

3 . 研究報告

本章は、次に示すプロジェクトを構成する4研究課題・34テーマの研究報告をまとめたものである。

(1) 木造建物実験

- 1) E-ディフェンスによる木造建物実験
- 2) 木造建物の耐震性に関する震動台実験
- 3) 木造建物の構造要素試験
- 4) 試験建物の部材強度試験
- 5) E-ディフェンスによる京町家実験
- 6) 木造建物実験における三次元数値シミュレーション解析

(2) 鉄筋コンクリート建物実験

- 1) 実大鉄筋コンクリート建物の三次元震動破壊実験
- 2) 実大鉄筋コンクリート建物の三次元動的解析システムの開発
- 3) 実大実験の計画と予備解析
- 4) 実大構造物の振動台実験における地震時損傷モニタリング
- 5) 鉄筋コンクリート造連層耐震壁の動的復元力特性モデルの構築に関する研究
- 6) 基礎下ロードセルの検定を含む耐震壁の静加力実験

(3) 地盤・基礎実験

- 1) E-ディフェンスによる大型土槽の地盤基礎実験
- 2) 大型土槽実験の地盤物性の試験
- 3) 大型液状化実験の挙動把握および地盤特性把握
- 4) 遠心振動実験による研究(その1)
- 5) 遠心振動実験による研究(その2)
- 6) 地盤・基礎実験における三次元数値シミュレーションによる実験の予測解析(側方流動解析、その1)
- 7) 地盤・基礎実験における三次元数値シミュレーションによる実験の予測解析(側方流動解析、その2)
- 8) 地盤・基礎実験における三次元数値シミュレーションによる実験の予測解析(水平地盤中の杭基礎解析、その1)
- 9) 地盤・基礎実験における三次元数値シミュレーションによる実験の予測解析(水平地盤中の杭基礎解析、その2)
- 10) 三次元地震動データベースの構築に関する研究
- 11) 三次元強震動波形の推定に関する研究

(4) 全体研究管理

3.1 木造建物実験

3.1.1 E-ディフェンスによる木造建物実験

目次

(1) 業務の内容

- (a) 業務題目
- (b) 担当者
- (c) 業務の目的
- (d) 5カ年の年次実施計画（過去年度は、実施業務の要約）
- (e) 平成17年度業務目的

(2) 平成17年度の成果

- (a) 業務の要約
- (b) 木造免震住宅システムのE-ディフェンス実験
 - 1) 業務の実施方法
 - 2) 業務の成果
- (c) E-ディフェンスによる既存不適格建物補強・無補強実験
 - 1) 業務の実施方法
 - 2) 業務の成果
- (d) 結論ならびに今後の課題
- (e) 引用文献
- (f) 成果の論文発表・口頭発表等
- (g) 特許出願，ソフトウェア開発，仕様・標準等の策定

(3) 平成18年度業務計画案

(1) 業務の内容

(a) 業務題目

E-ディフェンスによる木造建物実験

(b) 担当者

所属機関	役職	氏名	メールアドレス
防災科学技術研究所	客員研究員	坂本 功	sakamoto@buildcon.arch.t.u-tokyo.ac.jp
	流動研究員	箕輪親宏	minowa@bosai.go.jp
	研究員	中村いずみ	izumi@bosai.go.jp
	特別研究員	清水秀丸	hidemaru@bosai.go.jp
国土交通省国土技術政策総合研究所 建築研究所	主任研究官	槌本敬大	tsuchimoto-t92ta@nilim.go.jp
	上席研究員	河合直人	kawai@kenken.go.jp
信州大学工学部	研究員	中川貴文	nakagawa@kenken.go.jp
	助教授	五十田博	hisoda@gipwc.shinshu-u.ac.jp
森林総合研究所	チーム長	杉本健一	sugimoto@ffpri.affrc.go.jp
東京大学生産技術研究所 日本システム設計 東京都立工業高等専門学校	研究官	青木謙治	aoken@ffpri.affrc.go.jp
	助教授	腰原幹雄	kos@iis.u-tokyo.ac.jp
	代表取締役	三宅辰哉	miyake@nittem.co.jp
	助教授	古屋 治	furuya@tokyo-tmct.ac.jp

(c) 業務の目的

本研究では、住宅の耐震性向上を目的とし、木造建物の地震安全性、木造住宅の耐震診断、耐震補強に関するデータを取得し、木造建物の地震時挙動の把握と耐震性能の評価を行い、耐震設計法および耐震補強法の開発を試みる。

(d) 5 ヶ年の年次実施計画（過去年度は、実施業務の要約）

1) 平成14年度：

中規模3次元振動台による劣化木造建物の大変位入力に対する破壊特性について検討する。

E-ディフェンスでの木造建物実験のため調査検討を行う。

2) 平成15年度：

地盤基礎上の木造建物等を想定した中規模3次元振動台実験を行い、大加振時の木造建物の破壊応答特性とE-ディフェンスの実験に関する資料を得る。

E-ディフェンスの木造建物実験法について検討する。

3) 平成16年度：

木造建物補強を想定した中規模3次元振動台実験を行い、大加振時の補強木造建物の地震応答特性とE-ディフェンスの実験に関する資料を得る。

E-ディフェンスの木造建物試験体、実験法について検討する。

4) 平成 17 年度 :

E-ディフェンスに於いて木造建物等の実験を行い、木造建物耐震性向上の資料を得る。

5) 平成 18 年度 :

E-ディフェンスに於いて木造建物等の実験を行い、木造建物耐震性向上の資料を得る。

全体のまとめを行う。

(e) 平成 17 年度業務目的

木造免震住宅システムの E - ディフェンス実験を行い、免震ゴム、滑り支承、ダンパー等で構成される木造免震住宅の免震・耐震限界挙動に関するデータを取得し、想定外地震動にも安全な免震住宅の開発、免震住宅の地震挙動推定に役立てる。並びに、E - ディフェンス周辺の既存不適格建物を 2 棟、E - ディフェンスに移築し、一方を耐震補強して実験し、耐震限界に関するデータを取得し、耐震補強の信頼性を検討する。

(2) 平成 17 年度の成果

(a) 業務の要約

E - ディフェンス開所式に使われた木造住宅を復旧し、木造免震住宅システムの E - ディフェンス実験を行い、免震ゴム、滑り支承、ダンパー等で構成され木造免震住宅の免震・耐震限界挙動に関するデータを取得した。また、免震層を固定し、阪神大震災の最大記録で加振し、3 回目の加振で倒壊させ、現在の木造住宅の構法が十分な耐震性を有することを確認した。

E - ディフェンスによる既存不適格建物補強・無補強実験では、まず実験に供する物件を公募し、応募された物件の中から、築 30 年の一般的な構法、構造仕様、間取りを有する 2 階建て木造軸組構法住宅 2 棟を選定した。昨年度までの準備研究で得られた知見に基づいて、選定された住宅 2 棟の移築工事方法を考案し、これにより震動台上に移築した。2 棟のうち一方のみに耐震補強を行い、2 棟同時に JR 鷹取波をフルスケールで入力し、破壊実験に供した。

その結果、耐震補強をしなかった試験体のみが倒壊に到り、耐震補強をした試験体は補強した筋かいの接合部や合板に打ち付けた釘の引き抜けなどの損傷は生じたが、倒壊には到らず、現在用いられている耐震診断と耐震補強が有効であることが検証できた。

(b) 木造免震住宅システムのE - ディフェンス実験

1) 業務の実施方法

a) 試験体

i) 上部構造

本実験の上部構造は、写真1に示す在来軸組構法で建てられた2階建て木造住宅である。建築規模としては、建築面積：72.87 m²、1階床面積：67.49 m²、2階床面積：62.93 m²、延べ床面積：130.42 m²であり、耐震要素は筋かいにより確保され、品確法の等級2を保有している。また、外壁はサイディング貼り、内壁には石膏ボード貼りとなっている。

表1に基準法及び品確法における本試験体の壁及び偏心率を示す。また、図1に試験体の平面図を、図2に立面図を示す。

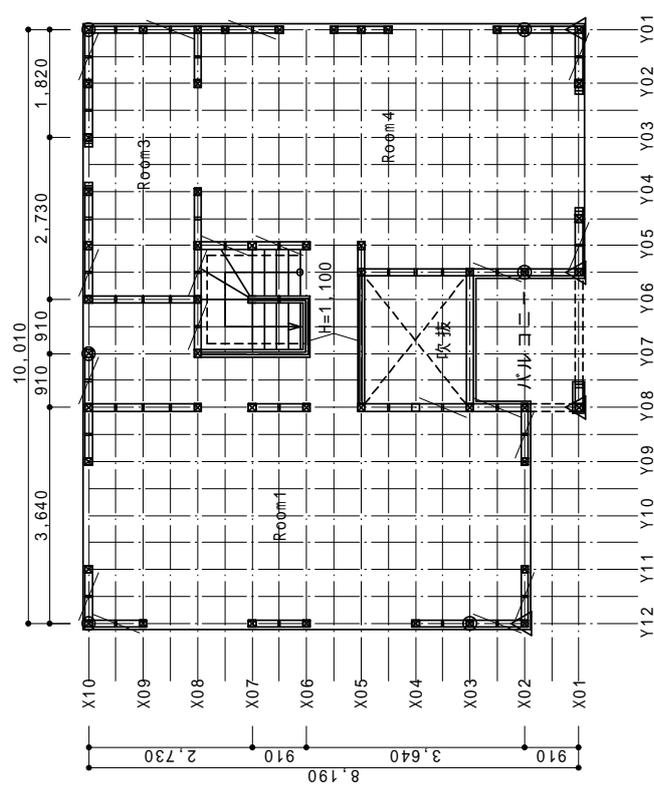


写真1 正面

写真2 背面

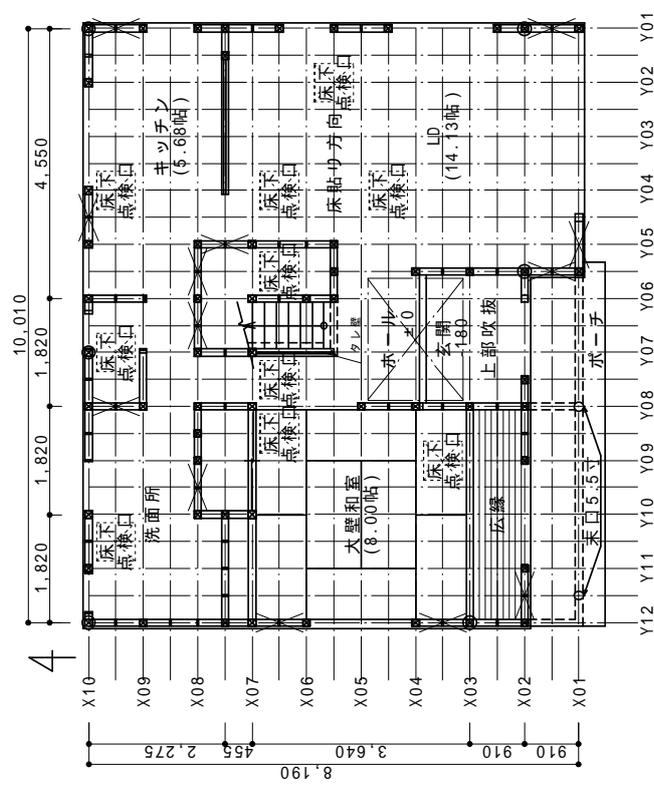
表1 壁量、偏心率

種別	区分		必要壁量(m)	存在壁量(m)	偏心率
建築基準法	2階	X方向	14.78	18.20(123.14%)	0.022
		Y方向		18.20(123.14%)	0.125
	1階	X方向	25.00	29.12(116.48%)	0.036
		Y方向		29.12(116.48%)	0.127
品確法(等級1)	2階	X方向	20.51	49.09 (228.67%)	0.036
		Y方向		39.06 (190.44%)	0.349
	1階	X方向	35.73	61.50(172.12%)	0.036
		Y方向		46.50(130.14%)	0.332



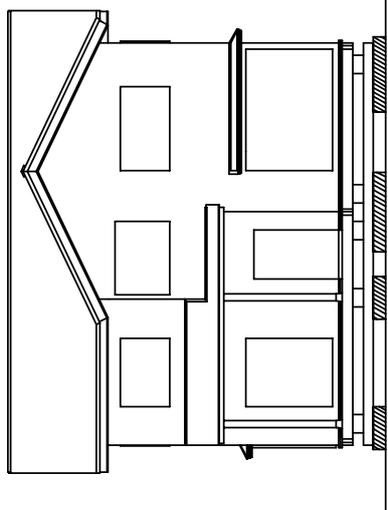
筋かいシングル(45×105) ▲ 金物補強による通し柱(120×120)
 筋かいダブル(45×105) ● 通し柱(120×120)

2階平面図

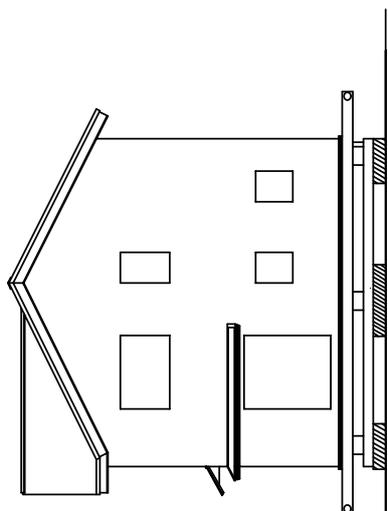


1階平面図

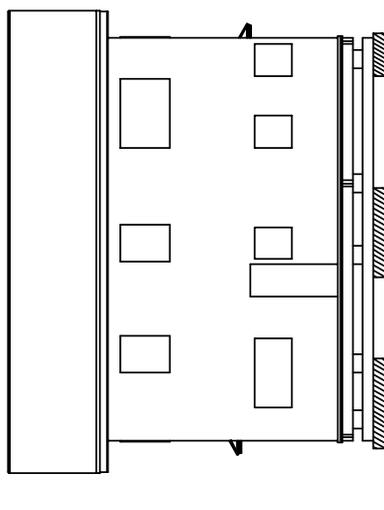
図 1 平面図



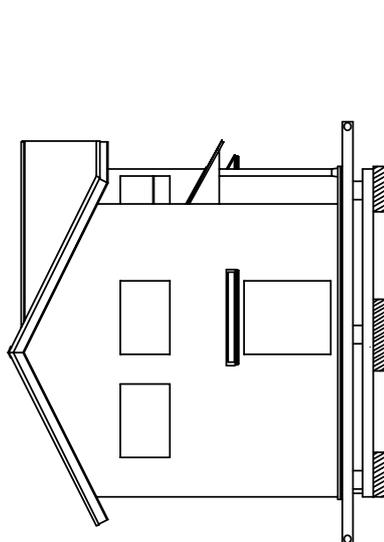
南側立面图



東側立面图



北側立面图



西側立面图

图 2 立面图

ii) 免震装置

現在実用化されている木造住宅用免震装置は、滑り系と転がり系に二分でき、それぞれについて支承面を平面または曲面としたものがあり、詳細な構成はメーカーごとに多様である。本実験ではそれらの中で一般性が高く、実施実績が最も多いものを選定する。また、本実験では免震層の変位抑制を目的として、ダンパーおよびストッパーを付加した状態での加振も行う。ダンパーおよびストッパーは選定した免震装置に付随して開発されたものを用いる。

b) 試験方法

本実験は以下、2つのフェーズから構成される。

第一フェーズ：免震住宅システムで用いられる上部構造体の限界耐震性能を確認するために免震部を固定して実施する実験

第二フェーズ：免震ゴム、滑り支承、ダンパー等で構成され木造免震住宅の免震限界挙動に関するデータを取得し、想定外地震動にも安全な免震住宅の開発、免震住宅の地震挙動推定に役立てるための実験

c) 入力地震動

i) 第一フェーズ

第一フェーズではまず大地震時の耐震性能を把握する目的で大地震入力をおこなった。ここで大地震には神戸海洋気象台観測波（以下、JMA 神戸）を用いた。次いで損傷部位を補修し、補修による耐震性能の向上について検討する。そして、第二フェーズの試験体に供し、第二フェーズ終了後、耐震限界性能を確認する目的で倒壊実験を実施する。倒壊実験には極大地震動を用いる。

ii) 第二フェーズ

実地震動および模擬地震動の中から、試験体の最大応答時の等価周期および震動台の限界性能を考慮して、できるだけ大きな応答変位が生じるものを選ぶ。本実験では長周期成分の再現性を確保することを目的として変位制御を選択する。入力地震動選定後に、加速度データをもとに数値積分により変位データを作成する。その際に必要に応じて中立軸の補正を適切に行う。また、データ補正には長周期成分を損なう恐れがあるので、フィルタは用いない。

d) 実験結果の評価

i) 第一フェーズ

大地震を一度受けた後の損傷部位の交換によって当初耐震性能まで回復されるか確認する。加えて、前記した建物の限界性能を確認する。

ii) 第二フェーズ

最大応答が免震装置の設計限界を超える場合の応答性状、およびダンパーあるいはストッパーによる最大応答変位の抑制効果を確認する。加えて、想定外地震動への対応方針について考察する。

2) 業務の成果

a) 第一フェーズ

i) 加振スケジュール

表 2 に加振スケジュールを示す。まず、大地震を想定した実験を実施し、その後、損傷部位を復旧し、復旧による性能の回復を確認した後、免震実験に供し、最後に倒壊実験を実施した。

表 2 加振スケジュール

	番号	加振波	加振レベル	備考
大地震被災 加振実験	1	ホワイトノイズ	30gal	
	2	JMA神戸	25%	
	3	JMA神戸	25%	
	4	JMA神戸	100%	
	5	ホワイトノイズ	30gal	
	6	JMA神戸	100%	NS成分のみ110%
	7	ホワイトノイズ	30gal	
被災部分の復旧				
被災後復旧 性能確認	8	ホワイトノイズ	60gal	
	9	JMA神戸	25%	
	10	JMA神戸	100%	NS成分とEW成分が加振4と 逆転して入力された
	11	ホワイトノイズ	60gal	
第二フェーズ(免震実験)				
倒壊実験	12	JMA神戸	100%	倒壊せず
	13	JR鷹取	100%	倒壊せず
	14	JR鷹取	100%	倒壊せず
	15	JR鷹取	100%	倒壊

注) 以上の加振のほか、震動台の特性や試験体の特性を把握する目的で微小加振を数度実施している。

ii) 被災状況と復旧

図 3 に”4 JMA 神戸 100%”(以下、被災実験)の破壊性状を示す。内壁のせっこうボードで、開口部の隅部における割れや柱・はりの仕口部で圧壊、さらに取り付けビスの抜け及びめり込みが見られた。外壁のサイディングには、開口部の隅部で割れや留め付け釘を起点とした割れが見られた。ボード類をはがして軸組の状況を確認したが、目視では損傷も確認できず、さらに軸組やすじかいを留めつけている金物類にも緩みは見られなかった。最大層間変形角は $1/27\text{rad}$ であった。つまり、被災状況は前述したようなサイディング、内壁石膏ボードなどの隅部や開口部周りの割れであったので、外装材及び内装材のみを張り替え補修復旧した。その際、一部 2 階西側洋室の内装材の継ぎ目にパテ塗りを施したこと、階段の内装材については継ぎ目が離れて取り付けられたこと、などの違いが生じた。さらに、一部内装材取り付け用ビスが被災実験とは別種の部分がある。しかしながら、これらの構造強度への影響は小さいと考えられ、被災実験と復旧実験は同等とみなしてよからう。

図 4 に”10 JMA 神戸 100%”(以下、復旧実験)の破壊性状を示す。復旧実験における破

壊性状としては、被災実験と同様で、内装材のせっこうボードの割れや圧壊、ビス部のめり込みや抜け、外装材のサイディングの割れであった。

以上のとおり、被災実験と復旧実験の損傷部位や損傷の程度に大きな違いは見られなかった。

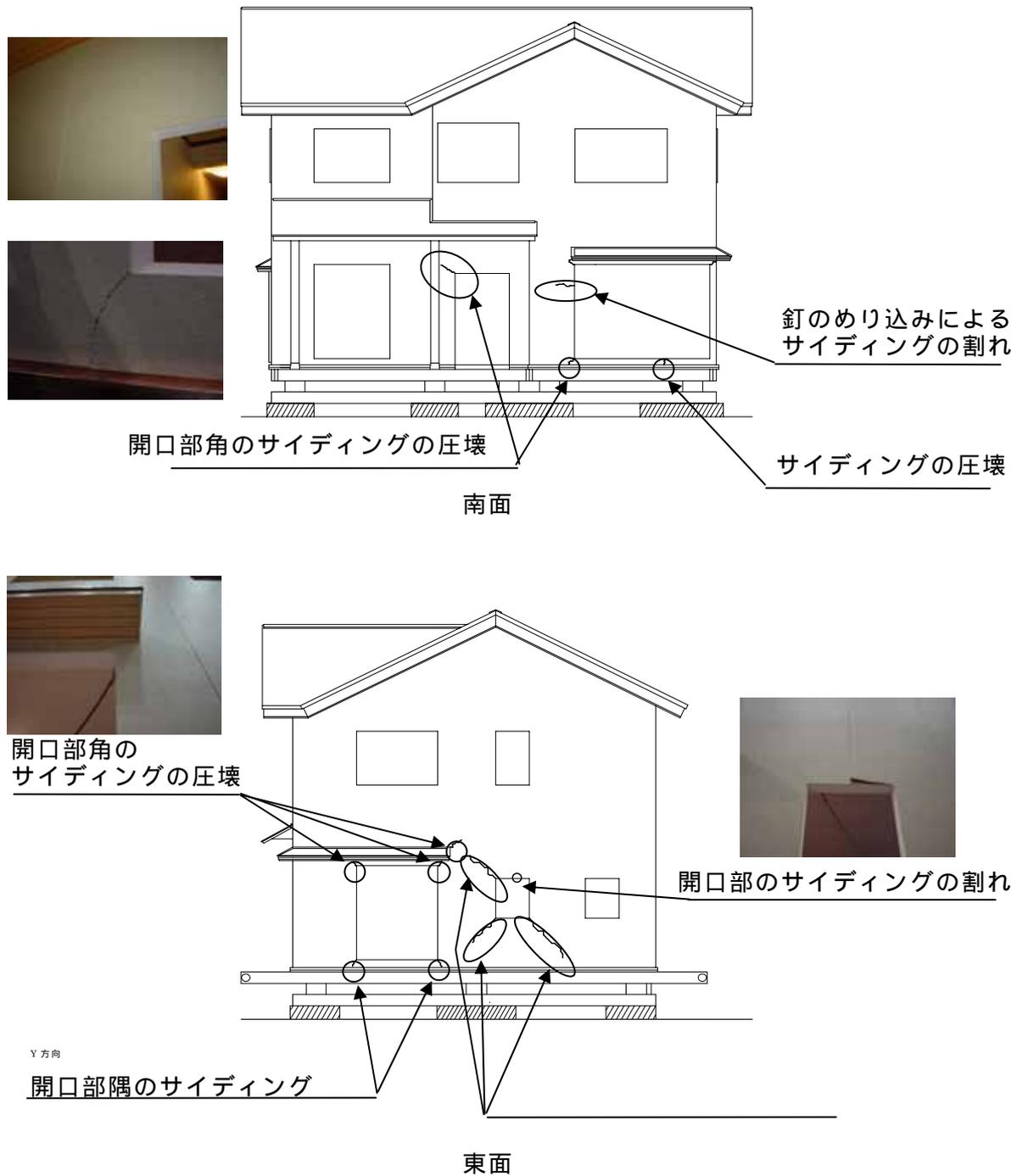


図3 被災実験の損傷の様子

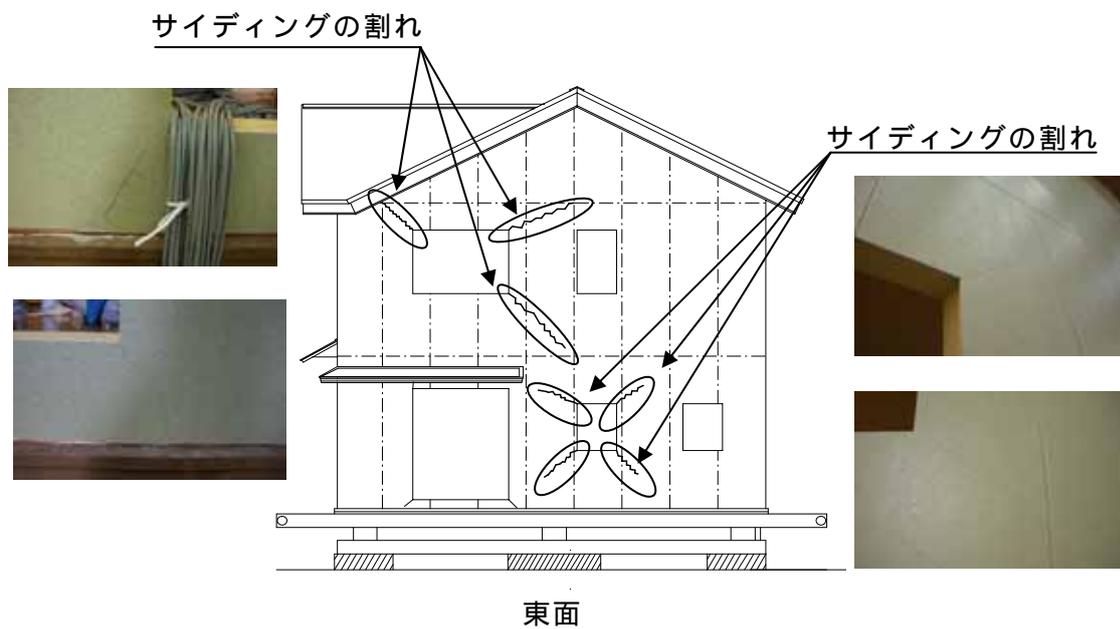
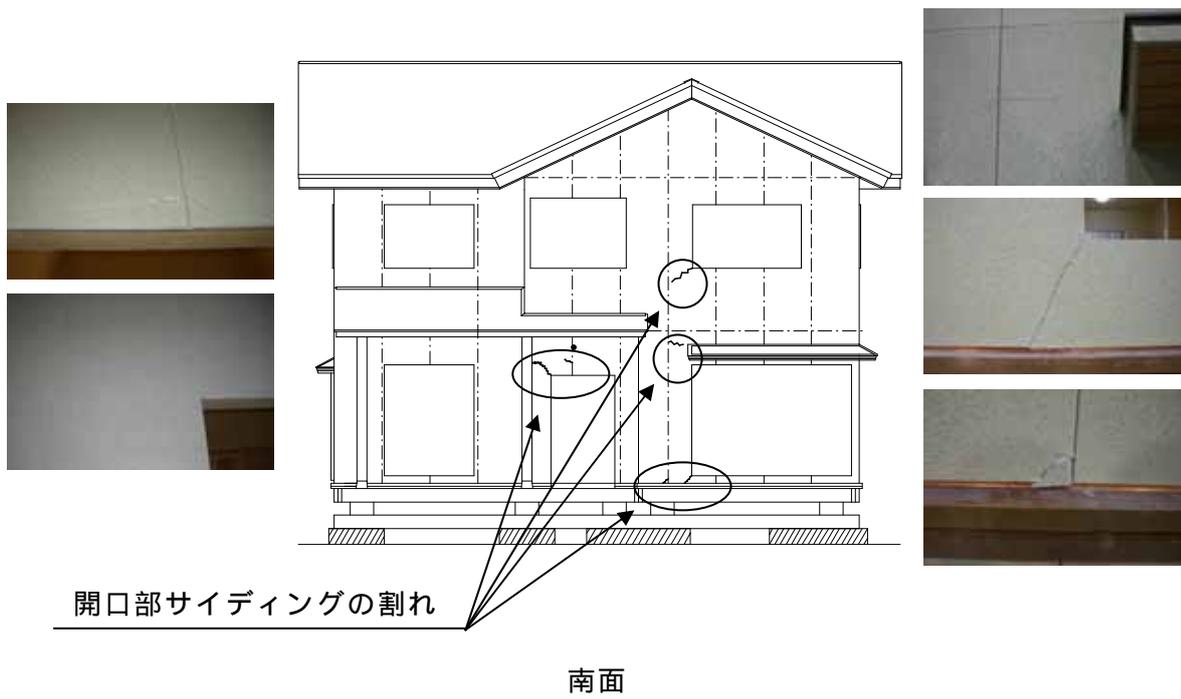


