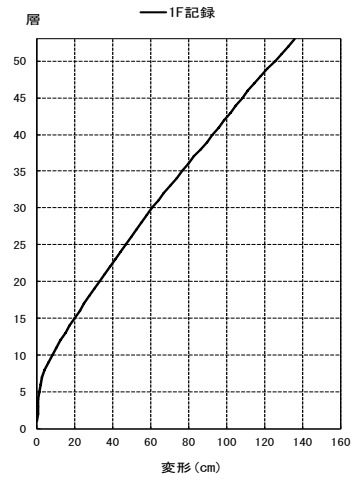


図 4.5-25 Y 方向骨組の 1F 記録による各層の応答 (2% 剛性比例減衰)

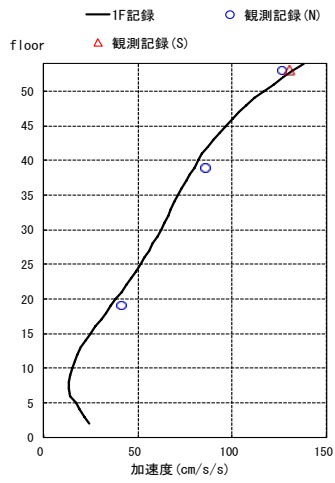




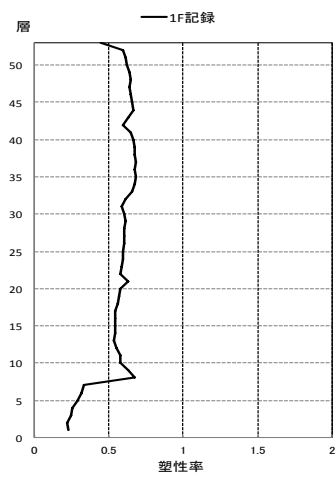
(a) 最大層間変形角



(b) 最大変形



(c) 最大絶対加速度



(d) フレームの塑性率

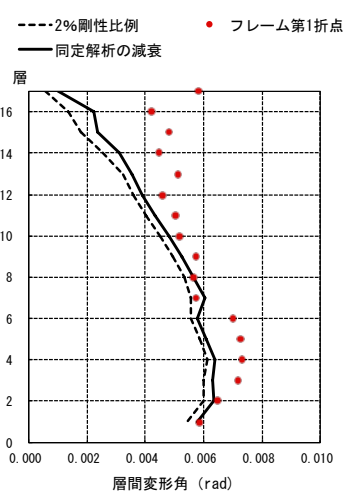
図 4.5-26 Y 方向骨組の 1F 記録による各層の応答 (同定解析に基づくレーリー型減衰)

#### 4.5.9 応答解析結果の整理

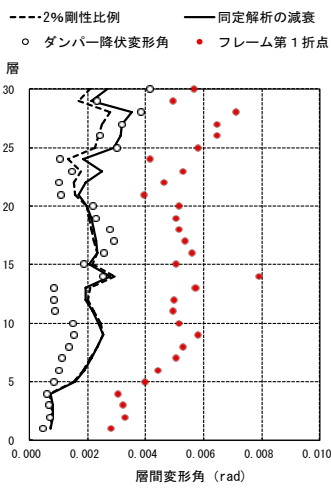
##### (1) 減衰定数設定の影響に関する最大層間変形角及び最大応答変位の比較

ここでは、解析対象建築物における地震応答解析で、2%剛性比例型減衰による解析と同定解析から得られるレーリ型減衰の解析結果を比較する。建物 A～建物 I の最大層間変形角に関する比較を図 4.5-27 に示す。また、図 4.5-28 には、建物 C と建物 I について、最大応答変位の比較を示す。

