

## 平成17年度 大都市大震災軽減化特別プロジェクト 実大 6層 RC 建物実験報告書

### Shaking Table Test on a Full-scale, Six-story R/C Building Structure Special Project for Earthquake Disasters Mitigation in Urban Areas in 2005 Improvement of Seismic Performance of Structures by E-Defense



平成 17 年度 大都市大震災軽減化特別プロジェクト  
実大 6 層 RC 建物実験報告書

松森泰造<sup>\*1</sup>・壁谷澤寿海<sup>\*2</sup>・白井和貴<sup>\*3</sup>・五十嵐克哉<sup>\*4</sup>

**Shaking Table Test on a Full-scale, Six-story R/C Building Structure**  
**Special Project for Earthquake Disasters Mitigation in Urban Areas in 2005**  
**Improvement of Seismic Performance of Structures by E-Defense**

Taizo MATSUMORI<sup>\*1</sup>, Toshimi KABEYASAWA<sup>\*2</sup>, Kazutaka SHIRAI<sup>\*3</sup>, and Katsuya IGARASHI<sup>\*4</sup>

<sup>\*1</sup>*Hyogo Earthquake Engineering Research Center,  
National Research Institute for Earth Science and Disaster Prevention, Japan  
taizo@bosai.go.jp*

<sup>\*2</sup>*Earthquake Research Institute, The University of Tokyo, Japan  
kabe@eri.u-tokyo.ac.jp*

<sup>\*3</sup>*Technical Research Institute of Obayashi Corporation, Japan  
shirai.kazutaka@obayashi.co.jp*

<sup>\*4</sup>*Kajima Technical Research Institute, Japan  
igarashi-katsuya@kajima.com*

**Abstract**

As a part of the Special Project for Earthquake Disasters Mitigation Urban Areas (Part II. Significant Improvement of Seismic Performance of Structure) sponsored by the Ministry of Education, Culture, Sports, Science and Technology, response of reinforced concrete wall-frame structures subjected to earthquake motions was investigated by testing a full-scale six-story specimen on the world's largest tri-axial shaking table "E-Defense". The shaking table test was performed in January 2006.

The test specimen consisted of three parallel three-bay frames in the longitudinal direction. The span widths were each 5.0 m in the longitudinal and transverse direction. The central frame had a multi-story structural wall in the center bay continuous from the 1st to the 6th story. Spandrels were placed above 1st to 6th floor girders in one of the outer frames in the longitudinal direction. The structure was designed based on a typical structural design method of the 1970s. All columns and walls were defined as flexural yielding type based on current code calculation.

The test specimen was subjected to series of earthquake motions and finally collapsed due to shear failure in short columns and the structural wall at 1st story during a strong earthquake motion. The maximum response base shear greatly exceeded the calculated ultimate lateral strength. Even though more detailed analysis of the test results is needed, the following were suspected as some of the contributing factors: errors in the assumptions and evaluation expressions used in the calculation of the ultimate lateral strength; material strain rate; and varying axial force. An increase in the first-story shear increased the shear acting on the columns and the structural wall, causing shear failures of the members and collapsing of the first story.

**Key words** : E-Defense, Earthquake response, Wall-frame structure, Collapse, Yield mechanism, Dynamic effect

---

<sup>\*1</sup> 独立行政法人 防災科学技術研究所 兵庫耐震工学研究センター

<sup>\*2</sup> 国立大学法人 東京大学地震研究所 (元 防災科学技術研究所 客員研究員)

<sup>\*3</sup> 株式会社大林組 技術研究所 (元 防災科学技術研究所 外来研究員)

<sup>\*4</sup> 鹿島建設株式会社 技術研究所 (防災科学技術研究所 客員研究員)

## 1. はじめに

独立行政法人防災科学技術研究所は、兵庫県三木市に「実大三次元震動破壊実験施設（通称：E-Defense）」を完成させ、2005 年 10 月より本格的な運用に入っている。

E-Defense は世界最大の 3 次元振動台であり、振動台床面積 20 m×15 m、試験体の最大許容高さ 20 m、最大搭載質量 1,200 ton である。1,200 ton 搭載時の振動台の最大加速度、速度、変位は、水平方向が 9.0 m/s<sup>2</sup>、2.0 m/s、1.0 m、鉛直方向が 15.0 m/s<sup>2</sup>、0.7 m/s、0.5 m である。したがって、E-Defense を用いることにより実大中低層鉄筋コンクリート（RC）構造物を崩壊させることが可能である。

文部科学省「大都市大震災軽減化特別プロジェクト（大大特）II 震動台活用による構造物の耐震性向上研究」では、E-Defense で RC 建築物を対象に最初の実施する振動台実験の試験体として実大 6 層耐震壁フレーム構造を選択し、2006 年 1 月に加振実験を実施した。振動台実験の主たる研究目的は、①動的な外力による構造物の崩壊挙動、②耐震壁とフレーム構面のせん断力負担、③構造物の損傷評価、④シミュレーション解析のためのデータ取得、である。①はすなわち、静的な外力によって曲げ降伏型が想定される構造物が、動的効果によるせん断力の上昇により層崩壊に至る可能性があることを実験的に再現しようとするものである。

本報では、E-Defense で実施した実大 6 層 RC 振動台実験の概要を示すとともに、加振実験結果に基づいて、耐震壁フレーム構造の破壊過程と応答性状、特に動的層せん断力について検討した。なお、本報は、文献 1～12 で発表済みの内容を再構成してまとめたものである。

## 2. 実験計画

### 2.1 予備研究の概要

2005 年度に E-Defense で実大実験を実施することを目指して、2002 年度から 2004 年度までの大大特プロジェクトの第一期では、実大震動実験の計画・試験体設計とともに、RC 構造に関する予備研究として、縮小モデルの振動台実験、静的および動的载荷による部材実験、構造物および部材の解析モデルの開発、特にせん断破壊後の軸崩壊挙動の数値シミュレーションなどの実験的あるいは解析的研究が行われた。

予備研究の概要を以下に示す。

#### ①耐震壁単体の振動台実験<sup>例えば 13)</sup>

耐震壁単体の 1/3 縮小モデルの 1 方向振動台実験を 2002 年度に実施した。水平慣性力の作用位置（せん断スパン比）を変えることにより、曲げ破壊先行型とせん断破壊先行型の破壊モードを検討した。振動台実験による耐震壁の変形能力は従来の静的試験よりやや小さい傾向があり、これは繰返し加力の影響であると推察された。本実験により、耐震壁の耐力低下型解析モデルの検証がなされた。

2003 年度から 2004 年度は、耐力劣化に起因する耐震壁への変形集中により層降伏に至る耐震壁フレーム構造の耐震性能評価手法を検討した。

#### ②基礎浮上り耐震壁の振動台実験<sup>14)</sup>

基礎固定度の影響を明らかにするために 6 層耐震壁フレーム構造の 1/3 縮小モデル 2 体の 1 方向振動台実験を 2003 年度に実施した。1 体では基礎を完全固定し、他の 1 体は基礎浮上り回転型とした。基礎の浮き上がりにより耐震壁への損傷軽減が予測されたが、柱に取付けたロードセル（3 分力計）の定着部が破壊したため、耐震壁は終局状態に至らなかった。

#### ③偏心構造物の振動台実験<sup>15)</sup>

連層耐震壁が偏在した平面的に不整形な 6 層耐震壁フレーム構造の 1/3 縮小モデル 2 体の 1 方向振動台実験を 2003 年度に実施した。2 体には異なる入力地震動をそれぞれ与え、偏心建物の地震応答性状を検討した。2 体の比較により、構造物の崩壊には累積エネルギー入力よりも変形が支配的であることを明らかにした。実験結果を数値シミュレーション解析により模擬するとともに、非線形ねじれ応答の一般的な性状を静的解析により予測する方法を検証した。また、非対称応力を受けるロードセル（3 分力計）の多軸の干渉問題が明らかになり、変位測定による応急対処法を考案した。

#### ④縮小モデルの振動台実験<sup>16)</sup>

2005 年度に E-Defense で実施予定の実大試験体に近い形状の 1/3 縮小モデルの 1 方向振動台実験を 2004 年度に実施した。曲げ降伏型の耐震壁が動的な外力によりせん断破壊に至り、過大な入力では層崩壊に至ることを実験的に明らかにした。

#### ⑤解析手法の開発検証<sup>17)</sup>

構造物の崩壊まで追跡できる柱、梁、耐震壁などの部材モデルを開発するとともに、耐震壁フレーム構造の 3 次元動的解析システムを作成した。解析プログラムは複数の研究者により独立に開発されており、それぞれ文献 18～24 においても実大振動台実験の数値シミュレーション解析結果の一部が報告されている。

#### ⑥実大震動実験の予備解析<sup>19)</sup>

2005 年度に E-Defense で実施予定の実大試験体の構造計画、詳細設計および予備解析を実施した。耐力劣化型部材の解析モデルを開発し、この解析モデルを用いた立体フレーム解析を実施し、振動台実験における構造物の崩壊過程の予測を試みた。実大試験体はこれらの予備解析にもとづいて入念に設計され、実大実験においては概ねこの予備解析の予想通りに試験体は崩壊に至った。

#### ⑦耐震壁単体の実験シリーズ<sup>25)</sup>

せん断スパン比を実験変数とした耐震壁単体の静的加

力実験を実施し、2002年度に行った振動台実験結果と比較した。また、静的実験結果に基づいて地震応答解析により振動台実験結果のシミュレーションを試み、動的挙動に及ぼす静的復元力特性の影響因子を検討した。さらに、同一断面の耐震壁で繰り返し回数を増加させた静的加力実験を実施し、耐震性能に及ぼす載荷履歴の影響を検討し、エネルギーより変位が支配的となる結果を得た。

#### ⑧ 仮動的実験<sup>26)</sup>

基礎浮上りの振動台実験を対照実験として仮動的静的載荷実験を2003年度に実施した。仮動的実験結果により耐震壁フレーム構造の損傷分布、水平力分担を明らかにした。また、部分仮動的実験システムの構築を行った。

#### ⑨ 耐震壁基礎と杭系の実験<sup>27)</sup>

中層住宅の張間方向耐震壁の下層部分、基礎スラブ、基礎梁、基礎杭からなる現実に近いモデルを用いた静的水平加力実験を2002年度に行った。杭基礎をもつ耐震壁での杭頭から基礎梁、基礎スラブへの応力分散機構、せん断力伝達メカニズムの推移などを明確にした。

2003年度は、耐震壁構面の浮上り挙動を再現できる動的試験デバイスを開発し、その有効性を検証するための特性試験を実施した。

2004年度は、実大試験体から連層耐震壁下層部分を取り出した部分の試験体を製作し、静的繰返し載荷実験を行い、耐震壁の構造性能を確認した。また、ロードセル(3分力計)の検定を行い、E-Defenseでの動的載荷時に試験体基礎部分に作用する力の測定精度を向上させる方法を示した<sup>28)</sup>。

#### ⑩ 3次元予備振動台実験<sup>29)</sup>

4層耐震壁フレーム構造の1/4縮小モデル2体の3方向入力振動台実験を2004年度に実施した。実験結果および数値シミュレーション解析により、地震動入力方向のみの影響で構造物の破壊性状が大きく異なることを明らかにした。

#### ⑪ 柱の動的載荷試験<sup>30)</sup>

軸力および曲げせん断を受ける柱部材の動的載荷実験を2003年度に実施した。柱部材の弾塑性挙動に対する歪速度の効果を実験的に明らかにした。また、歪速度を考慮した解析モデルを構築し、実験結果による検証を行った。

#### ⑫ FEM構成則

コンクリート材料の構成モデルや破壊モデルの現状調査ならびに文献調査を行ない、現在広く用いられているモデルの能力や限界を明らかにした。

## 2.2 実大震動実験の目的と計画

予備研究を踏まえ、E-Defenseによる実大実験の主たる研究目的として以下を設定した。①動的な外力による構

造物の崩壊挙動、②耐震壁とフレーム構面のせん断力負担、③構造物の損傷評価、④シミュレーション解析のためのデータ取得。これらの目的は、RC造建築構造物の耐震工学における一般的な研究課題を列挙し、その中から選択したものである。

試験体の基本計画は以下の諸条件を考慮して決定した。

① E-Defenseは現在世界で最も大きい3次元震動実験装置であるが、振動台床面積は20m×15m、試験体の最大許容高さ20mおよび最大搭載質量1200tonである。これらの制限のもと可能な限り大規模なものとして、試験体は6層2×3スパンとする。

②加振実験では構造物の崩壊近くまで加振を実施する。振動台の許容最大加速度の範囲内で層崩壊過程が実現するように、試験体の終局強度時のベースシア係数は0.5程度以下とし、連層耐震壁は1構面とする。

③本RC実験で振動台が使用可能な期間は2005年12月1日から2006年1月31日である。諸般の制約条件もあり、試験体数は1体に限られる。

④1体の試験体を確実に破壊させたいという判断もあり、試験体は1970年代の設計によるやや古い建物を設定する。ただし、現在の耐震設計法の検証にも役立てるためには耐震強度が低すぎるのは好ましくなく、現行規定をやや下回る程度のレベルとする。

⑤計測機器、安全性の確保、試験体の搬入、設置および取外し手法など実大RC構造物の震動実験に関して長期シリーズの一環として標準実験手法の確立も目的とする。

また、構造計画は日米共同研究として1980年に建築研究所で実験された実大7層試験体<sup>31)</sup>を参照している。この実験は等価1自由度系に縮約した擬似動的加力を実施され、外力分布は逆三角形に固定された。耐震壁のせん断強度は静的なメカニズム時応力を上回っており、耐震壁の曲げ降伏による十分靱性のある応答挙動を示した。変位応答は擬似動的実験と擬似動的解析、さらに多自由度系の解析でもほぼ同じになることが確認されたが、これは耐震壁が曲げ降伏型で層降伏が生じないという前提条件によるものであり、その意味で実験は動的な応答を模擬していない。多自由度系動的解析によれば耐震壁がせん断破壊する場合もありえて、耐震壁の入力せん断力レベルは入力加速度から解析的にも理論的にも予測しうることが以降明らかにされた<sup>32)</sup>が、実大実験等で検証計測されたことはない。

なお、2006年度は9月から11月に直接基礎を模擬して振動台に拘束しないモデルで3層建物の試験体2体(1体は補強前、1体は補強後)の実験を実施している。

### 3. 実大 6 層 RC 試験体

#### 3.1 試験体の形状

試験体は、長手方向 (Y 方向) 3 スパン、その直交方向 (X 方向) 2 スパンの 6 階建て RC 耐震壁フレーム構造とした。試験体の概観を写真 3.1、基準階伏図と軸組図を図 3.1 に示す。

1 体の試験体の実験結果からより多くの知見を得るため、性質の違う複数の構面を混在させ、各構面において異なる損傷、破壊性状が観察できるような計画とした。Y 方向は、X<sub>2</sub> 通り中央に連層耐震壁、X<sub>1</sub> 通り大梁に腰壁を配置し、腰壁の柱際に構造スリットは設けていない。X 方向は、Y<sub>1</sub>、Y<sub>4</sub> 通りの中央に連層の袖壁と間柱を配置した。各階の外周部には片持ちスラブを設けた。

試験体の重量は、RC 躯体の体積の計算値に比重 2.4 を乗じて算出した。各階とも 1.25 MN、1 層柱の中央高さより上の合計は 7.50 MN、基礎梁および鉄骨計測架構を含む振動台上の総積載重量は 9.70 MN である。各階重量を片持ちスラブを含まない基準階床面積 10 m×15 m で除した単位床荷重は、各階 8.3 kN/m<sup>2</sup> である。



写真 3.1 実大実験 全景

Photo 3.1 Overall view of the full-scale specimen.

#### 3.2 試験体の設計

試験体は 1970 年代当時の一般的な構造設計手法により設計された RC 建物を想定し、1975 年版の RC 規準<sup>33)</sup> および 1970 年代当時の建築基準法・同施行令に準じて構造設計を実施した。各部材の断面算定は許容応力度設計に基づき行い、次のように仮定した。・基礎は固定とする。・Y<sub>1</sub>、Y<sub>4</sub> 通り袖壁は構造部材として考慮する。・X<sub>1</sub> 通り腰壁は自重のみを考慮、剛性および耐力への寄与は無視する。・荷重は RC 躯体と鉄骨計測器具類の重量を考慮し、仕上げ荷重および積載荷重は考慮しない。

主な使用材料の強度を表 3.1 に示す。現場水中養生した供試体による加振当日のコンクリートの圧縮強度試験結果  $\sigma_B$  は、下層部ほど設計基準強度  $F_c$  を大きく上回った。1 階立ち上がりのコンクリートの静弾性係数試験結果は 30.2 kN/mm<sup>2</sup> であった。

試験体の主要な部材の諸元を表 3.2 に示す。柱は、全

層全柱とも断面寸法および配筋は同一とした。梁は、記号 G2 の 5 階以上でのみ上端主筋を 2-D19 に減じた。その他の各部材は、R 階スラブを除き、断面寸法および配筋を全階で同じとした。

表 3.1 主な使用材料の強度

Table 3.1 Properties of materials.

異形鉄筋	D19 (SD345)	$\sigma_y = 398 \text{ N/mm}^2$	
	D10 (SD295)	$\sigma_y = (\text{柱, 梁}) 342, (\text{壁}) 369 \text{ N/mm}^2$	
普通コンクリート $F_c = 18 \text{ N/mm}^2$	1 階立ち上がり	材齢 122 日	$\sigma_B = 31.7 \text{ N/mm}^2$
	6 階立ち上がり	材齢 70 日	$\sigma_B = 22.8 \text{ N/mm}^2$

表 3.2 主要な部材の諸元

Table 3.2 Specification of members.

部位	断面寸法	配筋 (大梁 G2 の 5 階以上を除く)
柱	500×500mm	主筋：8-D19 ( $p_g = 0.92\%$ ) 帯筋：2-D10@100 ( $p_w = 0.29\%$ )
大梁	幅 300mm せい 500mm	上端主筋：3-D19 ( $p_g = 0.96\%$ ) 下端主筋：2-D19 あばら筋：2-D10@200 ( $p_w = 0.24\%$ )
耐震壁	厚さ 150mm	縦横共 D10@300 ダブル ( $p_s = 0.32\%$ )
袖壁	厚さ 150mm	縦横共 D10@300 ダブル ( $p_s = 0.32\%$ )
腰壁	厚さ 120mm	縦横共 D10@200 シングル ( $p_s = 0.30\%$ )
スラブ	厚さ 150mm R 階は 190mm	両辺共 D10@200 ダブル 片持ち部四隅：両辺共 D10@100 ダブル
小梁	幅 200mm せい 400mm	上下端主筋：2-D19 あばら筋：2-D10@200
間柱	300×300mm	主筋：4-D19 ( $p_g = 1.3\%$ ) 帯筋：2-D10@100

#### 3.3 試験体の算定強度

試験体の設計に際しては 2 次設計を行っていないが、試験体の崩壊形を確認するために、保有水平耐力と部材のせん断終局強度の算定を行った。算定結果を表 3.3 に示す。

算定時の材料強度は、(1) 鉄筋は短期許容応力度の 1.1 倍、コンクリートは設計基準強度  $F_c$  を用いた場合、(2) 表 3.2 に示した材料試験結果を用いた場合の 2 通りとした。X<sub>1</sub> 構面の腰壁の取扱いについては、(a) 腰壁のない純フレームとして扱った場合と、(b) X<sub>1</sub> 大梁を腰壁付き梁として終局モーメントを計算し、柱の内法高さを腰壁高さ分減じて扱った場合の 2 通りとした。保有水平耐力は仮想仕事法により算定し、外力分布を逆三角形とし、耐震壁に直交する梁の効果を考慮した。崩壊機構は、各節点における柱、梁の曲げ終局モーメントの比較により定めた。梁の曲げ終局モーメントの計算では、スラブ筋として梁側面から 0.5 m 以内の上端筋のみを考慮した。部材のせん断余裕度は、節点振分け法により算出したメカニズム時の負担せん断力に対する、柱は修正荒川 min 式<sup>34)</sup>、耐震壁は荒川 min 式<sup>35)</sup> (後述の式 10.3) によるせん断終局強度計算値の比とした。

これらの検討によれば、梁端の曲げ降伏と連層耐震壁脚部の曲げ降伏が先行する全体降伏形が予想され、連層耐震壁 1 層のせん断余裕度も 1.3 を上回る。腰壁を考慮した場合でも、2 階以上は梁曲げ降伏先行型であり、1 層短柱のせん断余裕度は 1.25 である。

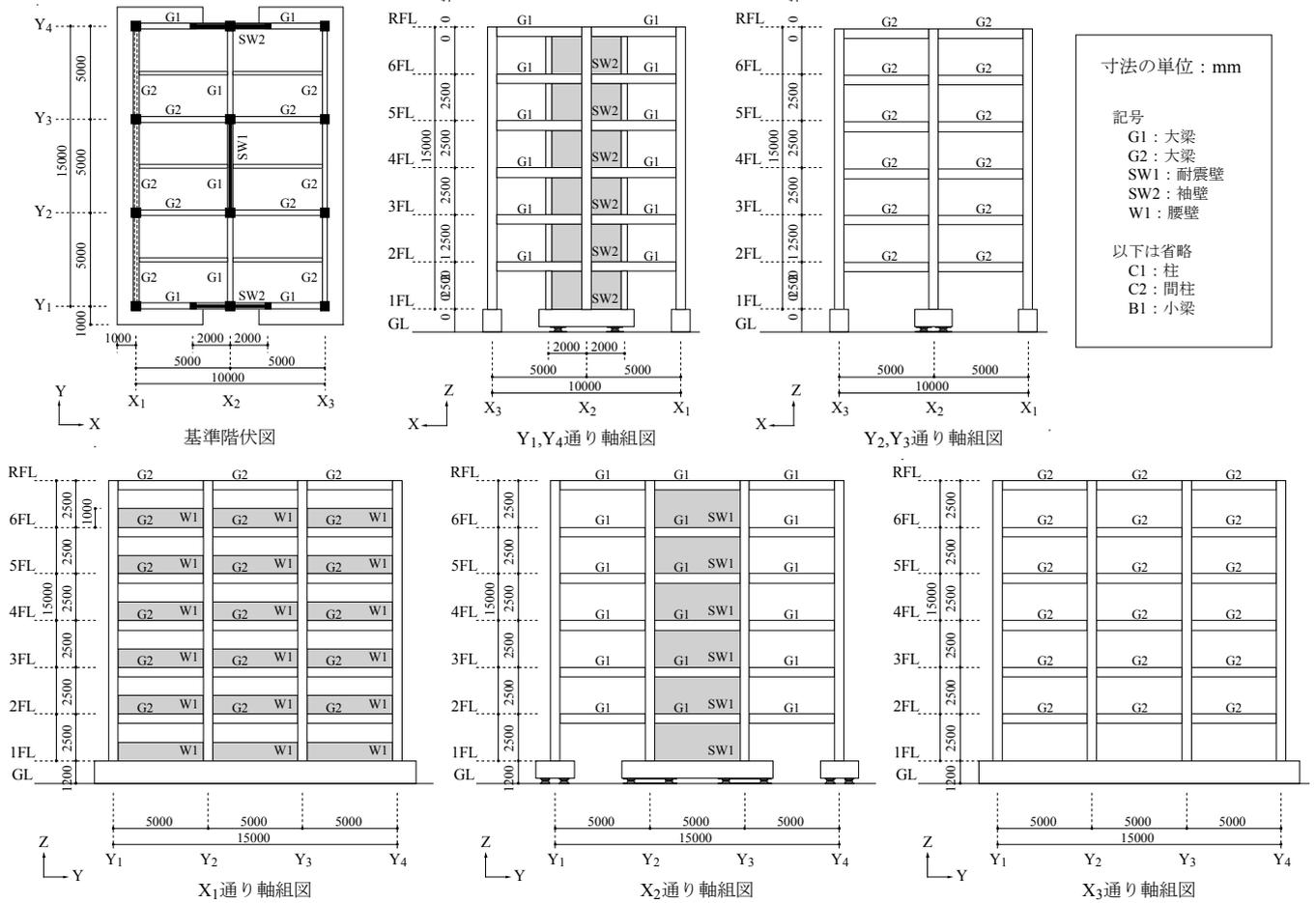


図 3.1 試験体の基準階伏図と軸組図  
Fig.3.1 Typical floor plan and structural elevations.

### 3.4 基礎の形式

$X_2$  通り連層耐震壁の脚部における応力を計測するために、耐震壁下の基礎梁と振動台テーブルの間にロードセル (3 分力計) を設置した。連層耐震壁の負担力を他と分離して計測するため、図 3.2 左図に示すように 1 階床スラブと基礎境界梁を設けていない。合計 32 台の小型 3 分力計を図 3.2 右図のように 4 台 1 セットとして配置し、台座鋼板 PL-40 を振動台テーブルに、上板 PL-40 を基礎梁にそれぞれボルト緊結した。剛な基礎梁の下部に設置することにより、小型 3 分力計単体に過大な曲げモーメントが生じることを防いでいる。基礎梁は、幅を 2,000 mm、せいを 920 mm とした。台座鋼板および上板の取付けにはそれぞれ 4 本の M48 ボルトを用い、1 本あたり 424 kN の緊張力を導入した。

$X_1, X_3$  通りの基礎梁は振動台テーブル上に直接固定した。 $Y_1, Y_4$  通り袖壁下部の基礎梁下にも別の形式でロードセルを設置したが、本報ではその結果を用いておらず、詳細は省略する。

本実験における基礎形式は、基礎梁、振動台、ロードセルをそれぞれ剛とみなせば、基礎固定といえる。実際の地盤上にたつ建物は完全な基礎固定の状態とは異なるため、基礎形式を地盤の影響をある程度模擬した方法にすることも実験計画段階における選択肢の一つとして考

えられた。しかし、E-Defense における最初の大型実験研究であり、実大規模で地盤の影響を模擬した基礎形式とすることは実験技術的なハードルが相当高いこと、また今後の解析・実験のベンチマークとして基礎固定状態の実験データは重要であることを考慮し、最終的に本実験における基礎形式が採用された。

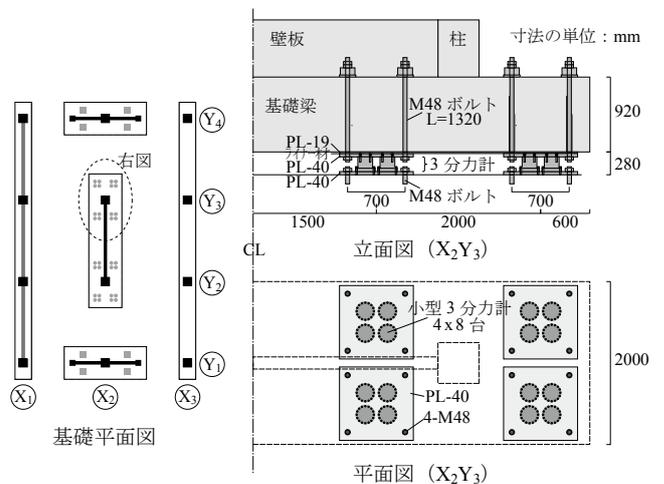


図 3.2 試験体の基礎部の概要  
Fig. 3.2 Foundation plan and elevation view.

表 3.3 保有水平耐力と部材のせん断終局強度

Table 3.3 Calculated ultimate lateral strength and shear ultimate strength of members.

			材料強度 (1)	材料強度 (2)
保有水平耐力 ( $\alpha$ - $\beta$ 係数)	1 層 Y 方向	(a)	2.98MN (0.40)	3.14MN (0.42)
		(b)	3.40MN (0.45)	3.60MN (0.48)
	1 層 X 方向		2.83MN (0.38)	3.01MN (0.40)
せん断終局強度 (余裕度)	1 層短柱	(a)	0.39MN (2.10)	0.47MN (2.35)
		(b)	0.46MN (1.09)	0.56MN (1.25)
	耐震壁 1 層		1.95MN (1.24)	2.38MN (1.45)

\* (a)(b): 腰壁の取り扱いのケース

3.5 試験体製作・実験工程

試験体製作および運搬事は、一般競争入札を経て、大成建設株式会社により行われた。試験体の製作は、実験棟屋外にて 2005 年 7 月中旬開始され、同年 11 月中旬に竣工した。前述したように、コンクリートは設計基準強度  $F_c$  を 18 N/mm<sup>2</sup> としたが、現場水中養生した供試体の試験結果によれば、1 階立ち上がり部のコンクリートの加振当日(材齢 122 日)の圧縮強度  $\sigma_B$  は 31.7 N/mm<sup>2</sup>、静弾性係数  $E_c$  は 30.2 kN/mm<sup>2</sup> であった。また、耐震壁 1 層ではコンクリートの打込み・締固め不良で側柱脚部および壁板隅下部にジャンカを生じたが、ジャンカの補修は補修用モルタルを表面に塗布するのとどめた。加振実験前の連層耐震壁の 1 層正面を写真 3.2 に示す。脚部に見える変色部分がジャンカの補修跡である。

竣工後、試験体を振動台テーブル上へ設置するために、約 1 ヶ月の工期をかけて試験体運搬工事が行われた。試験体の運搬経路を図 3.3 に示す。

本試験体は、ロードセルによる連層耐震壁の脚部の応力を計測する目的から、1 階床スラブが無く、基礎スタブが分離しているため、まず、図 3.4 に示すようにテンポラリーな鋼材で基礎部を連結補強した。次に、合計 32 台の油圧ジャッキを同調させてジャッキアップし(写真 3.3)、基礎下にレールを敷き込み、その上をコロ曳きして移動させた(写真 3.4)。

同年 12 月中旬から翌年明けにかけて計測関係などの準備作業を行い、加振実験は 2006 年 1 月 7 日から 16 日まで行った。1 月 13 日および 16 日は、プレス・一般公開および研究者限定公開を行い、それぞれ約 900 人、300 人の来場者があった(写真 3.5)。

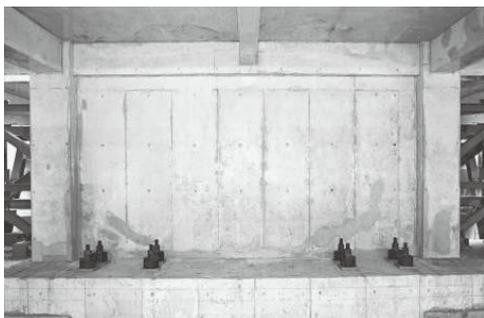


写真 3.2 連層耐震壁 1 層正面 (左側: Y<sub>2</sub>, 右側: Y<sub>3</sub>)  
Photo 3.2 Front view of the first-story structural wall.



写真 3.3 ジャッキアップ  
Photo 3.3 Jacking up.



写真 3.4 移動中の試験体  
Photo 3.4 Specimen transport.