図 4 復旧実験の損傷の様子

iii) 固有振動数

大地震を想定した加振後の 1 次並進固有振動数の変化を X、Y 方向それぞれに対して検討する。図 5 には結果を整理して示した。横軸は表 2 の加振スケジュール中の“番号”に対応している。1 と 8 を比較すると固有振動数の被災部分の復旧による回復が読み取れるが、ほぼ値は変化していない。さらに、5 と 11、7 と 12 の比較によって大地震後の低下への影響がわかるが、顕著な違いは見られず、被災部分の復旧によって固有振動数はほぼ回復するとみなせる。

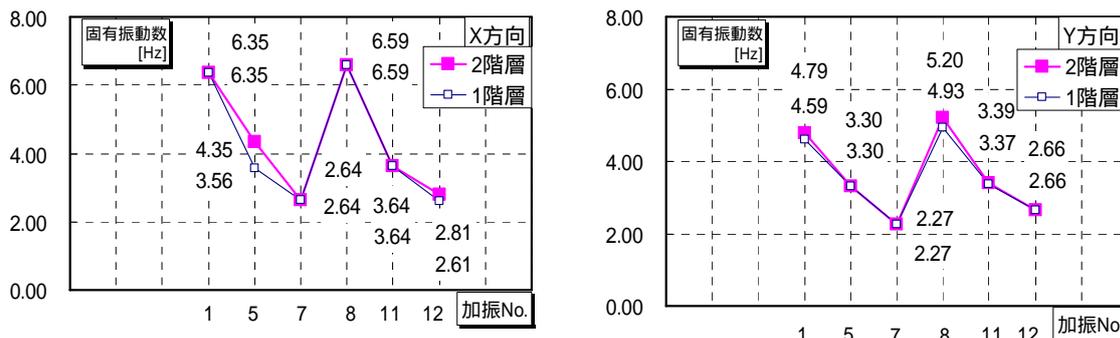


図 5 固有振動数

iv) 層せん断力 - 層間変位関係の比較

被災実験及び復旧実験における層せん断力・層間変位関係を比較する。図 6 に被災実験と復旧実験の JMA 神戸 100%加振時の各層間変位計測点での層せん断力・層間変位関係を、図 7 に 1 階層についての層せん断力・層間変位関係の包絡線を示す。入力地震波の方向が異なるため、変位の直接的な比較は難しいが、荷重変形関係をみると被災実験の方が大きい部分があったり、復旧実験のほうが大きいほうがあったりと、明確に違いを見出すことはできず、ほぼ同等と判断できる結果となった。

また、1 階の地震力算定用重量は 340kN で、両方向ともベースシア 1.0 を上回る保有耐力を有していることがわかった。

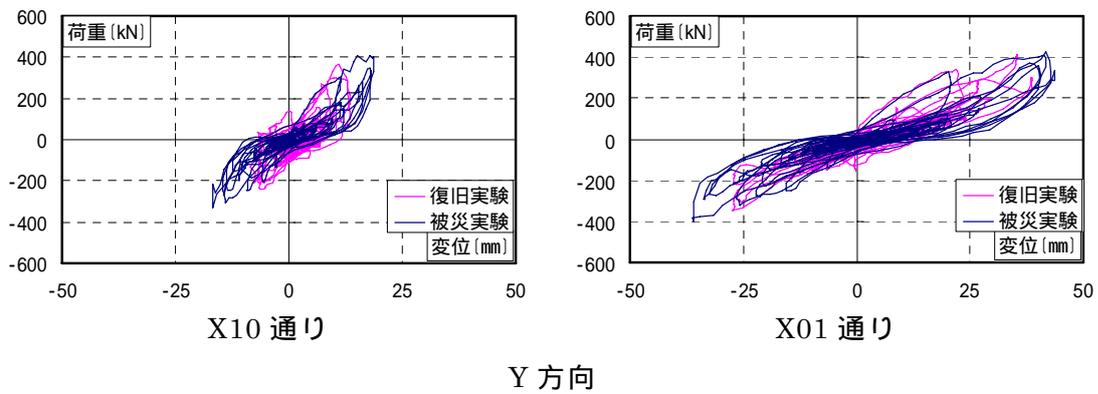
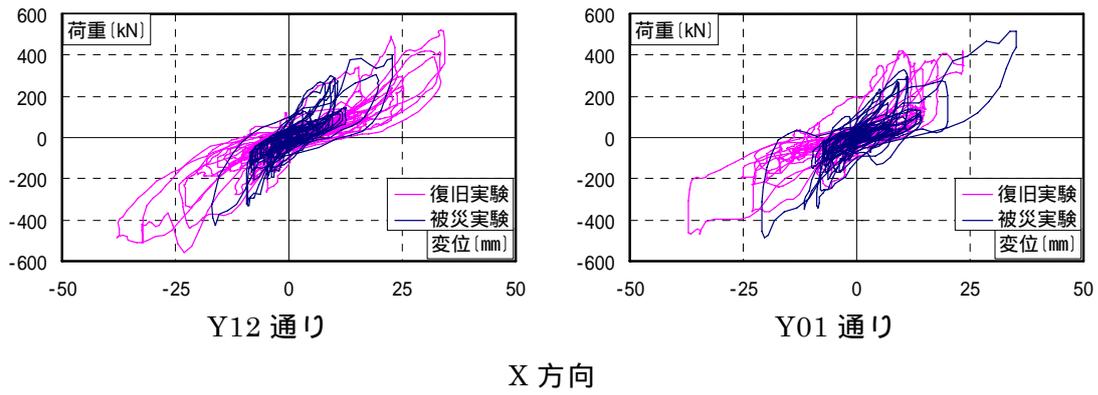


図 6 層せん断力 - 層間変位関係

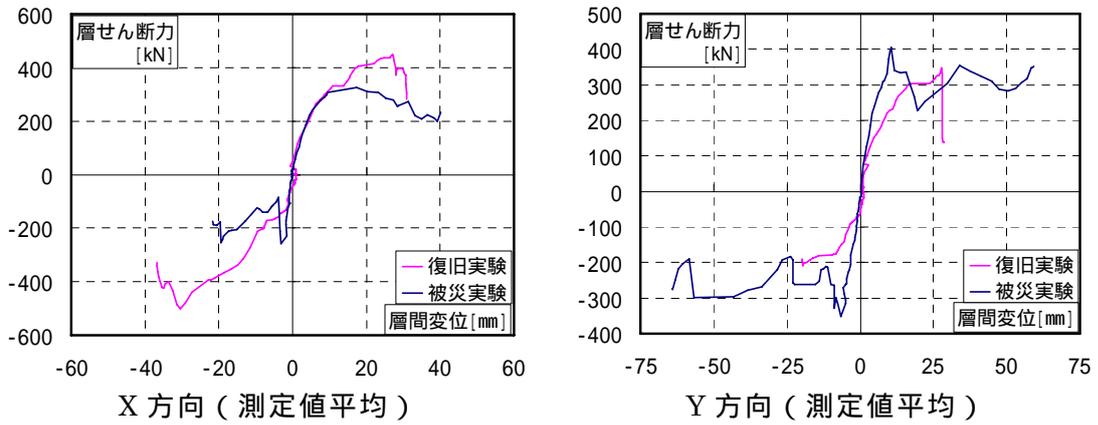


図 7 1階層せん断力層間変位関係の包絡線

v) 倒壊実験

加振 12 以降は倒壊を目的に実施した加振であるが、1 波では倒壊に至らしめることができず、結果として 3 波目の JR 鷹取にて倒壊した。倒壊の様子を写真 3 に示す。



写真 3 倒壊実験の様子

vi) 限界耐力計算による応答変形の追跡

神戸波 100% に対して限界耐力計算により応答変形の追跡を試みた。応答変形計算は、基本的に建築基準法施行令第 82 条の 6 (以下、政令) ならびに平成 12 年告示第 1457 号の方法に従うが、追跡精度を高めるため若干の変更を加えた。下記に計算の流れを示す。

各層の荷重変形関係は実験結果を参照し、正の包絡線と負の包絡線を包絡する最大応答の点を数点 ~ 10 数点より求める。

1 自由度系の荷重変形関係は、荷重を P で求めた曲線の 1 階の層せん断力とし、代表点変位を同時刻の各階の変位 δ_i に基づいて以下の式により求める。

$$\Delta s = \frac{\sum m_i \cdot \delta_{si}^2}{\sum m_s \cdot \delta_{si}} \quad 1)$$

m_i : 各層の質量

同様に等価質量を同時刻の各階の変形に基づいて以下の通り求める。

$$M = \frac{(\sum m_i \cdot \delta_{si})^2}{\sum m_i \cdot \delta_{si}^2} \quad 2)$$

荷重変形関係を、減衰により低減した加速度 S_a -変位 S_d 曲線（以下、要求性能曲線と呼ぶ）と比較する際は、 で求めた荷重変形関係の荷重を で求めた時々刻々の等価質量で除す。

加速度 S_a は、振動台実験に入力した目標加速度に対する加速度応答スペクトルとする。加速度の低減に用いる減衰は、以下の告示式を用いる。

$$h = 0.20(1 - 1/\sqrt{\mu}) + 0.05 \quad 3)$$

μ : 塑性率 (= du/dy)

加速度の低減は告示式を用いず、直接、粘性減衰を考慮した線形応答解析によって求める。周期と減衰の関係式は、次の の通り定める。

建物の復元力特性をバイリニア型と仮定すると、塑性率 μ に関する初期周期 T_o と等価周期 T_e の関係は式 4)の通りとなる。ついで、3)式と 4)式より減衰と周期の関係が 5)式のように得られる。なお、初期周期は建物の壁量により異なると考えられるが、ここでは 0.3 秒とする。

$$T_e = \sqrt{\mu} \cdot T_o \quad 4)$$

$$T_e < T_o \quad h = 0.05$$

$$T_e \geq T_o$$

$$h = 0.20(1 - T_o/T_e) + 0.05 \quad 5)$$

結果の S_a - S_d 関係を図 8 に示す。要求性能曲線と荷重変形関係は交わらず、解を求めることはできなかった。

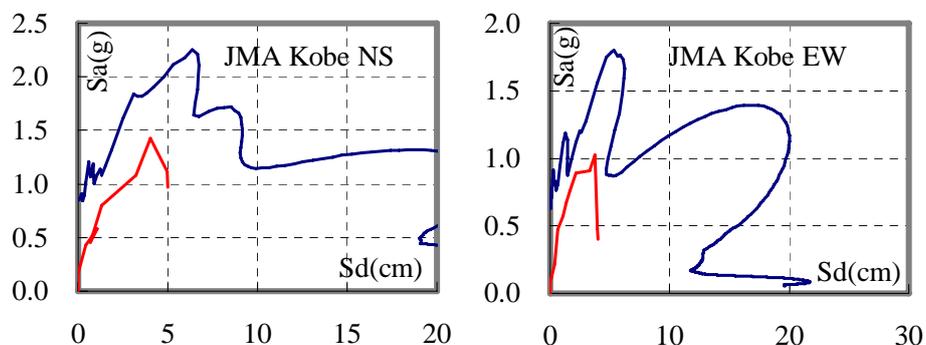


図 8 限界耐力計算 S_a - S_d 曲線の比較

b) 第二フェーズ

i) 試験体の状況

試験体は本実験に先立って行われた第一フェーズに用いたものと同じである。第一フェーズでは免震層を鋼製ブロックにより固定して、耐震建物として実験を行い、同実験終了後に鋼製ブロックを取り外して、免震建物として本実験に供している。なお、上部架構は第一フェーズにおいて $1/30\text{rad}$ 程度の最大層間変形角を経験しており、外壁サイディングおよび内壁石膏ボードなどに損傷が生じていたが、それらの補修は行っていない。試験体の全景を写真 4 に示す。



写真 4 試験体全景

免震層は、滑り支承、積層ゴム支承、ダンパー、ストッパーの 4 種類の免震装置で構成した。基礎に相当する鋼製免震架台と免震装置の配置を図 9 に示す。なお、標準状態では滑り支承、積層ゴム支承のみであり、ダンパー、ストッパーは想定外入力による過大応答変位を抑制する目的で設置している。現時点で実用化されている木造住宅などの低層建物用の免震装置およびその組合せにはこのほかに多数存在するが、ここで用いたものが最も実施件数が多く、したがって一般性が高いといえる。各免震装置の仕様を以下に述べる。

）滑り支承

本装置は鉛直荷重支持材、および摩擦抵抗による減衰材として機能する。本装置は写真 5 および図 10 に示すように、スライダ板とスライダ束によって構成される。スライダ板の基材は厚さ 3mm の冷間圧延ステンレス鋼板 SUS304 であり、その表面に PTFE 系樹脂が塗布されている。スライダ束は鋼製束、摺動子、緩衝ゴム、摺動子受け、摺動子ベースからなる。摺動子はスライダ板と同様に厚さ 3mm の冷間圧延

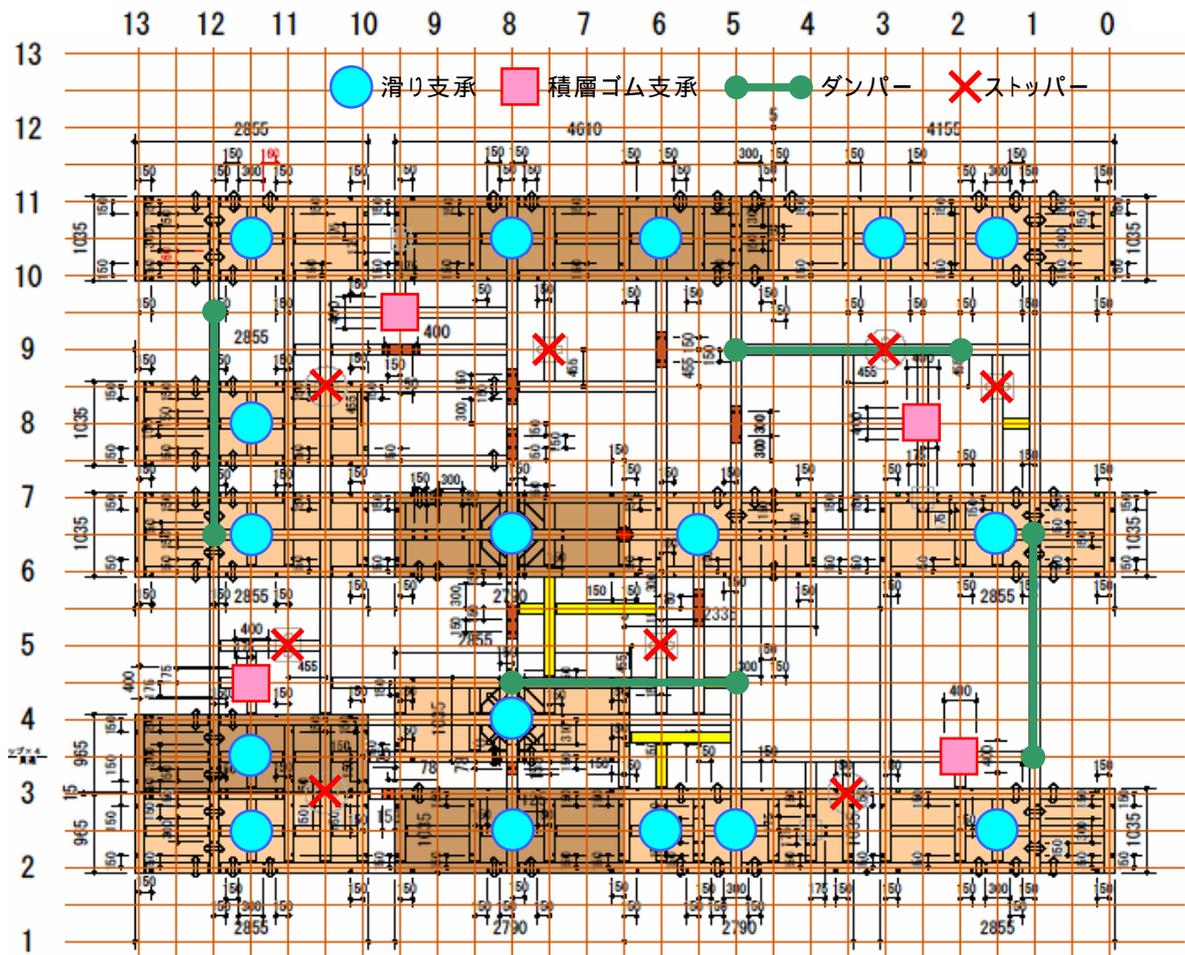


図9 免震架台の構成・面装置の配置

ステンレス鋼板 SUS304 を基材とし、その表面に PTFE 系樹脂が塗布されている。その他の鋼材はすべて SS400 としている。緩衝ゴムの配合を表 3 に示す。本装置の製造者は株式会社一条工務店である。

本装置の摩擦係数は、面圧 $12\text{N}/\text{mm}^2$ 、速度 $20\text{cm}/\text{sec}$ の下で行われた試験により平均

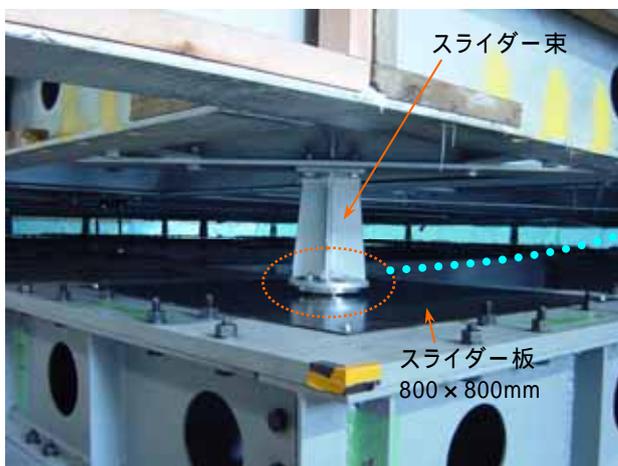
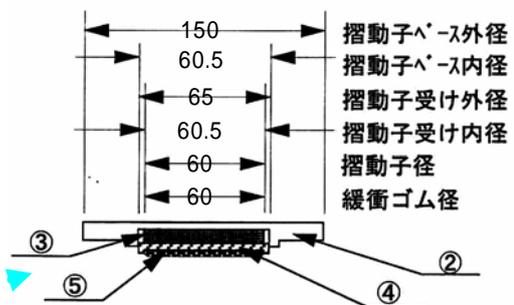


写真5 滑り支承の設置状態



①	スライダー板 (Sus304)
②	摺動子ベース (Sus304)
③	緩衝ゴム (クロロプレンゴム)
④	摺動子受け (Sus304)
⑤	摺動子 (Sus304-塗布材コーティング)

図10 摺動子の構成

値が 0.0645、標準偏差が 0.0015 であることが確認されている。また別途行われた試験により面圧が高いほど、また速度が高いほど摩擦係数が低下する傾向があることが確認されている。

表 3 緩衝ゴムの配合 (重量比率)

材料	クロロプレン ゴム	充填材・補強材	加硫材・その他
緩衝ゴム	40%以上	40%以上	20%以下

）積層ゴム支承

本装置は水平バネおよび減衰材として機能し、鉛直荷重は支持しない。本装置は写真 6 および図 11 に示すように、高減衰ゴム材料による内部ゴムと内部鋼板を交互に積層した部分と、端部の連結鋼板によって構成され、積層部の外周は耐候性の高い被覆ゴムで覆われている。連結鋼板には上下の構造物と接合するためのフランジがボルトにより取り付けられている。鋼材の材質はすべて SS400 である。ゴム材料の配合を表 4 に示す。本装置の製造者は株式会社ブリヂストンである。

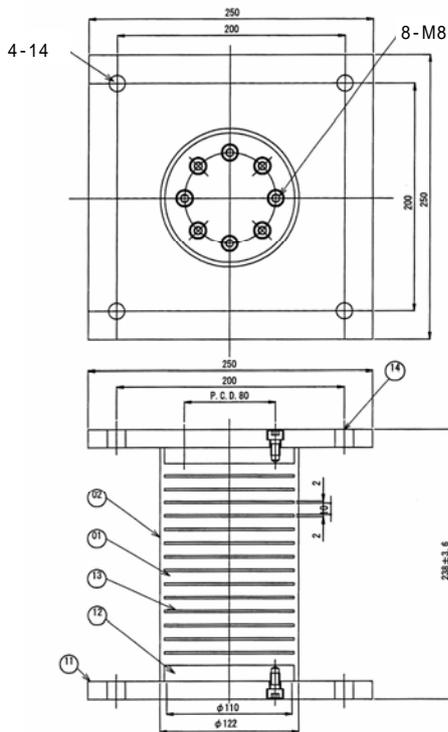


写真 6 積層ゴム支承の設置状態

14:六角穴付ボルト
13:中間板
12:連結鋼板
11:フランジ板
02:被覆ゴム
01:内部ゴム

図 11 積層ゴムの構成

表 4 積層ゴム支承のゴム材料の配合（重量比率）

材料	天然ゴムまたは合成ゴム	充填材・補強材	加硫材・その他
内部ゴム	50%以上	20%以上	25%以下
被覆ゴム	40%以上	15%以上	40%以下

水平せん断実験による本積層ゴム支承の荷重変形関係を図 12 に示す。設計限界変形は 35cm、品質管理基準上の限界歪みは 400%であるが、実験による限界はこれらを大きく上回り、破断変形量は 74cm 程度となっている。別途行われた正負繰返し加力実験により本装置の設計限界以下の変形領域における等価減衰定数の平均値および標準偏差はそれぞれ 0.172, 0.009 と確認されている。

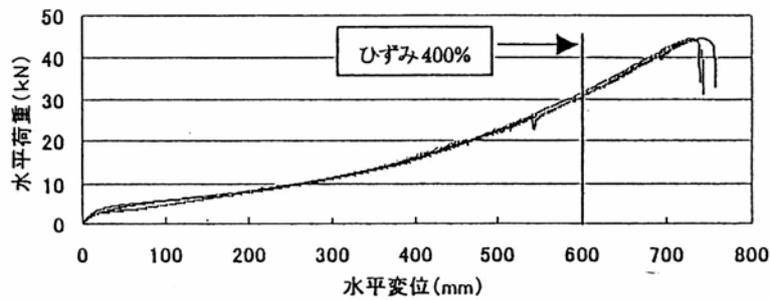


図 12 積層ゴム支承の水平せん断実験結果

）ダンパー

ダンパーには THK 株式会社製の RDT(Rotary Damping Tube)を用いる。形状を写真 7 および図 13 に示す。本装置の速度 v (cm/sec)と荷重 F (kN)の関係は実験により次のように確認されている。

$$F = \frac{1.23 \cdot v}{1 + 0.01164 \cdot (34.18 \cdot v)^{0.7889}} + 3.0 \quad 6)$$