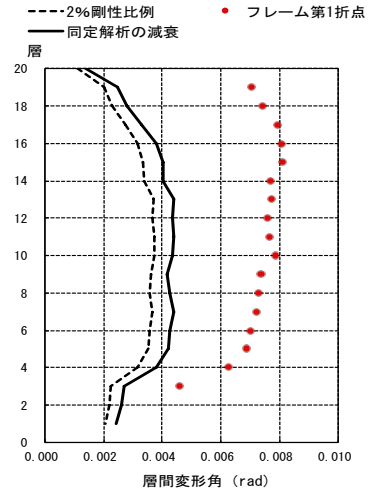
最大層間変形角においては、ほとんど変わらないような場合も有れば、影響が出ている場合もある。影響が比較的大きかったケースとして、建物 I では、層間変形角が 1.2 倍程度になっている。表 4.3-1 で示した建物 I の減衰定数が他に比べて、小さかったこと等も原因と思われる。また、最大応答変位についても、差が累積するために、上層階ほど差が大きくなり、無視できない値となっている。



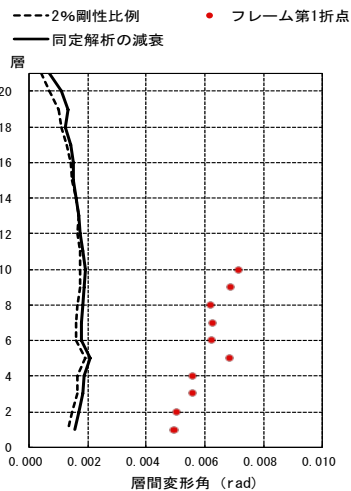
(a) 建物 A (X 方向)



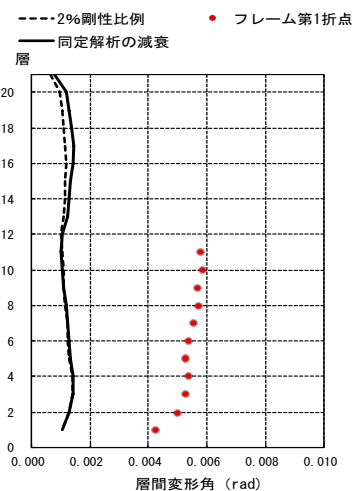
(b) 建物 B (Y 方向)



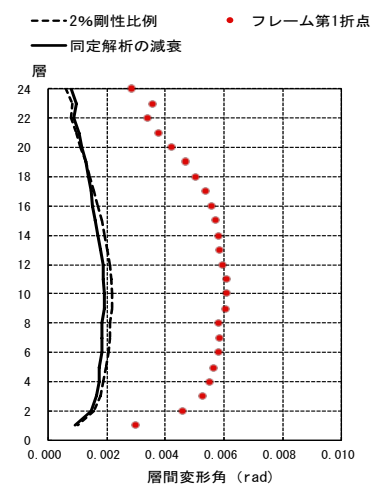
(c) 建物 C (X 方向)



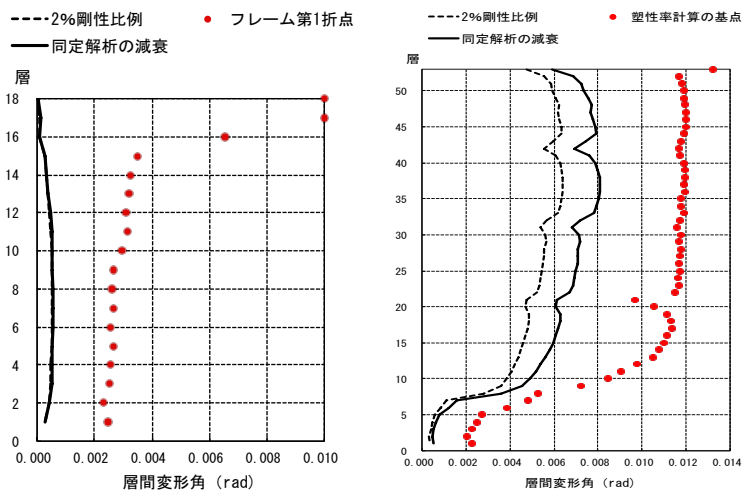
(d) 建物 E (X 方向)