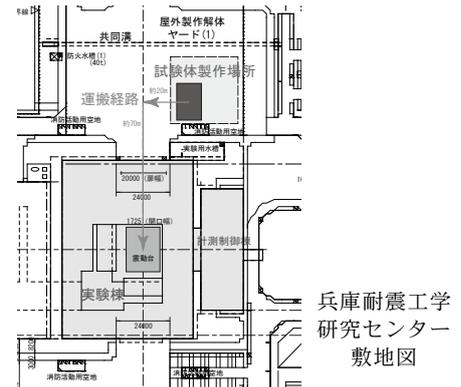


図 3.3 試験体の運搬経路  
Fig.3.3 Specimen transport route

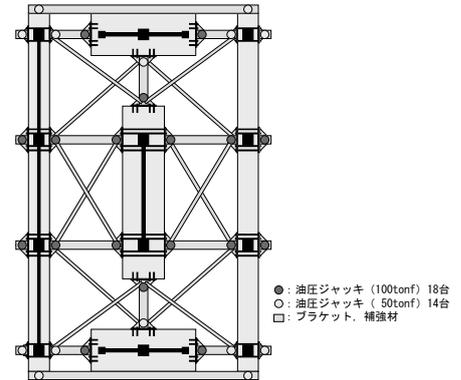


図 3.4 ジャッキアップ時の補強とジャッキ位置  
Fig.3.4 Foundation strengthening and jack installation point.



写真 3.5 公開実験の様子  
Fig.3.5 Open experiment scene.

#### 4. 計測方法

試験体各部位の変位、絶対加速度、部材の変形、鉄筋の歪み、ロードセルの出力値など、合計 888 成分の計測を行った。本報において主に使用するデータの計測詳細を以下の各節で述べる。

集録におけるサンプリング周波数は 1.0 kHz とした。本報にて用いたデータのうち、変位および歪みは、集録後処理として 30.0 Hz のローパス・フィルタを適用し、すべての集録記録が連続するよう一つ前の集録における残留値を上乗せした。加速度は、0.05 Hz~30 Hz のバンドパスフィルタ処理を施した。

##### 4.1 層間変位 (1層)

1 層の層間変位を得るために、振動台テーブル上に設置した鉄骨計測フレームに対する 2 階床 (2 階床スラブの下面)、および耐震壁下部の基礎梁天端の相対変位を計測した。主に用いた変位計の概略を図 4.1 に、2 階床変位の計測点位置を図 4.2 に、2 階床変位の計測概要を図 4.3 に示す。

2 階床変位に関しては、 $Y_1$ 、 $Y_4$  通りの各柱の近傍 6 点 ( $X_1Y_1$ 、 $X_2Y_1$ 、 $X_3Y_1$ 、 $X_1Y_4$ 、 $X_2Y_4$ 、 $X_3Y_4$ ) において X、Y、Z 各方向の計測を行い、 $X_2Y_1$ 、 $X_2Y_4$  の Y 方向変位については、異なる 2 種類の変位計を追加して三重の計測を行った。合計の計測数は 6 点×3 方向+2 点×2 成分=22 成分である。

2 階床変位の X、Y 方向の計測には主にスライド型磁歪式変位計 (サンテスト株製、型式: GYKM-LS-500-FX88, 測定範囲: ±250 mm) を用い、Z 方向の計測にはレーザー変位計 (株KEYENCE 製、型式: LK-500, 測定範囲: ±250 mm) を用いた。 $X_2Y_1$  の Y 方向については、磁歪式変位計、レーザー変位計およびインダクタンス式変位計 (株共和電業製、型式: DLT-3 00AS, 測定範囲: ±300 mm) を並列させた。

基礎梁天端の変位については、耐震壁側柱近傍の 2 点 ( $X_2Y_2$ 、 $X_3Y_2$ ) において水平 X、Y 方向のみ、合計 4 成分の計測を行った。計測にはロッド型磁歪式変位計 (サンテスト株製、型式: GYKM-LS-50-R88, 測定範囲: ±25 mm) を用いた。また、ロードセルの上下の鋼板同士の相対変位を歪み型変位変換器により計測した。

計測フレームは高さを 3,000 mm とし、2 階床変位の計測用の変位計をその上部に設置した。計測フレームは、1 層崩壊が生じたときの支保の機能も兼ねるため、できるだけ頑強で剛性の高い構造とした。常時微動の計測結果より同定した当該フレームの固有振動数は 44.3 Hz であった。

なお、本計測方法では、2 階床スラブのたわみ角の影響、あるいは、後述する接触型変位計における直交方向変位の干渉が含まれることになる。これらの影響はいずれも無視し、7 章以降に示す計測データでは特別な補正処理を加えていない。

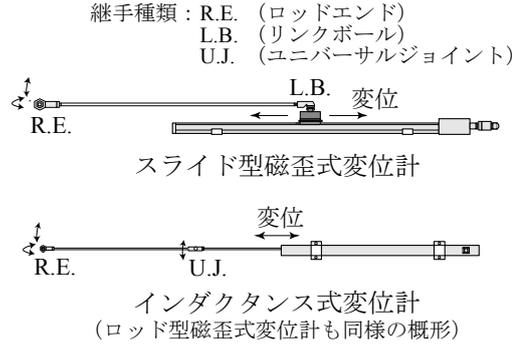


図 4.1 変位計の概略

Fig.4.1 Outline of displacement transducers.

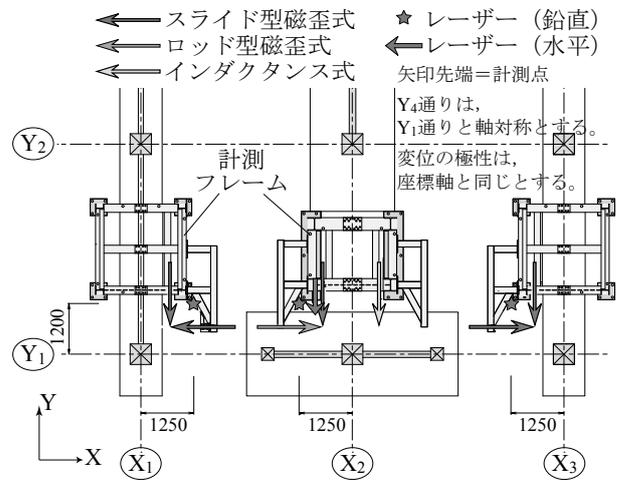


図 4.2 2 階床変位計測点

Fig.4.2 Measuring point for second floor displacement.

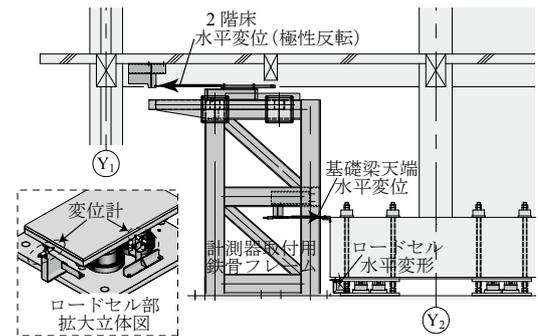


図 4.3 層間変位 (1層) 計測の概要

Fig.4.3 Outline of measurement for the first story drift.

##### 4.2 層間変位 (2~6層)

2~6 層の層間変位計測概要を図 4.4 に示す。隅柱近傍の床面上に写真 4.1 にも示す鉄骨計測フレームを設置し、天井床スラブ下面に固定した鋼製 3 方向ターゲットとの X、Y、Z 各方向の相対変位を接触型の変位計により計測した。計測箇所は、隅柱の近傍 4 点 ( $X_1Y_1$ 、 $X_3Y_1$ 、 $X_1Y_4$ 、 $X_3Y_4$ ) であり、合計の計測数は 4 点×3 方向×5 層=60 成分である。

X, Y 方向変位の計測にはスライド型磁歪式変位計 (サンテスト株製, 型式: GYKM-LS-500-FX88, 測定範囲:  $\pm 250$  mm) またはインダクタンズ式変位計 (株共和電業製, 型式: DLT-100AS または 300AS, 測定範囲:  $\pm 100$  または 300 mm) (Y 方向は 300 mm を使用) を用い,  $X_1Y_1$ ,  $X_3Y_1$  では前者,  $X_1Y_4$ ,  $X_3Y_4$  では後者とした. 変位計先端の継手間の距離は 600 mm とした.

Z 方向変位の計測にはロッド型磁歪式変位計 (サンテスト株製, 型式: GYKM-LS-50-R88, 測定範囲:  $\pm 25$  mm) またはインダクタンズ式変位計 (株共和電業製, 型式: DLT-30AS, 測定範囲:  $\pm 30$  mm) とし,  $X_1Y_1$ ,  $X_3Y_1$  では前者,  $X_1Y_4$ ,  $X_3Y_4$  では後者とした. 変位計先端の継手間の距離は 1,200 mm とした.

なお, 本計測方法では, 2 階床変位の計測と同様に, 床スラブのたわみ角の影響, あるいは, 後述する接触型変位計における直交方向変位の干渉が含まれることになる. これらの影響はいずれも無視した.

### 4.3 各部位の絶対加速度

振動台テーブル上, 試験体の基礎梁上および各階の床上に, 計 204 台のサーボ型加速度計 (株トキメック, 型式: TA-25E-10, 測定範囲:  $\pm 98.07$  m/s<sup>2</sup>) を設置し, 各箇所の絶対応答加速度を計測した. サーボ型加速度計の設置位置を図 4.5 に示す. 各 0 点は各階平面における計算上の重心位置にほぼ相当しており, 以降 0 点を重心と呼ぶ. 各加速度計は, 原則として各柱の近傍かつ通り芯から各階内側へ 350 mm 距離をおいて設置した.



写真 4.1 層間変位計測用鉄骨計測フレーム  
Photo 4.1 Steel frame for measurement of story drift.

加速度計の設置方法は, まずセンサー本体を鋼製プレートにねじ止めし, 鋼製プレートをコンクリート表面に対して接着材により固定した. さらに, 飛散物から保護するための鋼製防護カバーを, 加速度計を覆うように設置した. なお, 振動台に搭載されている制御用加速度計のデータについても併せて計測を実施した.

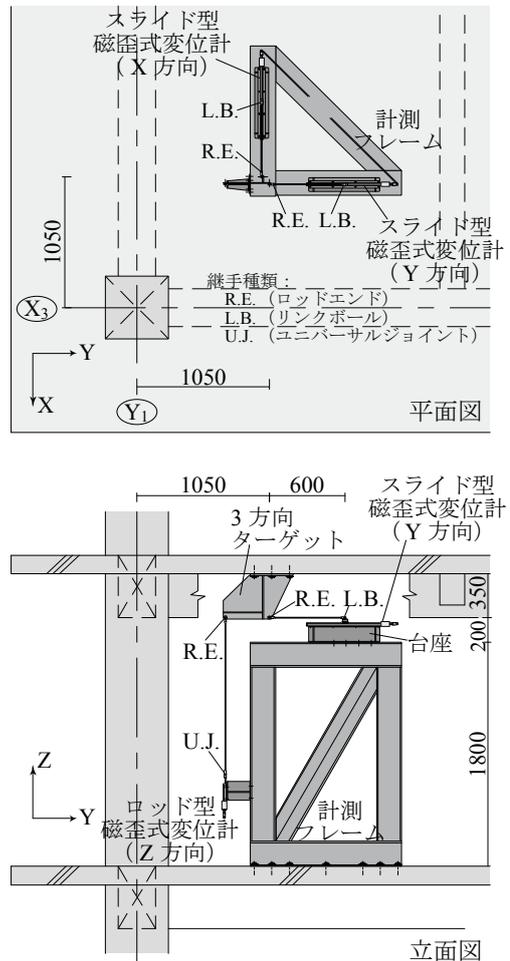


図 4.4 層間変位 (2~6 層) 計測の概要  
Fig.4.4 Outline of measurement for story drift.  
(second to sixth stories)

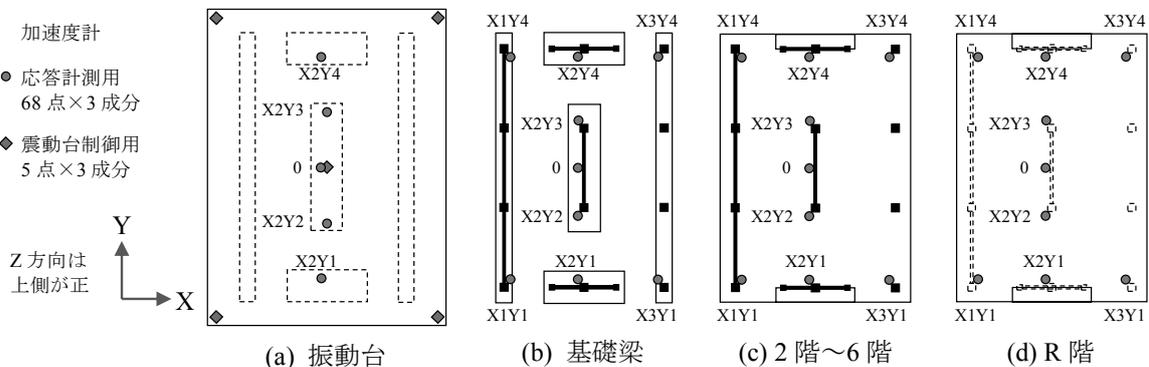


図 4.5 加速度計の設置位置  
Fig.4.5 Accelerometer installation point.

#### 4.4 連層耐震壁脚部の応力

図 3.2 に示したように、 $X_2$  通り連層耐震壁の脚部における応力を計測するために、耐震壁下の基礎梁と振動台テーブルの間にロードセル（3 分力計）を設置した。各ロードセルの計測データから、基礎梁の慣性力による影響を取り除くことで、耐震壁が実際に負担する応力について知ることが可能となる。

##### ①ロードセルの概要

耐震壁下に設置した合計32台の小型3分力計いずれも 株式会社 榊共和電業製 型式 LSM-B-400KNSAS55 である。本実験と同じ形式で4台1セットに組み合わせた時の特性値も 株式会社 榊共和電業により示されており、バネ定数は X,Y 方向 10 MN/mm, Z 方向 35 MN/mm, 直線限界負荷は X,Y 方向 1.5 MN, Z 方向 2.0 MN である。次項②で用いる校正係数も 株式会社 榊共和電業により示されたものとするが、この校正係数は X,Y 方向  $\pm 0.5$  MN, Z 方向 1.6 MN (圧縮のみ) の単分力载荷によるものである。载荷力が小さいのは、校正試験機容量と治具類の制約のためである。

校正試験が厳密な単分力载荷で行われたのに対し、実験ではモーメントを含む6分力の負荷が同時に作用するはずである。理論的には多方向分力の干渉が生じないロードセル構造であっても、実験的にそれを確認することが望ましい。4台1セットに対しては、次の2通りの検証が行われている。株式会社 榊共和電業では、X,Y 斜め 45 度  $\pm 0.5$  MN 载荷の校正試験を行い、上記校正係数との差が 3.0% 以内であることを確認した。帖佐ら<sup>28)</sup>は、Y 方向力 0.4 MN, X 軸回りモーメント 80 kN・m, Z 方向力  $\pm 0.2$  MN を組み合わせた载荷により上記校正係数を用いた出力値と実際の作用力の誤差の確認を行い、Y,Z 方向とも誤差は概ね 3.0% 以内と小さいものの最大は Y 方向で 9.1% に及ぶと報告しているが、Y 方向力が増大するほど誤差が小さくなることも併せて示している。本実験では 1.0 MN を超える Y 方向力が生じており、上記校正係数でも高い精度で作用力が推定できると考えられる。

##### ②ロードセル出力の変換方法

ロードセルの出力値を用いて、連層耐震壁における 1 層脚部の曲げモーメント  $M_w$  および 1 層せん断力  $Q_w$  を算出する。まず、ロードセルの出力ひずみに校正係数を乗じて力に変換し、ロードセルの各セットについて 3 方向

の力  $F_{xi}, F_{yi}, F_{zi}$  ( $i=1,2,3\sim 8$ ) が得られる。ここで、平衡調整は試験体設置後に行っているため、Z 方向の出力  $F_{zi}$  は Z 方向の力の変動値のみを表すことになる。基礎梁下における Z 方向力の変動総和  $\Delta N_0$ , Y 方向せん断力  $Q_0$ , X 軸まわりの転倒モーメント  $M_0$  は、それぞれ下式により算出される。ここで、 $r$  はロードセル設置位置の位置ベクトルである。

$$\Delta N_0 = \sum F_{zi} \quad (4.1)$$

$$Q_0 = \sum F_{yi} \quad (4.2)$$

$$M_0 = \sum (r \times F_{zi}) \quad (4.3)$$

1 層高さ中央における変動軸力  $\Delta N_w$ , せん断力  $Q_w$  および 1 層脚部における曲げモーメント  $M_w$  は、以下の各式で算出できる。

$$\Delta N_w = \Delta N_0 - (-(m_{FG} + m_{1wb})a_{0z}) \quad (4.4)$$

$$Q_w = Q_0 - (-(m_{FG} + m_{1wb})a_{0y}) \quad (4.5)$$

$$M_w = M_0 - Q_0(h_{LC}/2 + t_w + h_{FG}) \quad (4.6)$$

ここで、 $m_{FG}$ : 基礎梁質量 (計算値),  $m_{1wb}$ : 耐震壁 1 層下半分の質量 (計算値),  $a_{0y}, a_{0z}$ : 基礎梁天端の絶対加速度 (計測値),  $h_{LC}$ : ロードセル高さ,  $t_w$ : 基礎梁とロードセルの間の鋼板の厚さの合計 (ライナー材厚を 1 mm とする),  $h_{FG}$ : 基礎梁せいである。

## 5. 加振方法

### 5.1 加振内容

加振実験では、気象庁神戸海洋気象台観測波 (1995) を用い、水平 2 方向 + 鉛直方向の 3 方向加振とし、振幅倍率を 5, 10, 25, 50, 100% と順次増大させて入力した。最終的に破壊させる方向が試験体の長手方向 (Y 方向) となるよう、原波を水平 45 度回転し、N45W 方向を Y 方向に、N45E を X 方向に入力した。加振一覧を表 5.1 に、振幅倍率 100% 時の X,Y 方向入力加速度のオービットを図 5.1 に、振幅倍率 100% 時の加速度波形および変位応答スペクトルを図 5.2 に示す。X, Y, Z 方向の最大加速度は、順に、5.60, 8.47, 3.27 m/sec<sup>2</sup> である。変位応答スペクトルは、0.6 秒より短周期側では X, Y 方向で同程度の値

表 5.1 地震波入力加振内容

Table 5.1 Test program and properties of input of earthquake motions.

加振番号	地震波名称	振幅倍率	目標最大加速度 m/s <sup>2</sup>			目標応答レベル (または想定)	加振実験実施日
			X	Y	Z		
1	気象庁 神戸海洋気象台 観測波 (1995)	5%	0.307	0.469	0.191	弾性	2006 年 1 月 7 日
2		10%	0.785	0.916	0.391	ほぼ弾性	2006 年 1 月 7 日
3		25%	1.97	2.99	0.946	ひび割れ	2006 年 1 月 10 日
4		50%	3.43	4.74	1.86	降伏	2006 年 1 月 11 日
5		100%	6.30	11.40	3.45	安全限界	2006 年 1 月 13 日
6		60%	3.11	5.40	1.93	余震	2006 年 1 月 16 日

であり、長周期側では Y 方向の値が大きい。特に、周期 0.6~1.0 秒で Y 方向の値は急増している。

波の最大加速度の 20% 程度のいずれか大きい方。

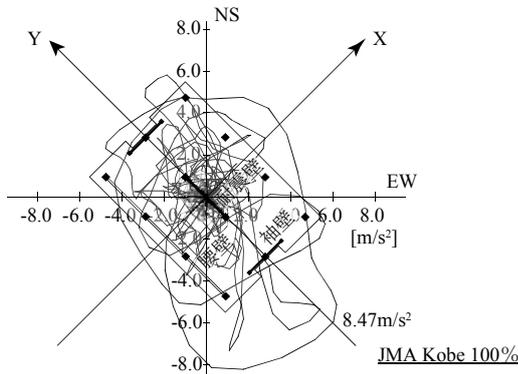


図 5.1 振幅倍率 100%時の入力加速度  
Fig.5.1 Input acceleration at 100% amplitude.

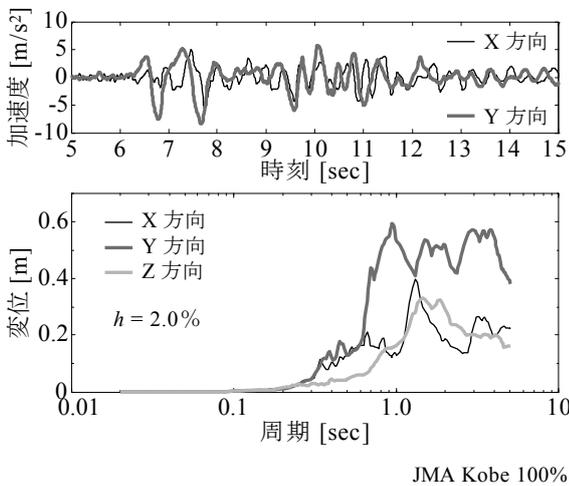


図 5.2 加速度波形と変位応答スペクトル  
Fig.5.2 Displacement response spectrum at 100% amplitude.

## 5.2 加振制御方法

一般に多自由度振動台による実験では、試験体と振動台の相互作用による入力波の再現性低下が懸念される。試験体の重量が相対的に大きい本実験でも、その問題は顕著であろうと予想された。そこで本実験では、可能な範囲で目標に近い波形が得られるように、「繰り返し入力補償法」と呼ばれる一般的な加振制御方法に、(a)逆伝達関数の変更、(b)補償加振の途中で目標を変更する、という 2 つの方法を組み合わせた加振を行った。概略手順は次のとおりである。

### ①入力補償用特性把握加振

振動台と試験体とからなる系の振動特性を把握するためのランダム波加振を行い、入力信号に対する伝達関数より 6×6 の逆伝達関数マトリクスを求めた。加振条件は以下とした。

加振波：無相関な 6 自由度ランダム波  
最大加速度：0.30m/s<sup>2</sup> 程度、または、過去に入力した地震

これから行おうとする地震波加振により試験体の振動特性の変化が予想される場合は、特性変化による入力補償効果の低減を防ぐために、事前解析結果に基づき試験体の固有振動数の低下範囲を推定し、逆伝達関数の周波数成分を変更した (図 5.3)。逆伝達関数 36 成分の全てに変更を加えるのは現実的に無理があり、今回は X,Y 方向およびその回転方向に関する 8 成分について変更を加えた。Z 方向については固有振動数の変化の予測が難しいこともあり、変更を加えなかった。

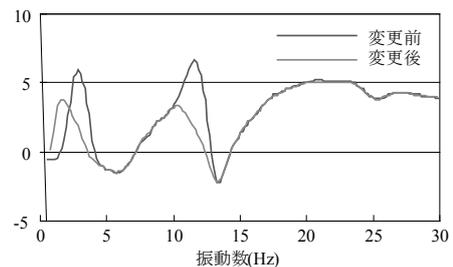


図 5.3 逆伝達関数の変更例  
Fig.5.3 Modification of inverse transfer function.

### ②入力補償加振

1 回目の入力補償加振を行う。加振波は以下とした。

$$1 \text{ 回目の補償波} = \text{目標波の振幅 } 40\% \times \text{逆伝達関数}$$

以降、 $i+1$  回目の入力補償加振の加振波を以下として 2 回ないし 3 回の入力補償加振を行い、収束状況を判断した。

$$i+1 \text{ 回目の補償波} = i \text{ 回目の補償波} \\ + (\text{目標波の振幅 } 40\% - i \text{ 回目の実現波}) \times \text{逆伝達関数}$$

入力補償加振のレベルは、大きくするほど入力補償法の効果が高まると考えられるが、入力補償加振時の試験体の塑性化の進展を避けるために本実験においては 40% に設定した。

### ③本加振

本実験においては、入力補償加振の加振レベルを変更し、その差を一気に補償する方法により本加振を行うこととした。すなわち、本加振の加振波は以下とした。

$$\text{本加振波} = N \text{ 回目の補償波} \\ + (\text{目標波} - N \text{ 回目の実現波}) \times \text{逆伝達関数}$$

ここで  $N$  は②で行った入力補償加振の回数である。

これ以降に示す実験結果は、この本加振の結果である。

## 6. 加振実験結果

### 6.1 実現波形

加振5において実現された振動台のX,Y方向の加速度時刻歴を図6.1上段に示す。すべての加振において、目標波と概形の似た地震波らしい波形が実現できていると言えるが、ピーク付近の波形が鋭くなる傾向が見られた。

各加振において実現された振動台の最大加速度と最大速度を表6.1に示す。最大加速度は、加振6を除き、実現波が目標波を上回っており、30~40%大きい場合もある。逆に最大速度は、加振3以前は同等値であるが、加振4以降は実現波が大幅に下回っている。

表6.1中には下式による波形誤差  $e_i$  を合わせて示している。

$$e_i = \frac{\sum (A_{rsp} - A_{tgt})^2}{\sum A_{rsp}^2} \quad (6.1)$$

ここで、 $A_{rsp}$ 、 $A_{tgt}$ ：実現波および目標波の時刻歴加速度  $m/s^2$  である。

波形誤差  $e_i$  は、0.05~0.3程度であった1次元振動台実験結果<sup>16)</sup>と比べて大きな値であるが、特に、試験体が弾性域にある加振1では入力補償法の効果が高く0.2程度であり、その後もX,Y方向は概ね0.4に収まっている。Z方向は逆伝達関数の変更を行っていない影響もあり0.5以上の誤差となっている。

### 6.2 応答スペクトル

加振5において実現された振動台のX,Y方向の加速度応答スペクトルを図6.1下段に示す。すべての加振において、実現波の応答スペクトルは、長周期側では目標波を下回り、短周期側では目標波を上回る結果となった。実現波の最大加速度が大きい理由は、短周期成分の影響であると考えられる。

応答スペクトルの比  $r_{sa}$  を下式により評価した。

$$r_{sa} = \frac{\sum_{T=T_i}^{T_{i+1}} Sa_{rsp}}{\sum_{T=T_i}^{T_{i+1}} Sa_{tgt}} \quad (6.2)$$

ここに、 $Sa_{rsp}$ 、 $Sa_{tgt}$ ：実現波および目標波の応答スペクトル値、 $T$ ：周期、 $T_i$ ：加振番号  $i$  の加振前の当該方向の試験体の固有周期である。級数において、周期  $T$  は線形等間隔とする。なお、試験体の固有周期は、各地震波加振前の3自由度ランダム波加振（最大加速度  $0.30m/s^2$ ）による（表6.1）。

加振1から加振5までの応答スペクトル比  $r_{sa}$  は、X方向では順に1.10、1.40、1.78、1.56、1.03、Y方向では1.00、1.36、1.20、1.04、1.05であった。いずれも1.0を超え、特に、加振2から加振4のX方向では、短周期側のオーバーシュートにより、目標よりも過大な応答が生じたと考えられる。加振5においては、X,Y方向とも目標に近い応答値が得られている。

E-Defenseは3次元振動台であり、試験体の重量が大き

表6.1 地震波入力加振結果

Table 6.1 Observed maximum table acceleration and velocity.

加振番号	地震波名称	振幅倍率	最大加速度 $m/s^2$			波形誤差 $e_i$			最大速度 $m/s$			加振前固有周期 $sec$		
			X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z
1	気象庁 神戸海洋気象台 観測波 (1995)	5%	0.307	0.469	0.191	0.23	0.14	0.36	0.0260	0.0493	0.0183	0.315	0.250	0.045
2		10%	0.785	0.916	0.391	0.31	0.21	0.35	0.0527	0.104	0.0350	実施せず		
3		25%	1.97	2.99	0.946	0.43	0.40	0.41	0.138	0.259	0.0810	0.315	0.258	0.047
4		50%	3.43	4.74	1.86	0.37	0.32	0.51	0.234	0.447	0.145	0.382	0.310	0.047
5		100%	6.30	11.40	3.45	0.36	0.39	0.57	0.381	0.828	0.280	0.426	0.318	0.053
6		60%	3.11	5.40	1.93	0.30	0.38	0.65	0.243	0.628	0.169	0.529	0.699	0.130
振幅倍率100%の目標値			5.61	8.47	3.27	-	-	-	0.524	1.026	0.400	-	-	-

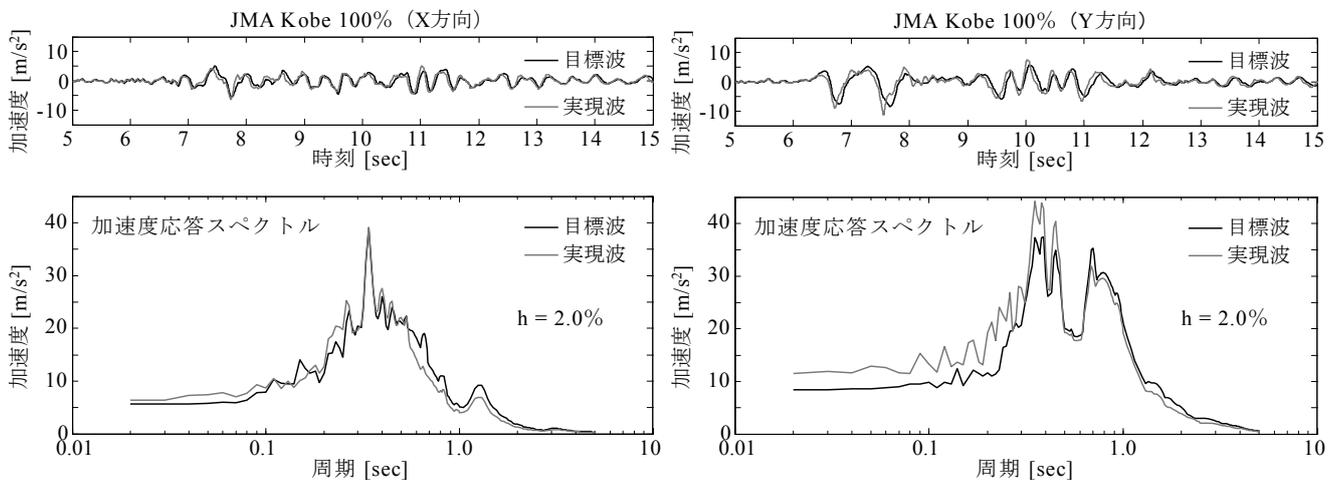


図6.1 振動台加速度時刻歴と加速度応答スペクトル

Fig.6.1 Shaking table acceleration time history and acceleration response spectrum.