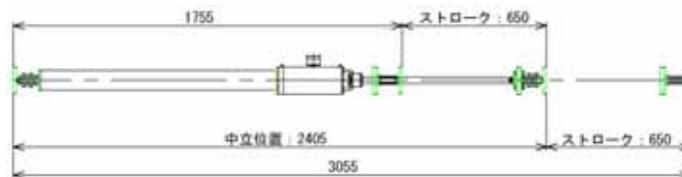


図 13 ダンパー(RDT)の形状



写真 7 ダンパー(RDT)の設置状態

）ストッパー

本装置にはステンスリングを用いており、図 14 に示すように取付け金物を介して上下の構造物に取り付けられる。ステンスリングには SUS304 を材料としたステンレスワイヤーを用いている。ステンレスワイヤーの仕様を表 5 に示す。取付け金具には球状黒鉛鋳鉄 FCD450-10 を用いている。取付け金具の形状を図 14 の中に示す。本装置の製造者は株式会社一条工務店、神鋼鋼線工業株式会社、クロダイト工業株式会社である。

このストッパーワイヤーの荷重変形関係が実験により図 15 のように確認されている。本結果により設計限界耐力は 30kN と設定されているが、破断荷重はそれを大きく上回り、83kN 程度となっている。

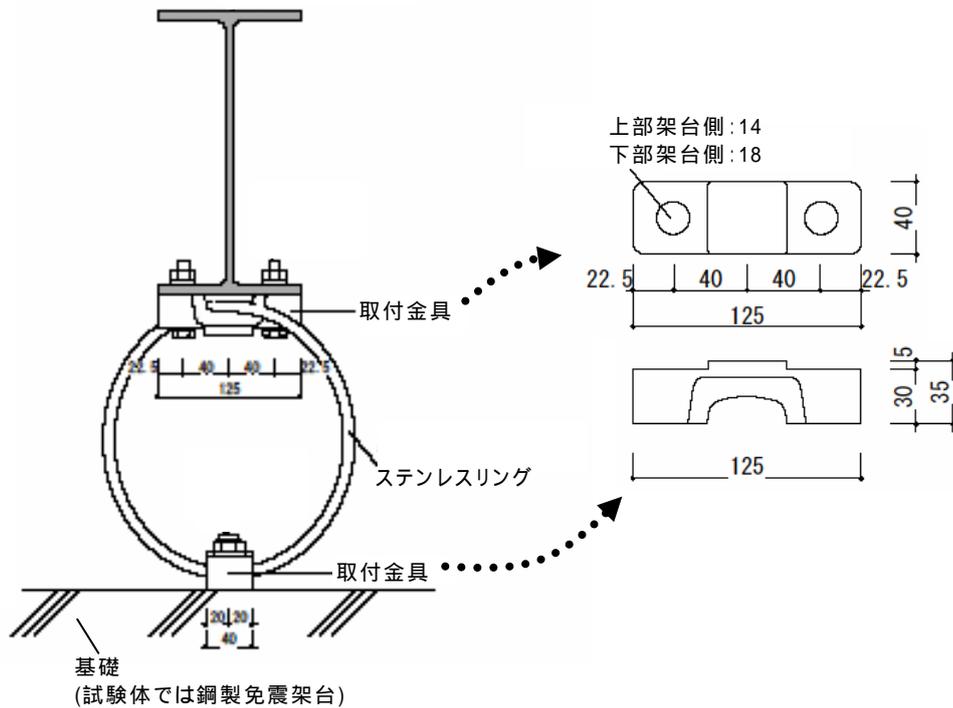
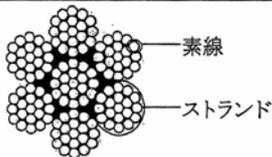


図 14 ストッパーの構成

表 5 ストッパー用ステンレスワイヤーの仕様

規 格		神鋼鋼線規格
構成		
	7×19 SS/O	
リング	公称径	10 mm
	許容差	+0.70 mm
撚り方		普通 Z 撚り
撚りの長さ		65 mm (標準)
外層素線径		0.67 mm
破断荷重		74.1 kN (7.56tf) 以上
単位質量		0.419 kg/m
標準断面積		48.2 mm ²

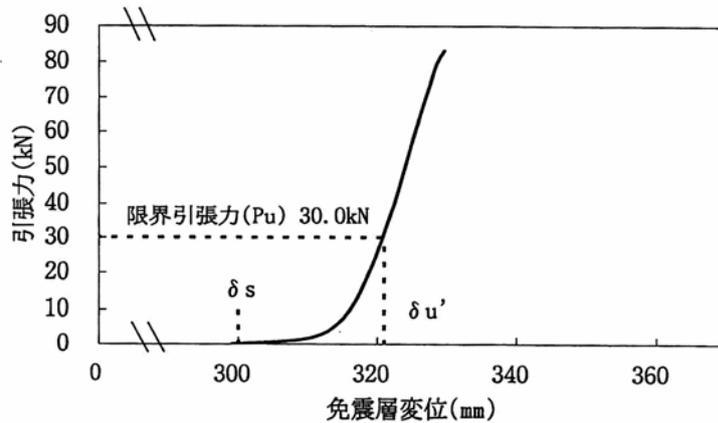


図 15 ストッパーの引張実験結果

c) 入力波

1) 入力波の選定

免震建物にとって建築基準法で想定される地震動による応答変位を上回る応答をもたらすと考えられる地震動を含め、図 16 に示す 7 種類の地震動を入力地震動として選定した。このうち、浜松 S1 と静岡 S1 は東海地震を想定した模擬地震動である。JR 鷹取および JMA 神戸は兵庫県南部地震(1995)の際に JR 鷹取駅および神戸海洋気象台で記録された地震動、JMA 川口は新潟中越地震(2004)の際に川口町で記録された地震動、Kocaeli と TCU067 はそれぞれトルコ地震(1999)および台湾集集地震(1999)の際に記録された地震動である。減衰定数 0.25 の系に対する入力波の変位応答スペクトルを図 17 に示す。本試験体の最大応答変位時の固有周期は 2~4sec 程度と考えられ、JMA 神戸と TCU067 を除き、最大応答変位が積層ゴム支承の設計限界変位を超える可能性がある。

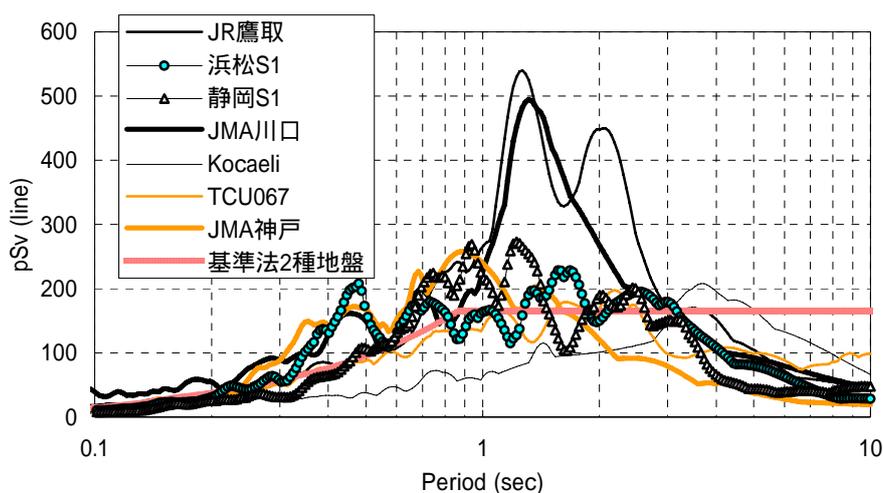


図 16 選定した入力波の擬似速度応答スペクトル(h=0.05)

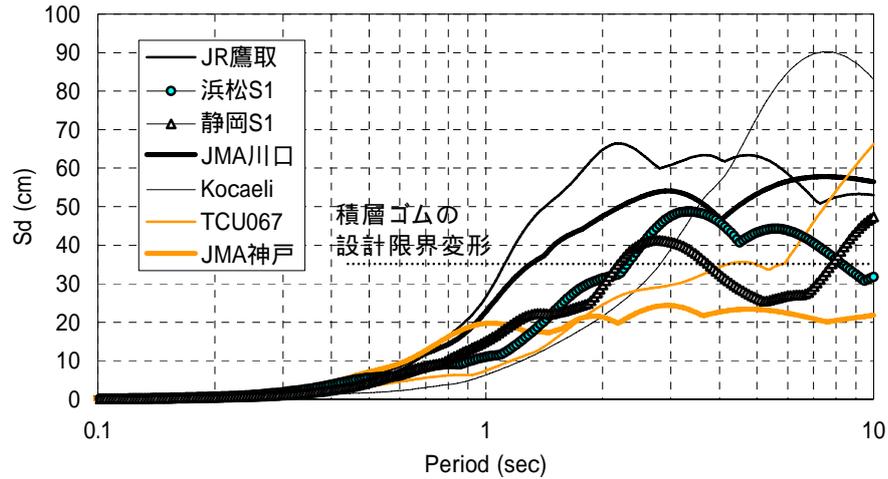


図 17 入力波の変位応答スペクトル(h=0.25)

）入力波データの作成方法

免震建物実験および、その後に予定されている既存木造住宅の倒壊実験では入力波の長周期成分を精度よく再現することが重要であるので、震動台の制御方法として変位制御を採用した。入力変位データは各地震動の加速度記録を用いた積分によって求めた。その際に次のような中立軸補正を行った(図 18 参照)。

加速度記録を積分して速度波形を求める。この積分速度波形は多くの場合ある時刻から中立軸から離れ始める。この時刻以降の積分速度データを対象として時間の 2 次関数に近似し、これを補正関数とする。

積分速度データから当該時刻の補正間数値を差し引いて補正する。

補正後の速度波形を積分して変位波形を求め、これを入力変位データとする。

以上の方法による入力変位データを 2 回微分して得られる加速度データは、図 18 最下段のように原記録に対して極めて短時間に生じるピークが小さくなることがあるが、原記録と補正記録の応答スペクトルはごく短周期領域を除きほぼ一致したので、この差異は無視して支障が無いと判断した。

なお、積分速度波形がある時刻から中立軸から離れ始める原因として、過大な加速度入力により計測加速度に誤差が含まれ、加速度と速度の間の積分・微分関係が損なわれこと、あるいは加速度計が設置されている地盤周辺の非線形化により加速度計に傾斜が生じることなどが考えられる。

地震動データは NS, EW の直交 2 成分として記録されており、上記の方法による速度データ、変位データも NS, EW 方向ごとに求められる。免震建物ではその最大応答変位は最大入力速度が作用する方向(速度主軸方向)に生じること

表 6 目標入力データ作成時の縮小率

入力波	縮小率(%)		
	主軸成分	副軸成分	上下成分
JMA 神戸	100	100	100
JR 鷹取	100	100	100
JMA 川口	99.3	100	88.5
Kocaeli	100	87.3	100
TCU067	93.2	100	100
浜松 S1	100	100	100
静岡 S1	100	100	100

がわかっているので¹⁾、NS, EW 成分をもとに速度主軸成分とその直交方向成分(速度副軸成分)を求め、主軸成分を震動台 Y 方向に、副軸成分を震動台 X 方向に入力することとした。主軸成分、副軸成分および上下成分についてそれぞれの加速度・速度・変位の最大値が震動台の限界性能以下となるように表 6 に示す縮小率を乗じたものを目標入力データとした。各地震動の目標入力データの平面履歴、速度主軸、および加速度・変位の主軸成分・副軸成分を図 19~25 に示す。図 19~25 の各図における(b)に示した時刻歴波形は変位データの中立軸が peak-peak の中央となるようにオフセットし、データの前後に 10sec のエンベロップを付加したものであり、これが実際の目標入力データである。

また、震動台の入力補償システムは変位制御による加振に対応していなかったため、以上の方法による目標入力データに震動台の振動特性を考慮して下記の補正を行ったものを震動台への命令波とした。

$$\text{水平方向 } D = D_0 + 0.06531 \cdot V_0 + 0.001658 \cdot A_0 \quad 7)$$

$$\text{上下方向 } D = D_0 + 0.03333 \cdot V_0 + 0.000433 \cdot A_0 \quad 8)$$

ここで、 D : 命令変位(cm)

D_0 V_0 A_0 : 目標入力の変位(cm)、速度(kine)、加速度(gal)

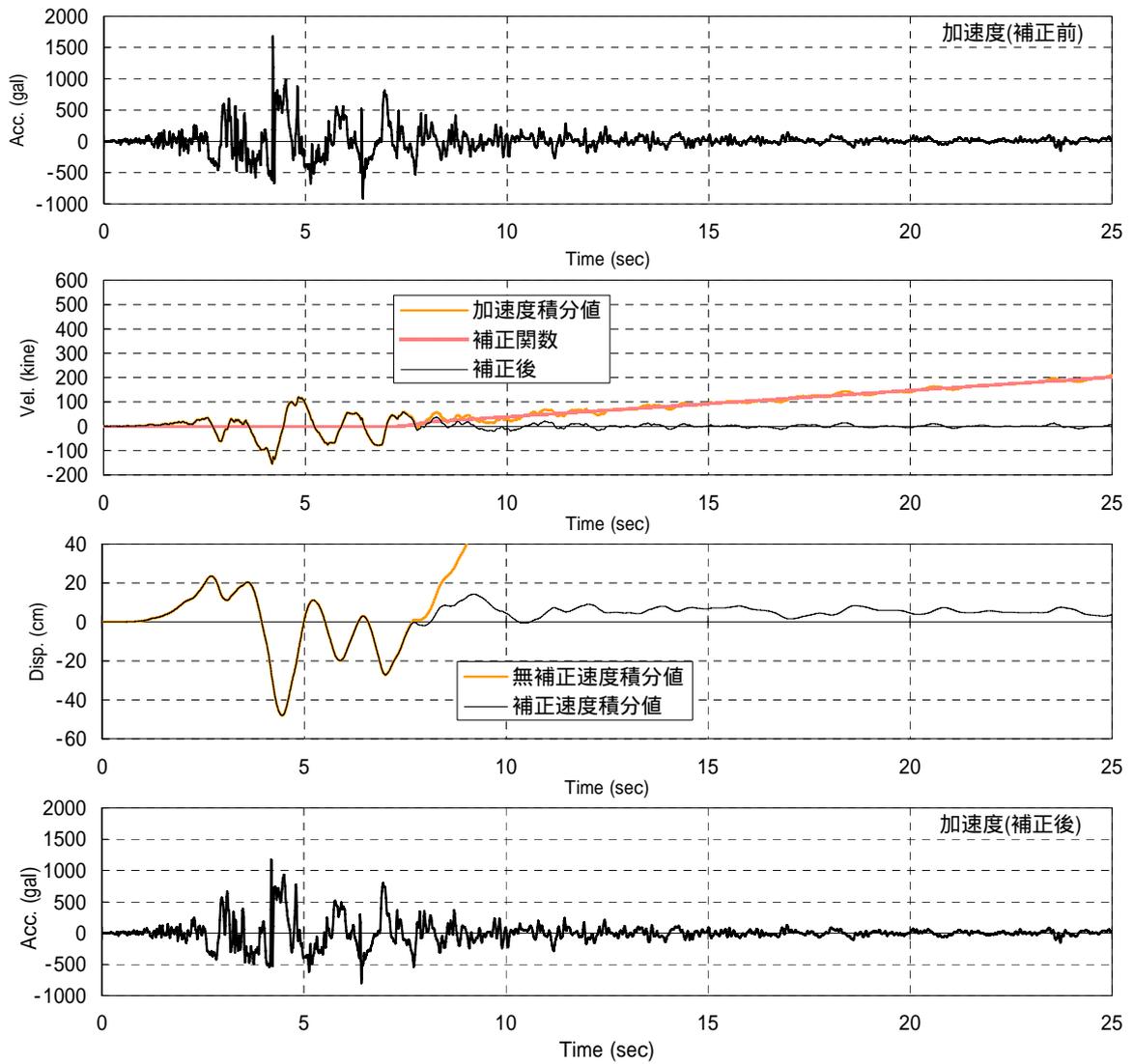
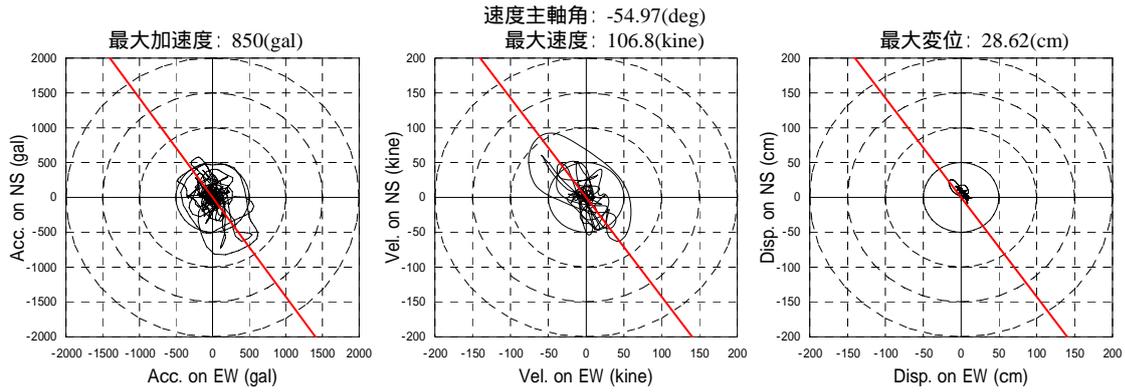
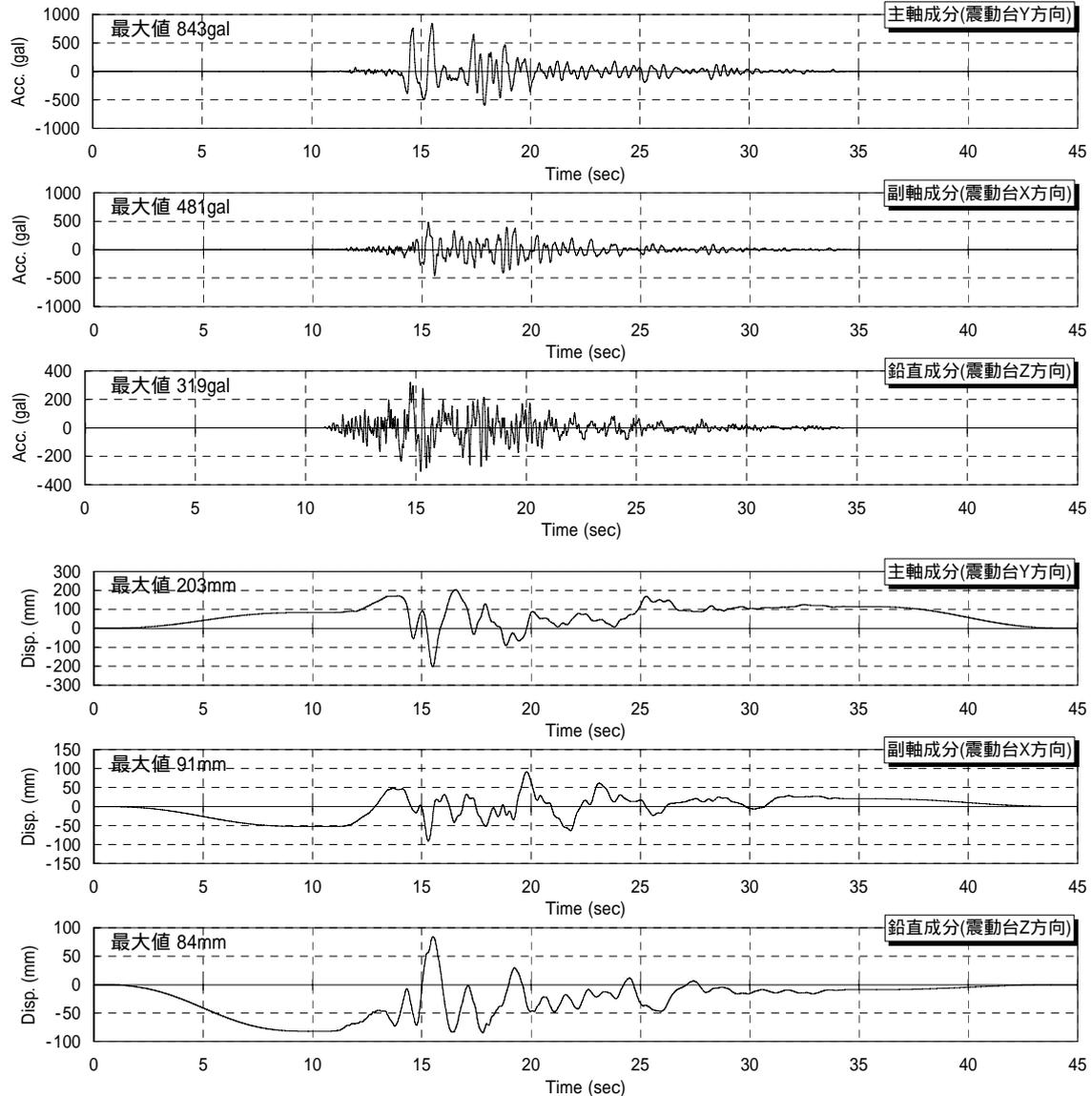


図 18 変位データの作成過程(JMA 川口 EW 成分)

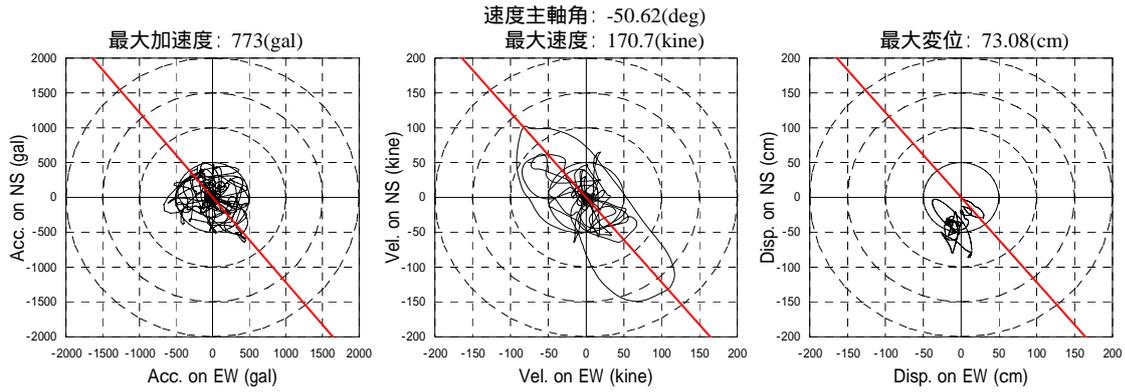


(a) 加速度・速度・変位の平面履歴と速度主軸(原記録)

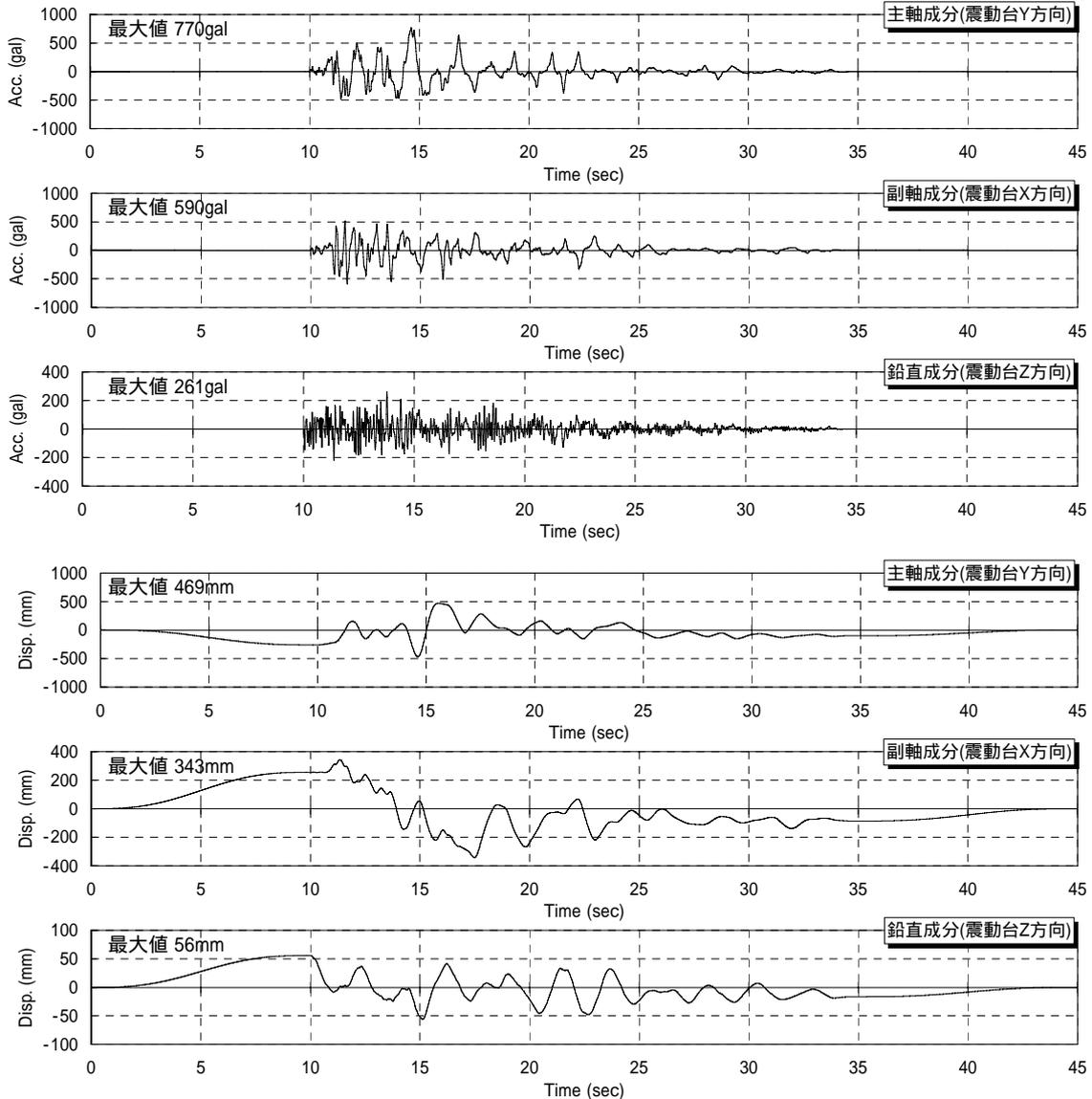


(b) 加速度・変位時刻歴(速度中立軸補正・エンベロップ付加後)