(e) 建物 F (Y 方向)



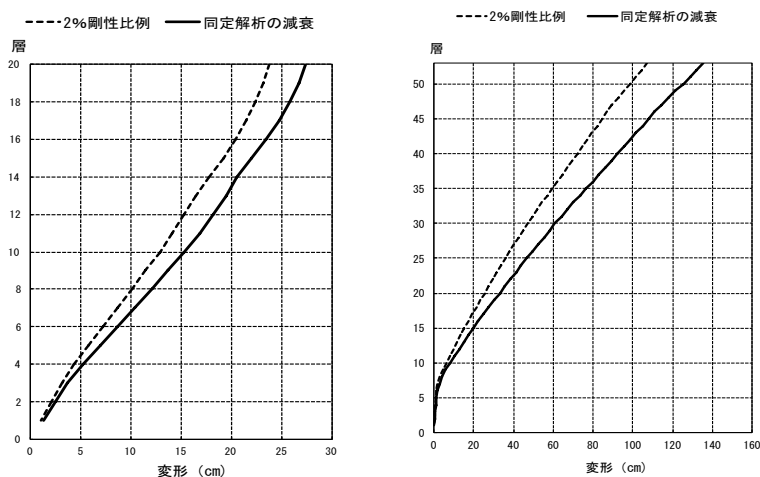
(f) 建物 G (X 方向)



(g) 建物H(Y方向)

(h) 建物I(Y方向)

図 4.5-27 最大層間変形角の比較



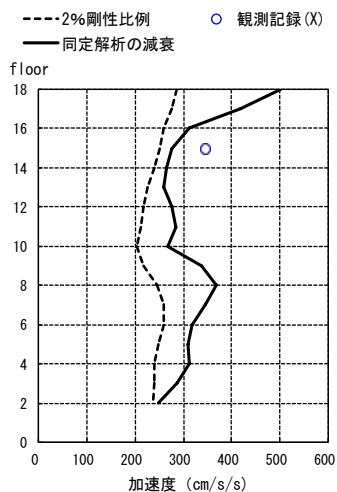
(a) 建物C(X方向)

(b) 建物I(X方向)

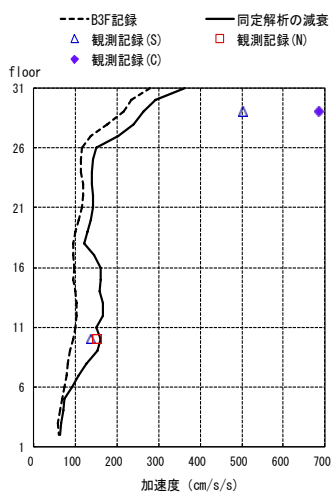
図 4.5-28 最大応答変位の比較

## (2) 減衰定数設定の影響に関する最大加速度応答の比較

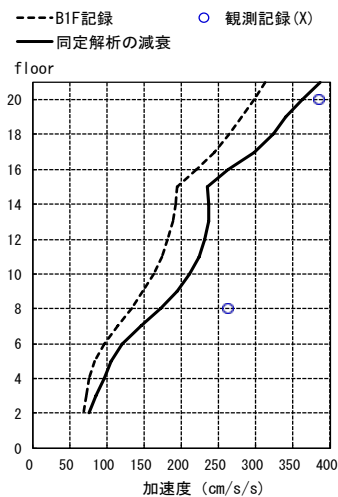
解析対象建築物における地震応答解析で、2%剛性比例型減衰による解析と同定解析から得られるレーリー型減衰の最大加速度応答に関する解析結果について、図4.5-29に建物A～建物Iの比較を示す。減衰の設定を同定解析から得られる値にすることで、加速度応答が大きくなる傾向が見られ、高次のモードの応答が顕在化する場合がある。また、同定解析から得られる値で解析した方が、実際の観測記録に近くなることかわかる。