いこともあり、地震波形の再現性の低下が懸念されたが、入力地震波は比較的高い精度で再現された。これは、振動台の固有周期約 0.25 秒と比較して試験体の固有周期が長めであり、加振波の主要成分も 0.3 秒程度以上と長いために、加振制御方法の効果が表われたものと考えられる。

6.3 損傷過程

各加振による試験体の損傷経過を表 6.2 に、加振 5 終了時の 1 層の耐震壁および柱の損傷状況を図 6.2 および写真 6.1 に示す。図 6.2 では、文献 36 に従って分類した柱および耐震壁の損傷度分類結果を I ~ V で示し、表 6.2 では、同じく文献 36 に準じて判定した構造躯体の被災度区分判定結果を併せて示している。

各加振における損傷状況を以下の通りである。

- ①加振 1：  
加振による損傷は特に見られなかった。
- ②加振 2：  
X<sub>3</sub> 通り長柱と X<sub>2</sub> 通り連層耐震壁側柱の 1 層柱脚部において曲げひび割れの発生が確認された。
- ③加振 3：  
各階の梁端部に曲げひび割れが発生した。損傷は軽微で、鉄筋に貼付した歪ゲージからは鉄筋降伏は認められなかった。
- ④加振 4：  
柱端、梁端に曲げひび割れが多数発生し、1 層腰壁付き短柱の内柱 2 本（柱 X<sub>1</sub>Y<sub>2</sub>, X<sub>1</sub>Y<sub>3</sub>）の腰壁上端付近に曲げひび割れが生じた。1 層耐震壁にせん断ひび割れが発生し、側柱脚部で主筋の降伏が確認された。梁主筋の降伏は見られないが、損傷は全層に分散し、全体降伏形の様相を呈した。
- ⑤加振 5：  
1 層腰壁付き短柱の内柱 2 本が短柱部分で Y 方向にせん断破壊した。1 層耐震壁では斜めのせん断ひび割れが進展し、壁脚部ではせん断すべり破壊に至った。損傷は

1 層に集中した。加振後も試験体は自立し、全体的な鉛直支持能力は保持していた。2 階の残留変位は X 方向で 5.4mm、Y 方向で 2.6mm であった。

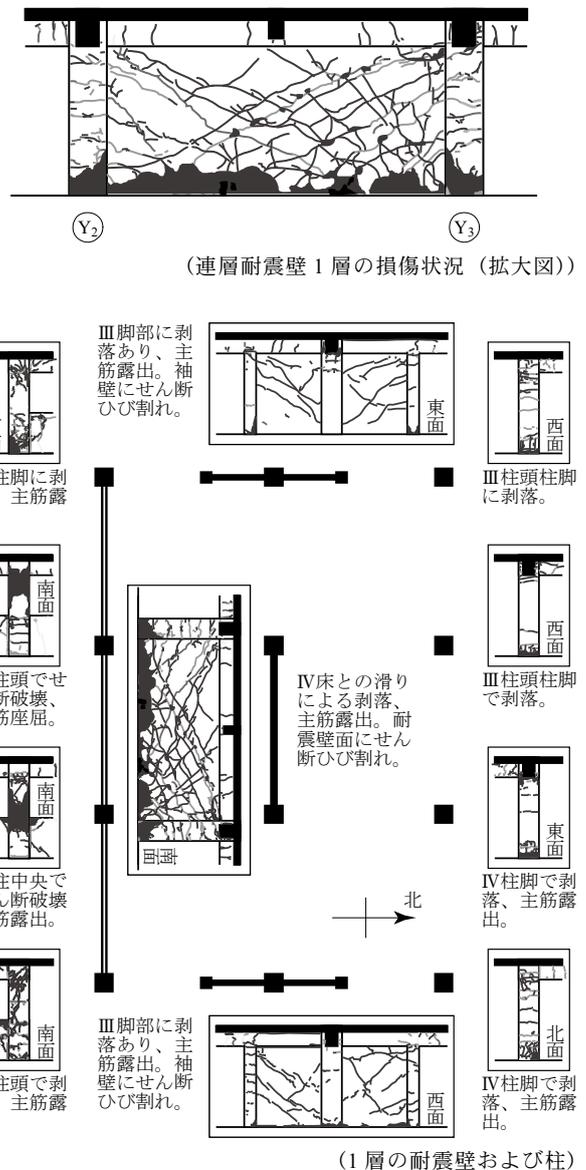


図 6.2 加振 5 後の損傷状況 (1 層)  
Fig.6.2 Crack patterns after Run 5 (first story).

表 6.2 各加振における損傷経過および最大応答

Table 6.2 Damages and maximum response in respective test runs.

加振番号	「被災度区分判定結果」損傷概要	2 階最大変位 (層間変形角)		R 階最大加速度 (応答倍率)	
		X 方向	Y 方向	X 方向	Y 方向
1	「無被害」	0.69 mm (1/3600)	0.46 mm (1/5400)	1.22 m/s <sup>2</sup> (4.0)	1.32 m/s <sup>2</sup> (2.8)
2	「軽微」 1 層柱脚曲げひび割れ。	2.44 mm (1/1000)	1.32 mm (1/1900)	3.29 m/s <sup>2</sup> (4.2)	3.19 m/s <sup>2</sup> (3.5)
3	「軽微」 各階梁端曲げひび割れ。	5.19 mm (1/480)	3.96 mm (1/630)	6.51 m/s <sup>2</sup> (3.3)	6.45 m/s <sup>2</sup> (2.2)
4	「小破」 1 層耐震壁せん断ひび割れ。	11.15 mm (1/220)	9.22 mm (1/270)	8.33 m/s <sup>2</sup> (2.4)	10.22 m/s <sup>2</sup> (2.2)
5	「大破」 1 層崩壊型。1 層短柱せん断破壊、1 層耐震壁脚部せん断すべり破壊。	48.00 mm (1/52)	98.33 mm (1/25)	12.51 m/s <sup>2</sup> (2.0)	14.33 m/s <sup>2</sup> (1.3)
6	「倒壊」 1 層長柱曲げ圧縮破壊、崩壊寸前。	44.03 mm (1/57)	150.06 mm (1/17)	6.24 m/s <sup>2</sup> (2.0)	6.66 m/s <sup>2</sup> (1.2)



(1) 1層 X<sub>1</sub>Y<sub>2</sub>短柱

(2) 1層 X<sub>1</sub>Y<sub>3</sub>短柱



(3) 1層 X<sub>2</sub>Y<sub>2,3</sub>耐震壁

写真 6.1 加振 5 終了時の破壊状況

Photo 6.1 Damage states after Run 5.

⑥加振 6 :

加振 5 でせん断破壊した短柱では、主筋の激しい座屈とコアコンクリートの圧壊により、鉛直支持能力を喪失したと思われる程度まで破壊が進行した。短柱 X<sub>1</sub>Y<sub>1</sub> は柱頭側で接合部破壊し、X<sub>1</sub>Y<sub>4</sub> では腰壁端部の破壊および柱脚付近での柱のせん断破壊に至った。耐震壁は 1 層脚部でのすべりが顕著に生じる性状を示した。X<sub>3</sub> 通り長柱は全て 1 層脚部で曲げ圧縮破壊した。加振後の試験体は崩壊寸前だが辛うじて自立している状態であった。2 階の残留変位は X 方向で 0.9mm、Y 方向で 39.9mm であった。

6.4 最大応答

各加振における 2 階床の最大応答変位および R 階床の最大応答加速度を表 6.2 中に併せて示している。2 階変位は、X、Y 両方向とも、振動台上に設置した鉄骨計測フレームに対する 1 階天井 (2 階床下面) の柱 X<sub>2</sub>Y<sub>1</sub> 近傍における相対変位とした。これは基礎の変位も含まれるものであるが、表中の層間変形角は階高を 2.50m として算定した。R 階の加速度は平面重心位置における計測値とし、応答倍率として R 階最大加速度を振動台の実現最大加速度で除した値を示した。

2 階床の最大応答変位は、振幅倍率 50% の加振 4 では X、Y 方向とも層間変形角 1/200 未満であったが、振幅倍率 100% の加振 5 で著しく増大し、Y 方向では層間変形角が 1/25 に達している。変位および加速度の応答性状は、7 章および 8 章で詳細に検討する。

7. 層間変位の応答性状

7.1 層間変位 (1 層)

① 応答波形

X<sub>2</sub>Y<sub>1</sub> において磁歪式変位計によって計測した 2 階床の応答変位波形を図 7.1 に示す。

各加振における 2 階床の最大応答変位は、表 6.2 に示したように、加振 1 から加振 5 まで順に、0.46、1.32、3.96、9.22、98.33mm であった。階高 2.50m (基礎部を除く) で除した層間変形角として表せば、加振 4 で 1/270、加振 5 で 1/25 である。

最大応答変位の発生時刻は、加振 4 で 11.05 秒、加振 5 では 7.77 秒であった。加振 4 では中盤の比較的周期の短い波の連続によって振動が励起されているのに対し、加振 5 では序盤の大加速度によって大破に至ったことを示している。

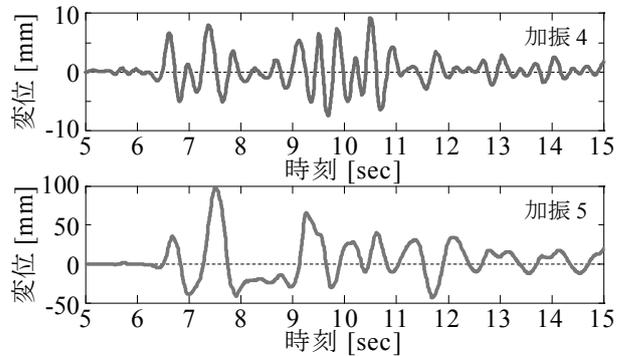


図 7.1 2 階床変位 Y 方向応答波形

Fig.7.1 Second floor displacement, Y-direction.

② X、Y、Z 方向変位の比較

X<sub>2</sub>Y<sub>1</sub> における 2 階床の変位について、X-Y および Y-Z の相関関係を図 7.2 に示す。

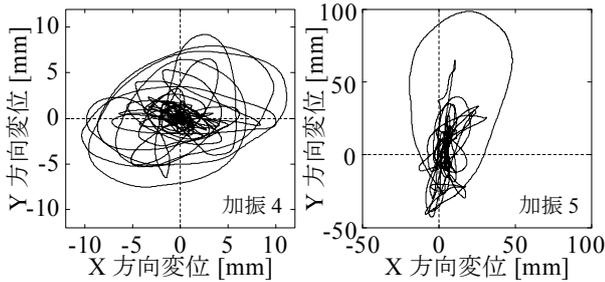
X、Y 方向の比較では、加振 4 以前は、試験体の固有周期が 0.6 秒よりも短周期側であるため、剛性の低い X 方向の変位が大きい。加振 5 で Y 方向は応答スペクトルの大きい周期帯に入り大破したため、Y 方向変位が断然大きくなる。

Y、Z 方向の関係は、Y 方向変位が正側に大きいほど、柱 X<sub>2</sub>Y<sub>1</sub> は引張側であり、Z 方向変位も大きくなると考えられる。これは加振 5 で顕著であった。Z 方向変位は最大 22.84mm に達したが、柱がせん断破壊した後、負側の変位に転じ、残留変位として 9.69mm の沈下が生じている。

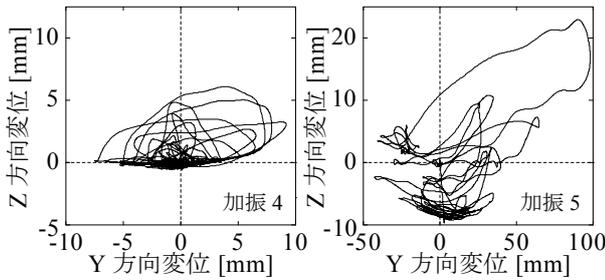
③ 変位計の比較

X<sub>2</sub>Y<sub>1</sub> の Y 方向変位の計測における 3 種類の変位計の比較を図 7.3 に示す。波形の一致性を示す指標として、次式による波形誤差  $e$  を示した。 $d_a, d_b$  は、比較先、比較元の時刻歴データである。

$$e = (\sum (d_a - d_b)^2 / \sum d_b^2) \quad (7.1)$$



(1) X-Y 関係



(2) Y-Z 関係

図 7.2 2 階床変位 X, Y, Z 相関関係

Fig.7.2 X-Y-Z correlations in second floor displacement.

3 種類の変位計のうち、レーザー変位計は非接触型であり、3 次元に動く物体の 1 方向変位の計測に最も適している。反面、高価である、直交方向変位が大きい際に広い反射面が必要になるなどの欠点もある。

一方、磁歪式やインダクタンス式は比較的安価で、前者は分解能と応答性に優れ、後者は電源供給不要で最も簡便に使用できる。これら接触型の変位計では、図 4.11 に示したように、本体先端と計測ターゲットとの間に 2 つの自在継手を挿むことにより、3 次元に動くターゲットの 1 方向変位を計測することができる。この場合、直交方向の変位による干渉が生じることになる。

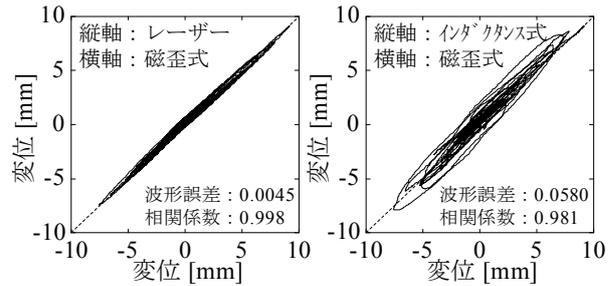
直交方向変位の干渉は、継手間の距離を長くするほど小さくできる。ただし、継手間距離を長くするほど、継手部の剛性が低下し、可動部質量が増大するため、がたつきも増大する。本実験においては、継手間距離は、X, Y 方向の計測では 600mm, Z 方向の計測では 1,200mm とした。仮に直交方向変位を 100mm とした場合、当該方向の変位としてそれぞれ 8.28, 4.16mm の付加変位が生じる。

図 7.3 による磁歪式、レーザー、およびインダクタンス式の比較では、加振 4 におけるインダクタンス式のみ一貫性が良くない。加振 4 では直交 X 方向の変位が比較的大きいため、それによる干渉とがたつきの影響が表れたものと考えられる。磁歪式とレーザーはいずれの加振も極めて良く一致し、最大値の差は加振 4 で 0.132mm, 加振 5 で 0.067mm であったが、レーザーの方が 3/1000 秒程度遅延する傾向が見られた。

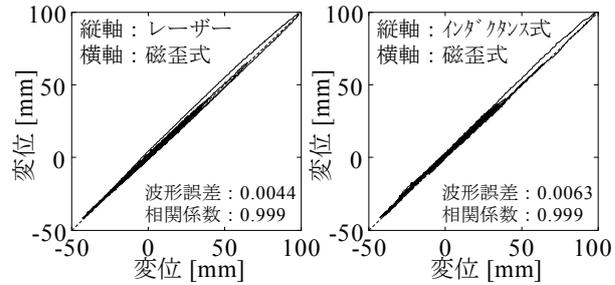
#### ④測定点の比較

Y 方向変位について、3 点の計測点 ( $X_1Y_1$ ,  $X_2Y_1$ ,  $X_3Y_1$ ) の比較を図 7.4 に示す。

すべての加振で 3 計測点の変位は概ね同位相であるが、



(1) 加振 4 (JMA Kobe 50%)



(2) 加振 5 (JMA Kobe 100%)

図 7.3 2 階床変位 変位計の比較

Fig.7.3 Comparison of second floor displacement measured by different types of displacement transducers.

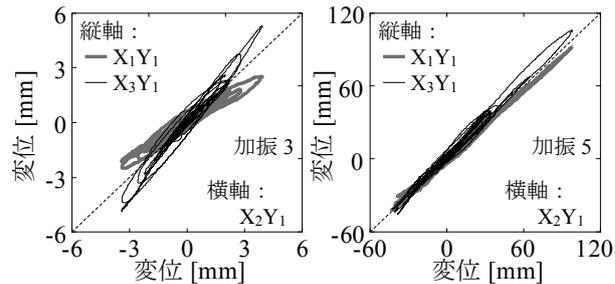


図 7.4 2 階床変位 測定点の比較

Fig.7.4 Comparison of second floor displacement measured at different points.

加振 3 以前は、 $X_2Y_1$  に比べて、純ラーメン側の  $X_3Y_1$  で大きく、腰壁構面側の  $X_1Y_1$  で小さい。加振 3 での最大応答層間変位の比は、 $X_1Y_1 / X_2Y_1$  が 0.64,  $X_3Y_1 / X_2Y_1$  が 1.34 であった。

短柱の脚部に曲げひび割れの発生が確認できた加振 4 以降、構面間の変位の差は小さくなり、加振 5 における最大応答層間変位の比は、 $X_1Y_1 / X_2Y_1$  が 0.94,  $X_3Y_1 / X_2Y_1$  が 1.08 であった。

## 7.2 層間変位 (2~6 層)

各加振における最大応答層間変位の高さ方向の分布を図 7.5 に示す。層間変位としては、 $X_1Y_1$  における計測結果を採り上げて示している。Y 方向についてのみ、 $X_3Y_1$  における計測結果を比較して示している。ここでは、1 層の層間変位は 2 階床変位として示している。

加振 3 以前では、X 方向は上層部でなだらかに小さくなる分布形状であるのに対し、連層耐震壁が存在する Y 方向は、全層ほぼ均等な分布形状である。2~6 層では、

1層と同様、X方向の方がY方向よりも大きく、Y方向では $X_3Y_1$ の方が $X_1Y_1$ より大きい。 $X_1Y_1$ のY方向では、加振3,4における1層の変位の増大が他の層よりも顕著である。1層短柱脚部の曲げひび割れによる剛性低下がこの要因として考えられる。X, Y, Z方向とも、1層が大破した加振5では1層集中型の分布形状に変化している。2層以上のY方向変位は、依然、 $X_3Y_1$ の方が $X_1Y_1$ より大きい。

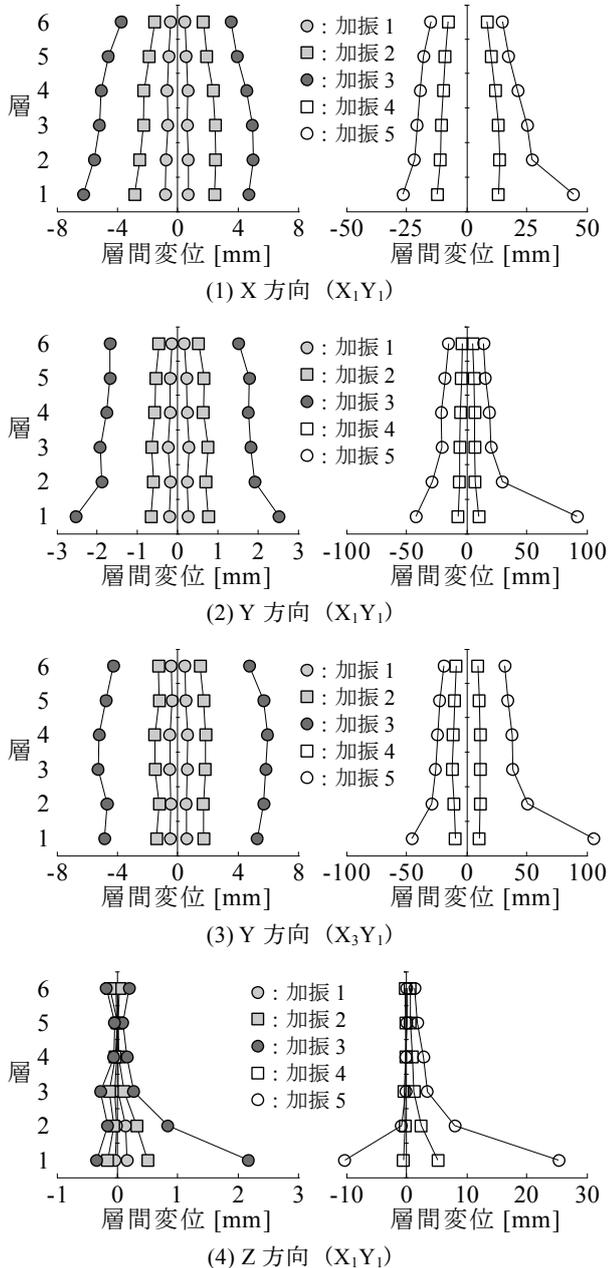


図 7.5 最大応答層間変位の分布  
Fig.7.5 Maximum response of inter-story displacement.

### 7.3 まとめ

- 1) 主に用いたスライド型磁歪式変位計では、副次的に用いたレーザー変位計と同等の計測結果を得られた。
- 2) 試験体が大破した100%入力加振では、最大応答層間変位は地震動の序盤に発生した。

- 3) 弾性時、腰壁構面の変位は純ラーメン構面と比べて小さいが、1層短柱での曲げひび割れ発生後、1層ではその差が小さくなった。
- 4) 層間変位の高さ方向分布は、50%入力の加振まで全層でほぼ均等な分布であるが、100%入力の加振では1層集中型の分布に変化した。

## 8. 加速度の応答性状

### 8.1 時刻歴加速度

加振2および加振5について、振動台テーブル中央位置、2階およびR階床上の重心位置におけるX, Y, Z各方向の加速度時刻歴を図8.1および図8.2に示す。

X, Y方向に関して加振2と加振5の時刻歴波形をそれぞれ比較すると、入力レベルが小さく試験体が概ね弾性的な挙動を示した加振2では、入力波の主要動の後半(9~12秒付近)で2階およびR階の応答加速度が徐々に増大し最大値に達している。一方、100%入力の加振5では、入力波の主要動の前半(6~9秒付近)において加速度がピークに達し、以降は応答加速度が頭打ちとなった。

### 8.2 加速度オービット

加振2および加振5について、振動台テーブル中央位置、2階およびR階床上の重心位置における加速度のオービットを図8.3および図8.4に示す。オービットはX-Y平面、X-Z立面、Y-Z立面についてそれぞれ示した。

加振2では、振動台加速度(Table)のオービットに対し、2階でほぼ同じか若干上回る程度の応答を示し、R階では応答が大きく増加している。特に、X-Z立面およびY-Z立面では水平方向に平坦な形状のオービットを示している。

加振5では、2階およびR階のX-Z立面、Y-Z立面において、加振2の場合と比べて乱れた形状のオービットを示しており、加振5で連層耐震壁が1層脚部で破壊した影響が上下方向の応答に反映されたものと考えられる。

### 8.3 各階重心における加速度分布

各加振について、振動台テーブル中央位置および各階床上の重心位置におけるX, Y, Z各方向の最大応答加速度の分布を図8.5に示す。最大応答加速度は正負それぞれについて示している。

加振5では、最大X 6.30, Y 11.40, Z 3.45  $m/sec^2$ の振動台入力に対して、R階ではX 12.51, Y 14.33, Z 8.89  $m/sec^2$ の最大応答加速度が計測された。

X, Y方向については、加振レベルが小さいほど各層の最大応答加速度が比較的直線的な分布を示しているのに対し、加振が進行し応答レベルが大きくなると非線形な分布形状を呈している。特に、1層の耐震壁と短柱が破壊した加振5、およびその後の加振6では、最大応答加速度がいびつな分布形状を示しており、下層の損傷が急激に進展したことで層剛性の上下方向の分布が不連続になったためと考えられる。

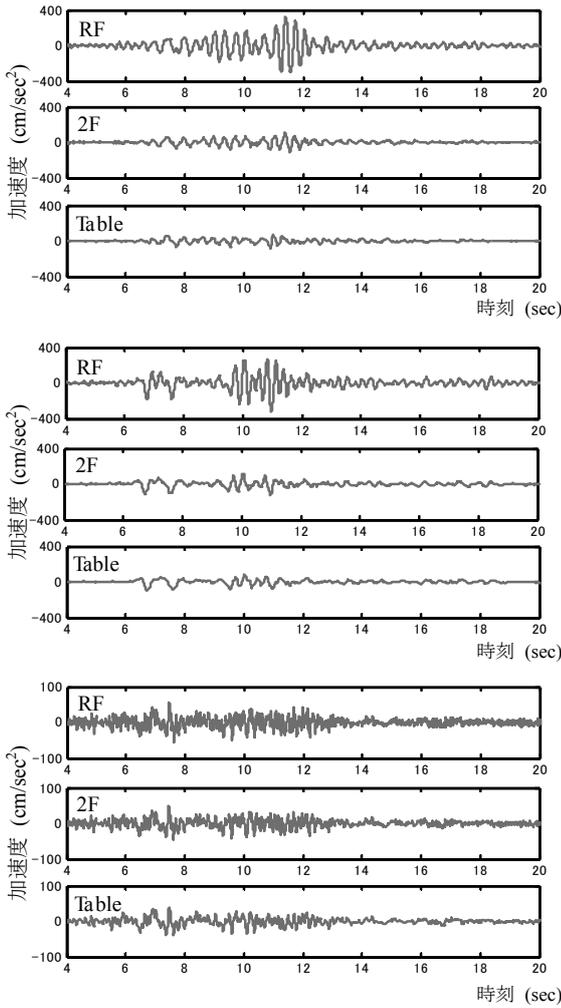


図 8.1 時刻歴加速度 (加振 2 : JMA Kobe 10%)  
**Fig.8.1** Acceleration time history (Run 2: JMA Kobe 10%).

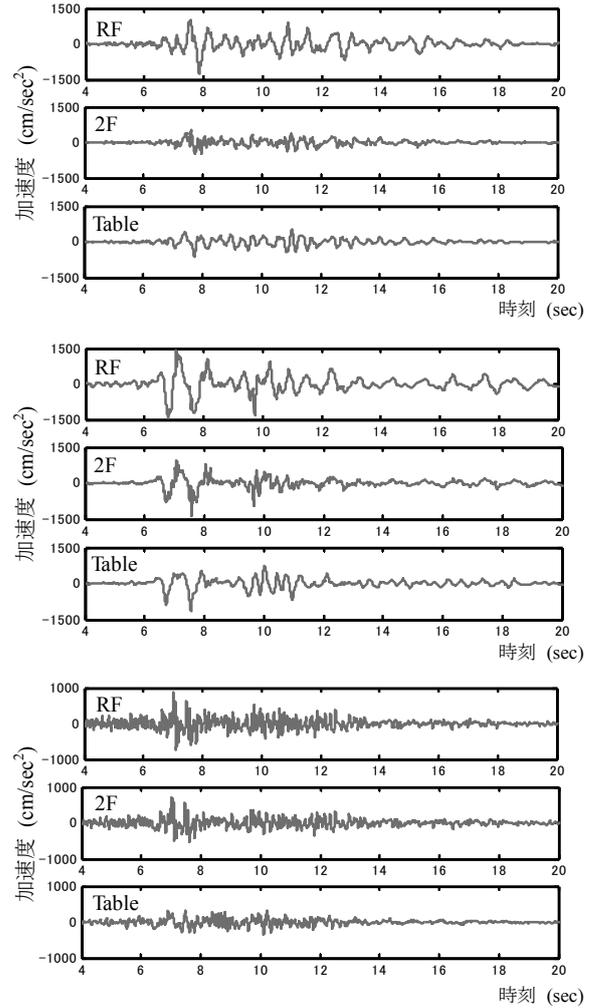


図 8.2 時刻歴加速度 (加振 5 : JMA Kobe 100%)  
**Fig.8.2** Acceleration time history (Run 5: JMA Kobe 100%).

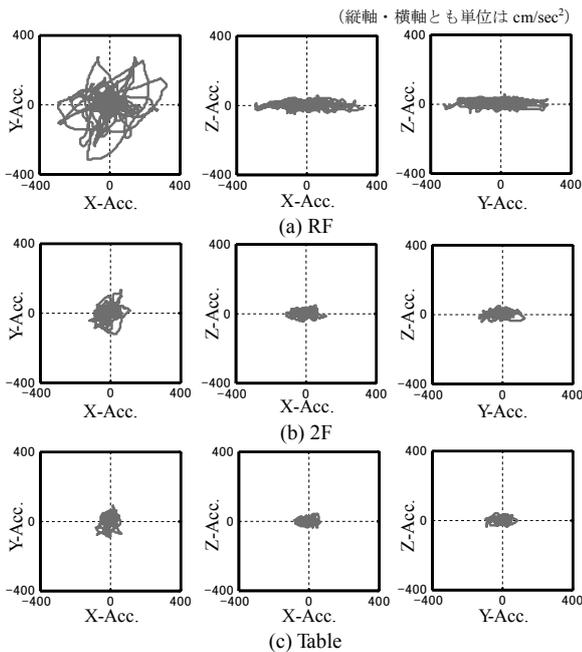


図 8.3 加速度オービット (加振 2 : JMA Kobe 10%)  
**Fig.8.3** Acceleration orbits (Run 2: JMA Kobe 10%).

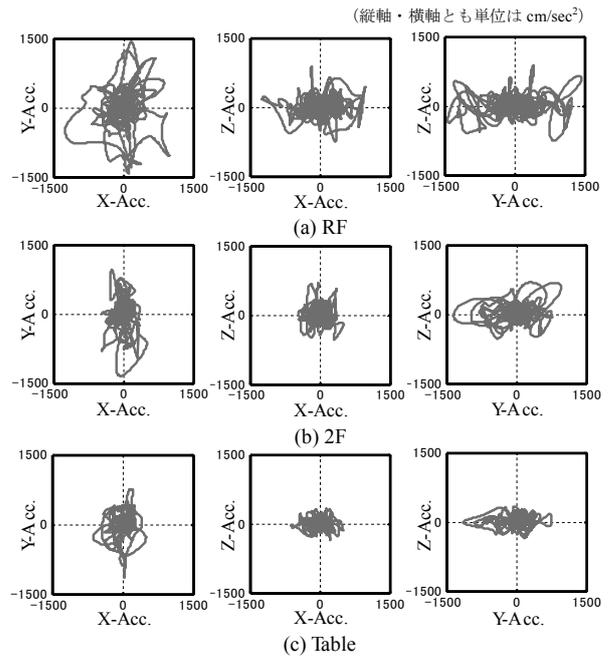


図 8.4 加速度オービット (加振 5 : JMA Kobe 100%)  
**Fig.8.4** Acceleration orbits (Run 5: JMA Kobe 100%).