図 19 入力目標波の平面履歴と加速度・変位波形 (JMA 神戸)

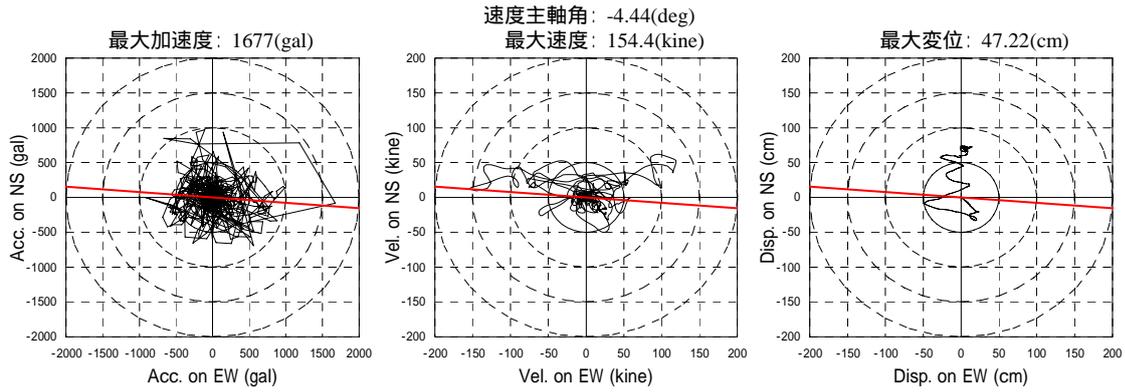


(a) 加速度・速度・変位の平面履歴と速度主軸(原記録)

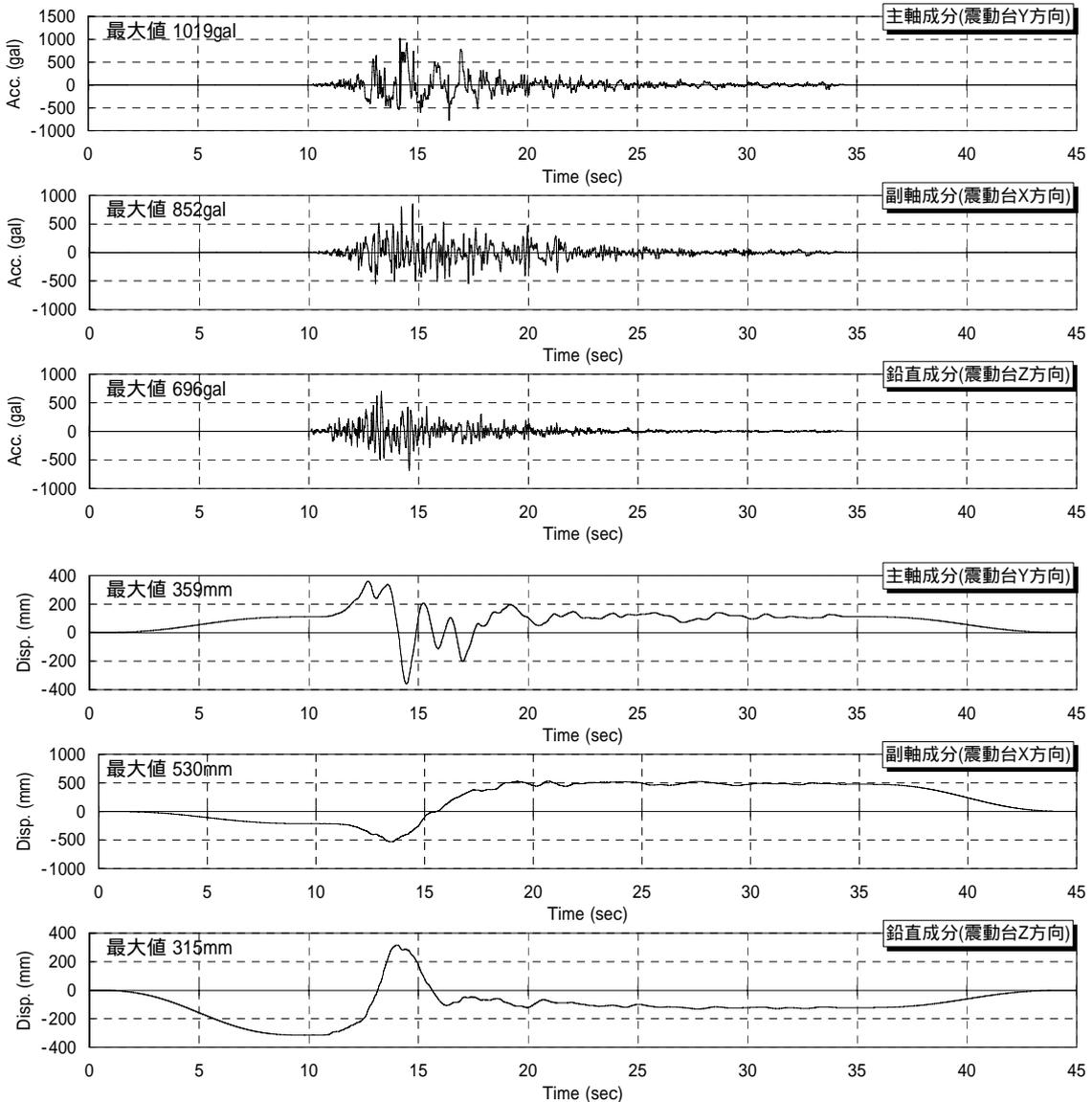


(b) 加速度・変位時刻歴(速度中立軸補正・エンベロップ付加後)

図 20 入力目標波の平面履歴と加速度・変位波形 (JR 鷹取)

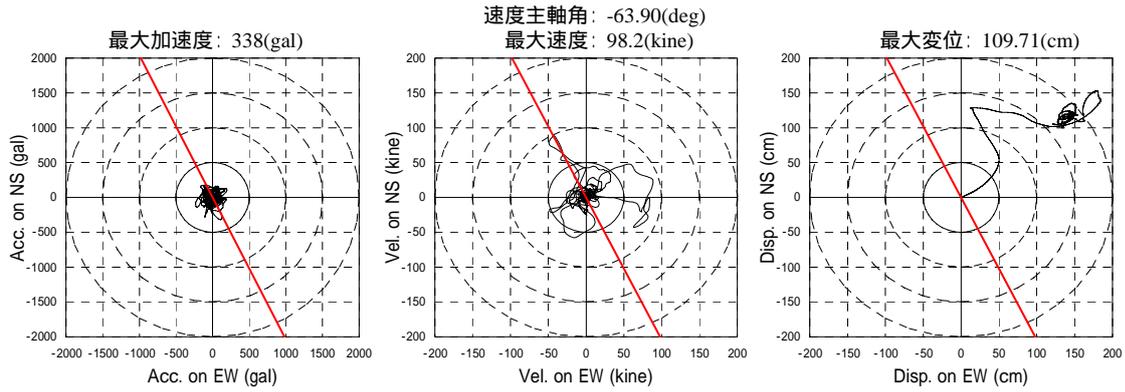


(a) 加速度・速度・変位の平面履歴と速度主軸(原記録)

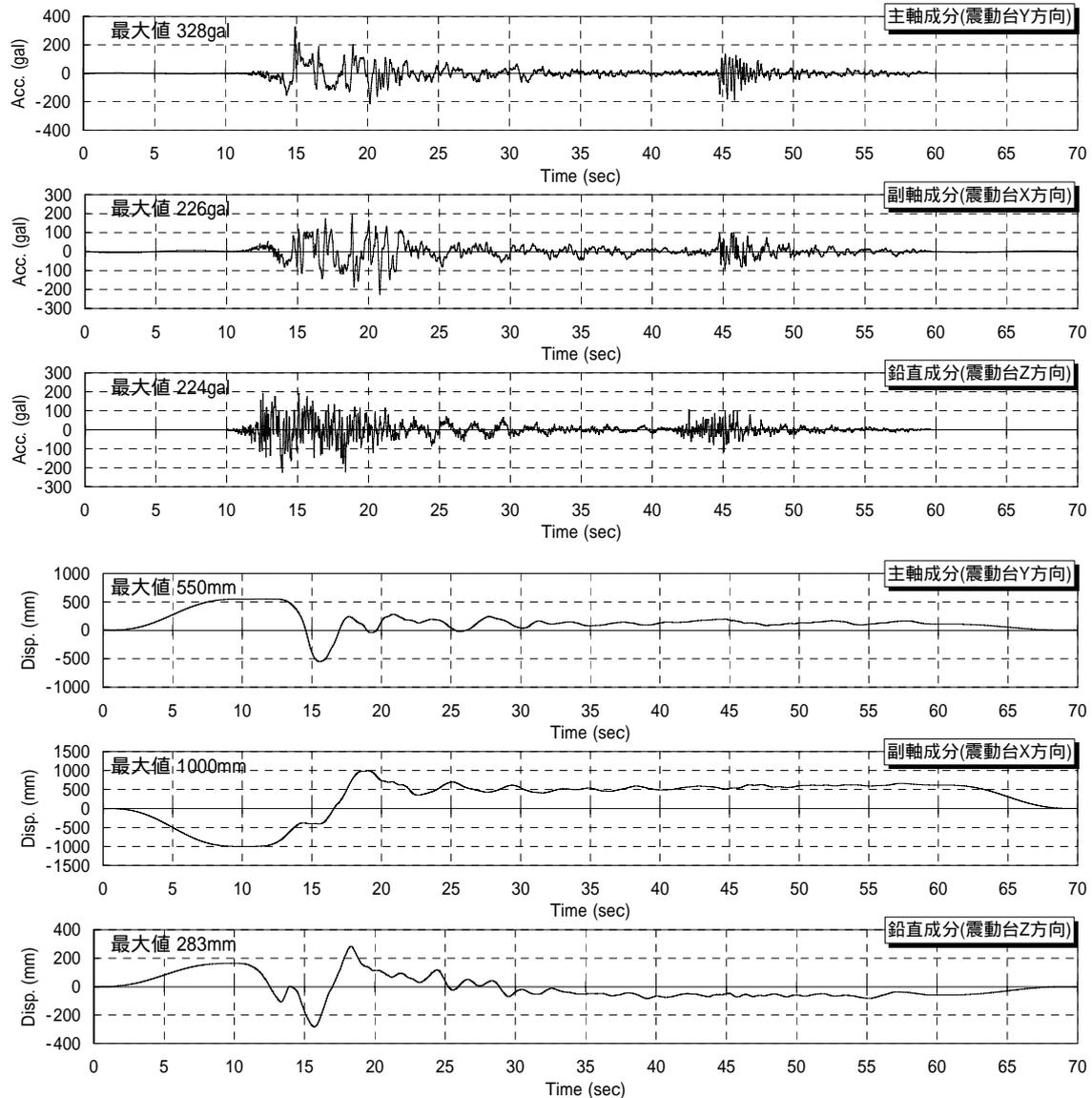


(b) 加速度・変位時刻歴(速度中立軸補正・エンベロップ付加後)

図 21 入力目標波の平面履歴と加速度・変位波形 (JMA 川口)

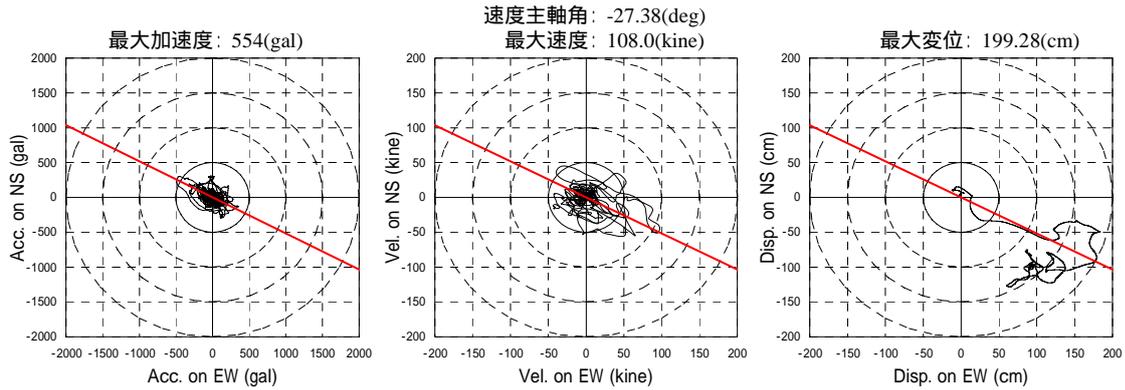


(a) 加速度・速度・変位の平面履歴と速度主軸(原記録)

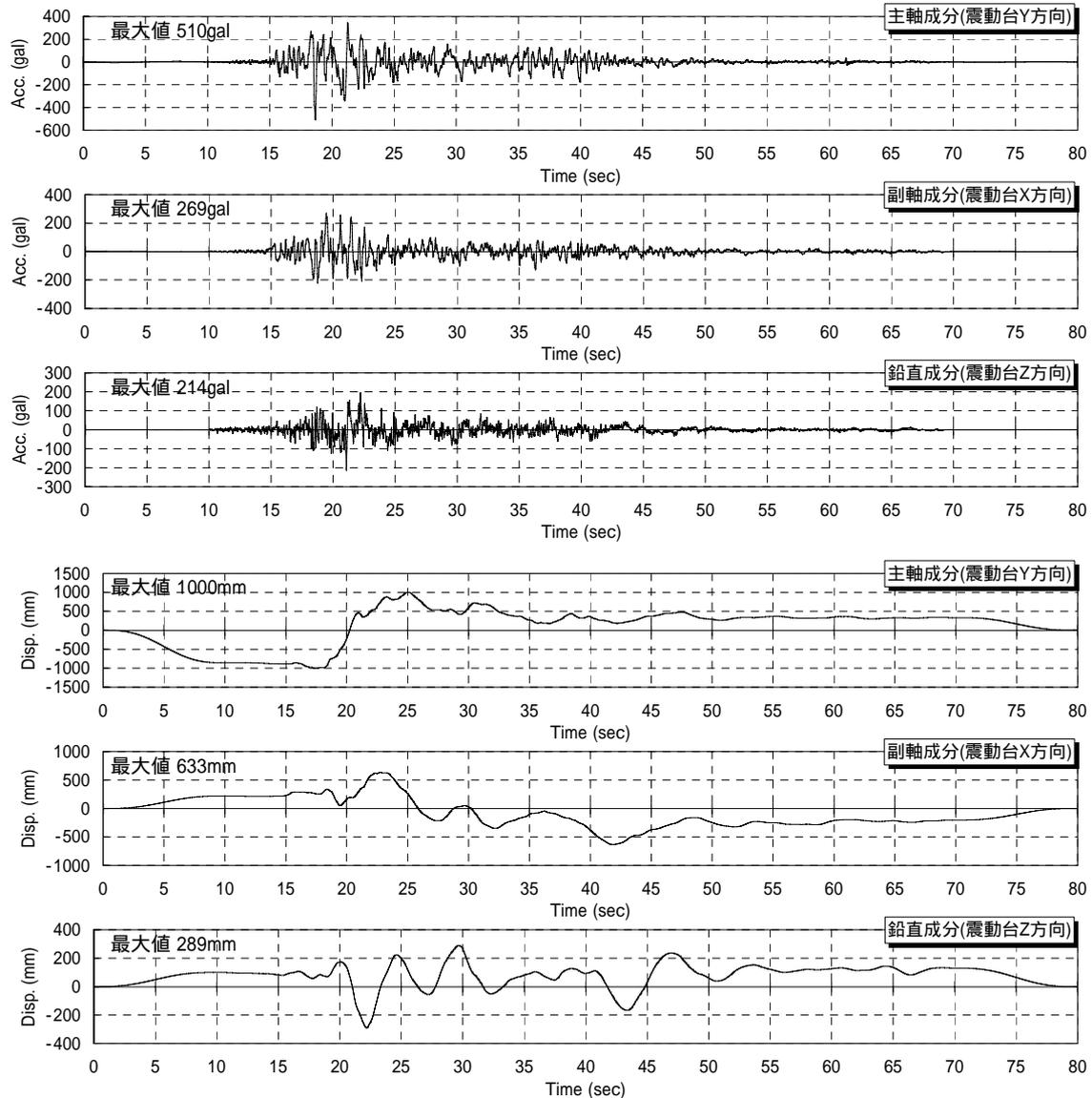


(b) 加速度・変位時刻歴(速度中立軸補正・エンベロップ付加後)

図 22 入力目標波の平面履歴と加速度・変位波形 (Kocaeli)

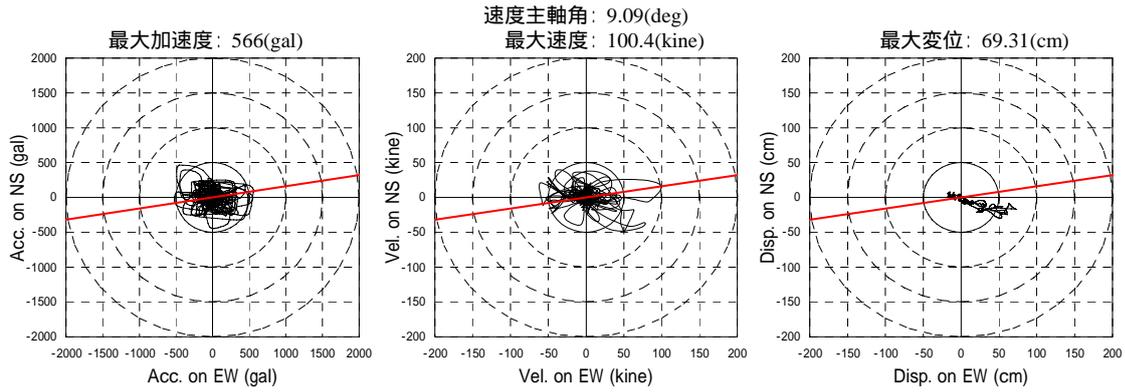


(a) 加速度・速度・変位の平面履歴と速度主軸(原記録)

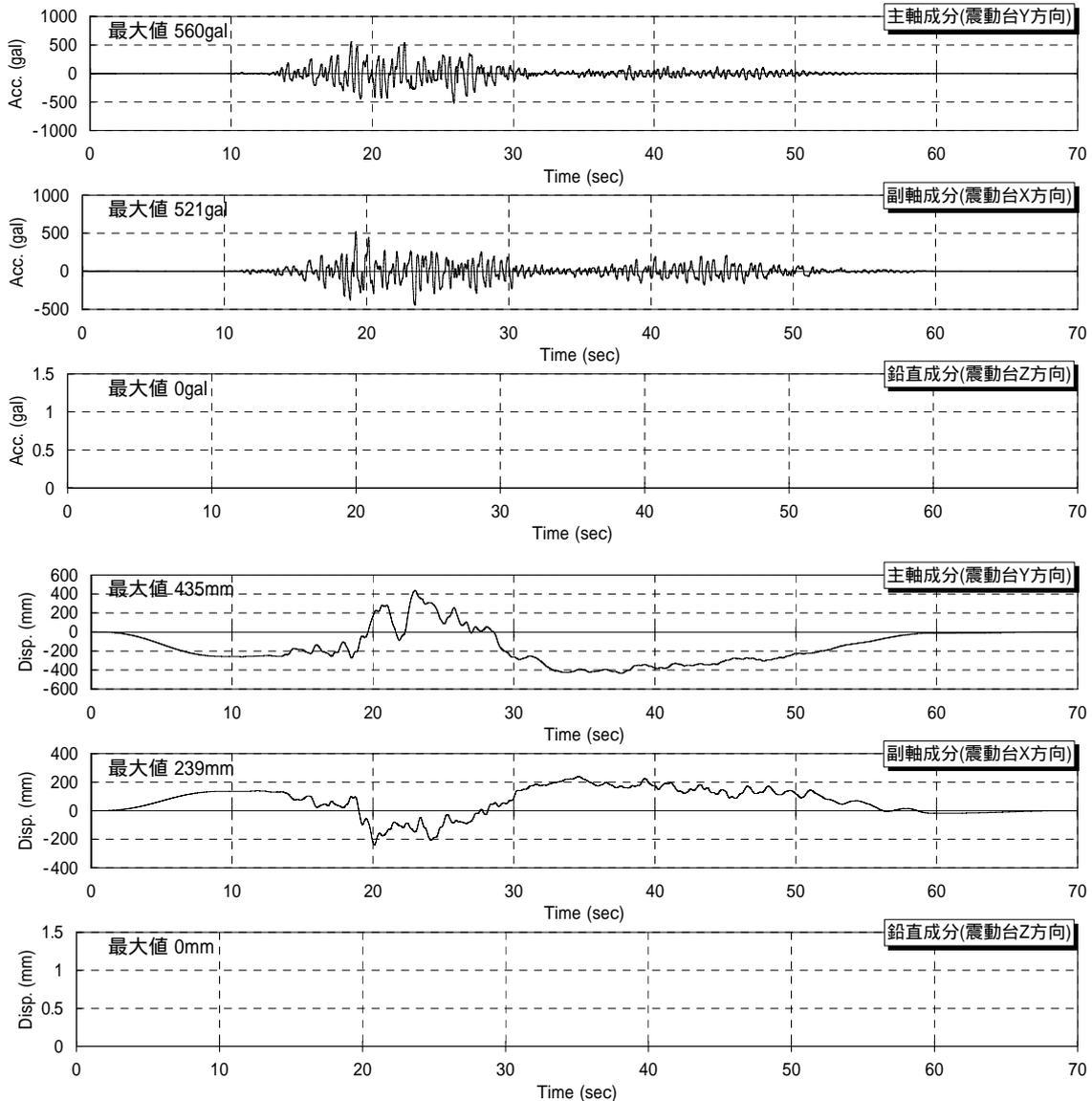


(b) 加速度・変位時刻歴(速度中立軸補正・エンベロップ付加後)

図 23 入力目標波の平面履歴と加速度・変位波形 (TCU067)

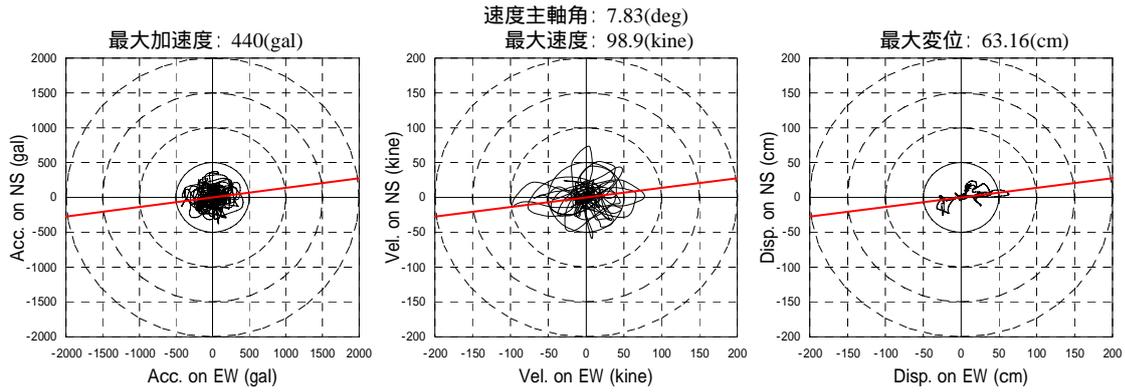


(a) 加速度・速度・変位の平面履歴と速度主軸(原記録)