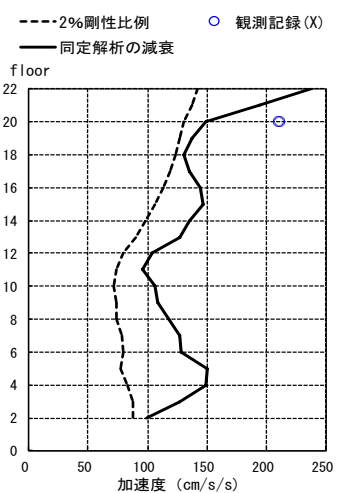
(a) 建物 A (X 方向)



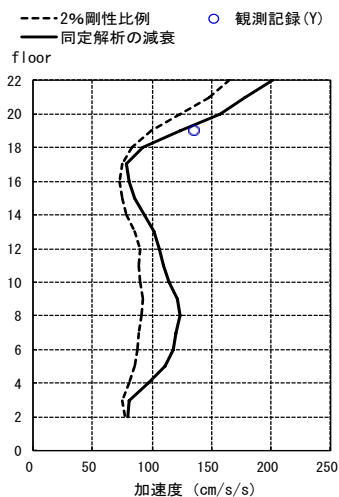
(b) 建物 B (Y 方向)



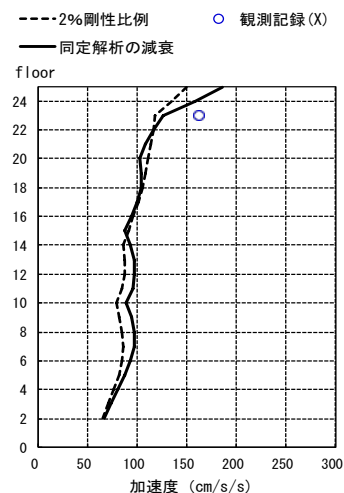
(c) 建物 C (X 方向)



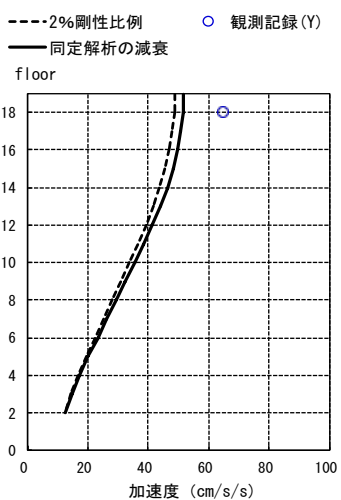
(d) 建物 E (X 方向)



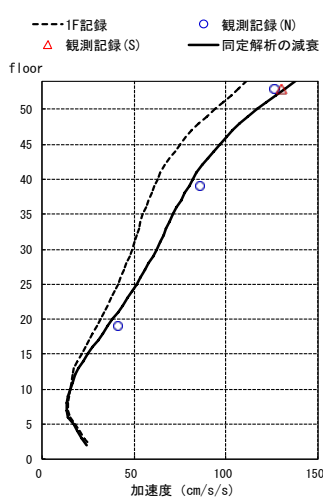
(e) 建物 F (Y 方向)



(f) 建物 G (X 方向)



(g) 建物 H (Y 方向)



(h) 建物 I (Y 方向)

図 4.5-29 最大加速度応答の比較

### (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 4.5-30 には最大層間変形を、図 4.5-31 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 ( $\bar{h}$ ) は 20 程度である。一方、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、その半分程度の値であった。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。