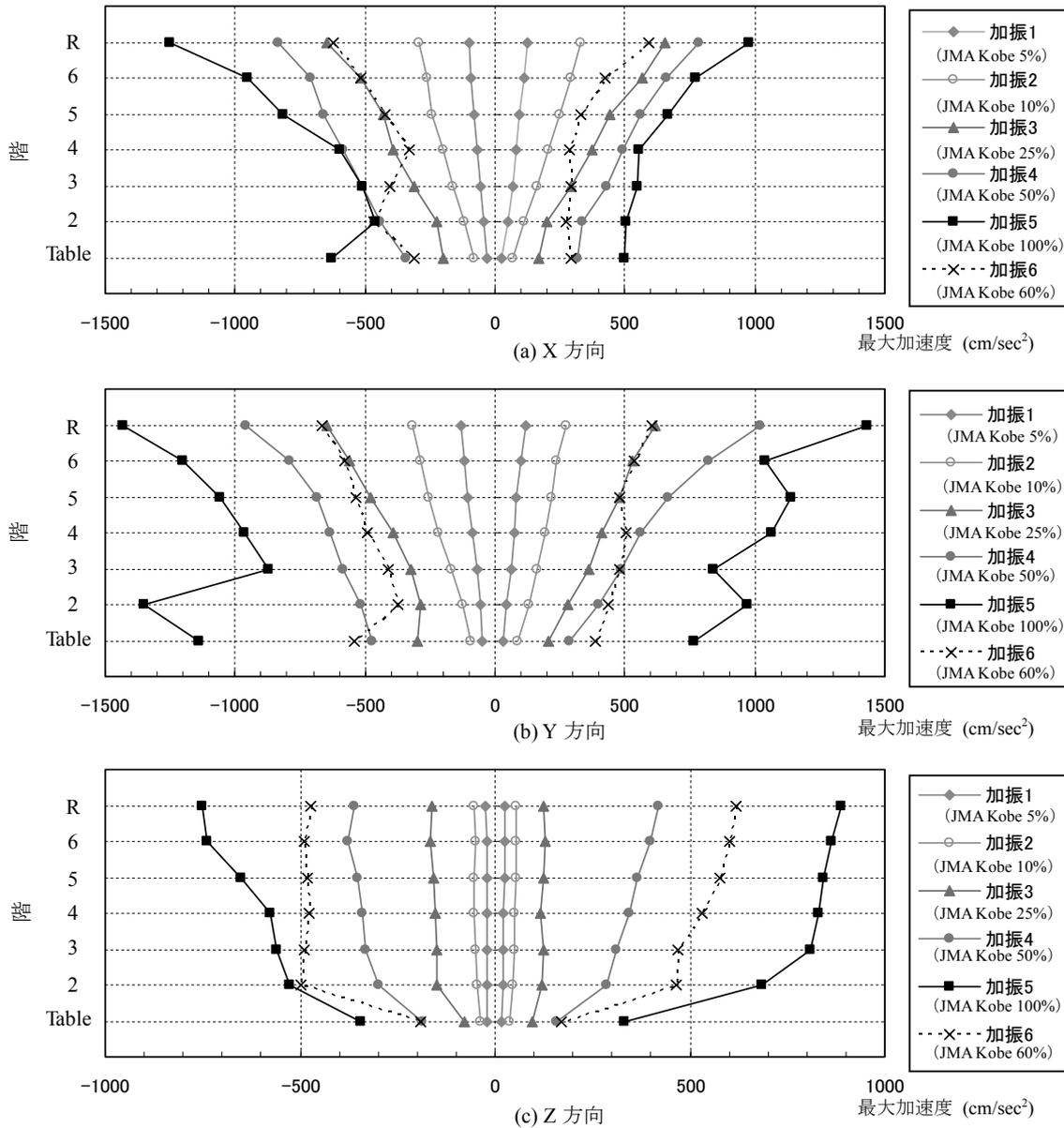


図 8.5 各階重心位置の最大応答加速度

Fig.8.5 Maximum response acceleration at the centers of gravity of respective floors.

Z 方向については、振動台から 2 階の間における最大応答加速度の変化が著しく、上層では最大応答加速度の変化が比較的緩やかであり、水平方向の場合と比べて異なる性状を示した。これは、水平方向では層せん断モードと全体曲げ・回転モードが合算されるため上層ほど大きな加速度が生じやすいのに対し、上下方向では大きな水平力とモーメントを負担する連層耐震壁の 1 層脚部に損傷が集中し 1 層の鉛直剛性が顕著に低下したことが一因と考えられる。

#### 8.4 平面各位置における加速度応答

加振 2 および加振 5 について、各階床の平面各位置における X,Y 方向の最大応答加速度の分布を図 8.6 および図 8.7 に示す。最大応答加速度は正負それぞれについて示し、縦軸の 1 階は基礎梁上面での加速度を表している。

加振レベルの小さい加振 2 については、図 8.6(c) より、連層耐震壁のある X<sub>2</sub> 構面の各計測点 (0, X<sub>2</sub>Y<sub>1</sub>, X<sub>2</sub>Y<sub>2</sub>, X<sub>2</sub>Y<sub>3</sub>, X<sub>2</sub>Y<sub>4</sub>) が Y 方向についてほぼ同じ最大値を示していることが確認できる。

一方、図 8.6(d) より、純ラーメンである X<sub>3</sub> 構面 (X<sub>3</sub>Y<sub>1</sub>, X<sub>3</sub>Y<sub>4</sub>) の最大応答加速度が、腰壁付きの X<sub>1</sub> 構面 (X<sub>1</sub>Y<sub>1</sub>, X<sub>1</sub>Y<sub>4</sub>) と比べて 2 階以上で約 1.4~1.9 倍ほど大きな値を示しており、偏心によるねじれ応答が生じたことが認められる。同様のねじれは図 8.6 (a),(b) からも見受けられる。試験体の各構造要素は X 方向に関して平面的に左右対称であるため、Y 方向に関する偏心によりねじれ振動が発生したと考えられる。

加振レベルの大きい加振 5 では、1 層で耐震壁と短柱が破壊に至り平面的な剛性バランスが急変したはずであるが、図 8.7 の最大応答加速度分布から見られるねじれ

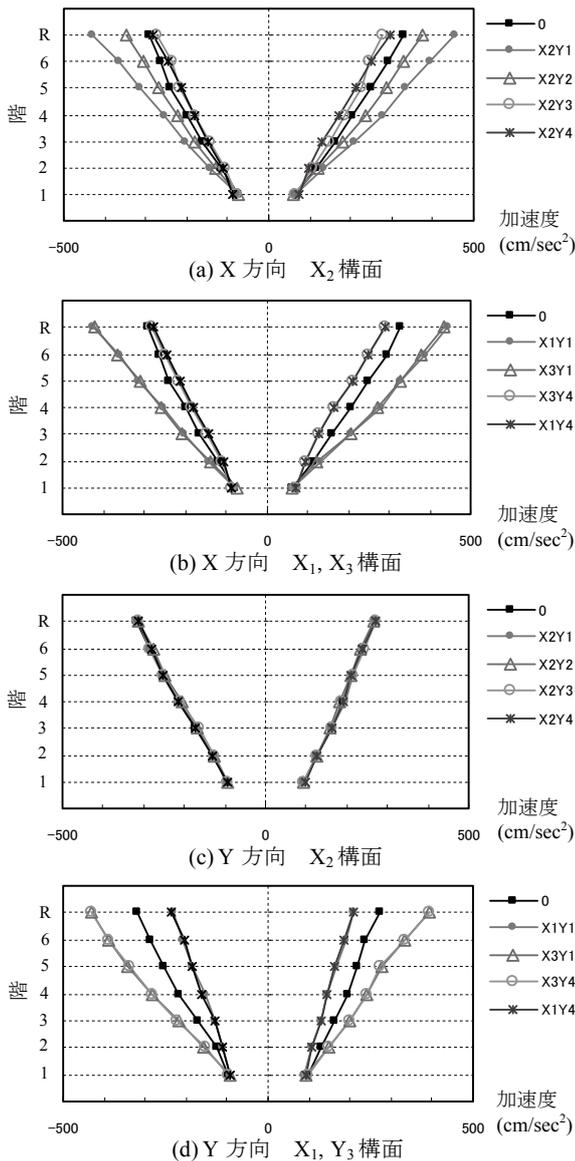


図 8.6 各階の最大応答加速度 (加振 2 : JMA Kobe 10%)  
**Fig.8.6** Maximum response acceleration at respective floors.  
 (Run 2: JMA Kobe 10%)

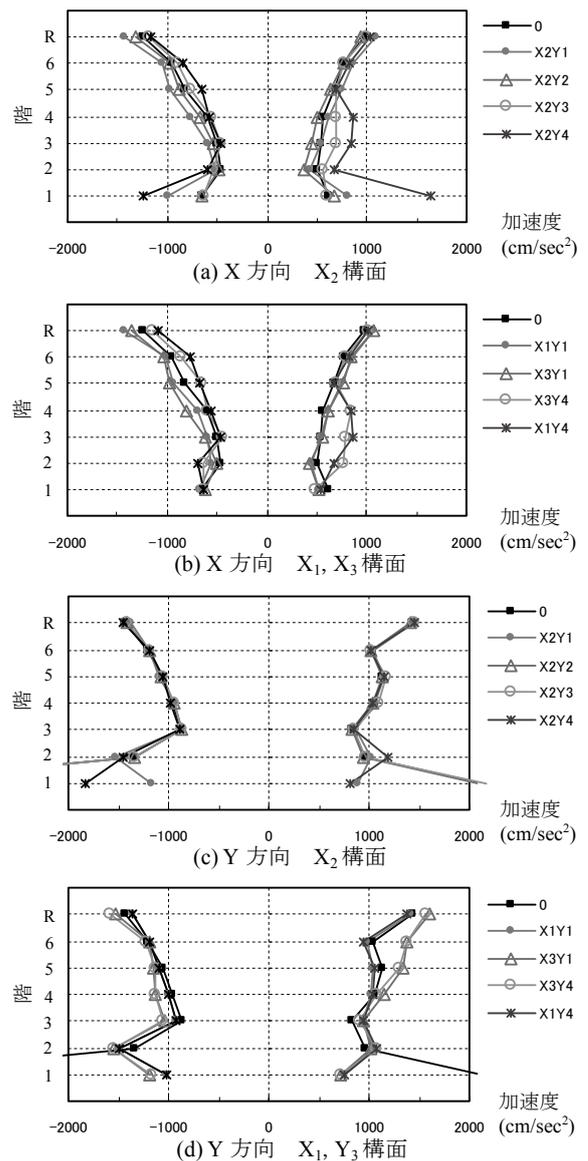


図 8.7 各階の最大応答加速度 (加振 5 : JMA Kobe 100%)  
**Fig.8.7** Maximum response acceleration at respective floors.  
 (Run 5: JMA Kobe 100%)

応答は、加振 2 の場合と比べてやや目立たないレベルとなった。なお、加振 5 で 1 階 (基礎梁) の加速度が極めて大きい値を示しているのは、耐震壁が損傷した際の影響を受けたものと考えられる。

### 8.5 加速度応答倍率

各加振について、X, Y, Z 各方向の加速度応答倍率の推移を図 8.8 に示す。ここで、正側と負側の応答倍率は、R 階床重心位置の最大応答加速度を振動台テーブル中央位置の最大加速度で除して求めた。また、絶対値の応答倍率は、R 階加速度の正負絶対値の最大値を、振動台加速度の正負絶対値の最大値で除した値とした。

X, Y 方向については、加振を重ね試験体の損傷が進展するのに伴って、加速度応答倍率が低下する傾向を示した。一方、Z 方向については、加振の進行につれて加速

度応答倍率が徐々に増大する傾向を示した。

この一因として、試験体の振動特性の変化と入力地震動のスペクトル性状との関係が考えられる。目標入力波の加速度応答スペクトルを図 8.9 に示す。加振 1 の前に実施した 3 自由度ランダム波加振 (最大加速度 0.30m/s<sup>2</sup>) により同定した試験体の各方向の 1 次固有周期 (表 6.1) は、X 方向 0.315 秒、Y 方向 0.250 秒、Z 方向 0.045 秒であったことから、加振によって試験体の損傷が進み剛性が低下して長周期化する過程において、X, Y 方向に関しては入力波の卓越周期を通過していく下り坂の状況にあり、Z 方向に関してはスペクトルのピークに向かっていく上り坂の状況にあったことがわかる。

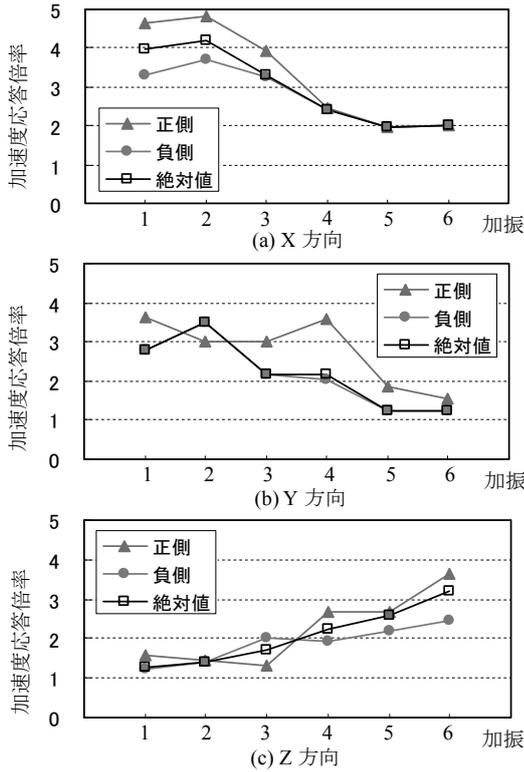


図 8.8 加速度応答倍率の推移  
 Fig.8.8 Changes in the acceleration magnification factor.

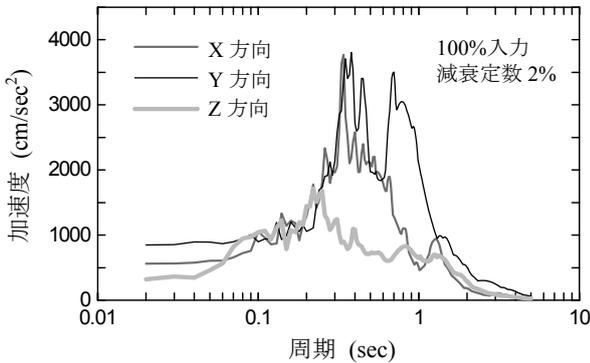


図 8.9 目標入力波の加速度応答スペクトル  
 Fig.8.9 Acceleration response spectrum of input waveform.

## 9. 層せん断力の応答性状

### 9.1 層せん断力-層間変位関係

1層せん断力と2階床変位の関係を図9.1に示す。ここで、層せん断力は、各階床の平面重心位置の応答加速度と各階質量から求まる慣性力を累加して算出し、減衰力は無視した。

Y方向では、1層のX<sub>1</sub>通り短柱およびX<sub>2</sub>通り耐震壁がせん断破壊した加振5で2階床変位は急増し、主たる水平抵抗要素がX<sub>3</sub>通り長柱のみとなる加振5後半および加振6では、剛性が著しく低下している。1層最大応答せん断力は加振4で4.93 MN (ベースシア係数0.66)、加振5で7.41 MN (ベースシア係数0.99)であり、梁が未降伏でメカニズムを形成していない加振4でも既に保

有水平耐力の算定値0.48を上回っている。実験データのより詳細な分析による1層せん断力増大の解明が必要であるが、保有水平耐力算定時における仮定や評価式の精度、材料の歪み速度、上下動による軸力変動などの影響が要因として推察される。1層せん断力が増大したことにより、X<sub>1</sub>通り短柱およびX<sub>2</sub>通り耐震壁に作用するせん断力も増大し、部材のせん断破壊ならびに1層の層崩壊に至ったと考えられる。

X方向では、加振5以降、過去の最大応答点よりも大変形を指向する特異なループ形状を示している。直交方向の著しい損傷の影響が要因として考えられる。

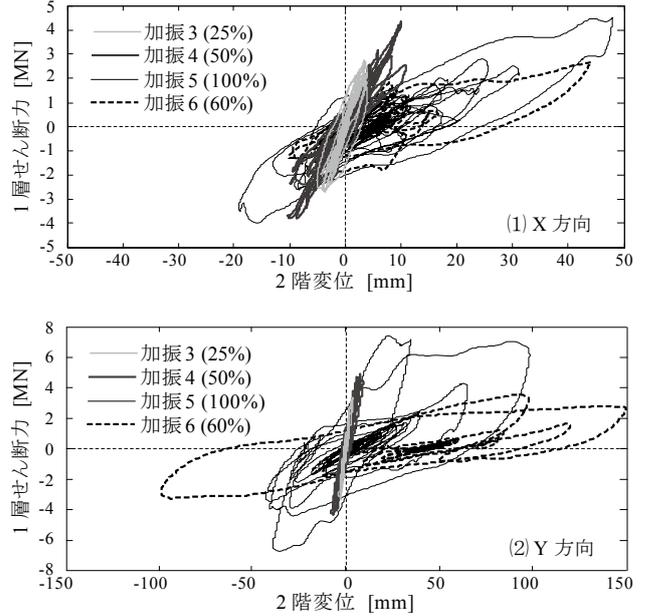


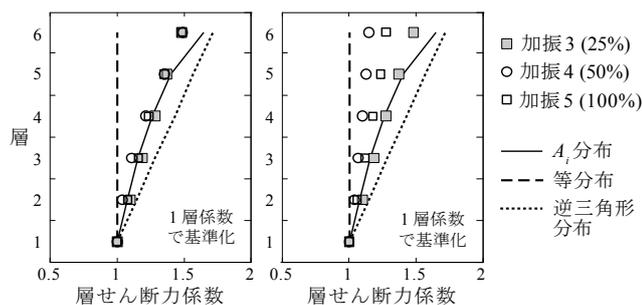
図 9.1 1層せん断力-2階床変位関係  
 Fig.9.1 Base shear and second floor displacement.

### 9.2 層せん断力の高さ方向分布

加振3~5についてのY方向の各層せん断力係数の分布を図9.2に示す。図9.2(a)には各層の最大応答層せん断力係数、(b)には1層せん断力が最大となった時点における各層のせん断力係数をプロットし、それぞれの値は1層の層せん断力係数で基準化して示した。比較のため、一般的な外力分布として、地震層せん断力の分布係数A<sub>i</sub>、逆三角形分布、等分布による形状を重ねて示している。

各層Y方向の最大応答層せん断力の分布は、加振段階の違いによる分布の変動は比較的小さく、A<sub>i</sub>分布あるいは逆三角形分布に概ねよく対応していた。一方、1層せん断力が最大となった時点における各層のせん断力の分布は、逆三角形分布と等分布の中間の分布であった。

外力分布を等分布と仮定して保有水平耐力を再計算すれば、腰壁を考慮した場合、1層Y方向の保有水平耐力は4.51 MN (ベースシア係数0.60)であり、逆三角形分布の場合と比べて25%程度上昇する。1層せん断力が保有水平耐力の算定値を大きく上回った一因として、下層に偏った動的外力分布の影響が考えられる。



(a) 各層の最大応答 (b) 1層せん断力最大時  
 図 9.2 各層 Y 方向の層せん断力係数の分布

Fig.9.2 Story shear coefficient at respective stories.

## 10. 耐震壁の応答性状

### 10.1 耐震壁の基礎部の変位

本実験においては、完全な基礎固定を想定した。しかしながら、作用力が特に大きくなると予想される連層耐震壁下部では、基礎梁下にロードセルを挟んで振動台テーブルに固定する形式のため、基礎梁を直接テーブルに緊結する他の部位に比べて固定度が劣ると考えられる。そこで、耐震壁下部の基礎梁天端水平変位を計測し、基礎の固定状況と上部構造の応答への影響について検討した。なお、基礎の回転変位の影響の詳細な検討は今後の課題とする。

#### 10.1.1 耐震壁下部の基礎梁天端水平変位

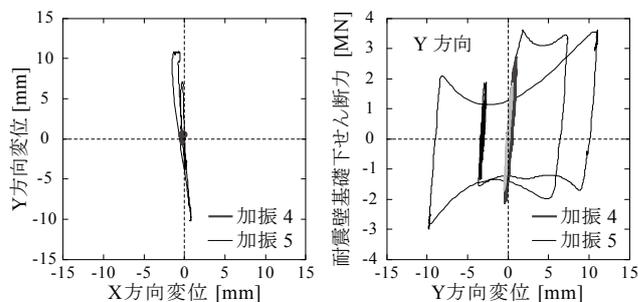
主な加振における連層耐震壁下部の基礎梁天端水平変位に関して、水平 2 方向のオービットを図 10.1 (a) に、Y 方向のせん断力-変位関係を図 10.1 (b) に示す。図 10.1 (b) の縦軸は、式 4.2 によりロードセルの単純な合計値として求めた耐震壁基礎下せん断力  $Q_0$  とした。

基礎梁天端の水平変位は、加振 4 までは X, Y 方向とも 1.0 mm 未満であるが、加振 5 の Y 方向で増大し、最大 10.9 mm に達した。2 階床の Y 方向最大応答変位は 98.3 mm であるので、基礎梁天端より下の変形がその 11% を占めたことになる。

基礎梁天端水平変位の多くは、ロードセル台座鋼板 PL-40 の振動台テーブルとの接合面における滑りによると考えられる。この滑りの正確な計測は行っていないが、実験後、振動台テーブルにはロードセル台座鋼板が滑った痕跡(塗装はがれ)が Y 方向に正負合計 18 mm 程度残っていた。一方、歪み型変位変換器によるロードセル上下の鋼板同士の相対変位は、水平 Y 方向 1.5 mm 未満、鉛直 Z 方向 0.2 mm 未満と小さかった。

図 10.1 (b) によれば、基礎梁天端水平変位が最初に増大し始める時の耐震壁基礎下せん断力  $Q_0$  は 3.58 MN であった。台座鋼板を振動台テーブルに取り付ける際に 8 セットのロードセルの M48 ボルトに導入した合計の緊張力は  $424 \text{ kN} \times 4 \times 8 = 13.6 \text{ MN}$  であるので、試験体の自重を無視し、緊張力のみを軸力として考慮し摩擦係数を 0.4 と仮定すれば、滑動抵抗力は 5.44 MN となる。加振

実験においては、これと比べて小さい水平力で滑りが生じたことになる。これは、水平力が圧縮側のロードセルに偏在して作用することと、振動台テーブル面の塗装による摩擦係数の低下や接合面同士の密着度不足(ロードセル台座鋼板下面の貫通タップ孔から小型三分力計固定用ボルトの先端が一部微小に突起していた)に起因する滑動抵抗力の減少によるものと考えられる。



(a) X-Y オービット (b) Y 方向履歴曲線

図 10.1 連層耐震壁下部基礎梁天端の水平変位

Fig.10.1 Lateral displacement of top of foundation beam.

基礎梁天端水平変位は  $\pm 10 \text{ mm}$  程度に収まっている。本実験においては、振動台テーブル天板の貫通孔  $62 \phi$  と固定用ボルト M48 を利用し、ロードセル台座鋼板 PL-40 を振動台テーブル天板に緊結固定している。ロードセル台座鋼板の加工孔が  $52 \phi$  であるため、これらボルト径と孔径の差の合計である  $18 \text{ mm}$  程度分の滑りが生じ、それ以降は支圧抵抗が生じたと推察される。

#### 10.1.2 時刻歴応答性状

加振 5 における 2 階床および耐震壁下基礎梁天端の水平変位の時刻歴波形を図 10.2 に示す。正側の応答に着目し、最初の大きな振幅である時刻 6.663~7.021 秒を区間 (a)、2 番目かつ最大の振幅である時刻 7.506~8.022 秒を区間 (b) として拡大して示した時刻歴波形を図 10.3 に示す。また、同時刻における 1 層せん断力全体  $Q_{all}$  および耐震壁 1 層せん断力  $Q_w$  の時刻歴波形を図 10.4 に示す。各図では、基礎梁天端水平変位が増大し始める時刻を①、増大が完了する時刻を②、2 階床変位が極大値を示す時刻を③として示した。

区間 (a) において、①で基礎梁天端変位が増大し始めるとともに、1 層せん断力全体  $Q_{all}$  の低下が始まっている。すなわち、最大耐力は、基礎部の滑りの発生によって決定している。ただし、①の時点で耐震壁 1 層せん断力  $Q_w$  は頭打ちの様相も呈しており、 $Q_w$  最大値に及ぼした基礎部の滑りの影響は小さいと考えられる。

区間 (b) においては、区間 (a) よりも小さいせん断力かつ小さい変位で基礎部の滑りが生じ始めている。これに伴い耐震壁 1 層せん断力  $Q_w$  は一旦大きく低下するが、その後転じて基礎部の変位とともに増大していった。②において滑動が停止するのとほぼ同時に、1 層せん断力全体  $Q_{all}$ 、耐震壁 1 層せん断力  $Q_w$  とも頭打ちとなり、以降

は2階床変位のみ増大していった。高速ビデオカメラによる映像によれば、②と同時期において、耐震壁脚部のせん断すべりと腰壁付き短柱のせん断ひび割れの拡大が生じていた。区間(b)の1層せん断力全体  $Q_{all}$  は区間(a)①で滑り始める以前より小さく、これはせん断破壊した短柱の耐力低下によると考えられる。

以上をまとめると、破壊までの過程として、(1)耐震壁側柱主筋の引張降伏(加振4)、(2)基礎部の滑り発生、およびせん断力の頭打ち、(3)基礎部の滑り停止、(4)耐震壁のせん断すべり破壊、および短柱のせん断破壊、という諸現象の発生順序が考えられる。

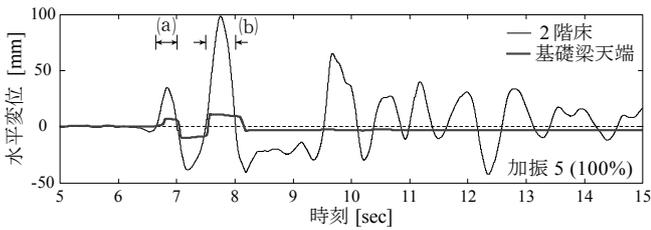
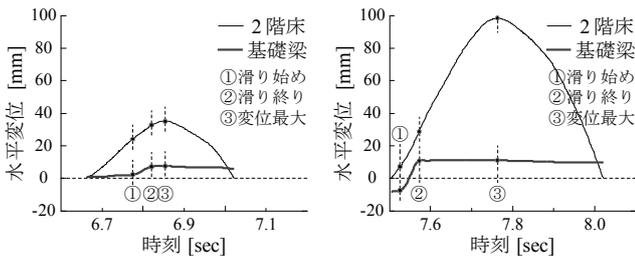


図 10.2 変位応答時刻歴

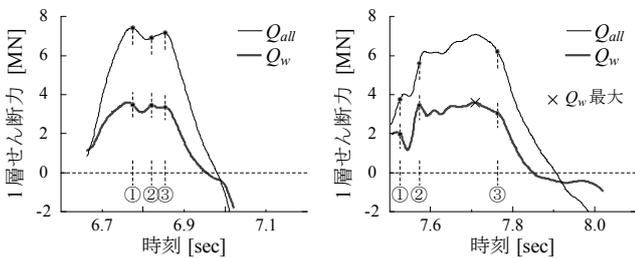
Fig.10.2 Response displacement time history.



(1) 加振5 (区間(a)) (2) 加振5 (区間(b))

図 10.3 変位応答時刻歴 (部分拡大)

Fig.10.3 Response displacement time history. (Partial enlargement)



(1) 加振5 (区間(a)) (2) 加振5 (区間(b))

図 10.4 せん断力応答時刻歴 (部分拡大)

Fig.10.4 Shear force time history. (Partial enlargement)

## 10.2 耐震壁の曲げモーメント

主な加振における耐震壁1層脚部の曲げモーメント  $M_w$  と2階床変位の関係を図 10.5 に示す。下式<sup>35),37)</sup>による曲げ終局強度計算値  $M_u$  も図中に併せて示している。

$$M_u = a_g \sigma_y l_w + 0.5 a_{wv} \sigma_{wv} l_w + 0.5 N l_w \quad (10.1)$$

ここで、 $a_g$ : 引張側柱主筋全断面積、 $a_{wv}$ : 壁板縦筋全断面積、 $l_w$ : 両側柱の中心間距離、 $N$ : 軸力である。 $\sigma_y, \sigma_{wv}$  は柱主筋、壁板縦筋の降伏点応力度であり、ここではいずれも材料試験による降伏点応力度を用いている。

側柱脚部で鉄筋の降伏が確認された加振4において、壁脚の曲げモーメント  $M_w$  は一旦頭打ちになる様子が見られ、加振4における最大値は曲げ終局強度計算値  $M_u$  と同等であった。加振5において、曲げモーメント-変位関係曲線の傾きは1/3程度に低下するものの、曲げ終局強度計算値  $M_u$  を大きく上回る曲げモーメントが発生し、最大値 17.1 MNm に達した。これは曲げ終局強度計算値  $M_u$  の 1.55 倍に相当した。

計算値を上回る曲げモーメントが発生した要因としては、第一に、鉄筋の歪み硬化の影響が考えられる。側柱主筋は加振4で既に降伏歪みを超えており、応答変位がその約10倍の加振5では歪み硬化域に達していると推察される。側柱主筋 D19 (SD345) および壁縦筋 D10 (SD295) の材料試験によれば、それぞれ、降伏点応力度は 398, 369 N/mm<sup>2</sup>、引張強度は 550, 516 N/mm<sup>2</sup> であるので、式 10.1 より、歪み硬化によって最大 1.23 倍に上昇する。

第二に、鉄筋の歪み速度の影響が考えられる。多くの既往の部材実験研究では、動的载荷における鉄筋の歪み速度による部材の耐力上昇が明らかにされている。しかし、本実験では降伏歪みを大きく超える領域で歪み速度に関する信頼性のあるデータが取得できておらず、歪み速度の影響は明らかにできていない。

第三の要因として、変動軸力の影響が考えられる。脚部の曲げモーメント  $M_w$  最大時において、ロードセルによる変動軸力  $\Delta N_w$  は 1.09 MN であった。曲げ終局強度算定時の軸力  $N$  を躯体重量と支配面積による計算より 1.76 MN としているので、変動軸力  $\Delta N_w$  を式 10.1 の軸力  $N$  に単純に足し合わせれば、曲げ終局強度計算値  $M_u$  は 1.25 倍に上昇する。ただし、変動軸力  $\Delta N_w$  は瞬間的に大きく変動し曲げモーメントとの相関が明らかではなく、鉛直地震動の影響も含めて、今後、検討の必要がある。

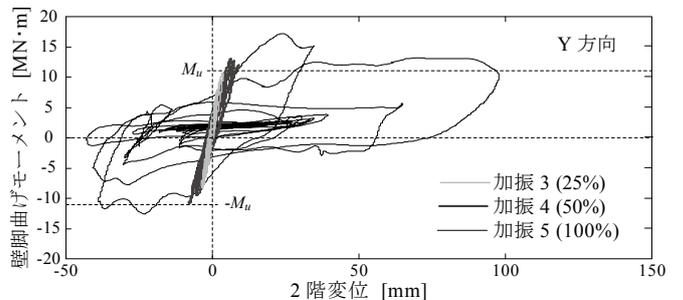


図 10.5 耐震壁脚部曲げモーメント-2階床変位関係

Fig.10.5 Bending moment at base of structural wall and second floor displacement.

10.3 耐震壁のせん断力

主な加振における耐震壁 1 層せん断力  $Q_w$  と 1 層層間変位の関係を図 10.6 に示す。1 層層間変位は、2 階床変位と基礎梁天端変位の差分とした。図中には、メカニズム時の耐震壁 1 層の負担せん断力計算値  $Q_u$  も併せて示している。これは、仮想仕事法による  $X_2$  構面 1 層の保有水平耐力から、節点振分け法による外柱のせん断力を差し引いた値である。

耐震壁 1 層せん断力  $Q_w$  についても、加振 5 において著しく増大し、最大せん断力は 3.59 MN であり、保有水平耐力算定時の負担せん断力の 2.18 倍に達した。計算値を大きく上回る耐震壁 1 層せん断力  $Q_w$  が生じた要因は、1 層せん断力全体  $Q_{all}$  の上昇の要因と同様であり、第一に、10.2 節でも示した部材の終局強度の上昇によるもの、第二に、9.2 節で検討した等分布に近い動的外力分布の影響によるものが挙げられる。保有水平耐力を再計算し、外力分布を等分布とし、部材の曲げ強度の算定に材料試験による引張強度を用い、ただし、耐震壁の曲げ終局強度に 10.2 節で示した実験による最大応答値を用いれば、耐震壁の負担せん断力計算値は当初計算の 1.95 倍に増大する。上記 2 つの要因で大部分説明できると言えるが、依然、計算値の方が小さい。この要因としては、本算定中では片側 0.5 m としたスラブの有効幅の影響や、外力分布が等分布とも違うことなどが考えられる。

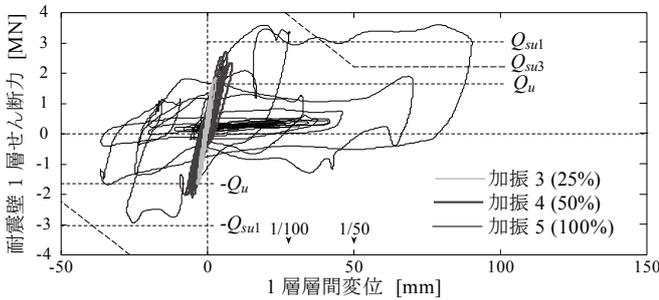


図 10.6 耐震壁 1 層せん断力-1 層層間変位関係  
Fig.10.6 Shear force in first-story structural wall and inter-story displacement in first story.