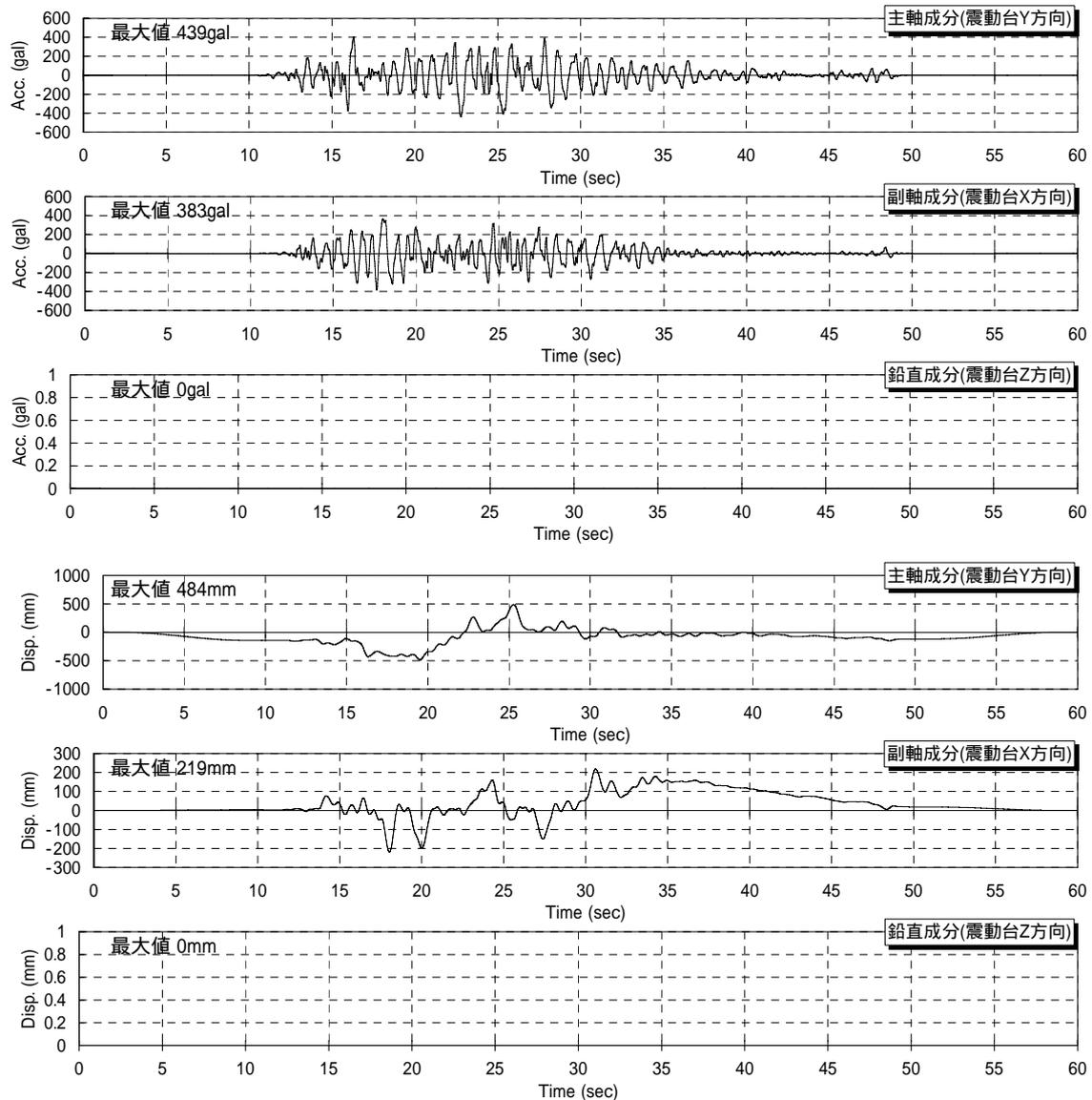


(b) 加速度・変位時刻歴(速度中立軸補正・エンベロップ付加後)

図 24 入力目標波の平面履歴と加速度・変位波形 (浜松 S1)



(a) 加速度・速度・変位の平面履歴と速度主軸(原記録)



(b) 加速度・変位時刻歴(速度中立軸補正・エンベロップ付加後)

図 25 入力目標波の平面履歴と加速度・変位波形 (静岡 S1)

d) 加振スケジュール

免震層の状態の変遷と加振順序を表 7 に示す。地震動の縮小率は予備加振として 25% としたものを除いて 100%とする予定であったが、震動台の限界性能および油圧系の油量限界などを詳細に考慮した結果、図 19～25 の目標入力データに対して表 7 に示す縮小率を設定することとなった。地震動による加振のほか、上部建屋の微小振幅領域における特性の変化を確認するために最大加速度 30gal 程度のホワイトノイズによる加振を適宜行った。

表 7 免震層の状態と加振順序

月日	変位制御装置		入力波		縮小率(%)		
	ダンパー	ストッパー	No.	名称	X 方向	Y 方向	Z 方向
10/20	有り	無し	1	JMA 川口	25	25	25
			2	浜松 S1	100	100	100
			3	静岡 S1	100	100	100
			4	JMA 川口	100	93	85
			5	ホワイトノイズ			
	無し	無し	6	JMA 神戸	100	100	100
			7	浜松 S1	100	100	100
			8	静岡 S1	100	100	100
			9	Kocaeli	0	100	100
			10	TCU067	81	74	80
			11	JMA 川口	100	93	85
			12	JR 鷹取	80	80	80
			13	JR 鷹取	100	100	100
10/21	無し	有り	14	ホワイトノイズ			
			15	浜松 S1	100	100	100
			16	JMA 川口	100	93	85
			17	ホワイトノイズ			

e) 実験結果

）標準状態加振(No.6～13)

層間変位および層せん断力係数の最大値を表 8 に示す。層せん断力係数は最大層せん断力を当該階の支持重量で除した値である。層せん断力係数算定に当たって各階の重量は次のように設定した。

1 階床レベル 15.682(tf) 2 階床レベル 18.529(tf) 軒レベル 8.795(tf)

速度主軸成分を入力した震動台 Y 方向について、No.6～10 では免震層の最大応答変位は概ね積層ゴム支承の設計限界変形(35cm)以下である。免震層の層せん断力係数は 0.19 以下となっており、ほぼ設計どおりの免震性能が確認された。ただし、1,2 階の層せん断力係数は免震層の 1.1～2.0 倍程度に増大している。この増大率は一般的な免震建物に比べ大きい。これは上部建屋が本実験に先行して行われた第一フェーズにより損傷を受け、水平剛性が低下したことが原因と考えられる。No.11～13 では免震層の層間変位が積層ゴム支承の設計限界変形を大きく上回ったが、静的試験による積層ゴム支承の破断変形量(74cm 程度)には達しなかった。No.11～13 の加振で積層ゴムの被覆ゴムの亀裂が生じた(写真 8)。ただしこの亀裂は内部ゴムには達しておらず、積層ゴム支承の性能に影響を及

ばすものではないと判断された。また、その他の免震装置を含め、これ以外の損傷は確認されなかった。

震動台 Y 方向について、No.7,11 の加振について各階の層せん断力-層間変位曲線を図 26 に示す。同図には滑り支承の摩擦係数を 0.06 とし、図 12 に示す積層ゴム支承の荷重変形関係を用いて得られる静的特性を併記した。静的特性は震動台実験値の包絡線にほぼ一致している。

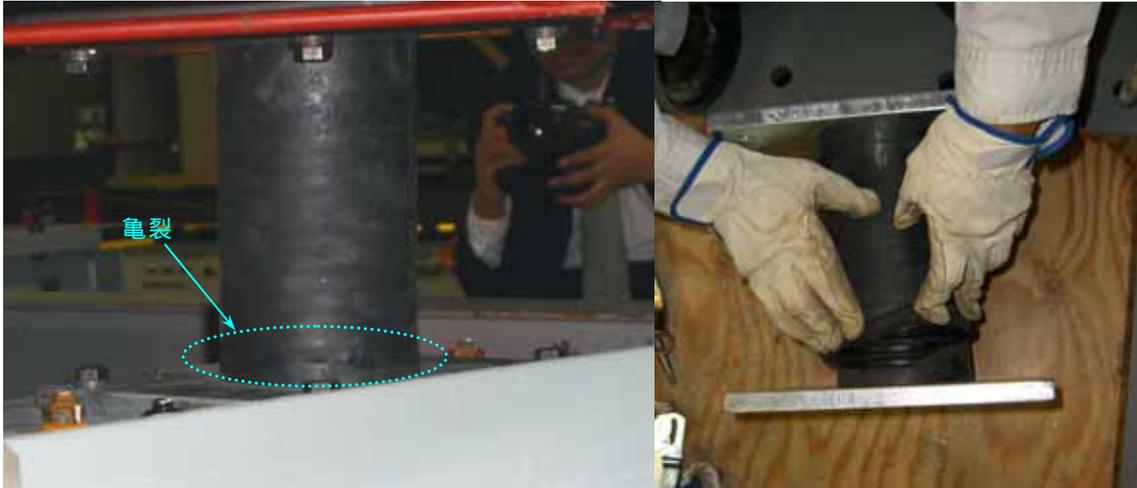


写真 8 積層ゴム支承被覆ゴムに生じた亀裂

）ダンパー付き加振(No.1～5)

No.3 と No.4 の間に JMA 川口による加振を行ったが、入力が震動台の限界性能を超えたために緊急緩停止が生じた。本報ではこの加振は除外する。また、このため入力の縮小率を再設定した。

震動台 Y 方向について、ダンパーの有無による免震層の層せん断力-層間変位曲線の比較を図 27 に示す。浜松 S1 および JMA 川口による加振のいずれもダンパー設置により免震層の最大応答変位は減少しているが、免震層最大応答変位の低減率は浜松 S1 による加振では 44%、JMA 川口による加振では 84%となっており、低減率は両者で大きく異なっている。このような違いが生じる原因として、本ダンパーによる等価減衰定数は図 28 に示すように応答変位振幅が大きくなるほど低下することが挙げられる。免震層の層せん断力係数はいずれの加振でもダンパーの有無による違いは小さい。1,2 階の層せん断力係数は、浜松 S1 による加振ではダンパー設置により 1.4～1.6 倍程度に増加し、JMA 川口による加振では逆に 1 割程度減少している。なお、図 28 の減衰定数は以下の手順で算定した。

免震層の荷重変形関係を図 26 に示す静的特性に、変位折り返し時のダンパー減衰力を加えたものとする。本ダンパーは 6)式のように速度が 0 でも 3.0(kN)の減衰力を示す。本試験体には各方向に 2 基のダンパーが設置されているので、変位折り返し時のダンパー減衰力は 6.0(kN)とする。

この荷重変形関係に基づいて、任意の変位量に対する免震層の層せん断力を決定する。上部建屋を剛体と仮定して、免震層の等価剛性および等価周期を算定する。

任意の変形量について、変位波は当該変形量を振幅とし上記の等価周期を有する正弦波

表 8 最大応答値

(a) 震動台 X 方向

月日	変位抑制装置		入力波		免震層		1 階		2 階	
	D	S	No.	名称		C		C		C
10/20	有り	無し	1	JMA 川口 25%	0.50	0.08	0.64	0.12	0.47	0.18
			2	浜松 S1	8.41	0.19	1.72	0.30	1.12	0.46
			3	静岡 S1	15.2	0.25	2.01	0.49	1.41	0.64
			4	JMA 川口	6.84	0.20	1.28	0.26	0.90	0.35
	無し	無し	6	JMA 神戸	15.6	0.12	1.41	0.21	1.03	0.33
			7	浜松 S1	12.1	0.12	1.40	0.24	0.94	0.35
			8	静岡 S1	19.6	0.17	1.82	0.34	1.23	0.49
			9	Kocaeli	2.07	0.03	0.40	0.02	0.48	0.04
			10	TCU067	9.22	0.12	1.21	0.14	0.72	0.20
			11	JMA 川口	10.4	0.12	1.31	0.23	0.91	0.29
			12	JR 鷹取 80%	1.14	0.03	0.41	0.03	0.54	0.08
			13	JR 鷹取	1.74	0.04	0.48	0.03	0.54	0.09
			10/21	無し	有り	15	浜松 S1	12.3	0.14	
16	JMA 川口	14.2				0.23		0.23		0.31

(b) 震動台 Y 方向

月日	変位抑制装置		入力波		免震層		1 階		2 階	
	D	S	No.	名称		C		C		C
10/20	有り	無し	1	JMA 川口 25%	3.53	0.17	1.33	0.20	0.58	0.26
			2	浜松 S1	14.9	0.21	1.87	0.27	1.42	0.41
			3	静岡 S1	28.3	0.25	1.68	0.29	1.40	0.39
			4	JMA 川口	52.4	0.39	2.49	0.44	1.45	0.47
	無し	無し	6	JMA 神戸	15.4	0.15	1.37	0.20	1.12	0.31
			7	浜松 S1	34.0	0.19	1.58	0.20	1.13	0.26
			8	静岡 S1	36.1	0.19	1.39	0.20	1.14	0.23
			9	Kocaeli	14.7	0.15	1.39	0.17	1.14	0.25
			10	TCU067	19.2	0.14	1.21	0.16	0.86	0.23
			11	JMA 川口	62.2	0.41	2.58	0.47	1.66	0.55
			12	JR 鷹取 80%	54.0	0.28	2.14	0.31	0.97	0.33
			13	JR 鷹取	63.8	0.35	2.31	0.40	1.40	0.46
			10/21	無し	有り	15	浜松 S1	30.8	0.42	
16	JMA 川口	60.8				1.35		1.25		1.26

D : ダンパー S : ストッパー : 最大変位(cm) C : 最大層せん断力係数

と仮定し、これを微分して速度波を求める。

速度波を 6)式に適用して減衰力波を計算し、減衰力-変位関係を求める。これを 1/2 サイクル積分してダンパーによる吸収エネルギーを算定する。

吸収エネルギーおよび免震層の等価剛性から定まる弾性ポテンシャルエネルギーを用いて等価減衰定数を算定する。

) ストッパー付き加振(No.15,16)

震動台 Y 方向について、ストッパー有無による応答の比較を図 29 に示す。浜松 S1 による加振ではストッパーは想定どおりに機能し、変形抑制効果が認められた。ストッパーの作動により層せん断力係数はストッパーが無い状態の 2 倍強に増加している。JMA 川口による加振では、正方向で一度ストッパーが作動し、その後負方向でストッパーのワイヤーが破断した。免震層の最大変位はストッパーが無い場合とほぼ同じであった。図 29 にはストッパーワイヤーの静的引張試験結果から推定される破断耐力を併記した。震動台実験による最大層せん断力はこの静的破断耐力にほぼ一致している。

なお、ストッパー付き加振では上部建屋の変位計を取り外したため、1,2 階の最大変位は不明であるが、いずれの加振においても上部建屋の損傷の進展は認められなかった。

) 等価線形化法の適用性

多自由度系の地震応答は次のように等価 1 自由度系の応答に縮約できる。

$$\text{応答変位} \quad \Delta = \frac{\sum_i m_i \cdot u_i \cdot \delta_i}{\sum_i m_i \cdot u_i} \quad 9)$$

$$\text{応答加速度} \quad A = \frac{\sum_i u_i \cdot p_i}{\sum_i m_i \cdot u_i} \quad 10)$$

ここで、 m_i : 各階の質量

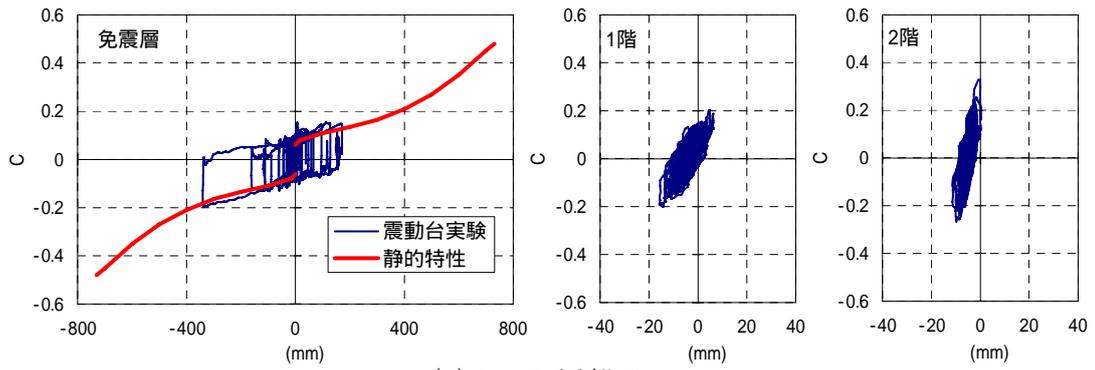
δ_i : 応答過程における各階の基礎からの変位

u_i : 参照モード

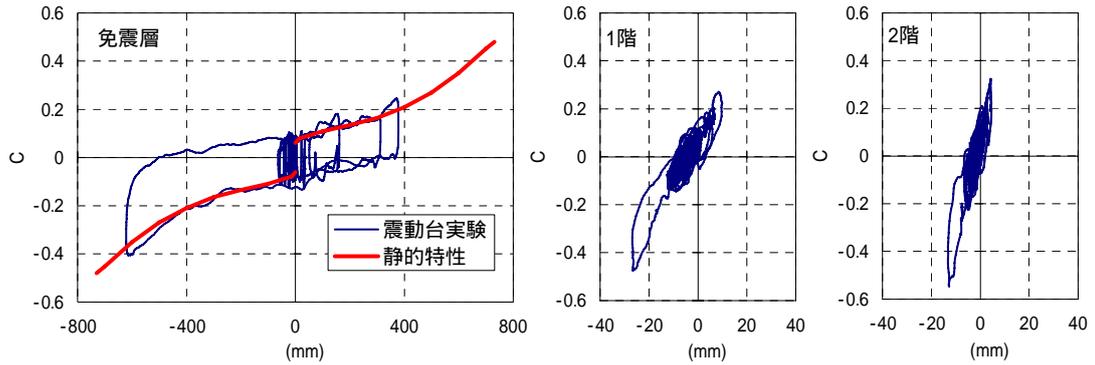
p_i : 応答過程において各階に作用する水平力

参照モード u_i は実験において免震層に最大変位が生じた時点の変形状態とする。 p_i は各階の応答加速度に当該階の質量を乗じて求める。

震動台 Y 方向について、この $A-\Delta$ 関係を入力目標波の S_a-S_d 関係とともに図 30 に示した。 S_a, S_d はそれぞれ入力目標波の加速度応答スペクトルおよび変位応答スペクトルである。これらの応答スペクトルを決定する際の減衰定数は、免震層の層せん断力-層間変位曲線をもとに半サイクルごとの等価減衰定数を図 31 のように求め、そのうち免震層が最大変位達したときの値とした。図 30 によれば、JMA 川口による加振および浜松 S1 による加振でダンパーが無い場合は、 $A-\Delta$ 曲線と S_a-S_d 曲線の交点付近で最大変位に達しており等価線形化法により最大応答を予測できることがわかる。浜松 S1 による加振でダンパーが有る場合は $A-\Delta$ 曲線と S_a-S_d 曲線が交点を持たず、等価線形化法では最大応答を過大評価することになる。

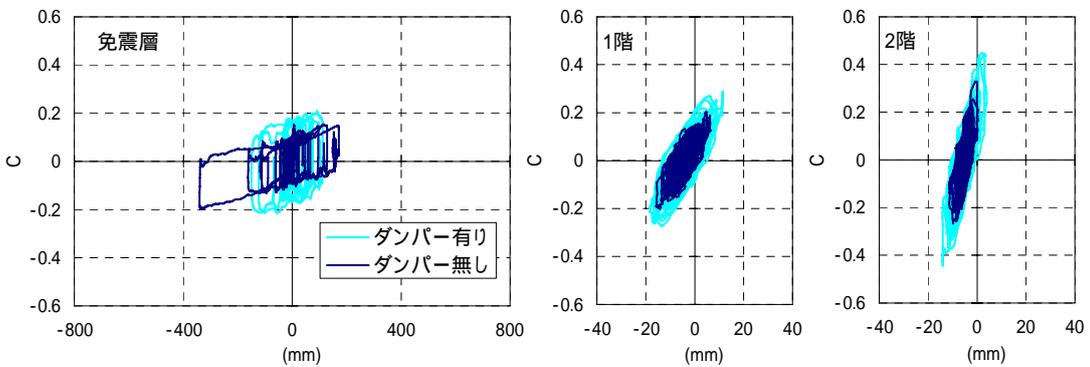


(a) No.7 浜松 S1

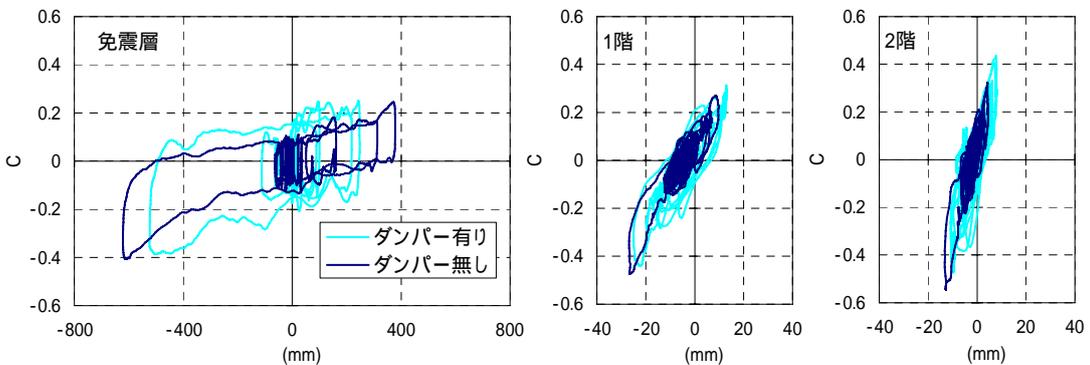


(b) No.11 JMA 川口

図 26 層せん断力係数-層間変位曲線(震動台 Y 方向)



(a) 浜松 S1



(b) JMA 川口

図 27 ダンパー有無による応答の比較(震動台 Y 方向)

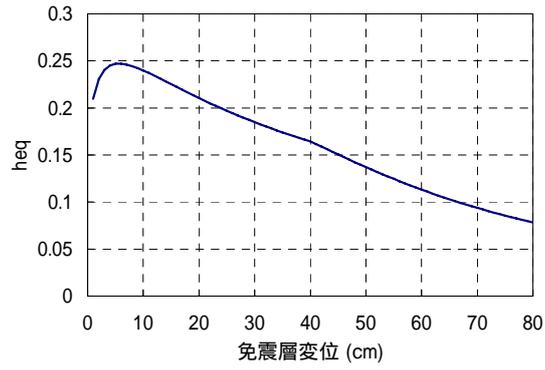
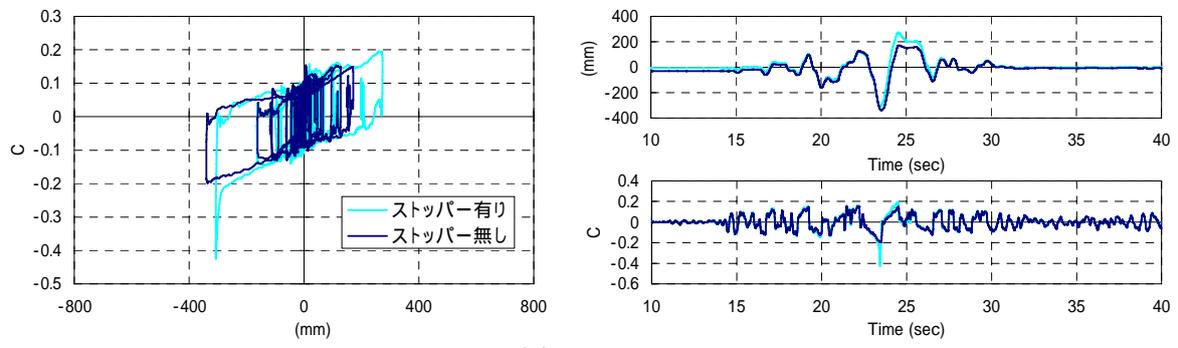
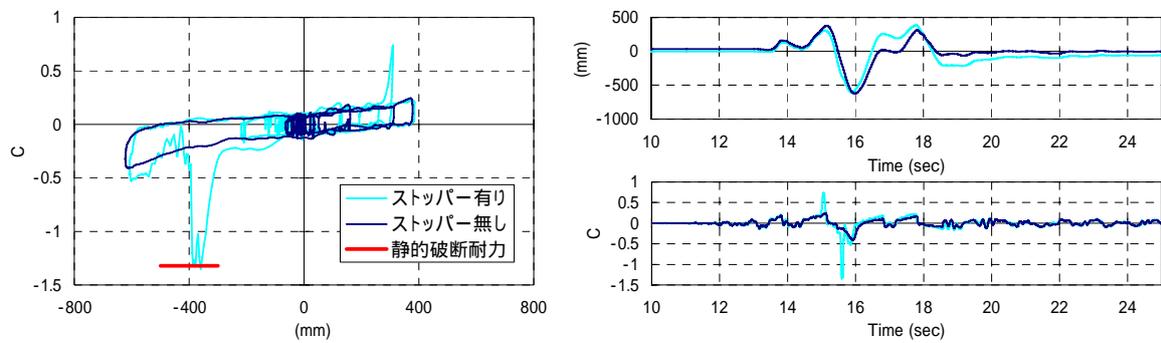