ダンパーでのエネルギー吸収に関して、今回の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 ( $\bar{h}$ ) の関係を図 4.5-32 に示す。ダンパーの最大塑性率 ( $\mu_{\max}$ ) の定義は以下である。

$$m_{\max} = d_{\max} / d_y \quad (4.5-2)$$

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

図 4.5-32 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  $\mu_{\max}-1$  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 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 ( $\bar{h}$ ) と  $\mu_{\max}-1$  の比である等価な繰返し回数 ( ${}_d n_1$ )<sup>4.5-2)</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 つの層だけであるが、これらの  $\mu_{\max}-1$  の値は 1.3 程度で、それらの平均累積塑性変形倍率 ( $\bar{h}$ ) は 20 程度になっている。一方、El Centro NS では、同一の  $\mu_{\max}-1$  の値での平均累積塑性変形倍率 ( $\bar{h}$ ) は 5~8 程度であり、今回の地震では、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、 ${}_d n_1$  の値は El Centro NS の 3 倍程度になっている。ここでの解析では、骨組が塑性化している事例がほとんどないために、他の骨組で検証はできないが、この建物 B のダンパーのエネルギー吸収の応答結果からは、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増える地震動であると考えられる。

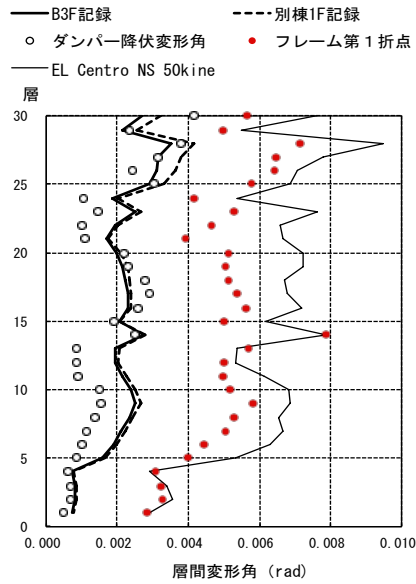


図 4.5-30 最大層間変形角

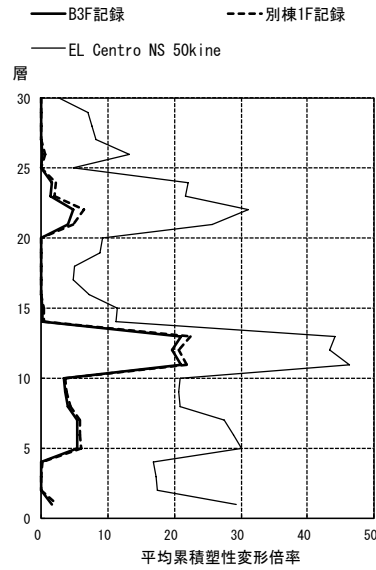


図 4.5-31 ダンパーの平均累積塑性変形倍率

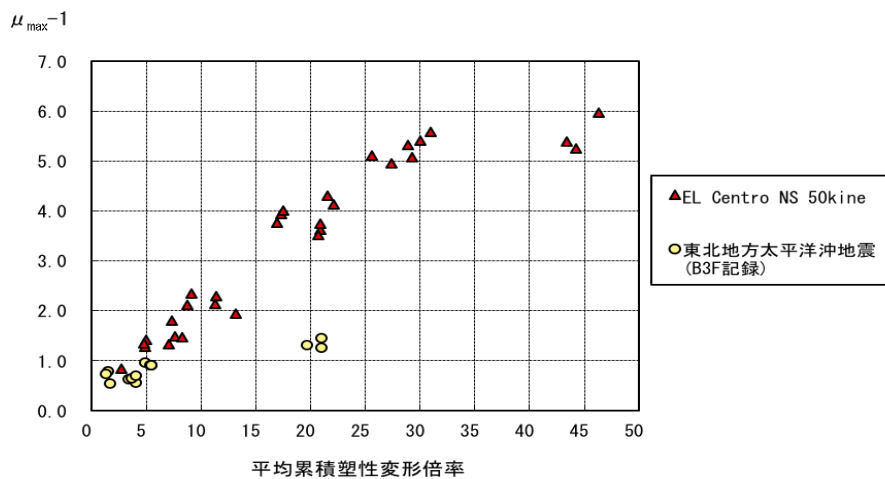


図 4.5-32 ダンパーの塑性率 ( $\mu_{\max} - 1$ ) と平均累積塑性変形倍率 ( $\bar{h}$ ) の関係

#### 4.6 まとめ

建築研究所が強震観測を実施している建築物のうち、2011年東北地方太平洋沖地震において、強震記録が観測された宮城県から大阪府までの範囲に建設されている地上15階から52階の超高層鉄骨造建築物8棟について、観測された記録を入力地震動とした地震応答解析を行った。また、地震応答解析から得られる加速度応答と建物上部で観測された記録を比較した。また、これらの超高層建築物について、地震応答解析から得られる建築物の最大層間変形角やダンパー等の損傷を明らかにした。解析から得られた結果をまとめて以下に示す。