図 10.6 および図 10.7 では、既往の計算式によるせん断終局強度計算値と加振実験における最大応答値を比較して示している。せん断終局強度計算値として、修正荒川式<sup>37),38)</sup> (式 10.2) による  $Q_{su1}$ 、荒川 min 式<sup>35),37)</sup> (式 10.3) による  $Q_{su2}$ 、および靱性保証型指針<sup>39)</sup> による  $Q_{su3}$  の 3 種類を用いた。 $Q_{su1}$ 、 $Q_{su2}$  がせん断スパン比  $M/QL$  に依存するため、図 10.7 ではせん断スパン比  $M/QL$  を横軸とした。保有水平耐力算定時の耐震壁 1 層負担せん断力  $Q_u$  と曲げ終局モーメント  $M_u$  より求めた  $M_u/Q_u L$  は 1.22 であった。

$$Q_{su1} = \left[ \frac{0.0679 p_t^{0.23} (\sigma_B + 18)}{\sqrt{M/QL + 0.12}} + 0.85 \sqrt{\sigma_{wh} p_{wh}} + 0.1 \sigma_0 \right] b_e j \quad (10.2)$$

$$Q_{su2} = \left[ \frac{0.053 p_t^{0.23} (\sigma_B + 18)}{M/QL + 0.12} + 0.85 \sqrt{\sigma_{wh} p_{wh}} + 0.1 \sigma_0 \right] b_e j \quad (10.3)$$

ここで、 $p_t = 100 a_g / (b_e l')$ 、 $a_g$ : 引張側柱主筋全断面面積、 $p_{wh}$ : 壁板横筋比、 $L$ : 耐震壁全長、 $l' = L - D_c / 2$  ( $D_c$ : 圧縮側柱のせい)、 $b_e$ : 長方形断面に置換したときの壁厚、 $j = 7/8 \times l'$  である。全断面平均軸応力度  $\sigma_0$  は、躯体重量と支配面積より計算した。

加振実験における最大応答せん断力 3.59 MN は、修正荒川式による  $Q_{su1}$  を 19%、荒川 min 式による  $Q_{su2}$  を 51% ほど上回る値であり、靱性保証型指針による  $R_u = 1/75$  程度の値に相当した。実験では変形角  $1/75$  よりも小さい変形において耐力低下が生じており、耐震壁 1 層脚部のコンクリートの性状が悪く靱性能に欠けていたことが一因と考えられる。

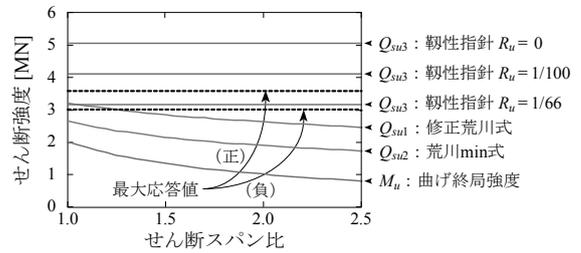


図 10.7 せん断強度計算値の比較  
Fig.10.7 Comparison to calculated shear strength.

10.4 せん断力負担割合

耐震壁 1 層せん断力  $Q_w$  を 1 層せん断力全体  $Q_{all}$  で除すことにより求めた耐震壁のせん断力負担率を算出し、各加振ごとの耐震壁 1 層せん断力最大時の値を図 10.8 に、加振 5 の時間区間(a)および(b)における時刻歴を図 10.9 に示す。ここで、耐震壁 1 層せん断力  $Q_w$  はロードセルの計測値であるのに対して、1 層せん断力全体  $Q_{all}$  は応答加速度からの算定値であるので、それぞれの値には別の誤差要因がある。前者はロードセル自体の計測誤差があり、後者の誤差因子として、質量が躯体体積からの計算値であること、質点を各階床平面重心位置に集中させて慣性力を求めていること、および、減衰力を無視していることが挙げられる。

各加振における最大応答せん断力時の耐震壁のせん断力負担率は、弾性範囲である加振 1 では 57%、その後徐々に低下していき、加振 5 で 49% であった。負担率の低下の割合は比較的小さく、これは  $X_1$  構面の腰壁付き短柱もせん断破壊したためと考えられる。加振 5 では、区間(b)で基礎のすべりにより負担率が一時的に大きく低下したが、概ね 50% 程度を推移した。また、耐震壁の応答せん断力の方の位相が先行するという動的現象が見られ、耐震壁の負担率は載荷時に大きく、除荷時に小さい傾向があった。

図 10.8 では、立体骨組の線形解析により算出した耐震壁のせん断力負担率も比較して示している。線形解析に

おける部材剛性は、表 10.1 に示す①～④の 4 通りとした。②は加振実験前、③は塑性化後をそれぞれ想定しており、④は当該試験体の設計時の地震荷重時応力算定で用いた方法である。なお、 $X_1$  構面の腰壁については①～③では考慮し、大梁の断面 2 次モーメントの算定に腰壁の全断面を加え、柱の内法高さは腰壁高さ分減じた。④では、腰壁を考慮せず純フレームとして扱った。すべてのケースで、耐震壁および柱ではせん断変形を考慮した。外力分布は、①～③では地震層せん断力の分布係数  $A_i$ 、④では逆三角形分布とした。ただし、この 2 つの外力分布の違いが耐震壁のせん断力負担率に及ぼす影響は小さく、その差は 0.5% 未満であった。

表 10.1 線形解析における部材剛性

Table 10.1 Member stiffness in linear analyses.

ケース①	全部材 1.0 (断面から算定される弾性剛性を用いる)
ケース②	耐震壁 1 層脚部 : 0.9, 耐震壁 1 層せん断 : 0.9
ケース③	耐震壁 1 層脚部 : 0.3, 耐震壁 1 層せん断 : 0.5
	1 層柱脚 : 0.7, 各階梁端 : 0.7, 各階境界梁端 : 0.7
	1 層短柱せん断 : 0.3
ケース④	各層耐震壁曲げ・せん断 : 0.2~0.5 (下層 0.2, 上層 0.5)
	各階境界梁端 : 0.5
	(数値は弾性剛性に対する比率。記載なき部材は 1.0)

各加振における最大応答せん断力時の耐震壁のせん断力負担率は、全加振共通して、ケース①(弾性解析)より小さく、ケース④(設計時の想定)よりも大きかった。加振 1, 2 ではケース②に近く、試験体の製作・運搬・設置時や準備加振において、剛性の高い耐震壁 1 層で特に

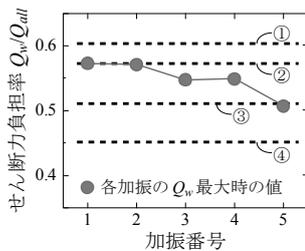


図 10.8 各加振における耐震壁 1 層のせん断力負担率

Fig.10.8 Proportions of shear force carried by first-story structural wall in respective test runs.

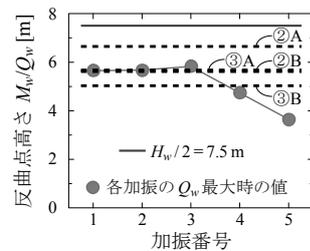
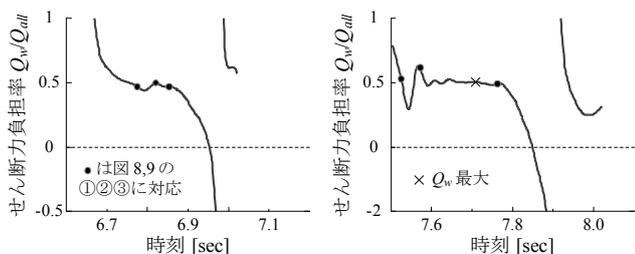


図 10.10 各加振における耐震壁 1 層の反曲点高さ

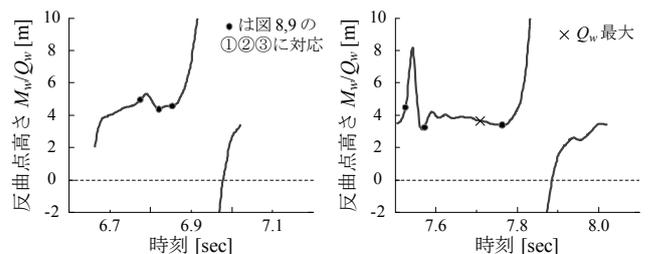
Fig.10.10 Height of the inflection point in first-story structural wall during respective test runs.



(1) 加振 5 (区間(a)) (2) 加振 5 (区間(b))

図 10.9 耐震壁 1 層せん断力負担率の時刻歴 (部分拡大)

Fig.10.9 Time history of proportion of shear force carried by first-story structural wall. (Partial enlargement)



(1) 加振 5 (区間(a)) (2) 加振 5 (区間(b))

図 10.11 耐震壁 1 層反曲点高さの時刻歴 (部分拡大)

Fig.10.11 Time history of height of the inflection point in first-story structural wall. (Partial enlargement)

剛性低下が生じたと考えられる。また、加振 5 はケース③と同等であった。ケース③は、著しいせん断ひび割れが生じた部位のせん断剛性と、曲げ降伏の発生が確認または推測される部位の曲げ剛性を簡略的に低下させた線形解析である。

### 10.5 反曲点高さ

耐震壁 1 層脚部の曲げモーメント  $M_w$  を耐震壁 1 層せん断力  $Q_w$  で除すことにより耐震壁 1 層における反曲点高さを算出し、各加振ごとの耐震壁 1 層せん断力最大時の値を図 10.10 に、加振 5 の時間区間(a)および(b)における時刻歴を図 10.11 に示す。

各加振における反曲点高さは概ね 4.0~6.0 m を推移し、これはせん断スパン比  $M/QL$  では 0.8~1.2 に相当する。全加振通じて、耐震診断基準<sup>35)</sup>による反曲点高さ 7.5 m や、保有水平耐力算定時の耐震壁 1 層負担せん断力  $Q_u$  と曲げ終局モーメント  $M_u$  より求めた反曲点高さ 6.69 m と比較してかなり小さい値であった。

加振 5 において、区間(a)では 4.5 m 程度、区間(b)では基礎のすべりの影響により一時的に大きく上下したが概ね 4.0 m 程度であった。区間(b)で反曲点高さが低いのは、耐震壁 1 層せん断力は同程度の値を維持したのに対し、脚部の曲げモーメントが低下したためである。区間(a)(b)とも反曲点高さは載荷時に小さく、除荷時に大きい傾向が見られた。

図 10.10 では、立体骨組の線形解析により求めた耐震壁 1 層の反曲点高さも併せて示している。線形解析における部材剛性は表 10.1 に示したケース②および③の 2 通りとし、外力分布を表 10.2 に示す 2 通りとした。

表 10.2 線形解析における外力分布

Table 10.2 Lateral force distribution in linear analyses.

ケース②A, ケース③A	逆三角形分布
ケース②B, ケース③B	等分布

いずれの解析ケースとも、外力分布を等分布とする方が逆三角形分布とする場合よりも反曲点高さが低くなり、実験結果により近い値となっている。反曲点高さは部材の剛性低下率にも大きく依存し、耐震壁 1 層脚部の曲げ剛性が小さく、各階境界梁端の剛性が大きいほど、反曲点高さは低くなる。

## 11. まとめ

文部科学省「大都市大震災軽減化特別プロジェクト II 震動台活用による構造物の耐震性向上研究」では、3 次元振動台 E-Defense による最初の RC 実験として、実大規模の 6 層 RC 耐震壁フレーム構造の振動台実験を実施した。本報では、実験の概要を示すとともに、加振実験結果に基づいて、耐震壁フレーム構造の破壊過程と応答性状、特に動的層せん断力について検討した。

- 1) 加振実験では、神戸海洋気象台観測波（1995）を用いた 3 方向加振を行い、「繰り返し入力補償法」を応用した加振制御方法により入力地震波は比較的高い精度で再現された。
- 2) 強震動加振において、試験体は 1 層の腰壁付き短柱と耐震壁のせん断破壊による層崩壊に至った。当初計算では、柱や耐震壁のせん断終局強度計算値はメカニズム時負担せん断力の計算値を上回っており曲げ降伏先行の全体降伏機構の形成が予想されたが、最終的な実験結果は 1 層の層崩壊型であった。
- 3) 層間変位の高さ方向分布は、神戸海洋気象台波 50% 入力の加振まで全層でほぼ均等な分布であるが、100% 入力の加振では 1 層集中型の分布に変化した。
- 4) 破壊した長手方向では、1 層の最大応答せん断力はベースシア係数で 0.99 に達し、保有水平耐力算定値 0.48 を大きく上回る結果となった。保有水平耐力算定時における仮定や評価式の精度、材料の歪み速度、上下動による軸力変動などの影響が要因として推察される。1 層せん断力の増大により、部材のせん断破壊ならびに 1 層の層崩壊に至ったと考えられる。
- 5) 1 層せん断力が最大となった時点における各層のせん断力の分布は、逆三角形分布と等分布の中間の分布であった。等分布に近い動的外力分布が 1 層せん断力上昇の一因として考えられる。

6) 耐震壁の脚部の曲げモーメント、1 層せん断力とも、当初計算値を大きく上回る最大応答が計測された。耐震壁脚部の曲げモーメントの上昇は、鉄筋の歪み硬化と変動軸力による曲げ強度上昇に因るものであり、耐震壁 1 層せん断力の上昇は、耐震壁脚部を含む部材の曲げ強度の上昇と等分布に近い外力分布の影響に因るものが大部分であった。

なお、実験では耐震壁基礎部と振動台テーブルとの間で滑りが生じたが、耐震壁 1 層せん断力が既に頭打ちになってからの現象であり、その影響は小さいと考えられる。

7) 耐震壁 1 層せん断力の最大応答値は、修正荒川式によるせん断終局強度計算値を 19% 上回ったが、靱性保証型指針のせん断強度式により計算される終局変形よりも小さい変形において耐力低下が生じた。試験体の耐震壁 1 層脚部のコンクリートの性状が悪く靱性能に欠けていたことが一因と考えられる。

8) 耐震壁の 1 層せん断力負担割合は、加振が進むほど徐々に低下したが、腰壁付き短柱もせん断破壊したため、変化の割合は比較的小さかった。反曲点高さは全加振を通じて低く、下層に偏った等分布に近い外力分布の影響と考えられる。耐震壁 1 層のせん断力負担割合、反曲点高さとも、部材剛性を適宜低減させた線形解析により概ね推定可能であった。

今後、実験結果の再現とより高精度な解析手法の開発を目的に、本実験のシミュレーション解析を進める予定である。

## <謝辞>

実験実施にあたり、大大特鉄筋コンクリート建物実験委員会関係各位（倉本洋（豊橋技科大）、勅使川原正臣（名古屋大）、福山洋・斉藤大樹（建築研）、田中仁史・河野進（京都市大）、勝俣英雄（大林組）、鈴木紀雄・田上淳（鹿島建設）、長島一郎（大成建設）、長谷川俊昭・熊谷仁志（清水建設）、真田靖士（東京大）、陳少華・加藤敦（防災科研）（敬称略、所属は当時））には数多くのご助言をいただいた。実験時の試験体損傷調査では、東京大学地震研究所、豊橋技術科学大学、京都大学の教職員および大学院生の方々、独立行政法人建築研究所、株式会社大林組、鹿島建設株式会社の方々にご協力いただき、ひび割れ図は北倉友佳氏・濱田匡利氏（当時豊橋技科大）にご作成いただいた。また、試験体製作は大成建設株式会社、計測は震動実験総合エンジニアリング株式会社、三分力計の製作および校正試験は株式会社共和電業に請け負っていただき、実験終了後の撤去移動のための試験体の応急補強は構造品質保証研究所株式会社の SRF 工法による。ここに記して謝意を表します。

<参考文献>

- 1) 松森泰造・白井和貴・壁谷澤寿海 (2007) : 大型振動台による鉄筋コンクリート耐震壁フレーム構造の耐震性に関する研究 - 実大 6 層試験体と 3 次元振動台実験結果の概要 -, 日本建築学会構造系論文集, **614**, 85-90.
- 2) 松森泰造・白井和貴・壁谷澤寿海 (2008) : 大型振動台による鉄筋コンクリート耐震壁フレーム構造の耐震性に関する研究 - 曲げ降伏後せん断破壊する耐震壁の負担せん断カー -, 日本建築学会構造系論文集, **623**, 95-102.
- 3) 松森泰造・壁谷澤寿海・白井和貴・勝俣英雄 (2006) : 鉄筋コンクリート造実大 6 層壁フレーム構造の震動実験概要, コンクリート工学年次論文集, **28-2**, 409-414.
- 4) 松森泰造・白井和貴・壁谷澤寿海 (2007) : 鉄筋コンクリート造実大 6 層壁フレーム構造の震動実験に基づく層間変位応答性状, コンクリート工学年次論文集, **29-3**, 277-282.
- 5) 白井和貴・松森泰造・壁谷澤寿海 (2007) : 鉄筋コンクリート造実大 6 層壁フレーム構造の震動実験に基づく層間変位応答性状, コンクリート工学年次論文集, **29-3**, 283-288.
- 6) 壁谷澤寿海・松森泰造 (2006) : E-ディフェンスによる実大 6 層鉄筋コンクリート建物実験 その 1 研究計画概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 IV C-2, 685-686.
- 7) 松森泰造・壁谷澤寿海・白井和貴・勝俣英雄 (2006) : E-ディフェンスによる実大 6 層鉄筋コンクリート建物実験 その 2 実大実験の概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 IV C-2, 687-698.
- 8) 五十嵐克哉・松森泰造・壁谷澤寿海・梶原浩一 (2006) : E-ディフェンスによる実大 6 層鉄筋コンクリート建物実験 その 3 加振方法の概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 IV C-2, 689-690.
- 9) 白井和貴・松森泰造・壁谷澤寿海・倉本洋 (2006) : E-ディフェンスによる実大 6 層鉄筋コンクリート建物実験 その 4 実験結果の概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 IV C-2, 691-682.
- 10) 松森泰造・白井和貴・壁谷澤寿海 (2007) : E-ディフェンスによる実大 6 層鉄筋コンクリート建物実験 その 8 耐震壁の負担せん断力, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 IV C-2, 387-388.
- 11) 白井和貴・松森泰造・壁谷澤寿海 (2007) : E-ディフェンスによる実大 6 層鉄筋コンクリート建物実験 その 10 応答加速度と層間変位, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 IV C-2, 391-392.
- 12) 松森泰造・壁谷澤寿海・白井和貴 (2006) : 鉄筋コンクリート耐震壁フレーム構造における水平力分担に関する振動台実験研究, 第 12 回日本地震工学シンポジウム, 1170-1173.
- 13) 松井智哉・壁谷澤寿海・加藤敦・梶原浩一・倉本洋・長嶋一郎 (2003) : 鉄筋コンクリート造耐震壁の動の実験, 構造工学論文集, **49B**, 459-464.
- 14) 加藤敦・松森泰造・壁谷澤寿海・倉本洋 (2004) : 鉄筋コンクリート造 6 階建て耐震壁フレーム構造の振動台実験, コンクリート工学年次論文集, **26-2**, 1123-1128.
- 15) 壁谷澤寿一・村瀬正樹・壁谷澤寿海・松森泰造 (2004) : 異なる地震動を受ける偏心鉄筋コンクリート壁フレーム構造の震動実験, コンクリート工学年次論文集, **26-2**, 1159-1164.
- 16) 松森泰造・壁谷澤寿海・金鎮坤 (2005) : 鉄筋コンクリート造 6 層耐震壁フレーム構造の 1/3 縮小モデルの振動台実験, コンクリート工学年次論文集, **27-2**, 955-960.
- 17) 陳少華・壁谷澤寿海 (2004) : 曲げ変形のみを考慮する RC 柱梁部材のマクロ FEM モデルの開発, コンクリート工学年次論文集, **26-2**, 25-30.
- 18) 松井智哉・壁谷澤寿海・倉本洋・松森泰造 (2006) : 鉄筋コンクリート造実大壁フレーム構造のスラブ有効幅の検討, コンクリート工学年次論文集, **28-2**, 373-378.
- 19) 金裕錫・壁谷澤寿海・松森泰造 (2006) : 鉄筋コンクリート造実大壁フレーム構造の予備解析 - 短柱の耐力劣化性状, コンクリート工学年次論文集, **28-2**, 385-390.
- 20) 金裕錫・壁谷澤寿海・松森泰造・壁谷澤寿一 (2007) : 耐力劣化モデルによる鉄筋コンクリート実大 6 層震動実験の解析, コンクリート工学年次論文集, **29-3**, 25-30.
- 21) 陳少華・松森泰造・松井智哉・壁谷澤寿海 (2006) : E-ディフェンスによる実大 6 層鉄筋コンクリート建物実験 その 5 耐震壁の挙動に関する解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 IV C-2, 693-694.
- 22) 金裕錫・松森泰造・壁谷澤寿海・真田靖士・壁谷澤寿一 (2006) : E-ディフェンスによる実大 6 層鉄筋コンクリート建物実験 その 6 柱の挙動に関する解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 IV C-2, 695-696.
- 23) 松井智哉・松森泰造・壁谷澤寿海・倉本洋 (2006) : E-ディフェンスによる実大 6 層鉄筋コンクリート建物実験 その 7 3 次元入力の影響の検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 IV C-2, 697-699.
- 24) 金裕錫・壁谷澤寿海・松森泰造・壁谷澤寿一 (2007) : E-ディフェンスによる実大 6 層鉄筋コンクリート建物実験 その 11 3 次元動的解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 IV C-2, 393-394.
- 25) 秋田知芳・倉本洋・松井智哉・壁谷澤寿海 (2005) : 静的載荷実験に基づく RC 造耐震壁の復元力特性のモデル化, 構造工学論文集, **51B**, 415-426.
- 26) 勅使川原正臣・楠浩一・加藤博人・斉藤大樹 (2004) : 中央構面に連層耐力壁を有する 1x2 スパン 6 層 RC 造試験体の仮動的実験における試験体特性と加力方

- 法, コンクリート工学年次論文集, **26-2**, 541-546.
- 27) 坂下雅信・河野進・田中仁史・渡辺史夫 (2004): RC 造連層耐震壁, 基礎梁, 杭の地震時相互作用を考慮した水平力抵抗機構の解明, コンクリート工学年次論文集, **26-2**, 529-534.
- 28) 帖佐和人・河野進・田中仁史・坂下雅信・松森泰造・壁谷澤寿海 (2007): E-ディフェンスによる実大 6 層鉄筋コンクリート建物実験 その 9 三分力計の検定, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 IV C-2, 389-390.
- 29) 白井和貴・壁谷澤寿一・勝俣英雄・壁谷澤寿海 (2006): RC 造 4 層壁フレーム構造の多方向入力振動台実験, コンクリート工学年次論文集, **28-2**, 379-384.
- 30) 金子貴司・田上淳・丸田誠・鈴木紀雄 (2004): 鉄筋コンクリート柱部材の挙動に及ぼす歪速度の影響に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, **26-2**, 241-246.
- 31) 上之藺隆志・岡本伸・中田慎介・北川良和・芳村学 (1982): 鉄筋コンクリート造実大 7 層試験体の耐震性に関する研究, 日本地震工学シンポジウム講演集, **6**, 865-872.
- 32) Kabeyasawa, T. (1987): Ultimate-State Design of Reinforced Concrete Wall-Frame Structures, Pacific Conference on Earthquake Engineering, New Zealand, **1**, 1-12.
- 33) 日本建築学会 (1975): 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説.
- 34) 広沢雅也・後藤哲朗 (1971): 軸力を受ける鉄筋コンクリート部材の強度と粘り, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 819-820.
- 35) 財団法人日本建築防災協会 (2001): 2001 年改訂版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説.
- 36) 財団法人日本建築防災協会 (2005): 震災建物等の被災度判定基準および復旧技術指針 (鉄筋コンクリート造編).
- 37) 日本建築学会 (1990): 建築耐震設計における保有水平耐力と変形性能.
- 38) 広沢雅也 (1975): 既往の鉄筋コンクリート造耐震壁に関する実験資料とその解析, 建築研究資料, No.6, 277.
- 39) 日本建築学会 (1997): 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針 (案) 同解説.

(原稿受理: 2008 年 2 月 26 日)

## 要 旨

文部科学省「大都市大震災軽減化特別プロジェクト II. 震動台活用による構造物の耐震性向上研究」では, 3次元振動台 E-Defense による最初の RC 実験として, RC 耐震壁フレーム構造の地震応答性状と崩壊過程を解明することを目的に, 実大規模の 6 層 RC 建築構造物の振動台実験を 2006 年 1 月に実施した.

試験体は, 6 層耐震壁フレーム構造とし, 平面形状を 2×3 スパンとした. 中央構面に連層耐震壁, 外側構面の大梁に腰壁を配置した. 1970 年代のやや古い設計を想定したが, 現行規準の計算方法によれば, 柱や耐震壁のせん断終局強度計算値はメカニズム時負担せん断力の計算値を上回っており曲げ降伏先行の全体降伏機構の形成が予想された.

加振実験においては, 強震動加振により, 試験体は 1 層の腰壁付き短柱と耐震壁のせん断破壊による層崩壊に至った. 1 層の最大応答せん断力は保有水平耐力算定値を大きく上回る結果となった. 保有水平耐力算定時における仮定や評価式の精度, 材料の歪み速度, 上下動による軸力変動などの影響が要因として推察された. 1 層せん断力の増大により, 部材のせん断破壊ならびに 1 層の層崩壊に至ったと考えられる.

キーワード: E-ディフェンス, 地震応答, 耐震壁フレーム構造, 崩壊, 降伏機構, 動的効果

<添付資料 1> 写真



写真 A1.1 加振実験前 全景

Photo A1.1 Overall view of the specimen before test.

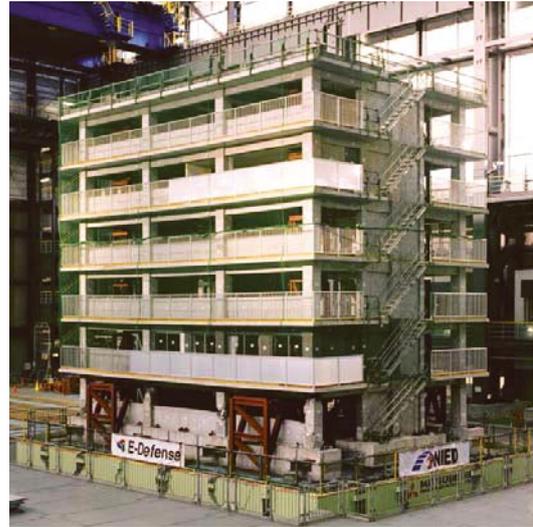


写真 A1.2 加振実験後 全景

Photo A1.2 Overall view of the specimen after test.



(1) 1~3 層  $X_1$  通り柱



(2) 1 層  $X_2Y_{2-3}$  耐震壁



(3) 1 層  $X_1Y_3$  柱



(4) 1 層  $X_1Y_2$  柱

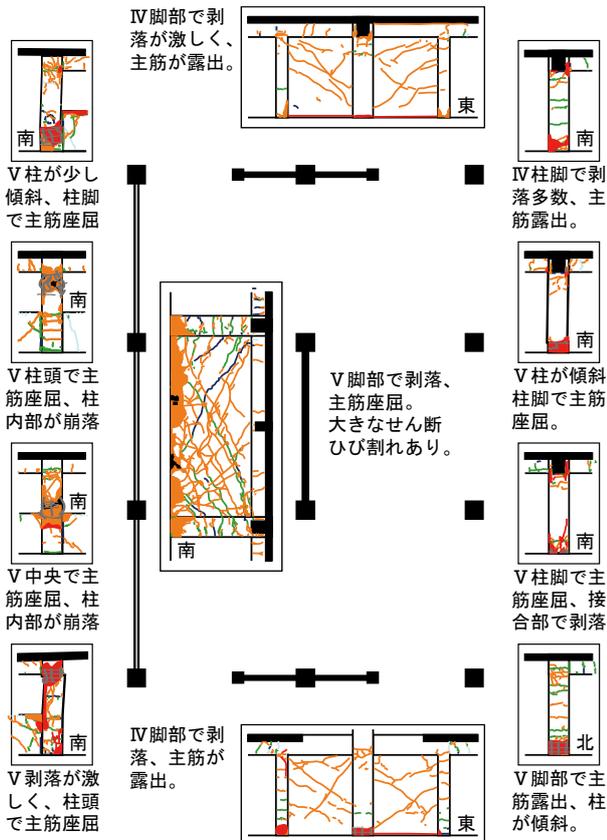


(5) 1 層  $X_1Y_1$  柱

写真 A1.3 加振実験後の破壊状況

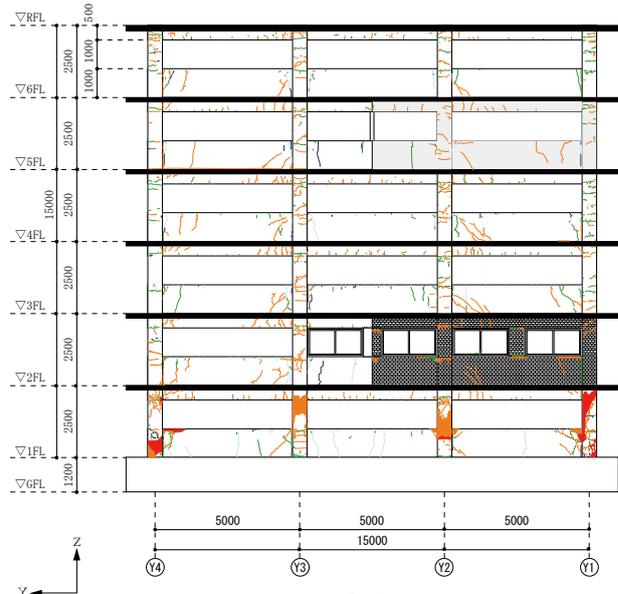
Photo A1.3 Damage states after test run.