図 28 免震層変位振幅とダンパーによる等価減衰定数の関係

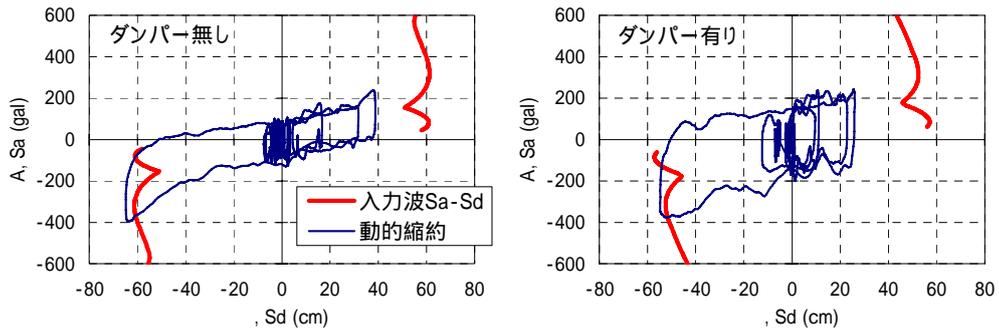


(a) 浜松 S1

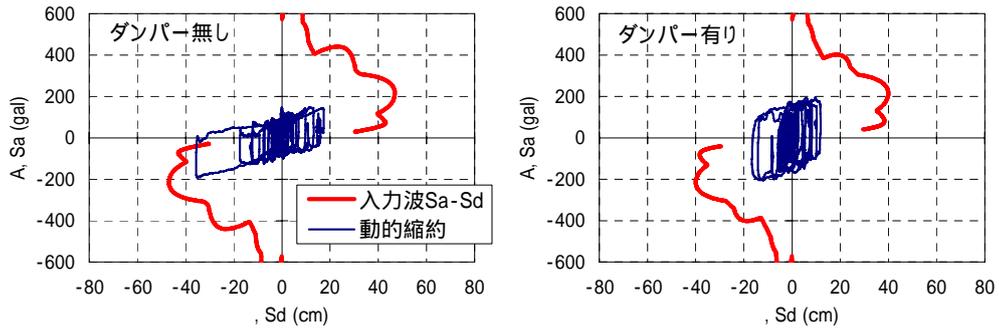


(b) JMA 川口

図 29 ストッパー有無による応答の比較(震動台 Y 方向)

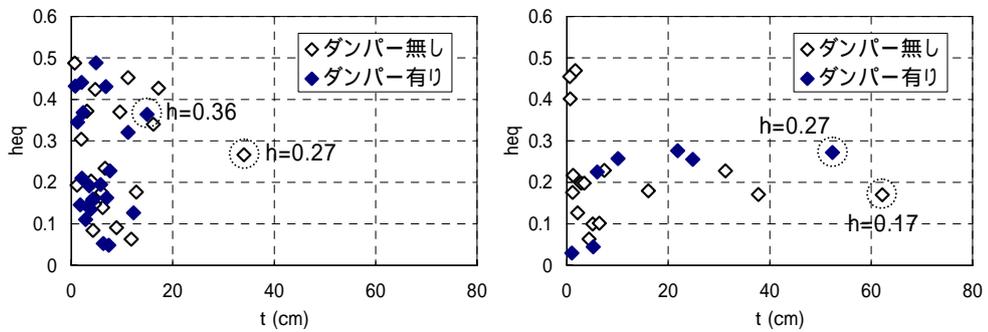


(a) 浜松 S1



(b) JMA 川口

図 30 縮約 1 自由度系の応答(震動台 Y 方向)



(a) No.7 浜松 S1

(b) No.11 JMA 川口

図 31 免震層の等価減衰定数(震動台 Y 方向)

(c)E - ディフェンスによる既存不適格建物補強・無補強実験

1) 業務の実施方法

a) 移築試験体の公募

防災科研兵庫耐震工学研究センターから、文部科学記者会、科学記者会、筑波研究学園都市記者会、兵庫県政記者クラブ、三木市政記者クラブ等に対して、実験に供する試験体の公募に関する要領を記者発表した。記者クラブ等へ発表した内容は以下の通りである。

平成 17 年 2 月 8 日

プレスリリース

兵庫県近傍にて木造住宅物件を求む！

独立行政法人防災科学技術研究所（理事長：片山恒雄）は、東京大学、独立行政法人建築研究所、独立行政法人森林総合研究所と共同して、平成 17 年秋に兵庫県三木市にある実大三次元震動破壊実験施設（E - ディフェンス）を用いた木造住宅の加震実験を予定しております。文部科学省の「大都市大震災軽減化特別プロジェクト」として防災科学技術研究所が取り組んでいる研究の一環です。

実験では、実在する木造住宅を上述の震動台上に移築して、実際の大地震時にどのような挙動を示すか、どのように崩壊するか否かなどを検討しようとしています。また、一方で同様の木造住宅に対して耐震補強を実施した場合の大地震時の挙動と比較することを計画しております。

より現実に近い実験をするためにある程度築年数を経た木造家屋で、解体除却する予定のある物件がありましたら、本プロジェクトに提供して頂きたく以下のとおり公募を実施する次第になりました。

【募集する物件】

1. 受付期間・・・平成 17 年 4 月 30 日（適合物件見付かり次第終了）
2. 対象物件の場所・・・兵庫県内または近傍
3. 築年数・・・25～50 年程度（昭和 30 年～55 年建築）
4. 階数・・・2 階建て
5. 構法・・・木造軸組構法（ツーバイフォー、プレハブ住宅は除きます。）
6. 棟数・・・最大 2 棟
7. 移築工事時期・・・平成 17 年 4～8 月（物件の都合に合わせて。）
8. 移築工事費用・・・全額こちらで負担致します。
9. 移築工事工期・・・ほぼ 1 ヶ月程度かかります。

【応募方法】以下の情報を揃えて、下記送付先まで郵送にてお送り下さい。

1. 応募者の住所、氏名、電話番号等連絡先、Eメールアドレス（お持ちの方）等
2. ご提供頂ける物件の所在地、所有者の氏名
3. 築年数（お分かりになる場合）
4. 物件の東西南北の写真、若しくは設計図面の複写（原本の場合、返却します。）

【選考方法】

1. 応募書類確認後、現地調査をし、本件に適合するかを判断させて頂きます。

< 送付先・問い合わせ先 >

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 西山誕生
電話 0794-85-8942 FAX 0794-85-7741 E-mail: tanjo@bosai.go.jp
〒673-0515 兵庫県三木市志染町三津田西亀屋 1501-21

< 内容に関するお問い合わせ >

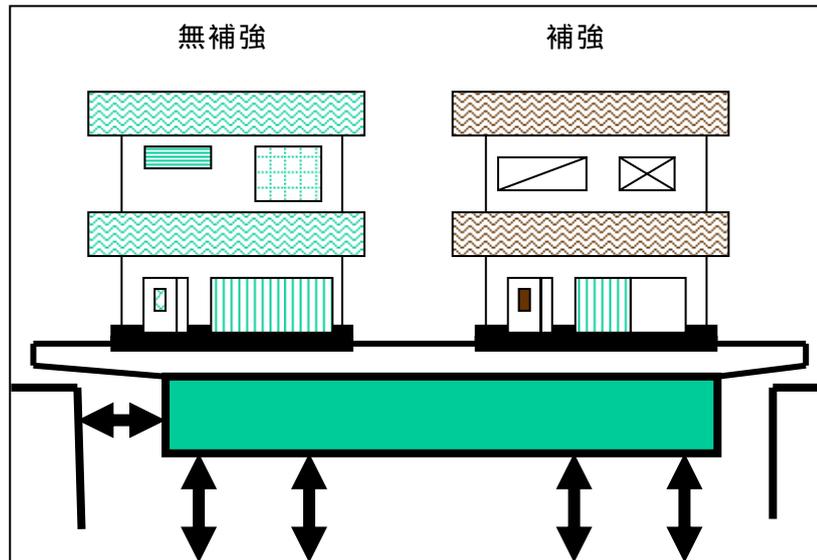
独立行政法人防災科学技術研究所 流動研究員 箕輪 親宏
電話 029-863-7601

< 連絡先 >

独立行政法人防災科学技術研究所 企画部企画課広報担当 菊地雄司・山科 忍
電話 029-863-7789

「補足説明」

- ・ 公募後に実験に関する補足説明
類似した構造の建物2棟をE - ディフェンスに分解移築します。
一方の建物を耐震補強して実験します。
耐震診断、耐震補強の効果に関するデータを取得すると共に、耐震意識の普及の一助とします。



実験イメージ図

[大都市大震災軽減化特別プロジェクト]

文部科学省は2002年度から「ライフサイエンス」、「情報通信」、「環境」、「ナノテクノロジー・材料」、「防災」の5分野を対象に、課題と実施機関を定めた研究開発プロジェクト『新世紀創生プラン～リサーチ・レボリューション・2002』(RR2002)を実施しています。大都市大震災軽減化特別プロジェクトは防災分野の研究課題で、防災科学技術研究所を中心に東京大学地震研究所、京都大学防災研究所、国際レスキューシステム研究機構(NPO法人)が中核研究機関に指定されています。

同プロジェクトでは、強い揺れによる大きな被害が予想される大都市圏の地殻構造調査研究、耐震性の飛躍的向上を目指した震動台を活用した研究、被災者救助など災害対応戦略の最適化、それらの成果の地震防災への反映の4テーマに取り組んでおり、今回の実験は「耐震性の飛躍的向上を目指した震動台を活用した研究」における実験の一環です。

b) 移築住宅の概要

移築物件の公募に対して、総数で 208 件の応募があった。応募地域は兵庫県下 83 件、大阪 22 件、京都 12 件、岡山 10 件、奈良 5 件、滋賀 5 件などで、兵庫県近傍以外からの応募も多数あった。このうち、2 棟以上の応募は 14 組あったが、建物の間取り、仕様が同一でないものが多く含まれ、書類上ほぼ同一の 2 棟と判断でき、かつ兵庫県近傍のものは 4 組に絞られた。このうち 3 組について実際に現場を見て選定した。その結果、応募条件に最も適しているのは、兵庫県明石市に建つ築 30 年の木造軸組構法 2 階建て、外壁モルタル、内壁土塗り壁、瓦葺きの 2 棟（以降、「明石 H 邸」と称する。）であるとして、選定された。

明石 H 邸の現状での平面プランを図 32 に、立面の概要を図 33 に、内外観概況を写真 9 ~ 13 に示し、仕上げ等各部仕様を表 14 に示す。一部に軽微な改修等があるものの、A, B 棟はほぼ同じ間取りである。この建設年代の関西地区における典型的な木造住宅のひとつといえる。

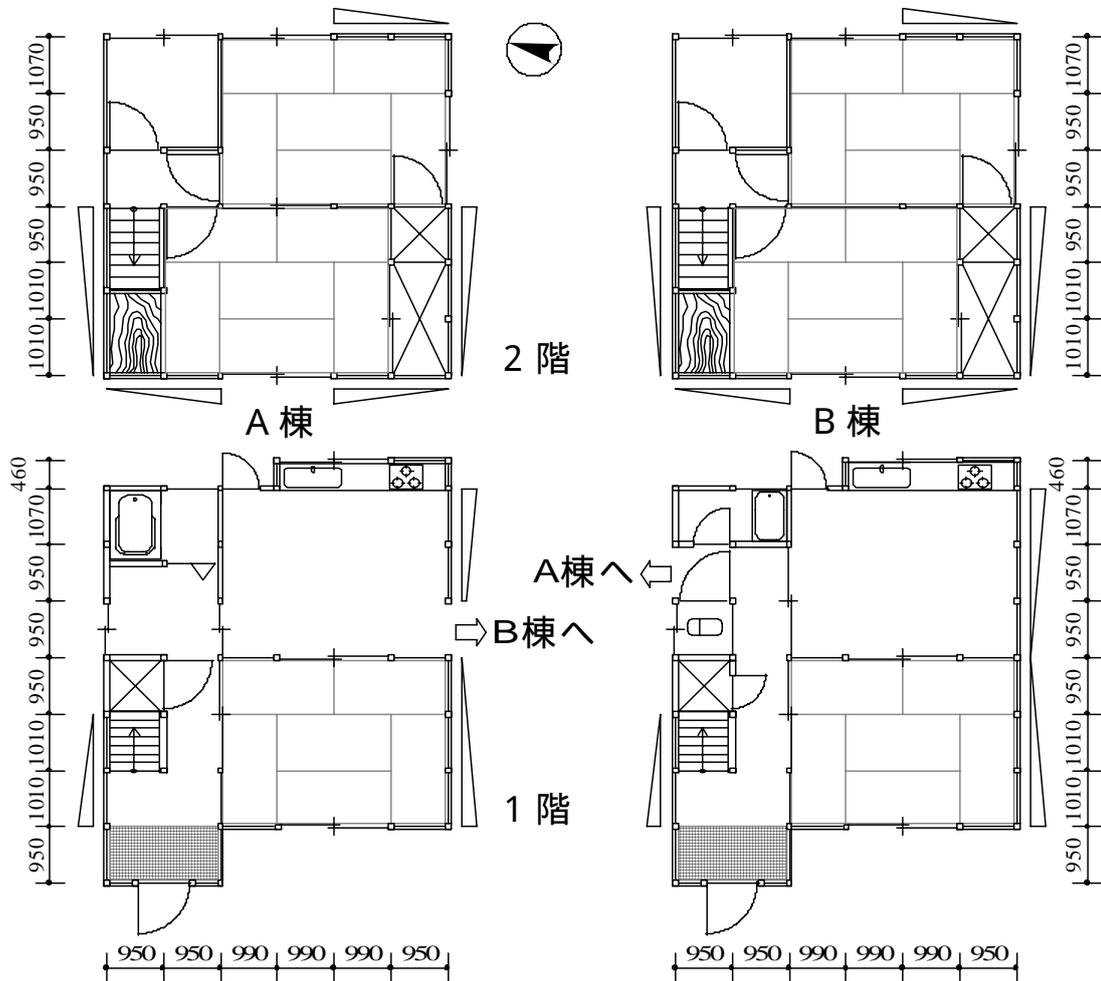


図 32 明石 H 邸平面図

ただし、 は実際に確認された筋かいの配置



図 33 明石 H 邸立面図

表 9 明石 H 邸の各部の仕様、仕上げ

部位	仕様・仕上げ
屋根	日本瓦葺き、葺き土あり
外壁	ラスモルタル、木ずり下地
内壁	じゅらく塗り仕上げ、土塗り下地
天井	化粧石膏ボード、プリント合板(和室)
床	畳・フローリング
浴室	タイル(B棟)、ユニットバス(A棟)



写真 9 明石 H 邸の西側外観



写真 10 明石 H 邸の東側外観



写真 11 明石 H 邸の内観（和室）



写真 12 明石 H 邸の南側外壁のひび割れ痕



写真 13 明石 H 邸の内観（台所）

c) 移築工事方法

移築工事の方法は以下のような基本的な考え方に基づいて決定した。

- ・ 道路上を運搬するため、幅 3.3 m、高さ 3.8 m 以内のサイズに分割して移築する。
- ・ 主振動方向（図 32 の南北方向）の壁は損傷させない。
- ・ 接合部を解体するとその性能を再現するのは難しいため、接合部ではないところで分割し、元の材料強度を目標として継手を設計し、補修する。
- ・ 湿式工法部分を解体するとその性能を再現するのは難しいため、湿式工法部分の分割は必要最小限に留め、やむを得ず分割した湿式工法壁は可能な範囲で元のせん断性能に近くなるよう補修する。
- ・ せん断耐力が比較的低い開口部を通るように切断面を設け、切断部分を可能な範囲で元のせん断性能に近くなるよう補修する。

以上の考え方に基づいて、実際の分割方法の概略は、図 34、図 35 の通りとした。立面方向について詳述すると、屋根、小屋組を手作業によって部材ごとに解体した。次に鉛直方向は 2 階床梁と 1 階柱頭の間で分解し、1 階部分は基礎と土台を分離した。土台は移築しなかった。水平方向は、1 階、2 階ともに主振動方向（図 35 における南北方向）に沿って X5 通りの数十 cm 東側で分解した。1 階の玄関を含むピースは、幅 3.3m を超えないように、玄関部分のみを分離し、別途輸送した。

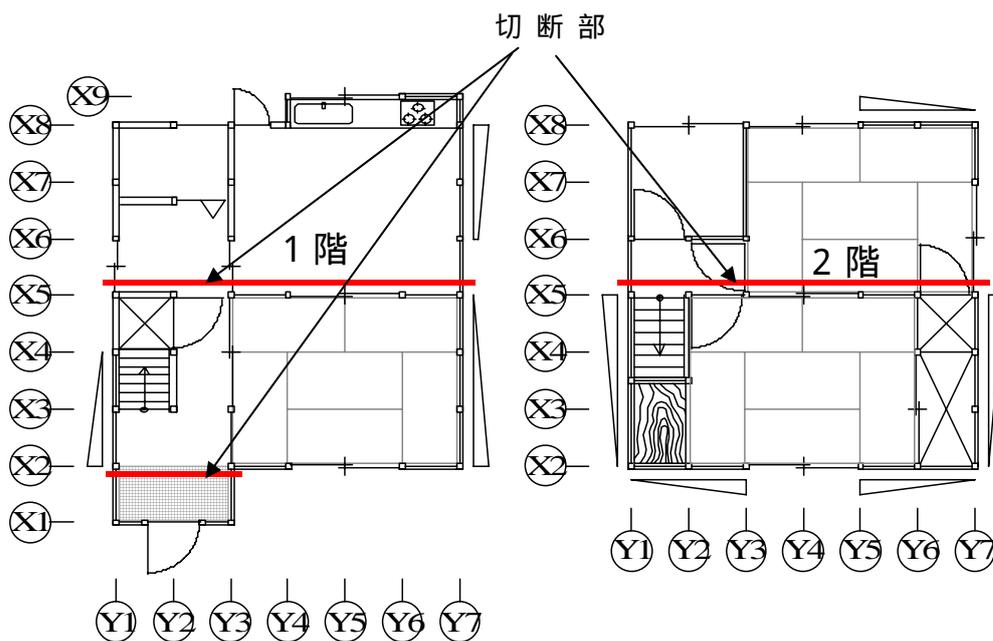


図 34 分割方法（A 棟の場合、B 棟も同様）

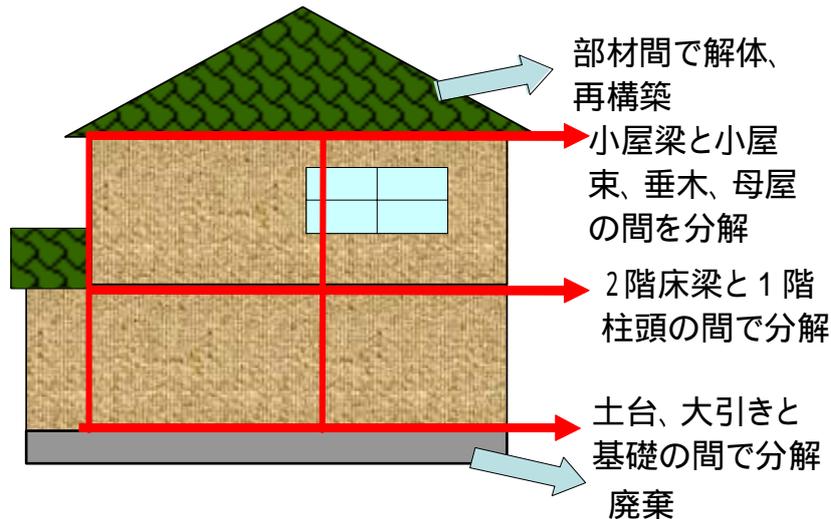


図 35 分割・移築方法（南から見た立面図）

移築工事の具体的手順は、以下の通りとした。

- (1)養生・足場設置
- (2)生活残存物撤去
- (3)瓦撤去（写真 14）
- (4)屋根養生
- (5)天井撤去
- (6)1F 床組撤去
- (7)外装切断（写真 15）
- (8)内装切断（写真 16）
- (9)小屋組番付・解体
- (10)小屋雨養生
- (11)運搬養生（写真 17～19）
- (12)吊り具設置（写真 20）
- (12)躯体切断（写真 21）
- (13)ジャッキアップ（写真 22）
- (14)吊上げ（写真 23）・積込み（写真 24）
- (15)運搬（写真 25）・E-ディフェンス搬入（写真 26）
- (16)先行足場設置
- (17)再組み立て（写真 27）
- (18)養生材撤去
- (19)切断部分補修（写真 28～32）
- (20)床組復旧
- (21)積載荷重設置
- (22)小屋組復旧（写真 33）
- (23)瓦施工（写真 34）
- (24)外壁モルタル復旧（写真 35）

- (25)内壁補修 (写真 36)
- (26)足場撤去
- (27)準備棟→試験体移動 (写真 37)
- (28)試験体設置



写真 14 瓦撤去



写真 15 外壁切断



写真 16 内装切断



写真 17 運搬養生 (桁)



写真 18 運搬養生 (壁)



写真 19 運搬養生 (下屋)



写真 20 吊り具(鋼材)設置



写真 21 躯体切断



写真 22 ジャッキアップ



写真 23 吊り上げ



写真 24 トレーラ積み込み



写真 25 夜間の運搬



写真 26 E-ディフェンス搬入



写真 27 再構築



写真 28 切断部補修(梁)



写真 29 切断部補修(胴差し)



写真 30 グレード・イン・ロッドによる
通し柱の補修（接着剤注入前）



写真 31 グレード・イン・ロッドによる通
し柱の補修（接着剤注入後）



写真 32 鋼板添え板による通し柱の補修



写真 33 小屋組復旧



写真 34 瓦施工



写真 35 外壁復旧



写真 36 内壁補修



写真 37 試験体移動

d) 構造躯体等の補修方法

前節の移築工程において写真で示したが、各部を切断して E-ディフェンスに搬送した後、再構築する際の各部位の再接合、補修方法をまとめると表 10 の通りである。このうち、通し柱の補修方法については、以降の) ~) に示す接合方法についての曲げ試験を行い、その結果に基づいて検討し、切断前の通し柱の曲げ破壊荷重と同等の曲げ性能となることを担保した。

表 10 各部の再接合、補修方法

部位	補修方法	写真番号
通し柱 (余長等によって選択)	鋼板添え板 + ラグスクリュー	32
	グルード・イン・ロッド	30, 31
床梁、小屋梁	L字型の特注金物(方杖つき) + ラグスクリュー	28
胴差し	鋼板添え板 + ラグスクリュー	29
筋かい (誤って切断した部分)	元来の筋かい端部の形状を再現し、柱と横架材に木材を付加し、これにその端部があたるように加工	
外壁下地 (木ずり)	内壁側から当て木をし、木ずり表面と同一平面を構成するように埋木	
外壁下地 (ラス)	既存のメタルラスと接続するように新しいラスを施工	
外壁モルタル (湿式工法部分)	ポリマーセメントモルタル(JIS A6204 セメント混和用ポリマーディスパージョン及び再乳化形粉末樹脂に適合する樹脂を配合したもの)	35
内壁(土塗り壁、じゅらく仕上げ等湿式工法部分)	躯体部分とは少々隙間を空けたラスボードを受け材仕様ではめ込み、これにプaster塗り	36

) 試験体

通し柱の補修方法として、表 11 に示す方法が候補に挙がった。

表 11 通し柱補修方法の検討に際して考慮した接合方法と試験体数

接合方法	ディテール	試験体数
グルード・イン・ロッド 200 mm (TL-200 18) 4本	写真 30, 31	3
グルード・イン・ロッド 250 mm (TL-250 18) 4本		3
鋼板添え板 + ラグスクリュー 18本	図 37	2
頬杖付き T字金物 + ラグスクリュー	図 38	1
比較用試験体		
ヒノキ製材(ほぞ無し、継手無し)	-	4
ヒノキ製材(ほぞあり、継手無し)	-	2

100 mm 角のヒノキに対して図 36 のような断面のほぞを、繊維方向長さ 15cm にわたって加工し、この状態で試験したものをとし、比較の対象とした。これをほぞ部分端部で切断し、表 11 に示す各方法で再接合し、試験体とした。なお、ほぞ孔には通し柱に接合された梁に見立てたベイマツの雄ほぞを挿入した。鋼板及びラグスクリューを用いた試験体の接合部分の詳細は、図 37、38 に示すとおりとした。