##### (1) 解析対象建築物の動的特性：

- ・ 3章での観測記録に基づく建築物の同定解析の結果から、それぞれの建築物の1次、2次の減衰定

数、固有周期を算定した。1次減衰定数は、概ね1.5%~3%程度の範囲であり、2次減衰定数は、2%弱~4%弱程度の範囲である。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。

- ・ 同定解析結果に基づく、解析対象建築物の1次固有周期の範囲は1.47秒~6.57秒であり、これらの建物の解析モデル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X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。

## (2) 入力地震動の応答スペクトル：

- ・ 解析対象建築物の応答解析に用いた入力地震動の速度応答スペクトルとエネルギースペクトルを、高層建築物の評定で用いられている50kine標準波3波（El Centro NS、Hachinohe EW、Taft EW）と比較して示した。
- ・ 建物AからGの入力地震動は、2秒以下程度の周期領域では、速度応答スペクトルは50kineの地震動の半分から1/4程度のレベルとなっているが、4秒以上の長周期領域でのエネルギースペクトルは、50kineの地震動と概ね同様のレベルである。
- ・ 建物H及びIは大阪府に建設されている建物である。建物Hは、2.5秒にピークがあるが、そのレベルは、50kineの地震動のスペクトルに比べてかなり小さいことがわかる。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、Y方向では、50kineの地震動のレベルと概ね等しい程度になっている。

## (3) 地震応答解析：

- ・ 建物で観測された地震動を用いた応答解析の結果、本報の建物の最大層間変形角は、0.0005rad~0.008rad程度の範囲であった。最大層間変形角が最も大きかったのは建物IのX方向の応答であり、0.008rad程度の応答であった。また、建物Iでは、建物頂部の最大変形が136cm程度になった。宮城県の建物では、フレームの塑性率が1.0をわずかに越える階があったが、それ以外の建物では、柱、梁、ブレースで構成されるフレーム部分の塑性率が1を越えることはなかった。これらの建物のフレームの塑性率は、1.05~0.2程度の範囲であった。
- ・ 応答解析の減衰として、2%剛性比例型減衰を用いる場合と同定解析から得られるレーリー型減衰を用いる場合の解析結果を比較すると、各層の加速度応答、最大層間変形角及び最大応答変位について、やや大きな差が見られる場合があった。加速度応答については、同定解析から得られる減衰を用いた場合には、2%剛性比例型に比べ加速応答が大きくなり、高次モードの応答が表れるケースがいくつか見られた。最大層間変形角については、建物によっては1.2倍程度の差になる場合があった。また、最大応答変位に及ぼす影響は、各層の応答変形の差の累積により、上層階では比較的差が大きくなる場合があった。
- ・ 建物上層階の観測による加速度記録と本報告書で実施した応答解析から得られる加速度応答値を比較すると、2%剛性比例型減衰に比べて、同定解析から得られるレーリー型減衰の方が、観測記録に近くなっているが、建物頂部では観測記録の方が大きくなっている建物があった。
- ・ 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。応答解析から得られたこの制振壁ダンパーの平均累積塑性変形倍率は20程度であり、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、その半分程度の値であった。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、今回の地震による損傷に比べ、十分大きな余裕を持っている

と考えられる。

- ・ 建物 B 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は、EL Centro 等の標準的な地震波に比べると、建物の塑性振幅の繰り返し回数が増える地震波であると考えられる。

#### 参考文献

4.5-1) 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

4.5-2) 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