<添付資料 2> 最終破壊状況

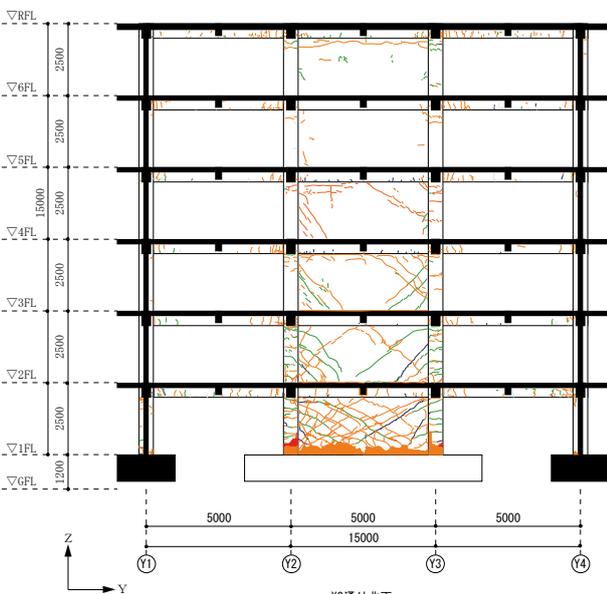


(1) 1層の耐震壁および柱

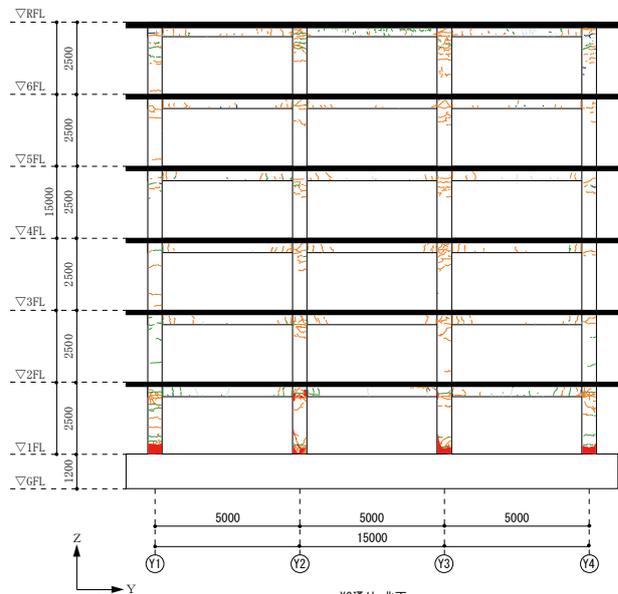
水色：加振実験前  
 青：加振 3 後  
 緑：加振 4 後  
 橙：加振 5 後  
 赤：加振 6 後



(2) X<sub>1</sub> 通り (外面)



(3) X<sub>2</sub> 通り



(3) X<sub>3</sub> 通り (外面)

図 A2.1 ひび割れ図 加振 6  
 Fig.A2.1 Crack patterns after Run 6.

<添付資料 3> 入力地震動の加速度波形と応答スペクトル

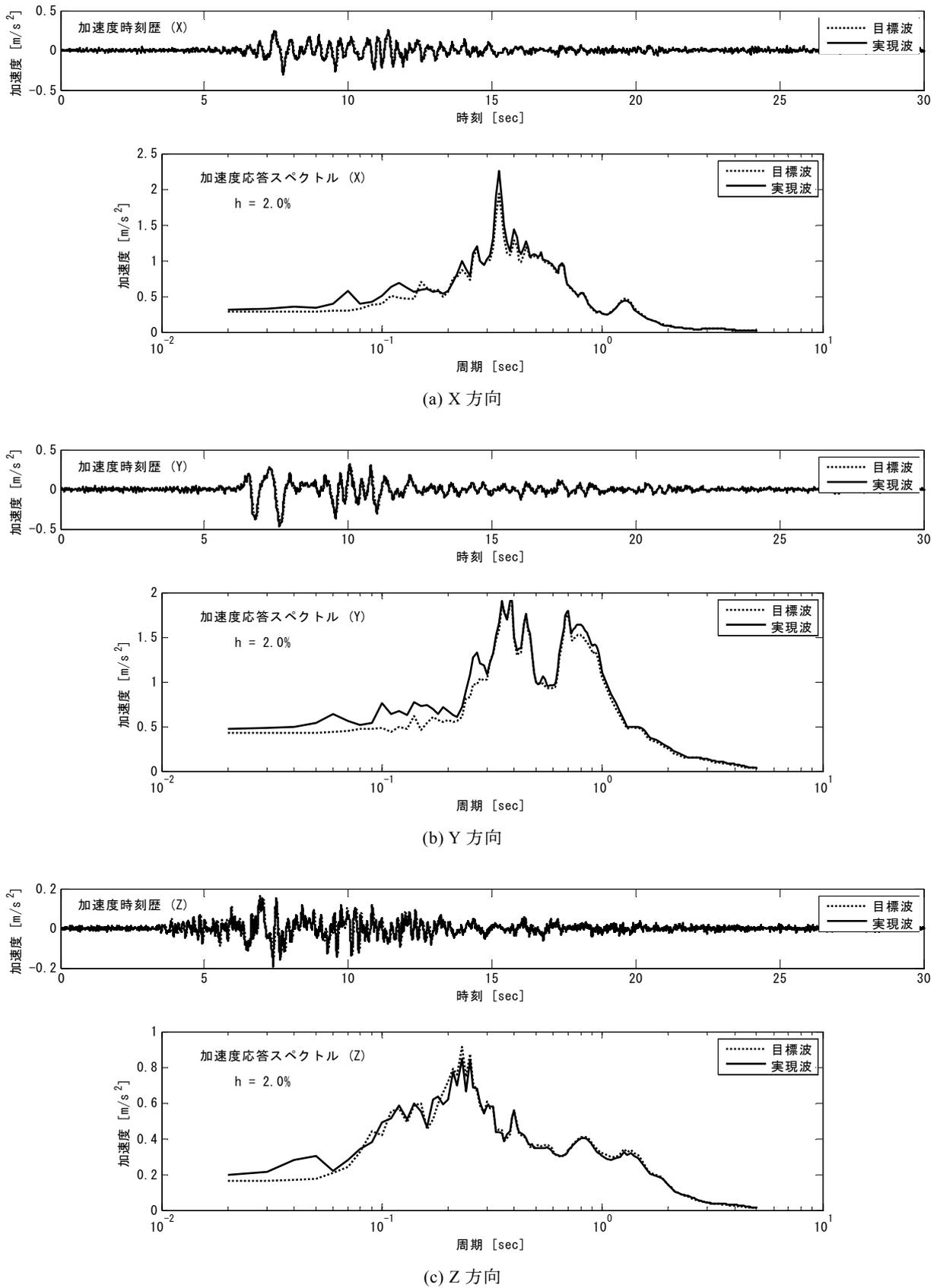
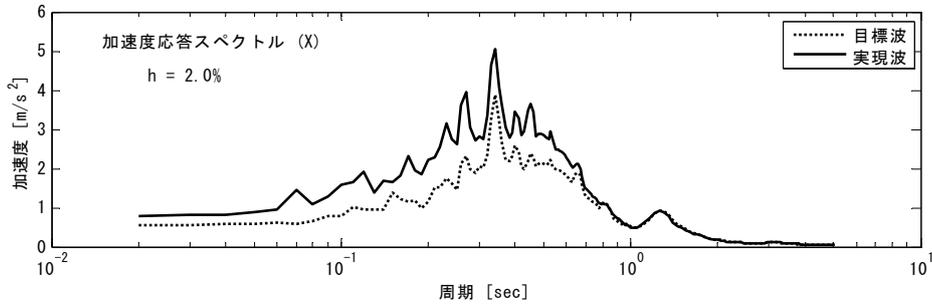
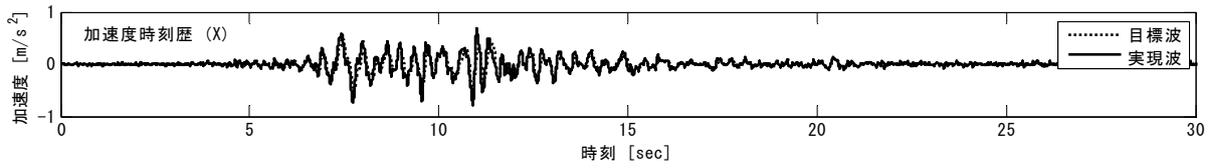
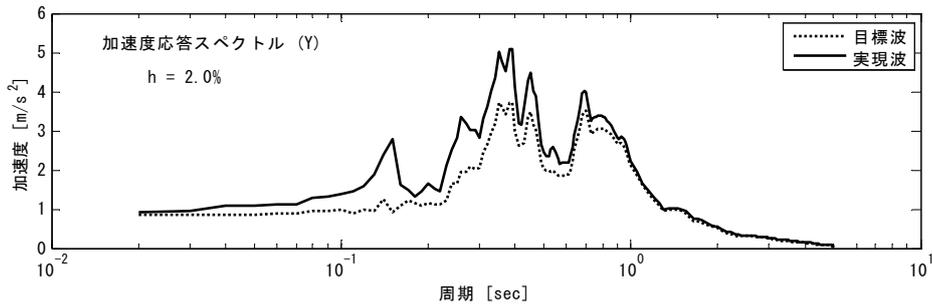
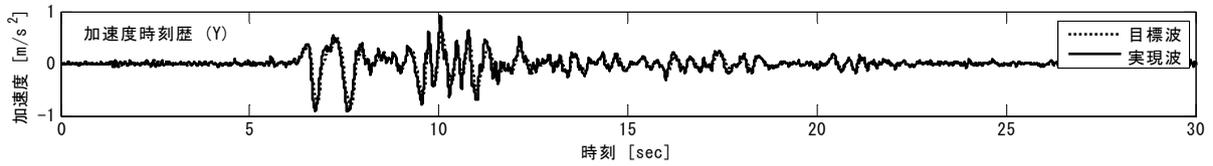


図 A3.1 加振 1 : JMA Kobe 5%

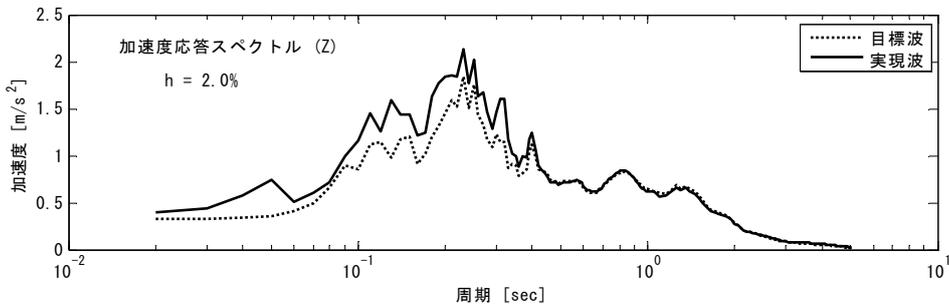
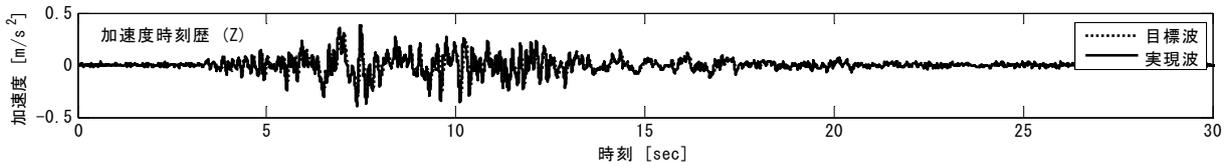
Fig.A3.1 Run 1 : JMA Kobe 5%.



(a) X 方向



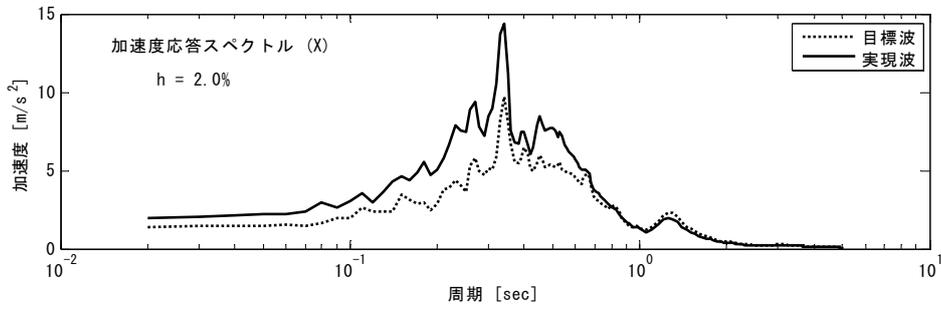
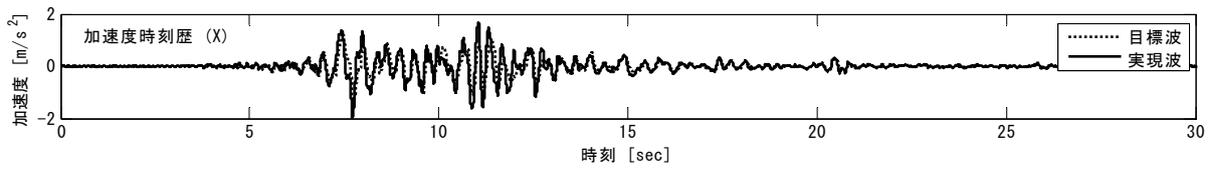
(b) Y 方向



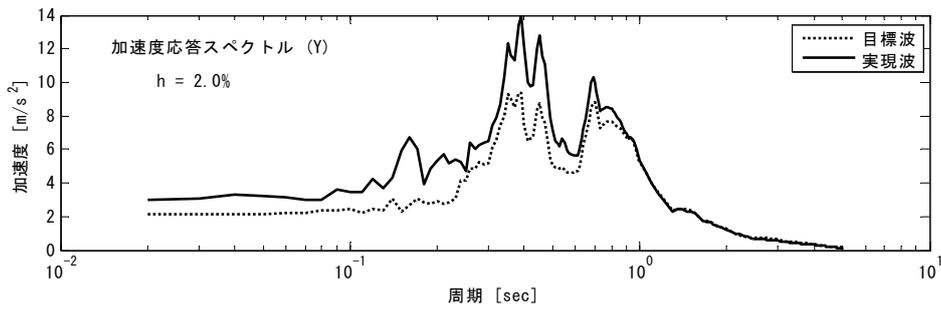
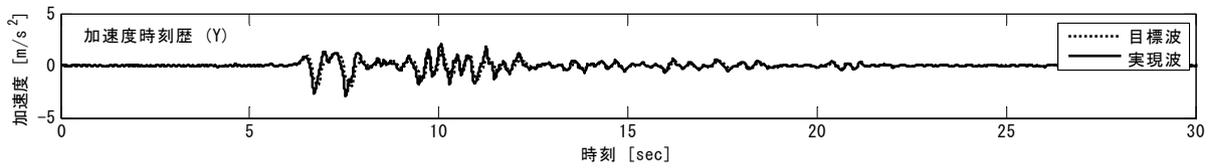
(c) Z 方向

図 A3.2 加振 2 : JMA Kobe 10%

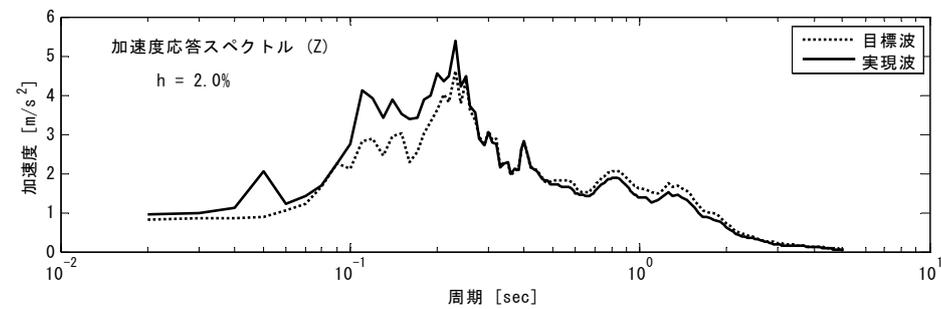
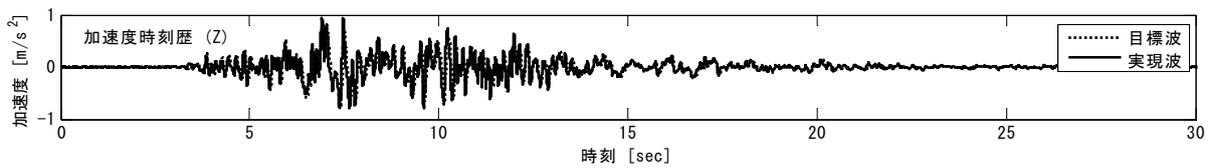
Fig.A3.2 Run 2 : JMA Kobe 10%.



(a) X 方向



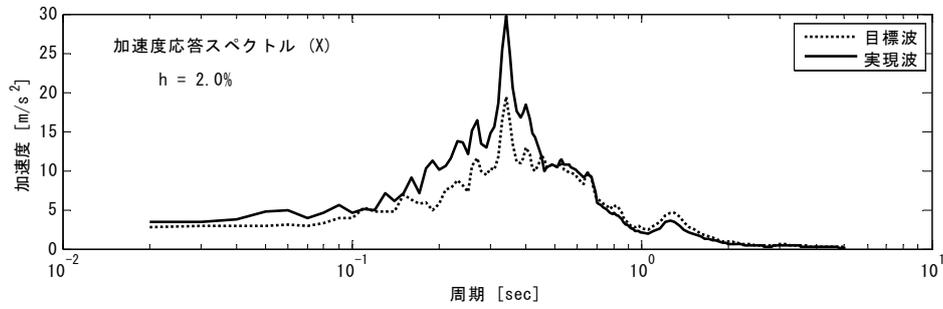
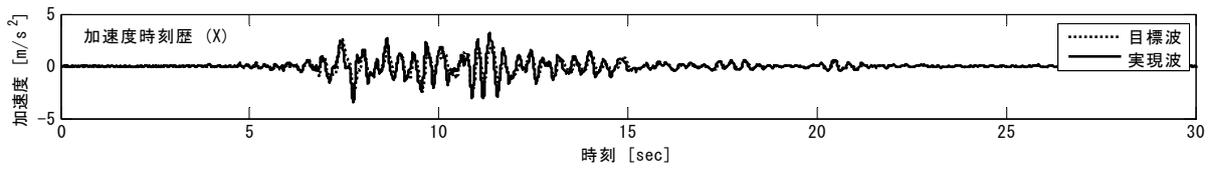
(b) Y 方向



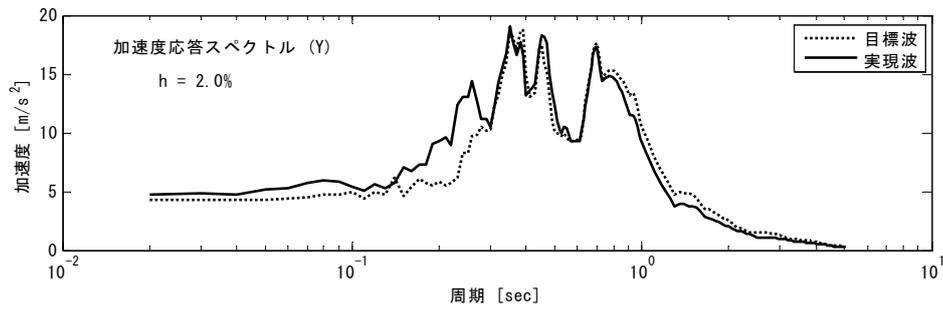
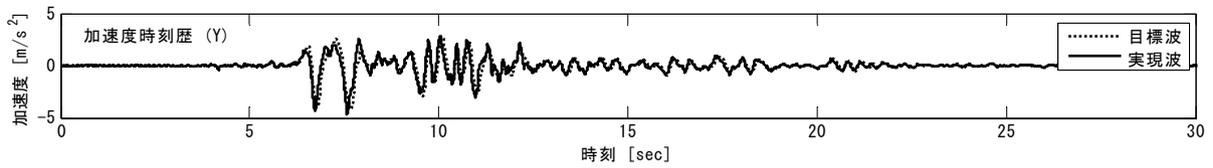
(c) Z 方向

図 A3.3 加振 3 : JMA Kobe 25%

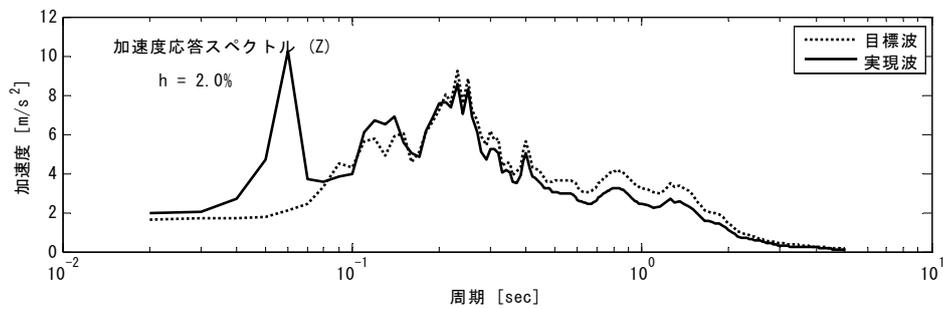
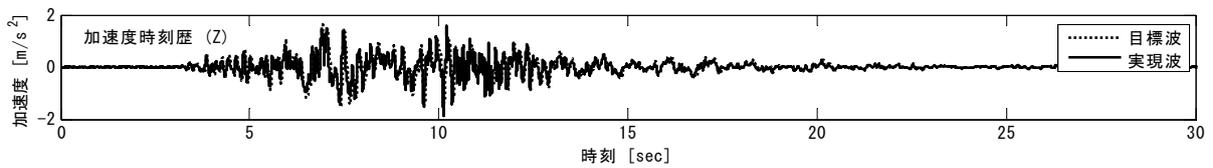
Fig.A3.3 Run 3 : JMA Kobe 25%.



(a) X 方向



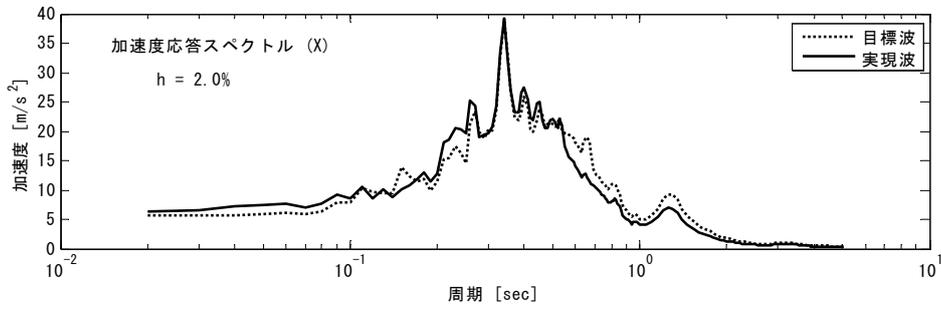
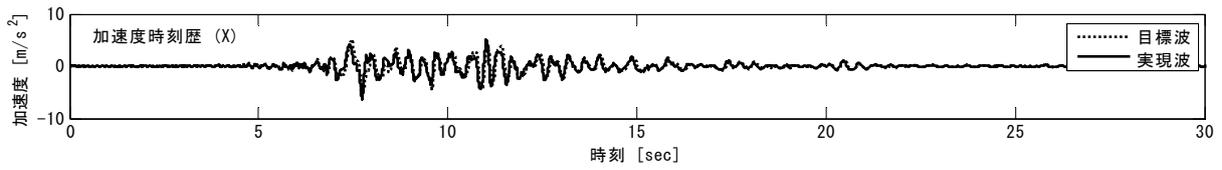
(b) Y 方向



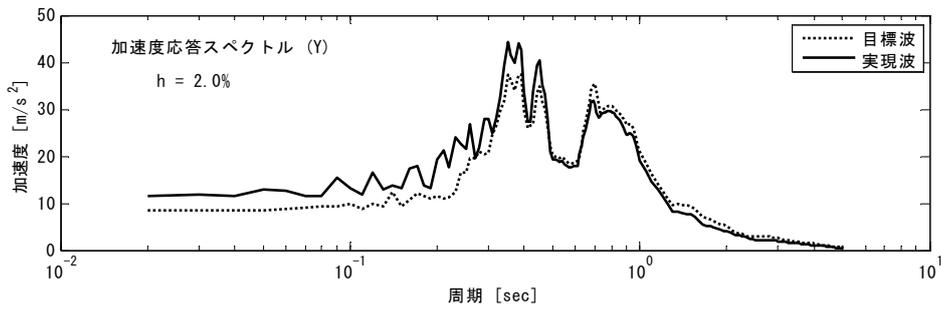
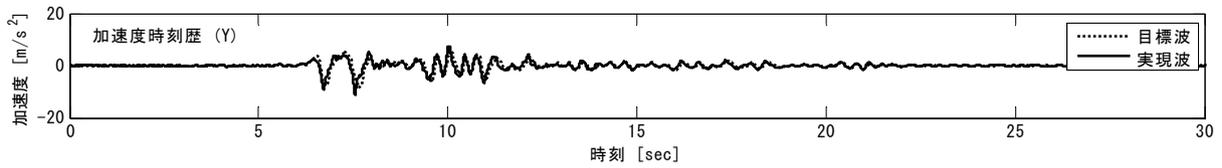
(c) Z 方向

図 A3.4 加振 4 : JMA Kobe 50%

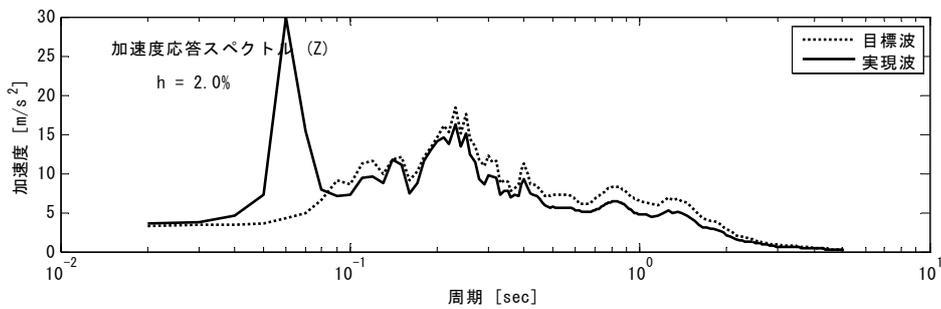
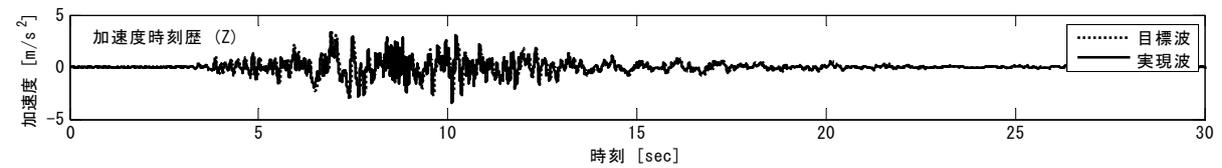
Fig.A3.4 Run 4 : JMA Kobe 50%.



(a) X 方向



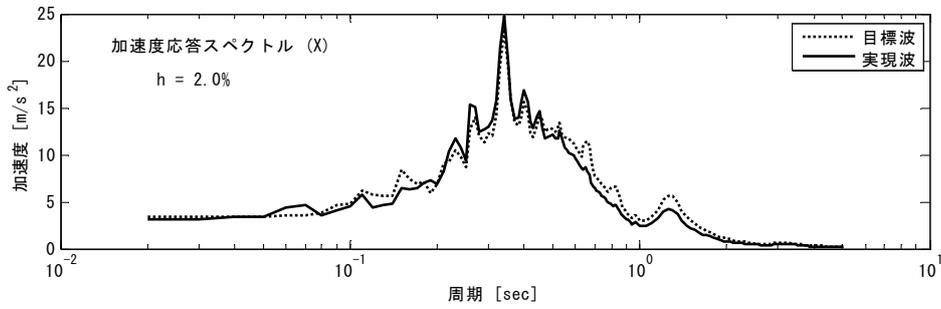
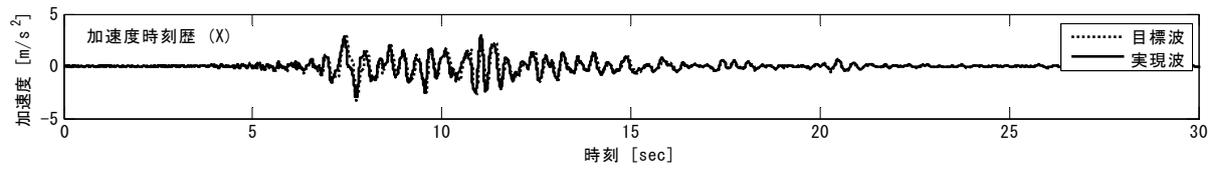
(b) Y 方向



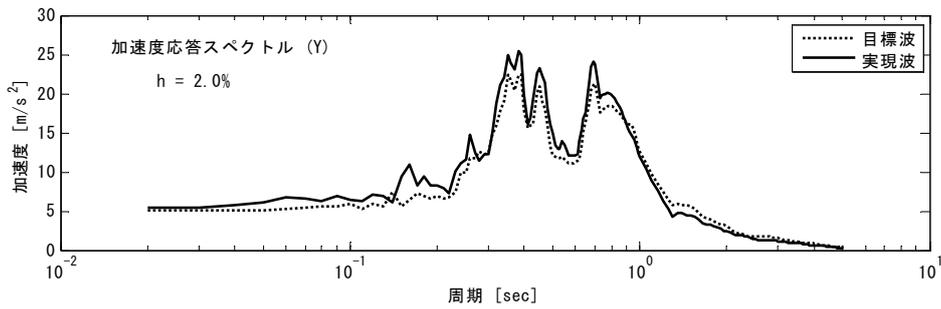
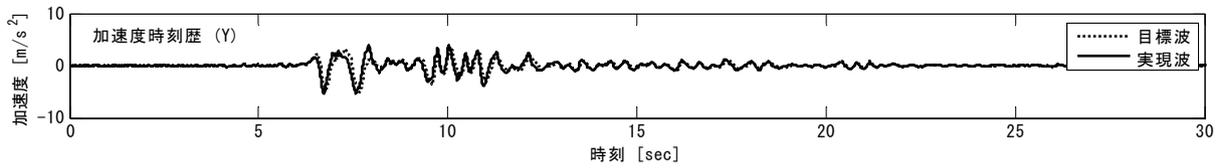
(c) Z 方向

図 A3.5 加振 5 : JMA Kobe 100%

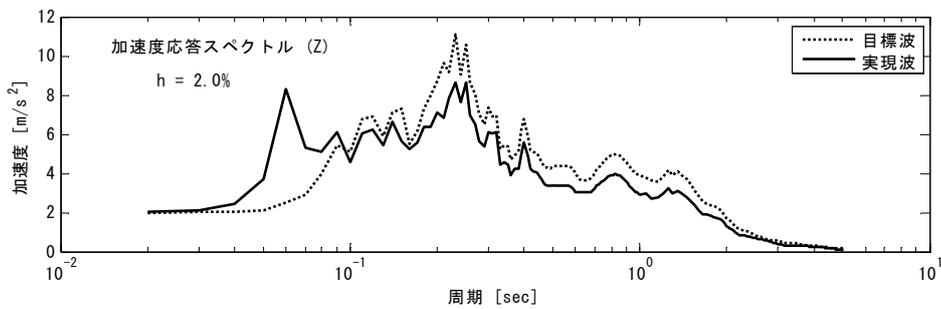
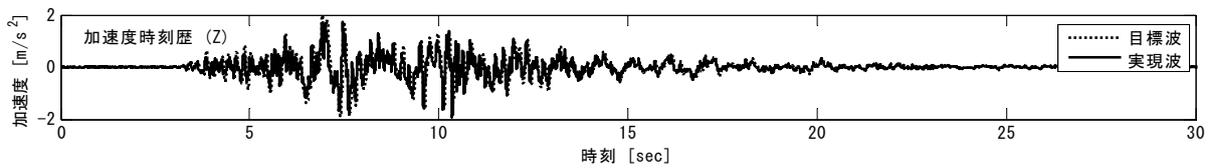
Fig.A3.5 Run 5 : JMA Kobe 100%.