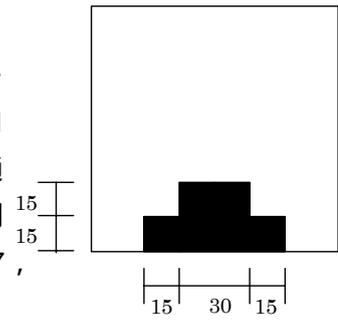


図 36 通し柱のほぞの断面形状

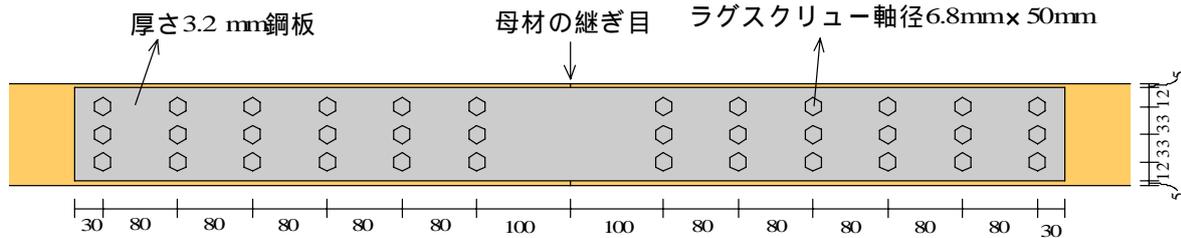


図 37 鋼板添え板 + ラグスクリューで再接合した試験体

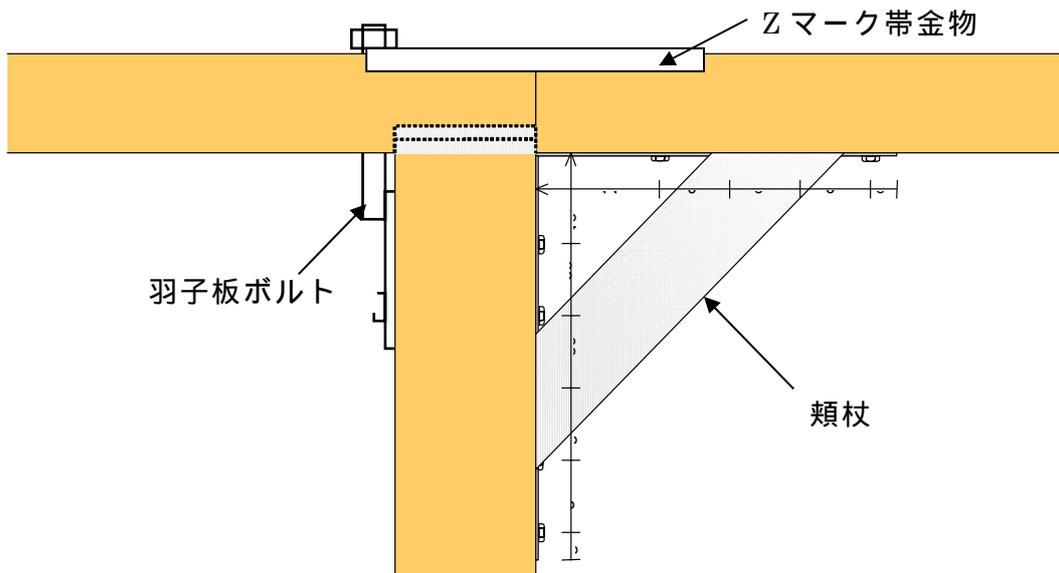


図 38 頬杖付き T 字金物 + ラグスクリューで再接合した試験体

) 試験方法

図 39 に示すように、梁に見立ててほぞ孔に挿入したベイマツに荷重を与え、曲げ試験を行った。材長 4,000mm に対して曲げスパンは 3,600mm とし、曲げ荷重は中央集中荷重で単調載荷とした。

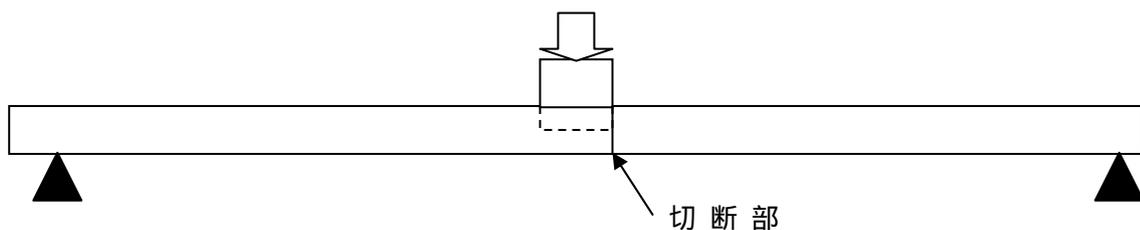


図 39 通し柱補修方法選定用曲げ試験の方法

）試験結果

各試験体の曲げ弾性係数に対する破壊荷重を比較して図 40 に示す。

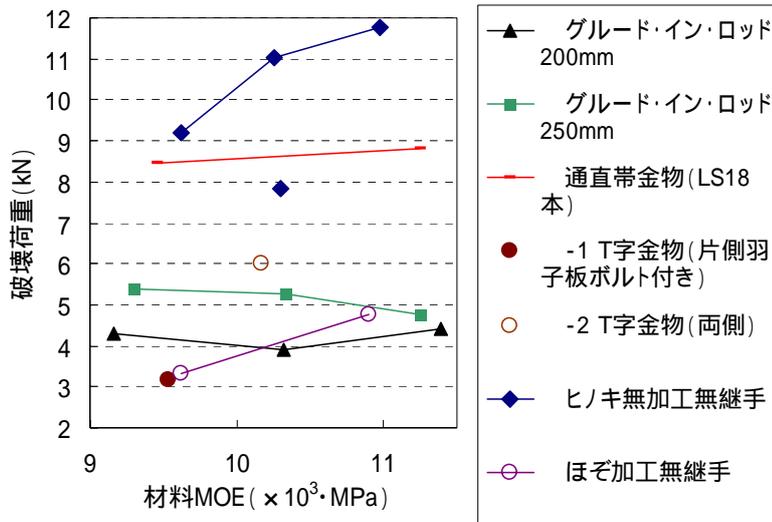


図 40 通し柱補修用縦継ぎ接合部の曲げ破壊荷重

鋼板添え板 + ラグスクリュー18本 () は、無加工 () の曲げ強度より平均値では劣るが、下限値とは同等の性能を得た。ほぞ加工無継手の場合 () よりはるかに大きい荷重が出たことになる。グレード・イン・ロッドは、無加工材 () の強度には遙かに及ばないものの、ほぞ加工無継手 () の強度とほぼ同等と見なせる。 T 字金物 (頬杖付き) (-1) は、羽子板ボルトが降伏して、試験を終了した。その荷重はほぞ加工無継手 () の下限値とほぼ同等であった。 T 字金物 (頬杖付き) は、両側にはめて試験する必要があることがわかり、両側に T 字金物を使用した試験体も載荷を行った (-2)。

一方、ヒノキの無欠点小試験片の曲げ強度²⁾は、750 kgf/cm²であるので、最大曲げモーメントは 125,000 kgf・cm と推定される。ほぞ孔を有する断面の曲げ強度は、以下の通りで、ヒノキの当該断面の曲げ破壊荷重は 1388.9 kgf となる。ほぞと継手のないヒノキ試験体 () の曲げ強度は、欠点の影響を考慮すると、相応の値が出たことになる。また、同試験体の断面係数は 166.7 cm³であるが、ほぞ加工したものの断面係数は、ほぞ側が 108.2 cm³、ほぞのない側が、137.0 cm³であるので、ほぞ加工した試験体 () の曲げ破壊荷重は、 の 65~82%になるはずである。しかし、本実験では半分以下である。実際の供試住宅内の通し柱の破壊荷重は、本実験に近いものと考え、これと同等の強度を発揮した方法を採用した。ただし、試験体内の一部では、グレード・イン・ロッドの施工が不可能な場所があったので、試験体 より小さな鋼板添え板と本数の少ないラグスクリューを使用して補修した (図 41)。

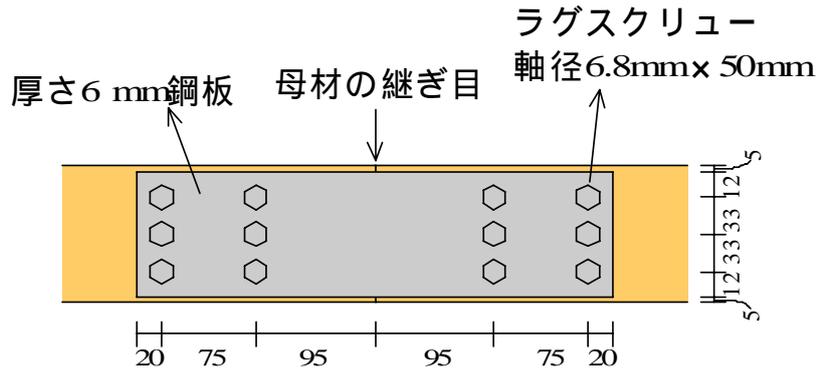


図 41 通し柱の鋼板添え板 + ラグスクリューによる補修方法
 (ただし場所によって、鋼板全長を 150 ~ 180 mm とした)

2 階の床梁や小屋梁、胴差し等は、文献³⁾と前述の□を参考にして、切断する前の梁端部の引き抜き耐力、せん断耐力、モーメントが相応するように鋼板とラグスクリューで設計し、図 42, 43 に示すような金物を製作し、補修した。

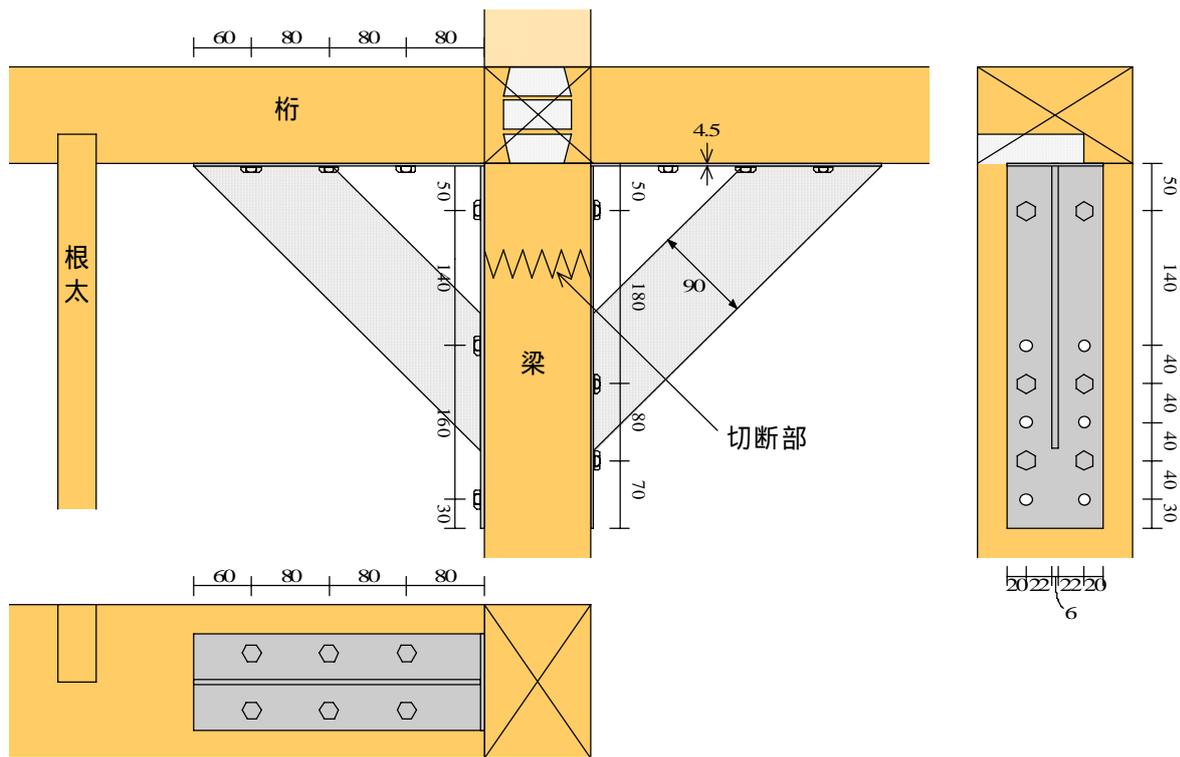


図 42 2 階床梁と小屋梁の補修方法

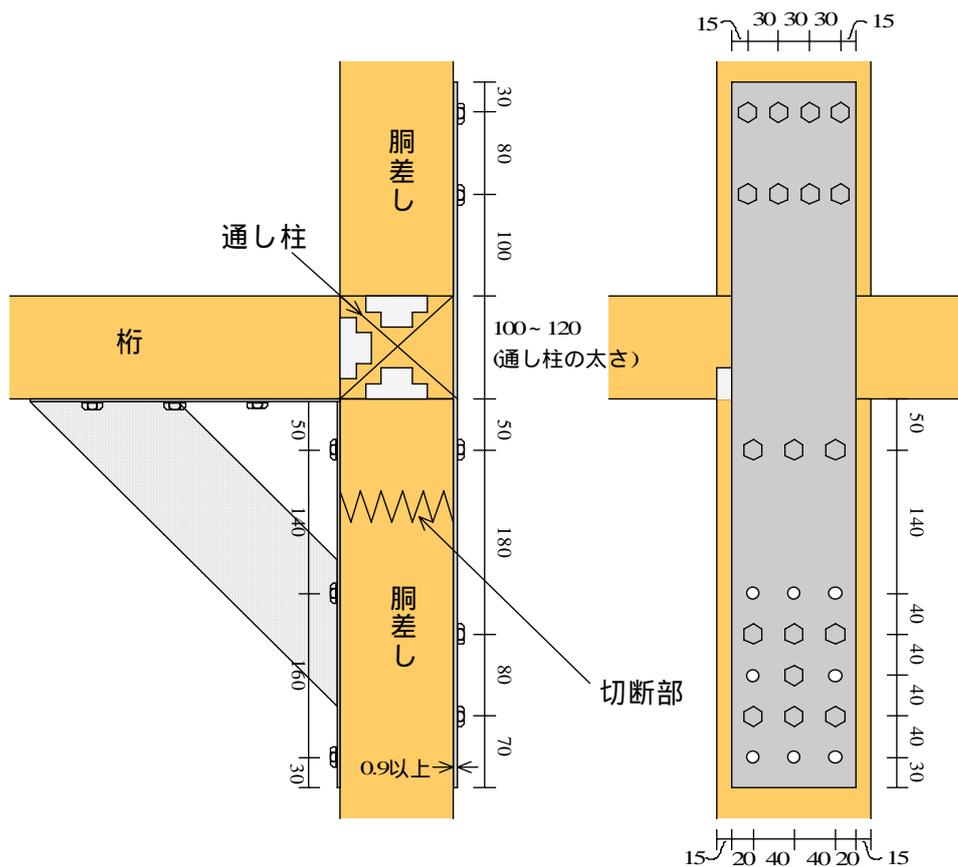


図 43 胴差しの補修方法

以上の他、基礎は再利用せず、鉄骨架台を基礎と見なしてその上に建物を再構築した。小屋組は極力旧部材を用いて再現したが、もともと葺き土の上に日本瓦葺きであったものを、移築後は葺き土を用いない瓦葺きとして再構築した。

e) 加振のスケジュールと入力波

) 加振スケジュール

震動台上に移築した2棟に対して、ホワイトノイズ、スイープ加振、JR 鷹取波 5%などの中小地震波等加振を行った後、耐震補強工事を実施した。一方のみが耐震補強済である状態の2棟に対して、再び中小地震波等加振を実施して、JR 鷹取波のフルスケール加振を行った。

その後、倒壊せずに残った耐震補強済の1棟に対して、中小地震波等加振を行った後、JR 鷹取波の60%を入力し、再びJR 鷹取波のフルスケール加振を実施した。

以上をまとめると表 12 の通りとなる。

表 12 加振スケジュール

日付	加振No	加振波	レベル	データ(フォルダ)名
11/17	No.2	ホワイトノイズ1	30gal	1117 No2 ホワイトノイズ1 (250%)
"	No.3	スイープ加振X方向		1117 No3 スイープ(X方向)
"	No.4	スイープ加振Y方向		1117 No4 スイープ(Y方向)
"	No.5	JR-Takatori	5%	1117 No5 JR-takatori5%
"	No.6	ホワイトノイズ2	36gal	1117 No6 ホワイトノイズ2 (300%)
"	No.7	ホワイトノイズ3	60gal	1117 No7 ホワイトノイズ3 (500%)
"	No.8	ホワイトノイズ4	90gal	1117 No8 ホワイトノイズ4 (750%)
11/21	No.4	ホワイトノイズ1	36gal	1121 No4 ホワイトノイズ (300%)
"	No.5	スイープ加振X方向		1121 No5 スイープ(X方向)
"	No.6	スイープ加振Y方向		1121 No6 スイープ(Y方向)
"	No.7	ホワイトノイズ2	90gal	1121 No7 ホワイトノイズ2 (750%)
	No.8	スイープ加振Y方向		1121 No8 スイープ(Y方向)
"	No.9	JR-Takatori	100%	1121 No9 J R 鷹取100%
11/24	No.2	ホワイトノイズ	36gal	1124 No2 ホワイトノイズ1 (300%)
"	No.3	JR-Takatori	60%	1124 No3 J R 鷹取(60%)
"	No.4	JR-Takatori	100%	1124 No4 J R 鷹取(100%)

震動台の慣らし運転があるため各日の加振 No.が”1”から始まらない。

) 入力波

1995年兵庫県南部地震において JR 鷹取駅で観測された実波形(図 44)をフルスケールで入力した。各成分の最大値を表 13 に示す。入力方向は NS 方向が建物の桁行(Y)方向となるようにした。

表 13 JR 鷹取波の各成分の最大値

成分	加速度(gal)	速度(kine)	変位(cm)
NS	641.7	149.2	86.33
EW	666.2	117.0	37.78
UD	289.5	16.50	11.15

なお、表中の数値は積分変位波形の発散を防ぐために、別途中立軸補正を行ったものであるが、波の強さは原記録と同じである。

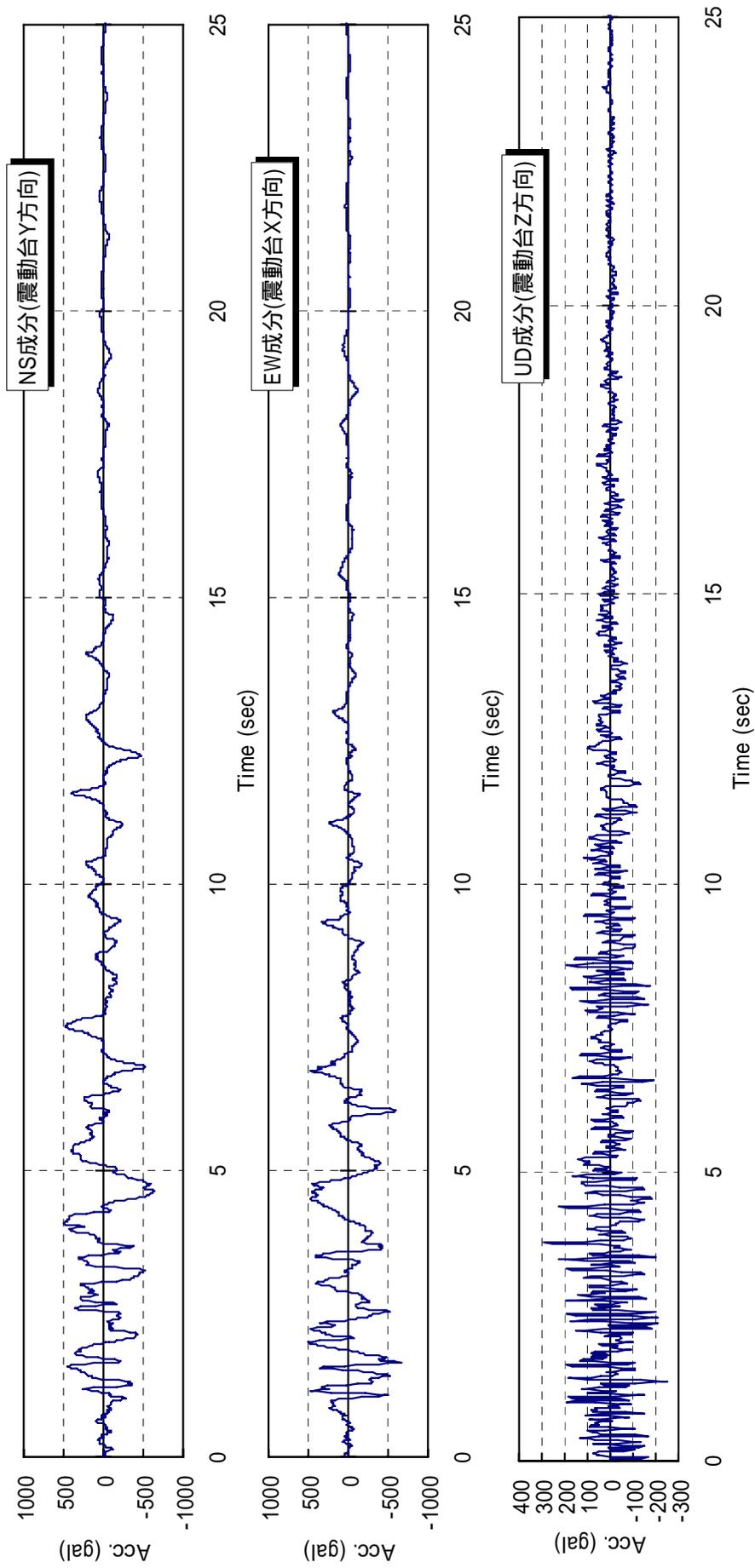


图 44 入力波形 (JR 鷹取原波形)

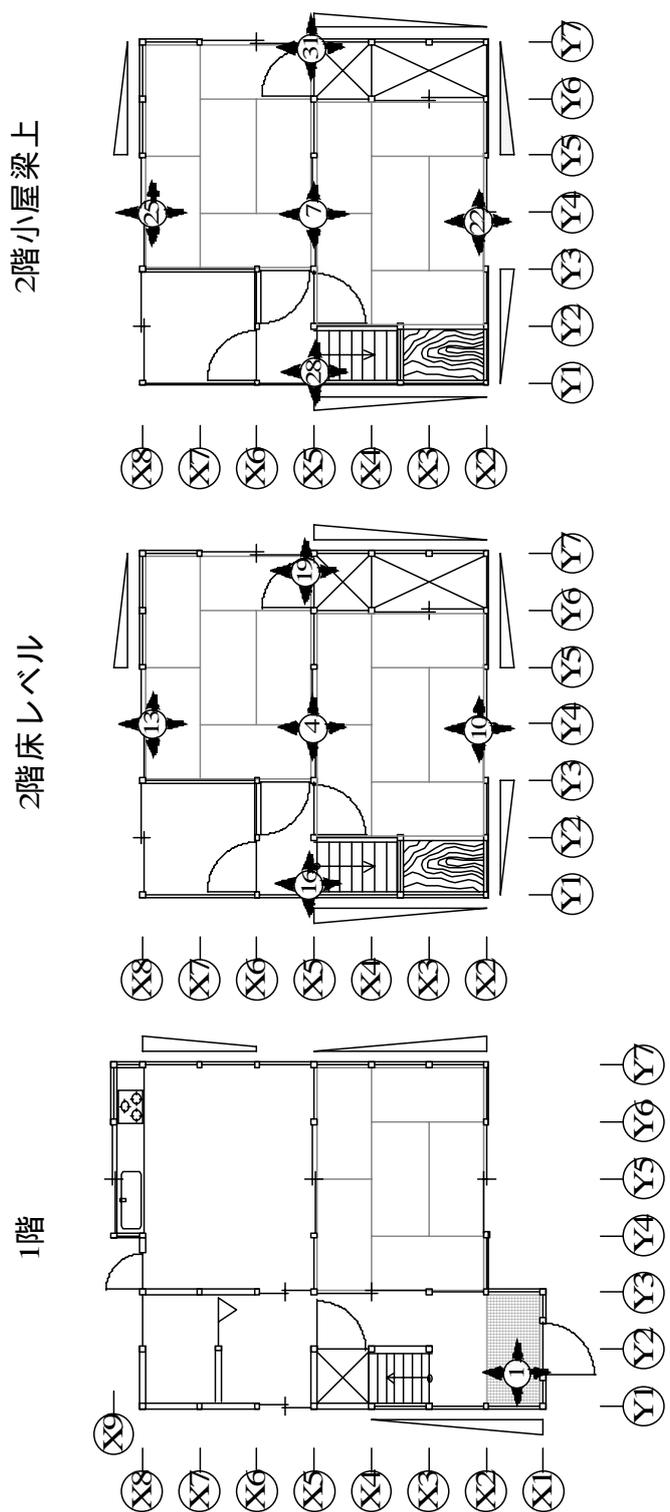
f) 各部の加速度、変位測定方法

試験体架台、1階梁レベルの中央と四辺、2階梁レベルの中央と四辺の加速度を3成分サーボ型加速度計(トキメック自動建機 TA-25-10-1)で測定(図45)した。各層の層間変位のうち、フルスケール加振時(JR 鷹取波 60%加振を含む)はワイヤ式変位計(図46)で、中小地震波等加振時はひずみゲージ式変換器(図47)で、測定した。なお、土台が鋼製試験体架台から動かないことを確認する目的で、土台の水平変位(鋼製試験体架台からの相対変位)をひずみゲージ式変換器(図48)で測定した。さらに、耐力要素(筋かい、構造用合板等)が当初から存在した部分、耐震補強によって耐力要素が挿入された部分、耐震補強をしない試験体においてこれに対応する部分の柱脚部並びに柱頭部の横架材からの引き抜け量をひずみゲージ式変換器で測定(柱脚:図49,柱頭:図50)した。