(a) X 方向



(b) Y 方向



(c) Z 方向

図 A3.6 加振 6 : JMA Kobe 60%

Fig.A3.6 Run 6 : JMA Kobe 60%.

<添付資料 4> 応答加速度波形

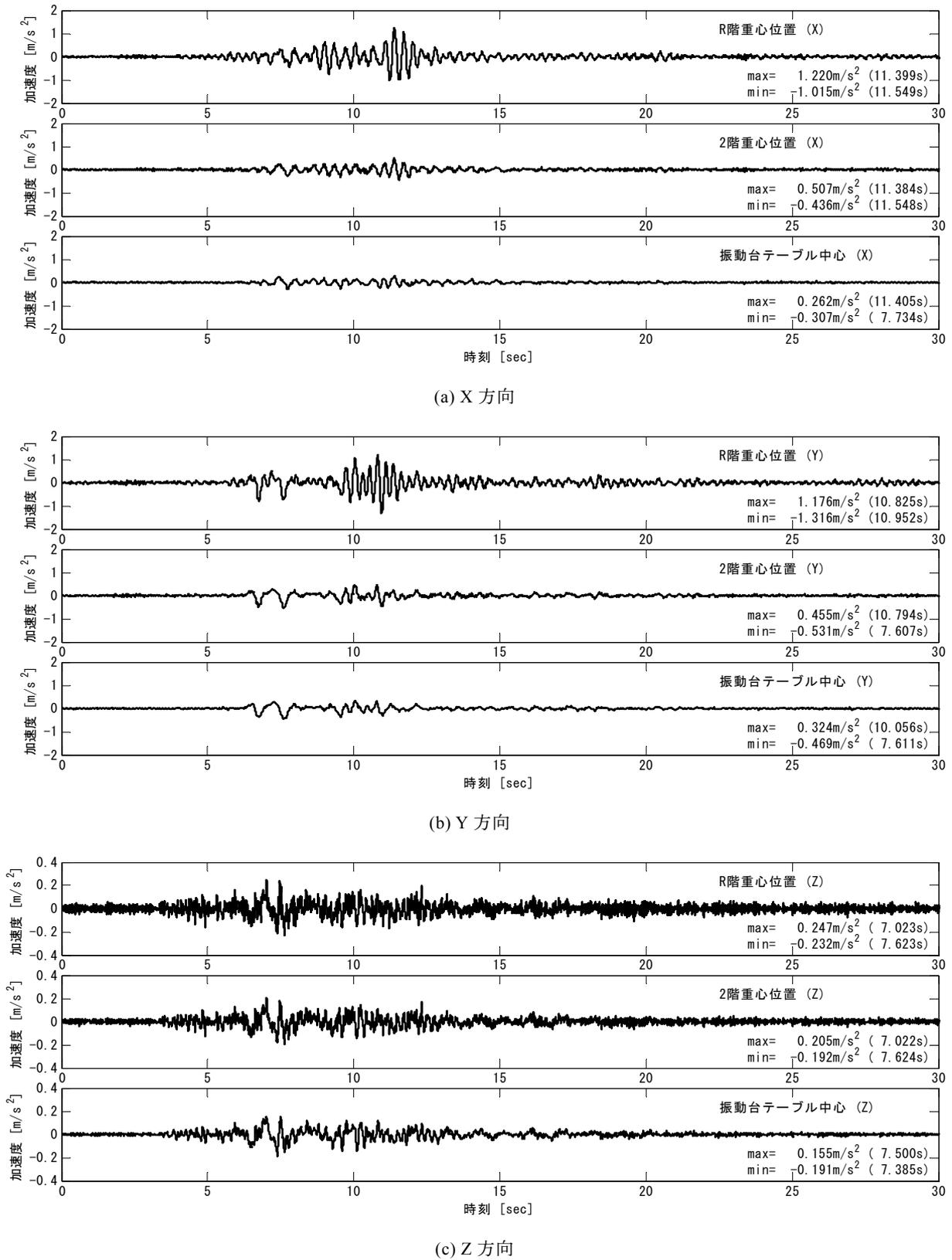
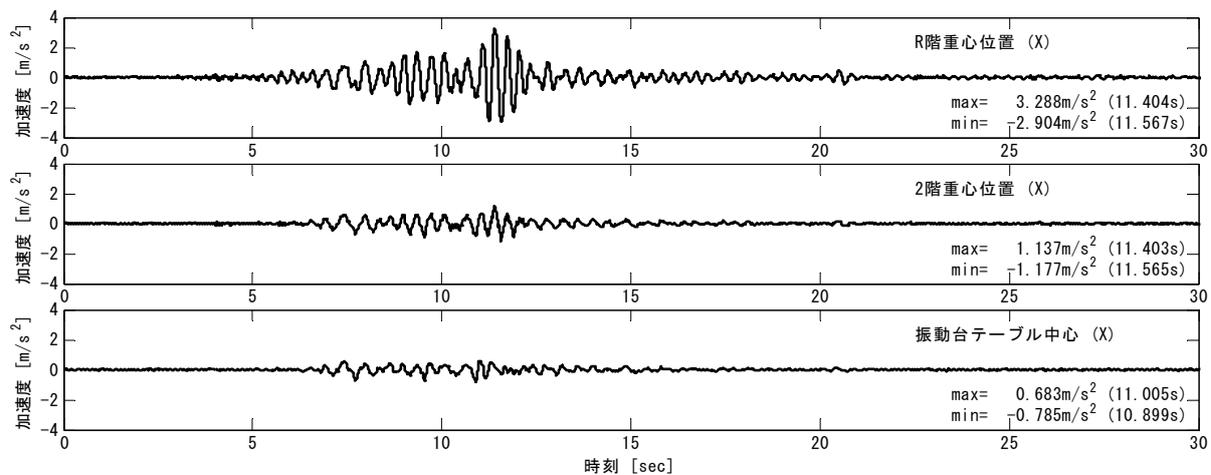
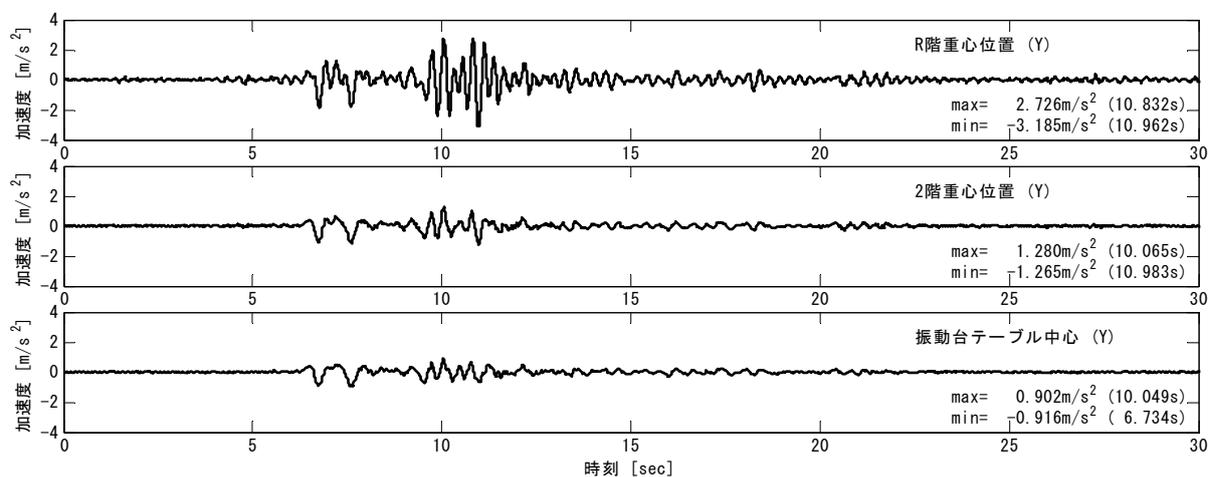


図 A4.1 加振 1 : JMA Kobe 5%

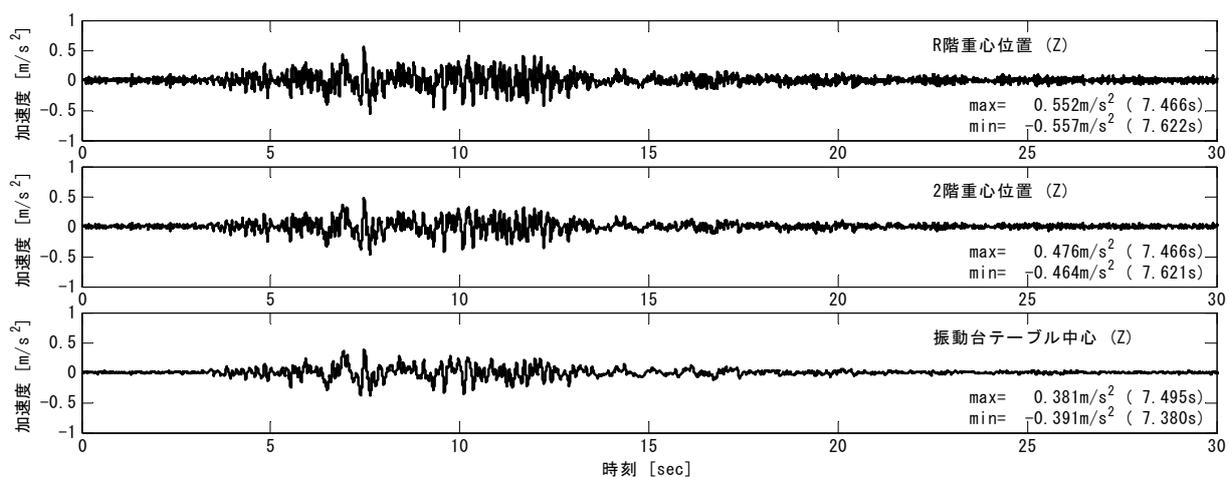
Fig.A4.1 Run 1 : JMA Kobe 5%.



(a) X 方向



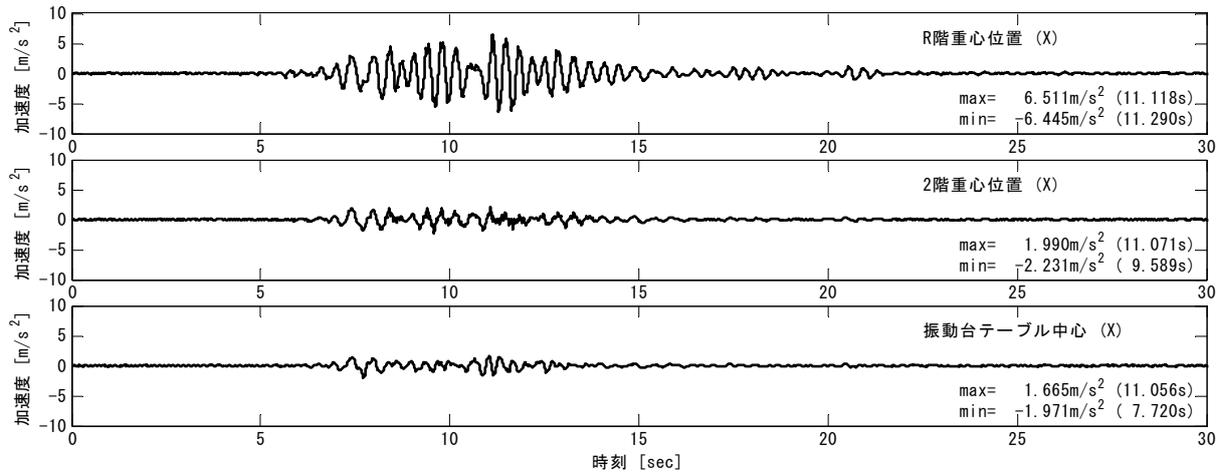
(b) Y 方向



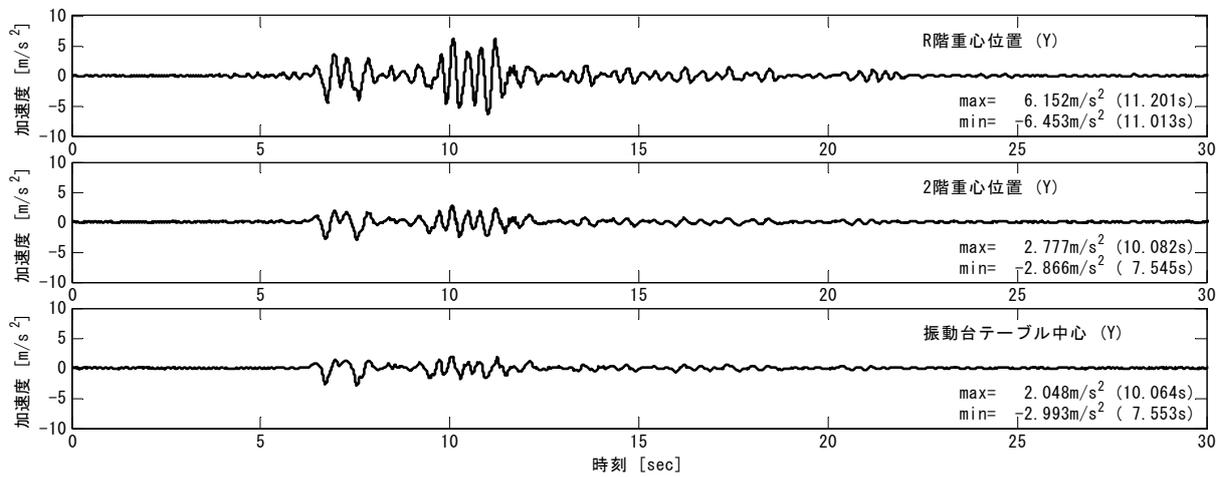
(c) Z 方向

図 A4.2 加振 2 : JMA Kobe 10%

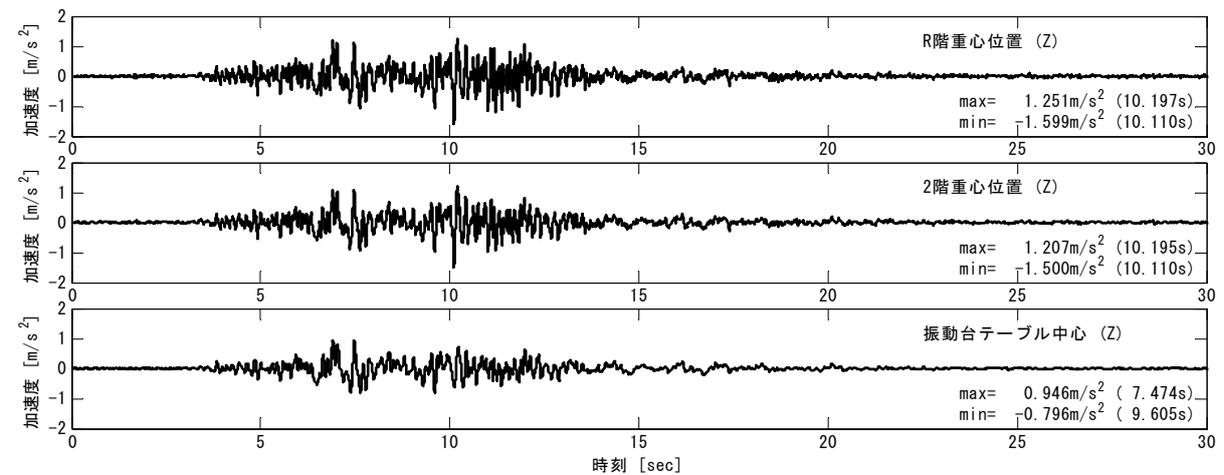
Fig.A4.2 Run 2 : JMA Kobe 10%.



(a) X 方向



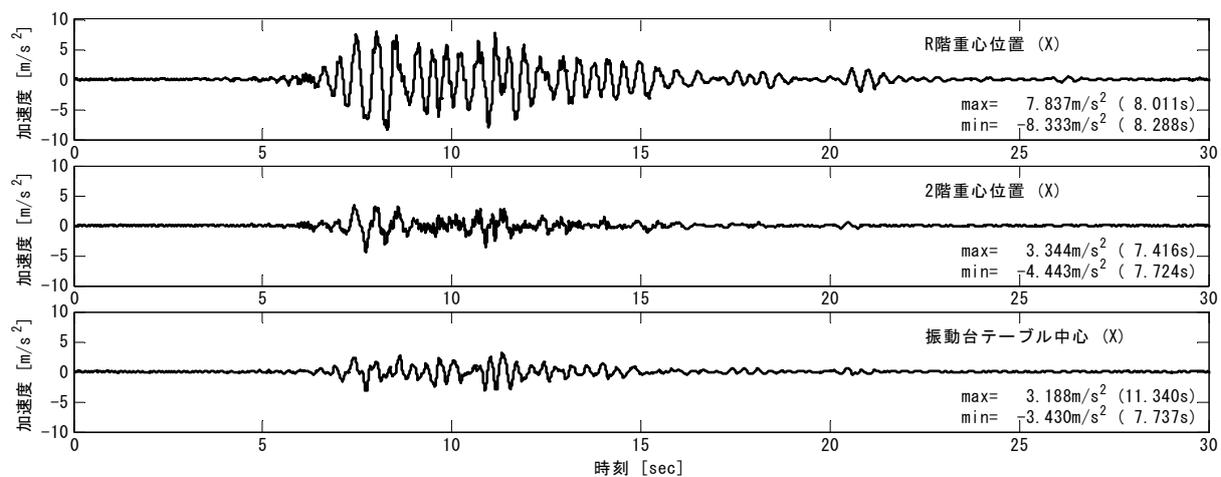
(b) Y 方向



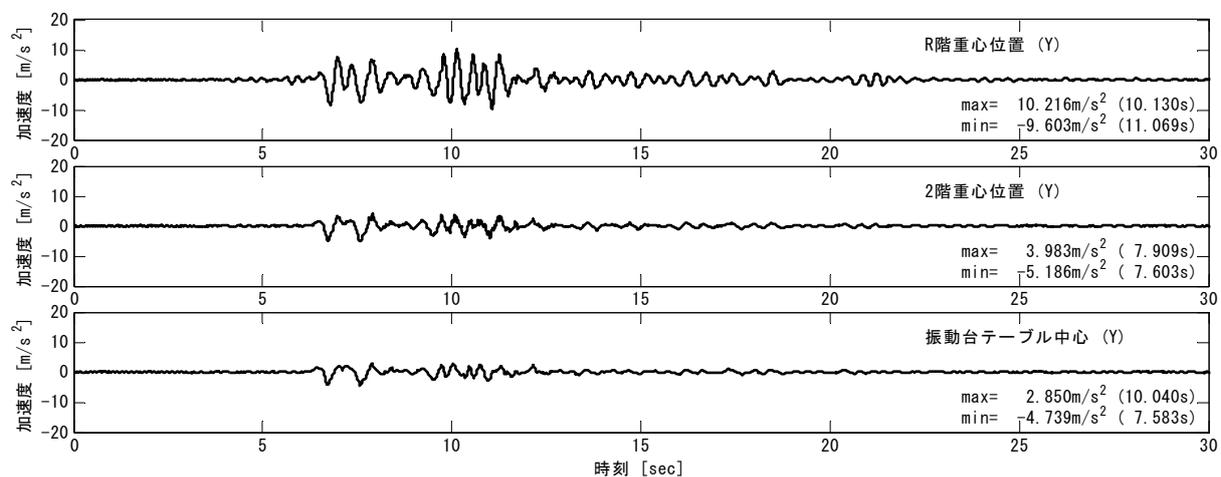
(c) Z 方向

図 A4.3 加振 3 : JMA Kobe 25%

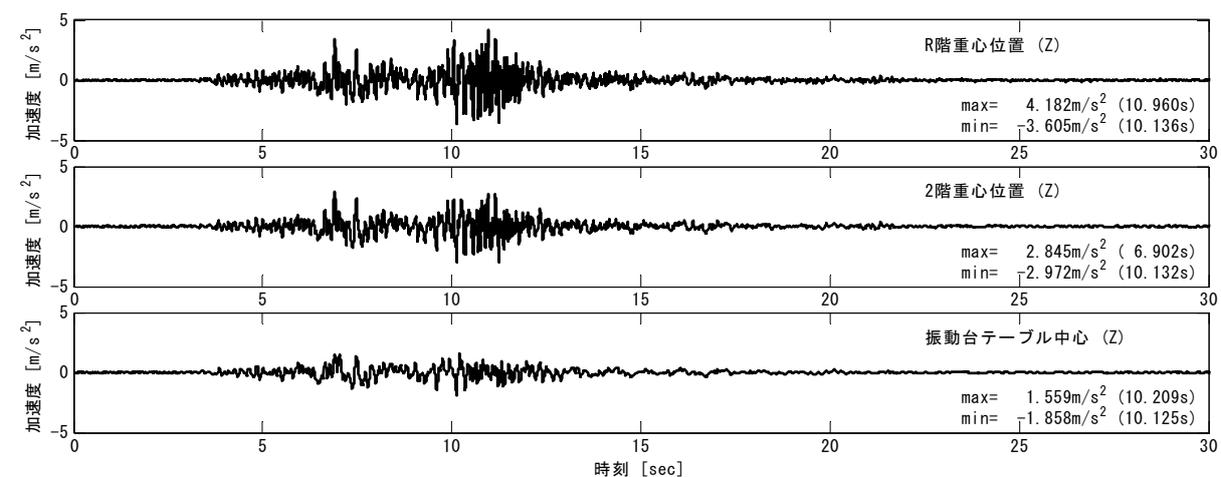
Fig.A4.3 Run 3 : JMA Kobe 25%.



(a) X 方向



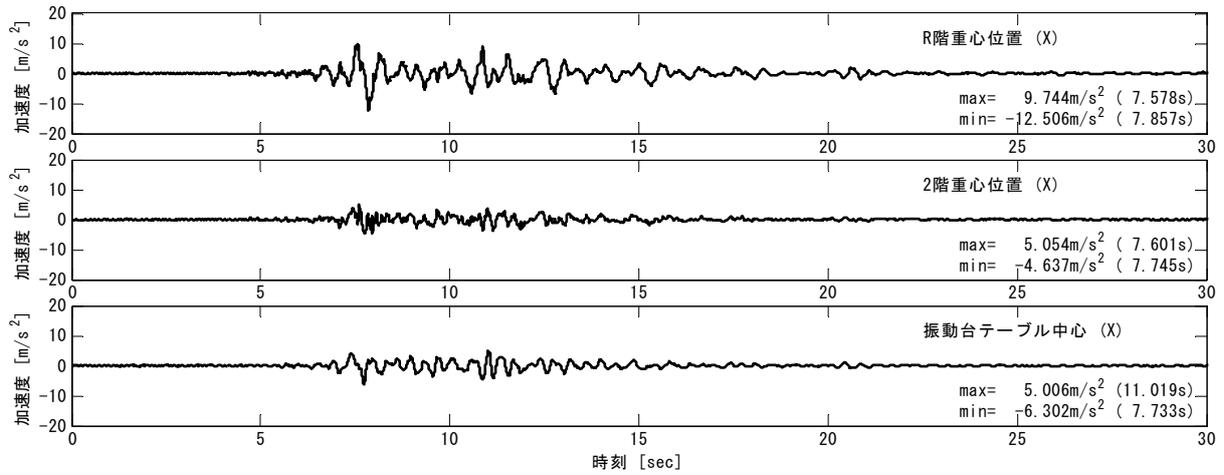
(b) Y 方向



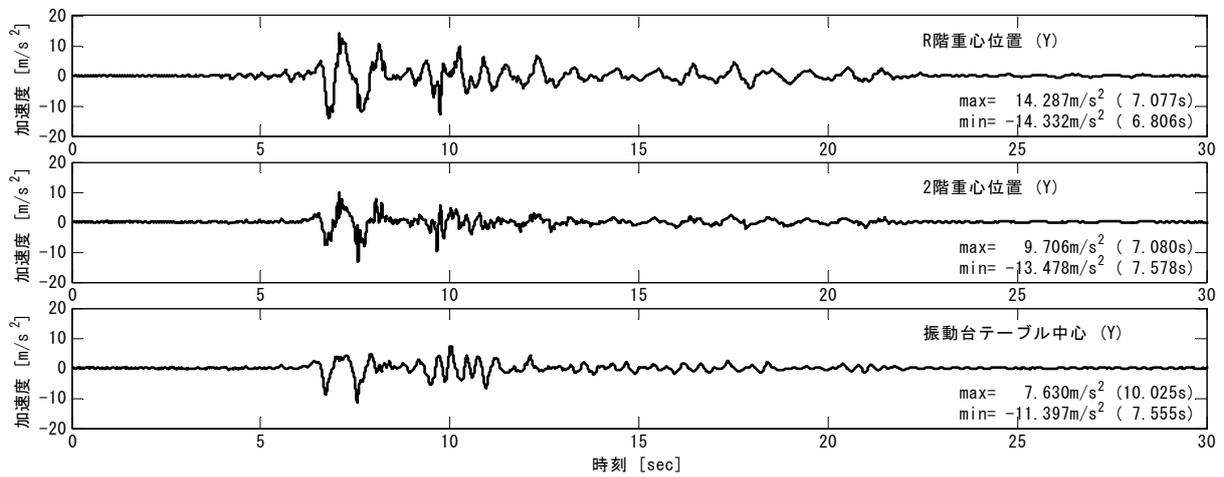
(c) Z 方向

図 A4.4 加振 4 : JMA Kobe 50%

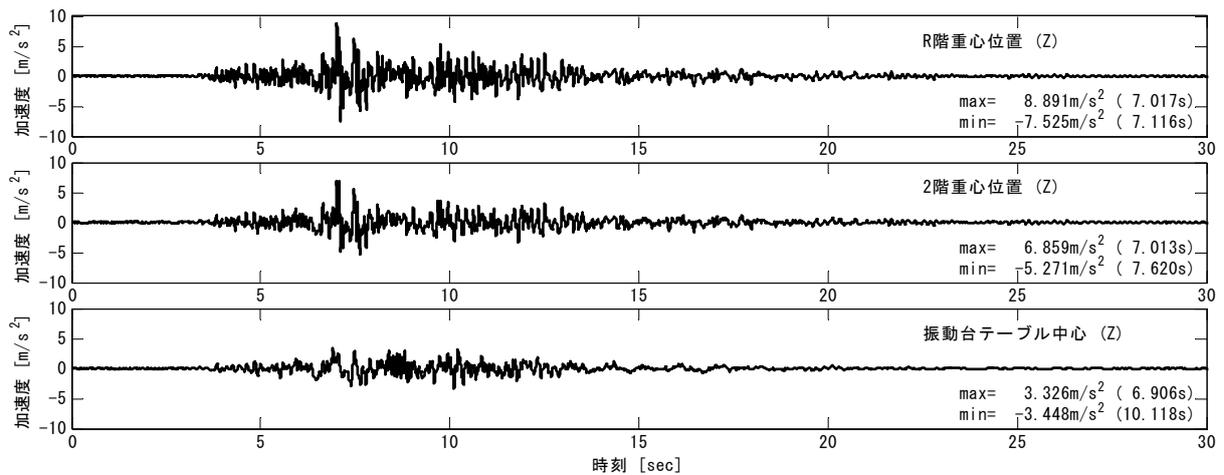
Fig.A4.4 Run 4 : JMA Kobe 50%.



(a) X 方向



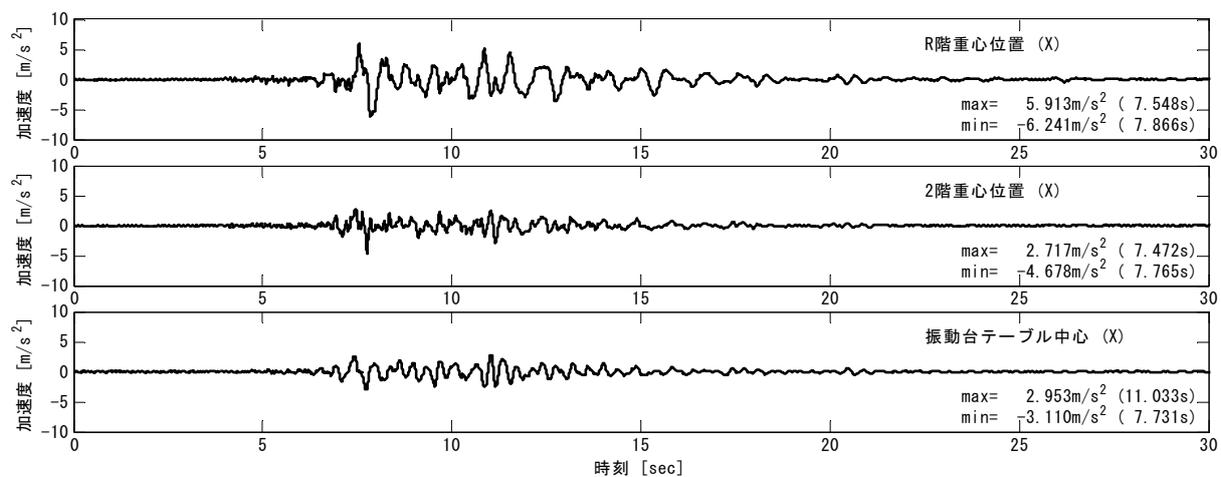
(b) Y 方向



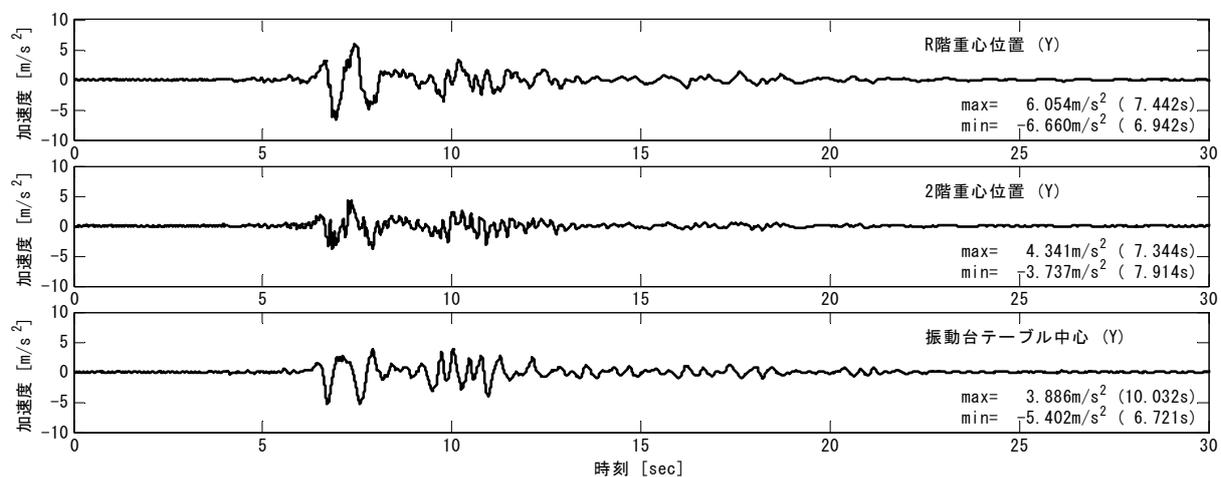
(c) Z 方向

図 A4.5 加振 5 : JMA Kobe 100%

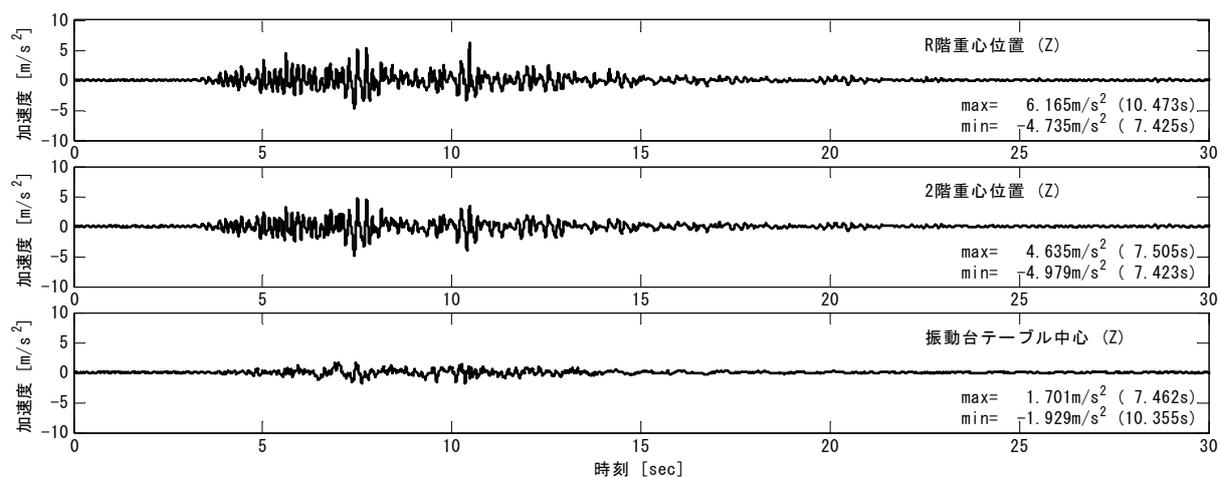
Fig.A4.5 Run 5 : JMA Kobe 100%.



(a) X 方向



(b) Y 方向

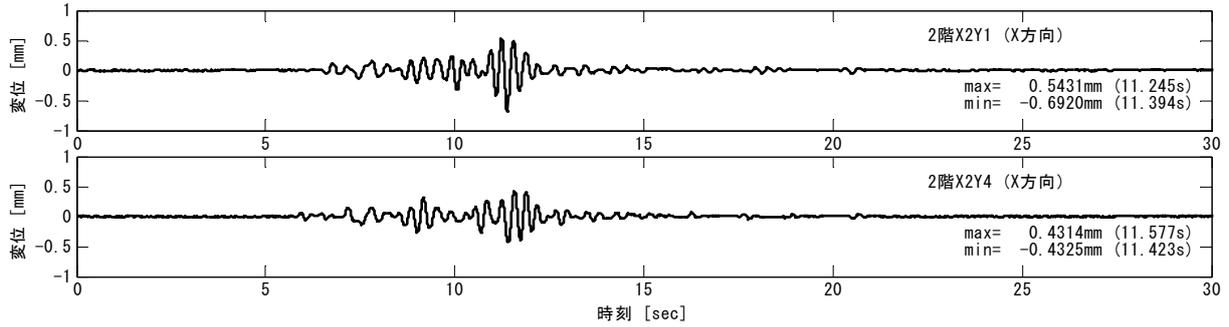


(c) Z 方向

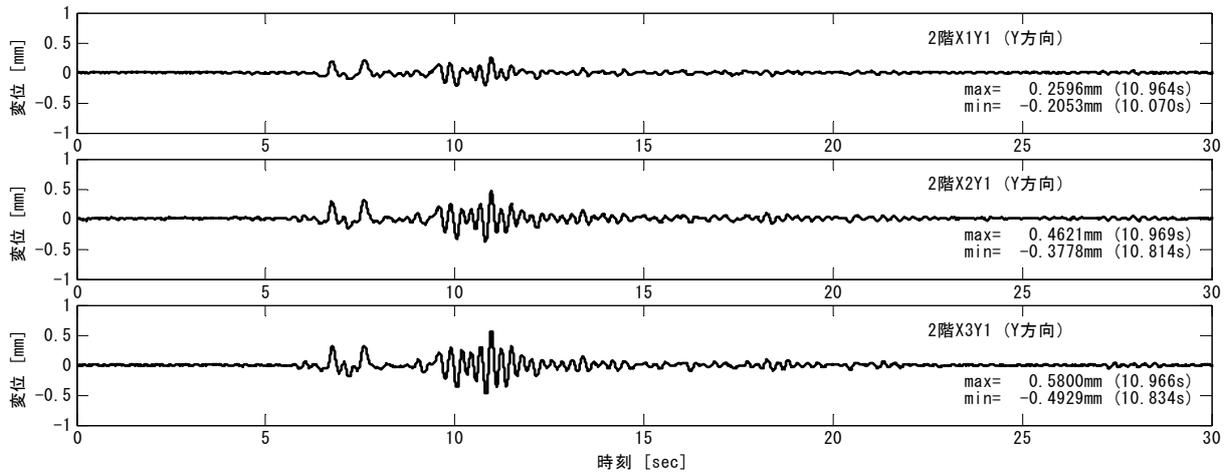
図 A4.6 加振 6 : JMA Kobe 60%

Fig.A4.6 Run 6 : JMA Kobe 60%.

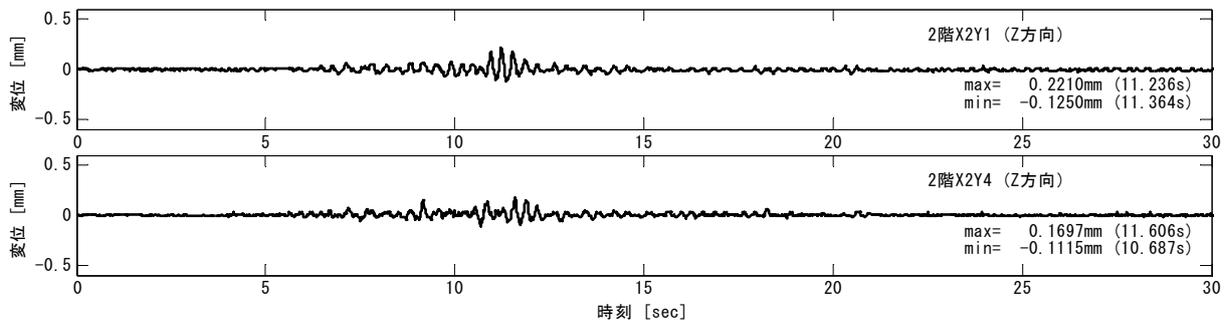
<添付資料 5> 応答変位波形



(a) X 方向



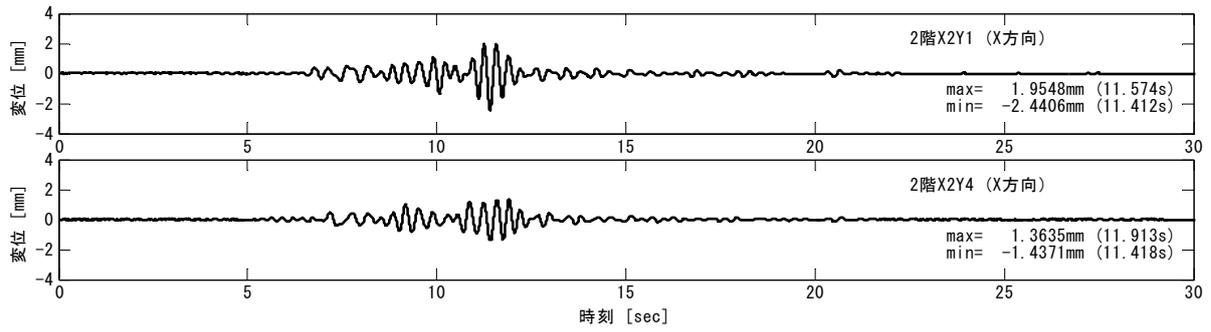
(b) Y 方向



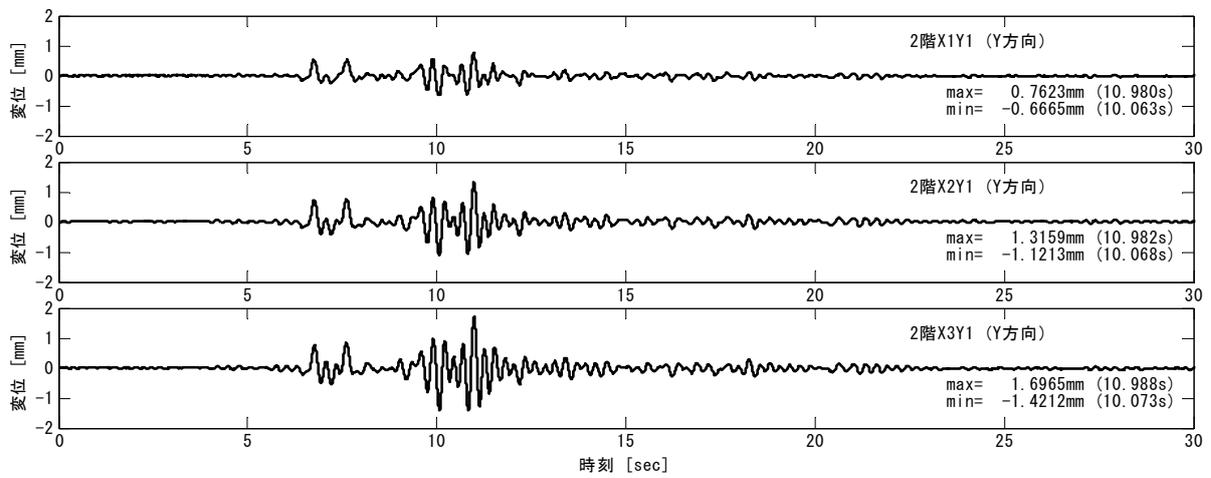
(c) Z 方向

図 A5.1 加振 1 : JMA Kobe 5%

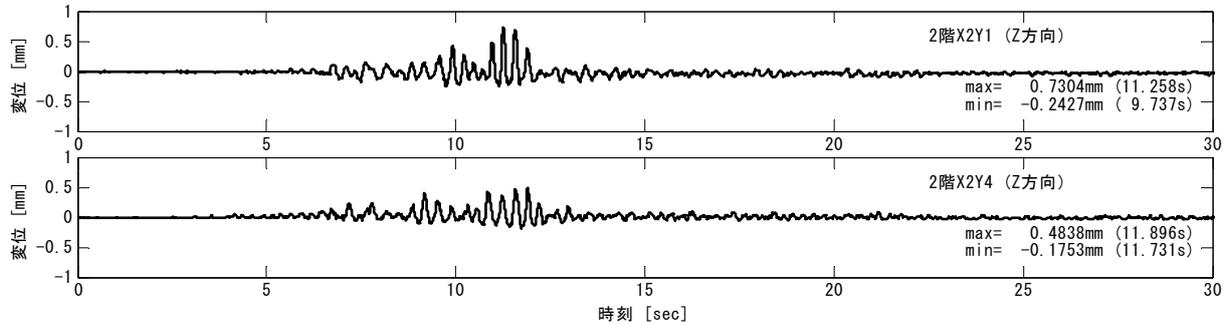
Fig.A5.1 Run 1 : JMA Kobe 5%.



(a) X 方向



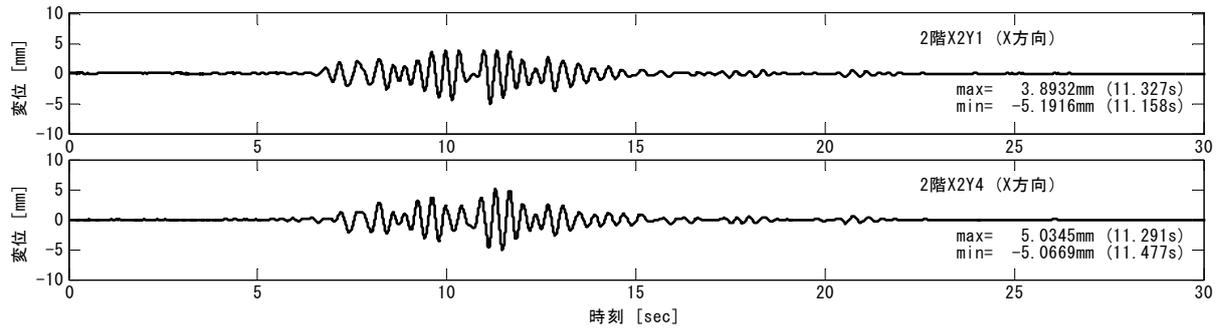
(b) Y 方向



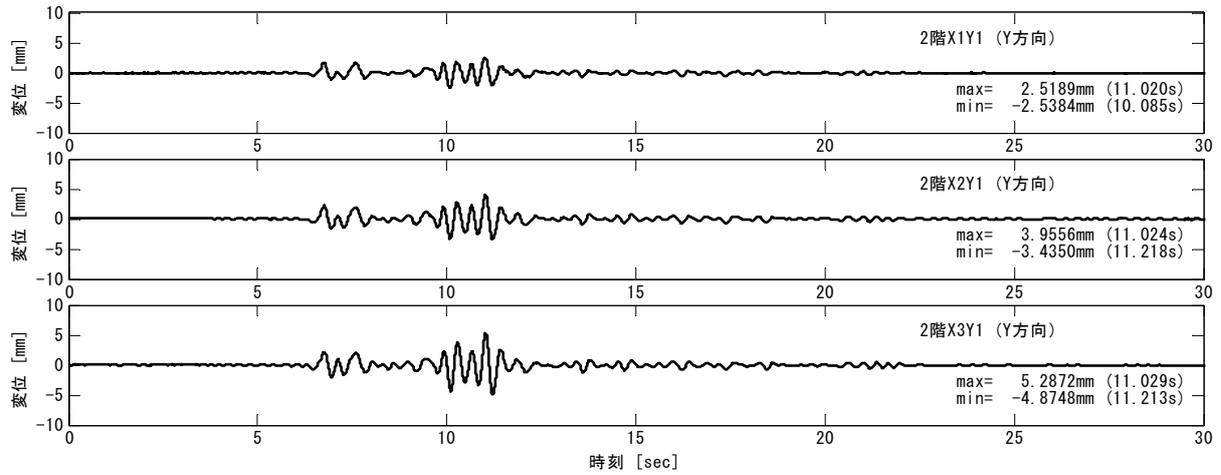
(c) Z 方向

図 A5.2 加振 2 : JMA Kobe 10%

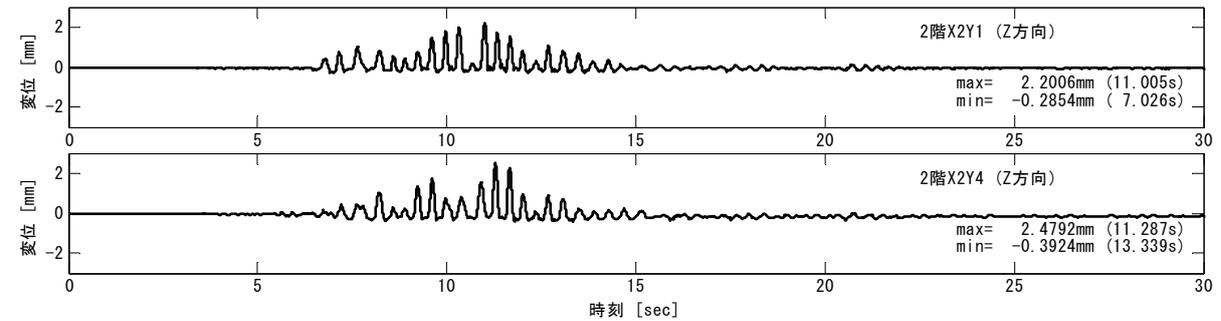
Fig.A5.2 Run 2 : JMA Kobe 10%.



(a) X 方向



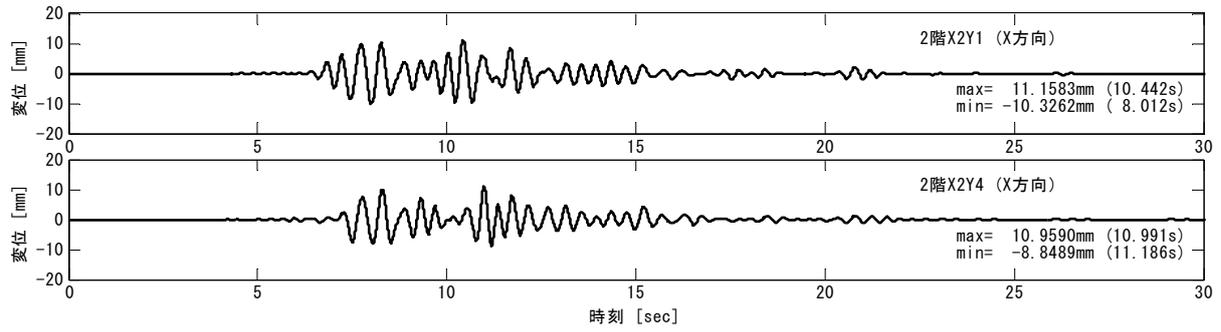
(b) Y 方向



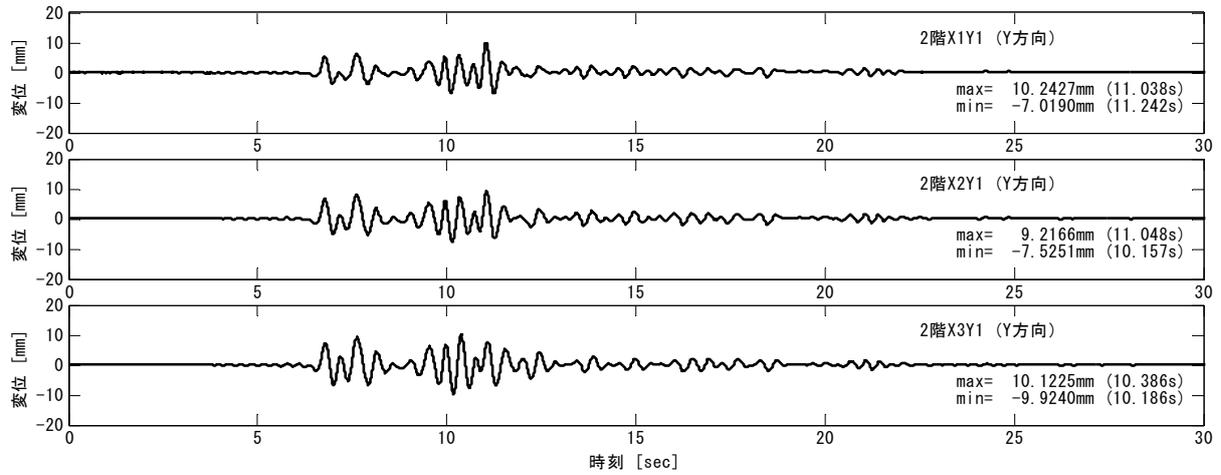
(c) Z 方向

図 A5.3 加振 3 : JMA Kobe 25%

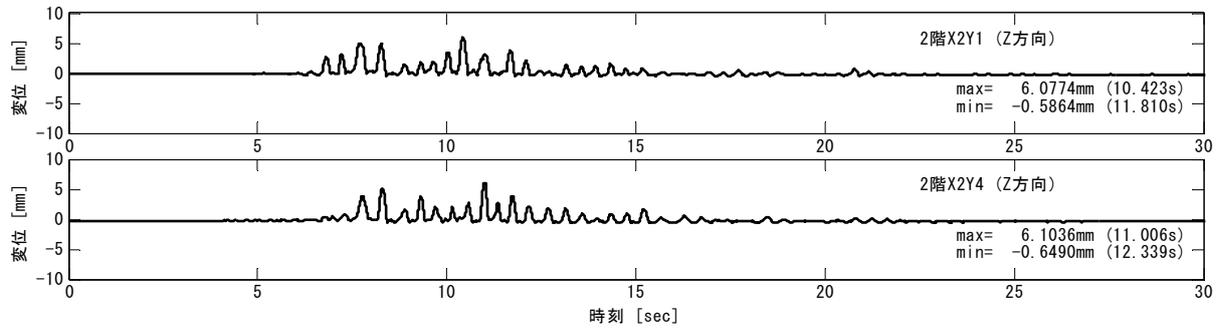
Fig.A5.3 Run 3 : JMA Kobe 25%.



(a) X 方向



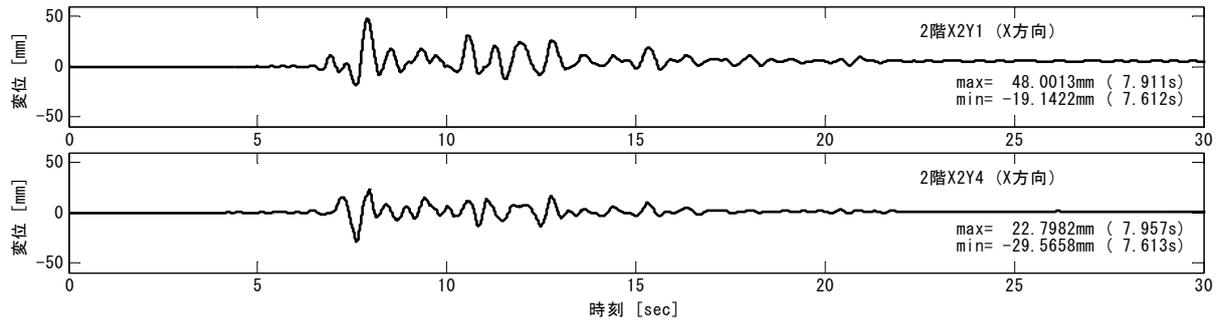
(b) Y 方向



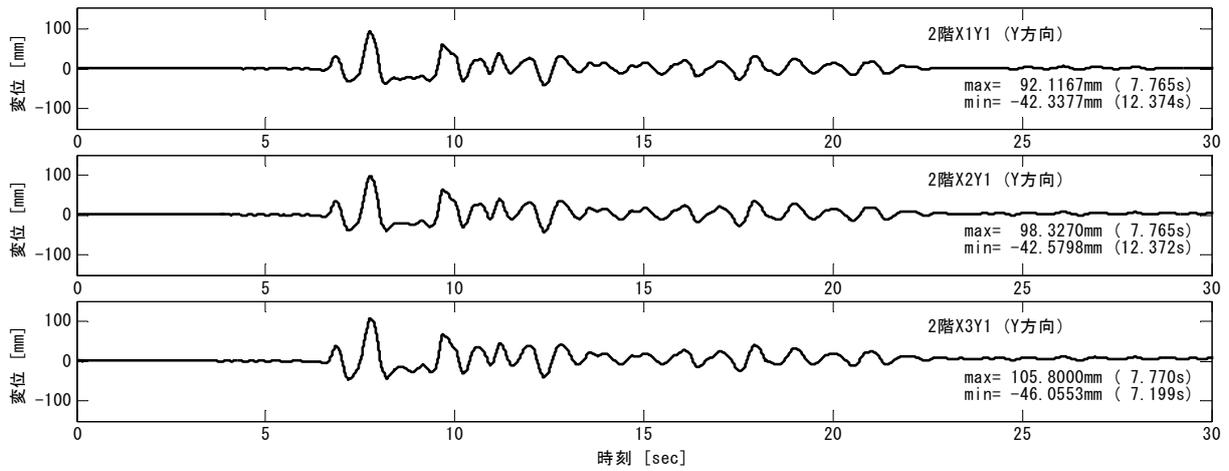
(c) Z 方向

図 A5.4 加振 4 : JMA Kobe 50%

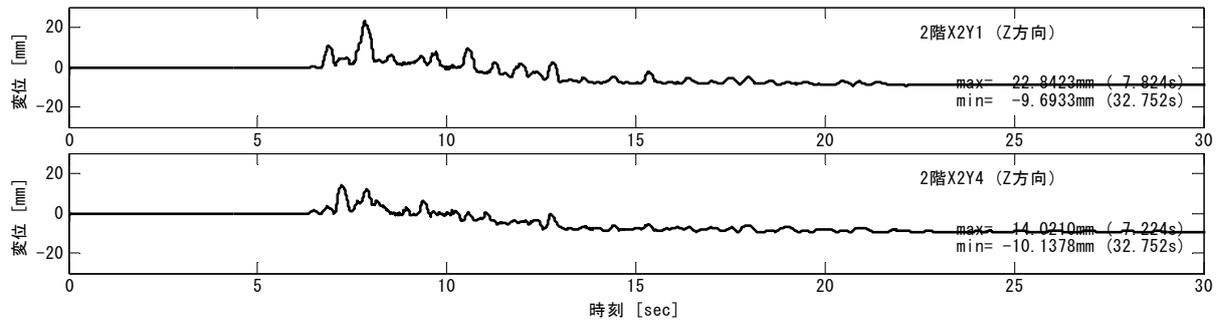
Fig.A5.4 Run 4 : JMA Kobe 50%.



(a) X 方向



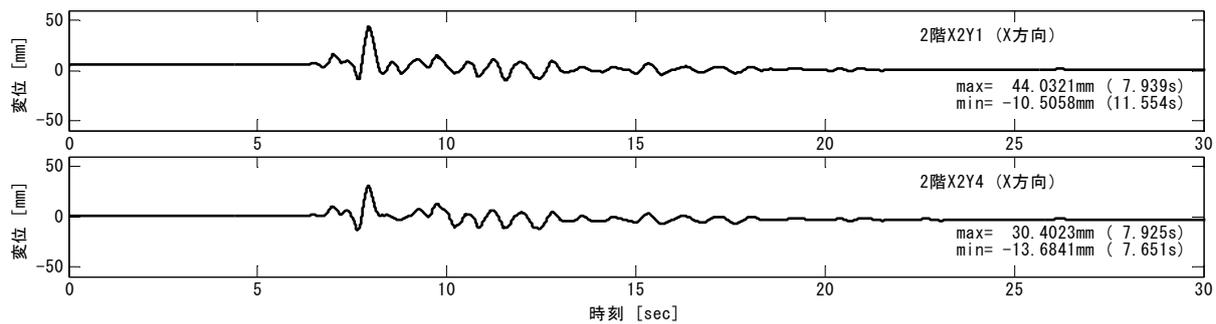
(b) Y 方向



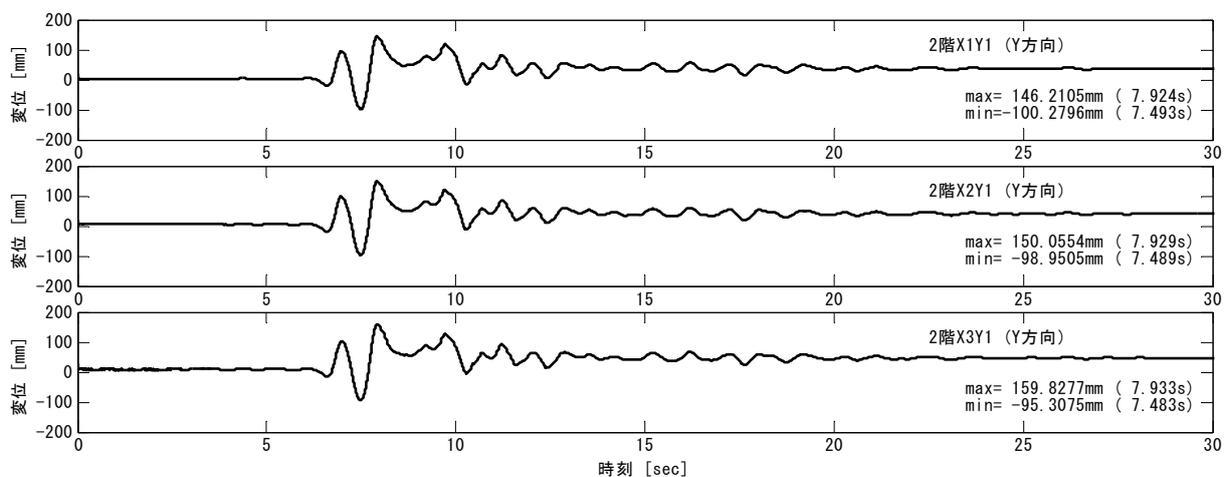
(c) Z 方向

図 A5.5 加振 5 : JMA Kobe 100%

Fig.A5.5 Run 5 : JMA Kobe 100%.



(a) X 方向



(c) Z 方向

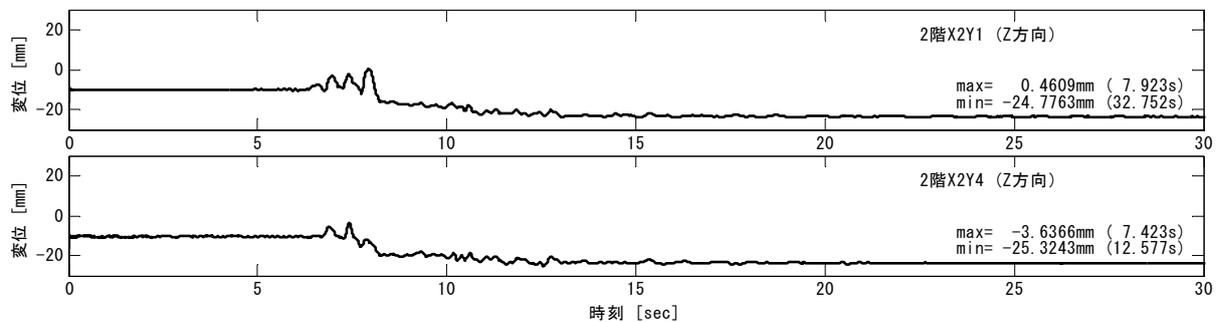


図 A5.6 加振 6 : JMA Kobe 60%  
Fig.A5.6 Run 6 : JMA Kobe 60%.