なお、破壊実験に供するため、2階小屋梁の加速度計と土台の水平変位を測る変位計以外の全ての加速度計、変位計等センサには防護カバーを設置した。

各センサのチャンネルリストを表14(a)~(d)に示す。

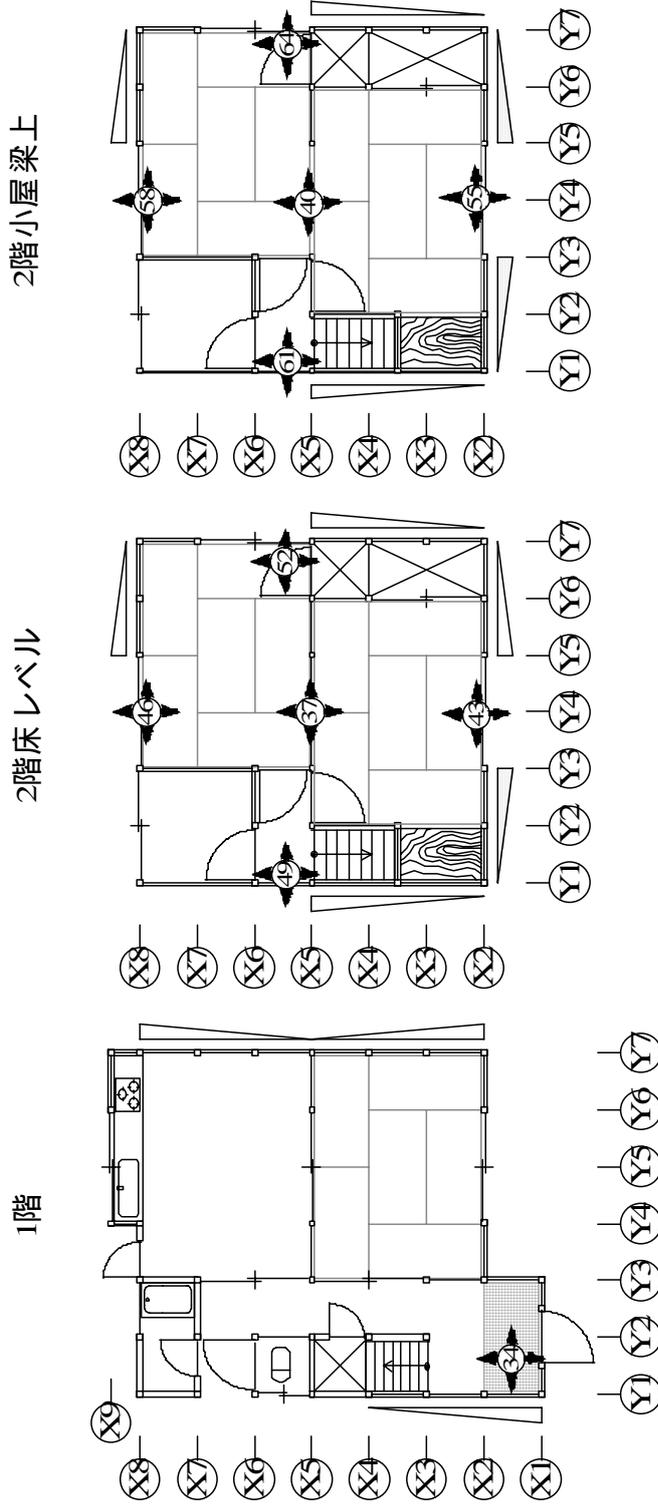
A棟 加速度計



 : サ-ボ型加速度計 (NIED-VVT-200kine+ 防護カバー) 3chのセット
 (n番 = Y方向、n+1番 = X方向、n+2番 = Z方向)

図 45(a) 加速度計設置箇所 (A棟)

B棟 加速度計



: サーボ型加速度計 (NIED-VVT-200kine+ 防護カバー) 3chのセット
 (n番 = Y方向、n+1番 = X方向、n+2番 = Z方向)

図 45(b) 加速度計設置箇所 (B棟)

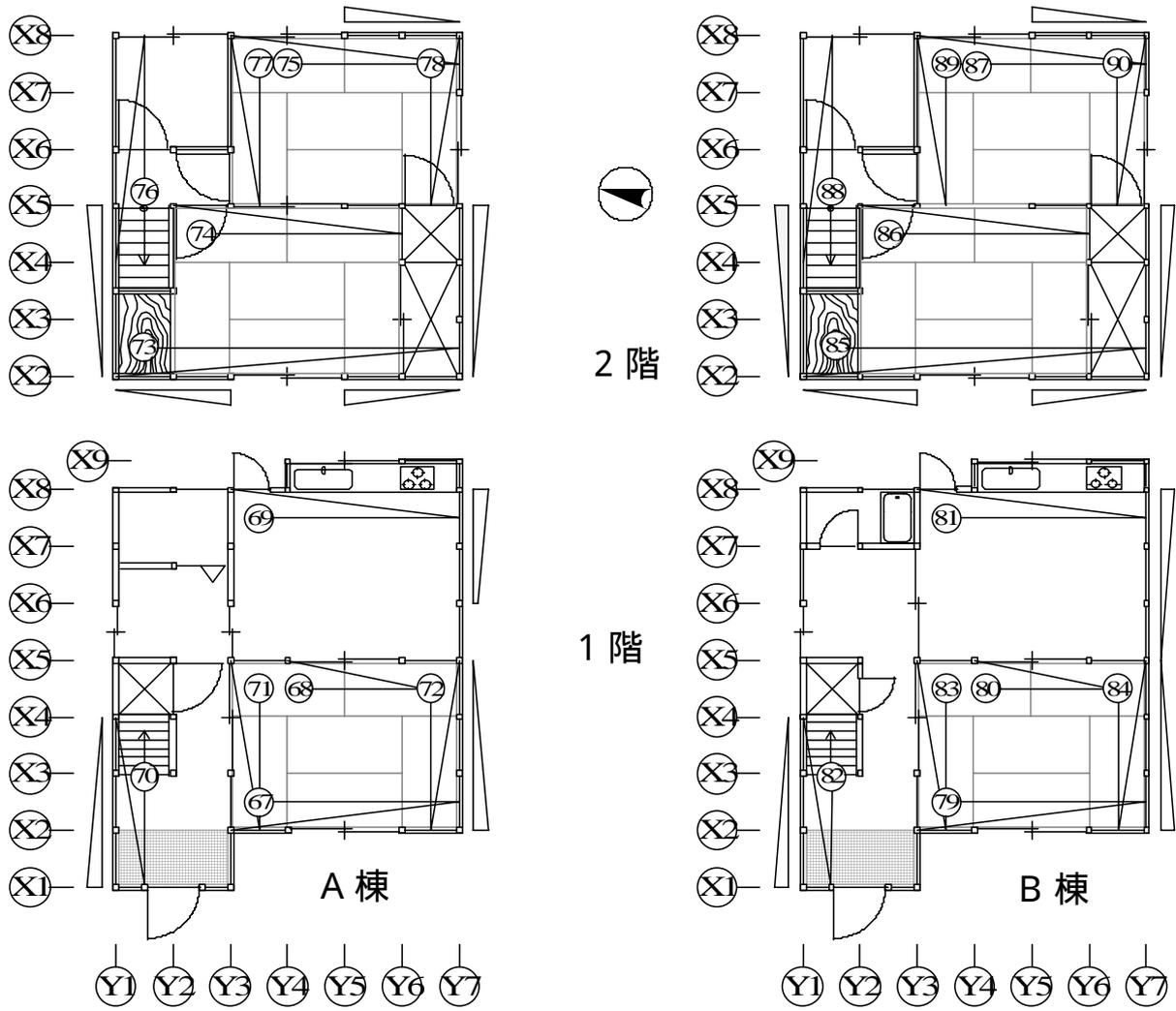


図 46 層間変位測定箇所（フルスケール加振時）

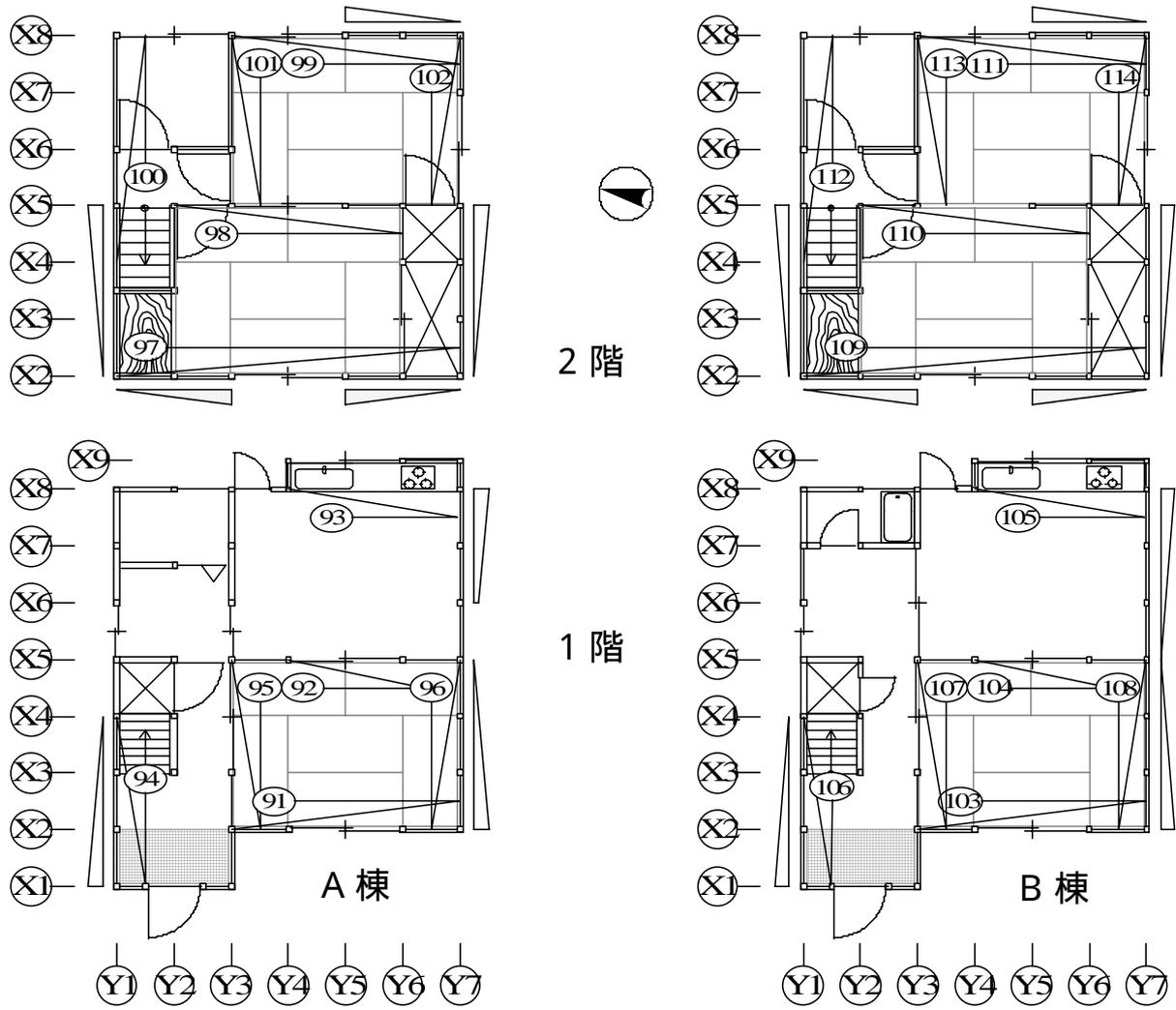


图 47 層間変位測定箇所（中小地震波等加振時）

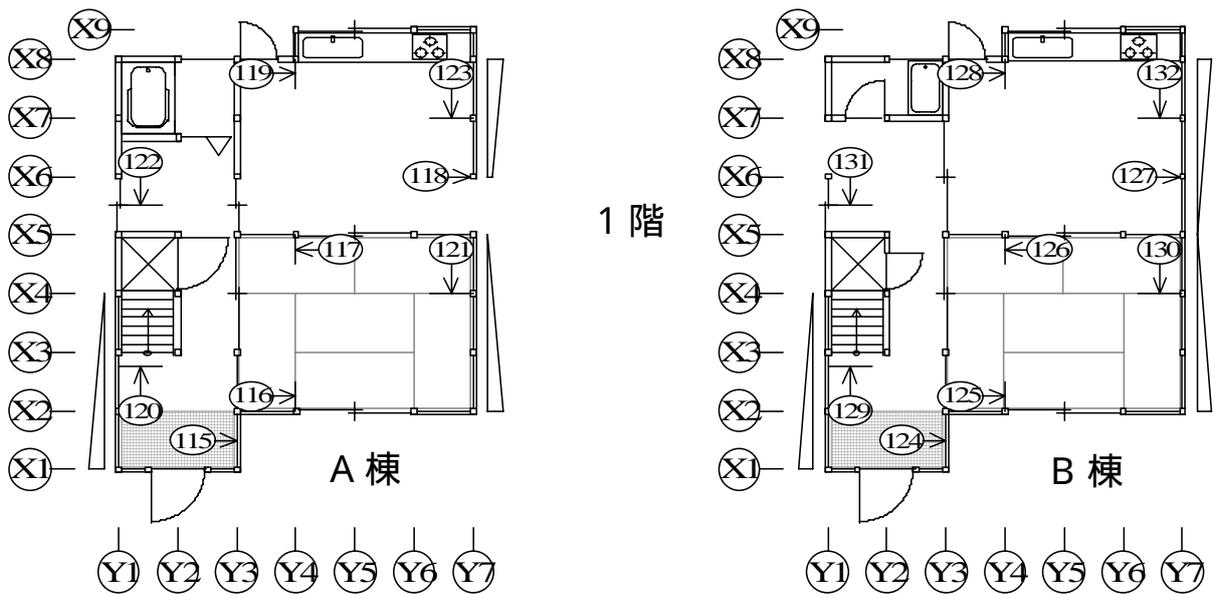


图 48 土台水平変位測定箇所

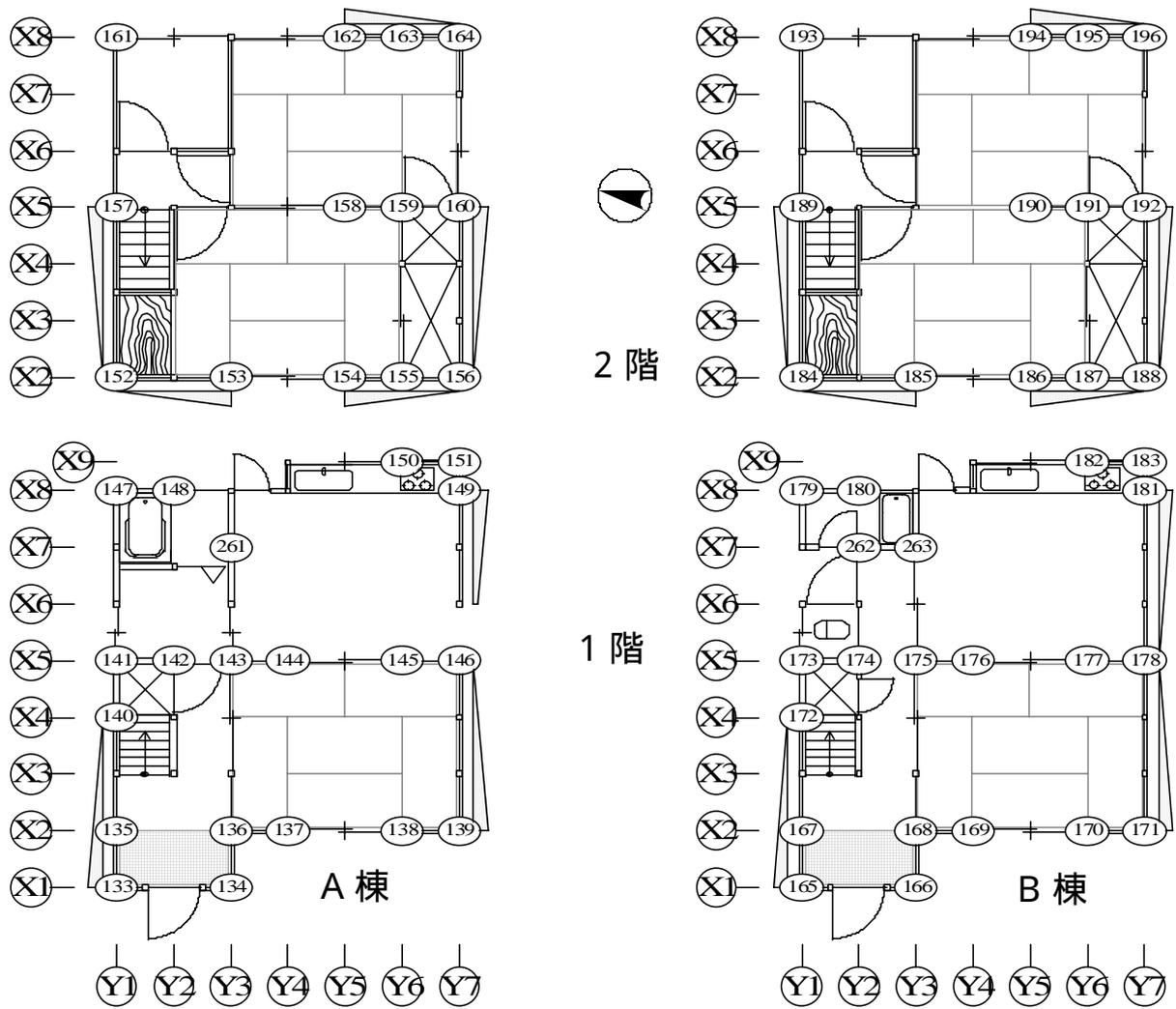


图 49 柱脚部相对变位测定箇所

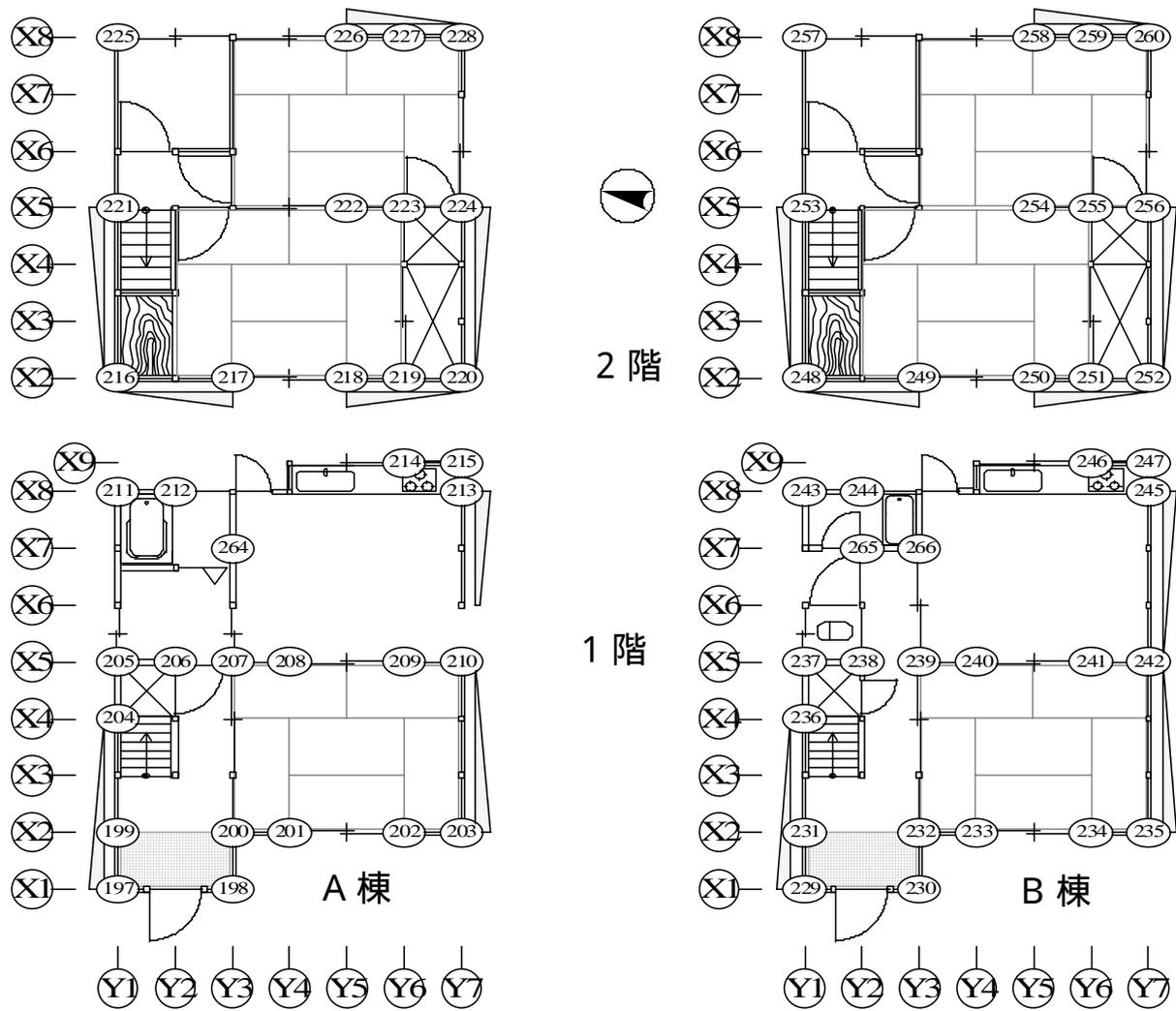


图 50 柱頭部相对变位测定箇所

表 14(a) チャンネルリスト (加速度計)

CH.	センサタグ	測定内容	単位	棟	階	測定位置	測定器	JB. No.
1	001-A1-X-A	加速度	gal	A	1F	Y1-X1 X方向 (玄関)	Mitsutoyo サーボ	4
2	002-A1-Z-A					Y1-X1 Z方向 (玄関)		
3	003-A1-Y-A					Y1-X1 Y方向 (玄関)		
4	004-A2-Z-A	加速度	gal	A	2F	Y4-X5 Z方向	Mitsutoyo サーボ	14
5	005-A2-X-A					Y4-X5 X方向		
6	006-A2-Y-A					Y4-X5 Y方向		
7	007-AR-Z-A	加速度	gal	A	RF	Y4-X5 Z方向	Mitsutoyo サーボ	14
8	008-AR-X-A					Y4-X5 X方向		
9	009-AR-Y-A					Y4-X5 Y方向		
10	010-A2-Z-A	加速度	gal	A	2F	Y4-X2 Z方向	Mitsutoyo サーボ	4
11	011-A2-X-A					Y4-X2 X方向		
12	012-A2-Y-A					Y4-X2 Y方向		
13	013-A2-Z-A	加速度	gal	A	2F	Y4-X8 Z方向	Mitsutoyo サーボ	14
14	014-A2-X-A					Y4-X8 X方向		
15	015-A2-Y-A					Y4-X8 Y方向		
16	016-A2-Z-A	加速度	gal	A	2F	Y1-X5 Z方向	Mitsutoyo サーボ	4
17	017-A2-X-A					Y1-X5 X方向		
18	018-A2-Y-A					Y1-X5 Y方向		
19	019-A2-Z-A	加速度	gal	A	2F	Y7-X5 Z方向	Mitsutoyo サーボ	14
20	020-A2-X-A					Y7-X5 X方向		
21	021-A2-Y-A					Y7-X5 Y方向		
22	022-AR-X-A	加速度	gal	A	RF	Y4-X2 X方向	Mitsutoyo サーボ	4
23	023-AR-Y-A					Y4-X2 Y方向		
24	024-AR-Z-A					Y4-X2 Z方向		
25	025-AR-Y-A	加速度	gal	A	RF	Y4-X8 Y方向	トキメック自動建機 TA-25-10-1	14
26	026-AR-Z-A					Y4-X8 Z方向		
27	027-AR-X-A					Y4-X8 X方向		
28	028-AR-Y-A	加速度	gal	A	RF	Y1-X5 Y方向	トキメック自動建機 TA-25-10-1	4
29	029-AR-X-A					Y1-X5 X方向		
30	030-AR-Z-A					Y1-X5 Z方向		
31	031-AR-Y-A	加速度	gal	A	RF	Y7-X5 Y方向	トキメック自動建機 TA-25-10-1	14
32	032-AR-X-A					Y7-X5 X方向		
33	033-AR-Z-A					Y7-X5 Z方向		
34	034-A1-Z-B	加速度	gal	B	1F	Y1-X1 Z方向 (玄関)	Mitsutoyo サーボ	8
35	035-A1-X-B					Y1-X1 X方向 (玄関)		
36	036-A1-Y-B					Y1-X1 Y方向 (玄関)		
37	037-A2-Z-B	加速度	gal	B	2F	Y4-X5 Z方向	Mitsutoyo サーボ	12
38	038-A2-X-B					Y4-X5 X方向		
39	039-A2-Y-B					Y4-X5 Y方向		
40	040-AR-Y-B	加速度	gal	B	RF	Y4-X5 Y方向	トキメック自動建機 TA-25-10-1	12
41	041-AR-X-B					Y4-X5 X方向		
42	042-AR-Z-B					Y4-X5 Z方向		
43	043-A2-Z-B	加速度	gal	B	2F	Y4-X2 Z方向	Mitsutoyo サーボ	8
44	044-A2-X-B					Y4-X2 X方向		
45	045-A2-Y-B					Y4-X2 Y方向		
46	046-A2-Z-B	加速度	gal	B	2F	Y4-X8 Z方向	Mitsutoyo サーボ	12
47	047-A2-X-B					Y4-X8 X方向		
48	048-A2-Y-B					Y4-X8 Y方向		
49	049-A2-Y-B	加速度	gal	B	2F	Y1-X5 Y方向	トキメック自動建機 TA-25-10-1	8
50	050-A2-X-B					Y1-X5 X方向		
51	051-A2-Z-B					Y1-X5 Z方向		
52	052-A2-Z-B	加速度	gal	B	2F	Y7-X5 Z方向	Mitsutoyo サーボ	12
53	053-A2-X-B					Y7-X5 X方向		
54	054-A2-Y-B					Y7-X5 Y方向		
55	055-AR-Y-B	加速度	gal	B	RF	Y4-X2 Y方向	トキメック自動建機 TA-25-10-1	8
56	056-AR-X-B					Y4-X2 X方向		
57	057-AR-Z-B					Y4-X2 Z方向		
58	058-AR-Y-B	加速度	gal	B	RF	Y4-X8 Y方向	トキメック自動建機 TA-25-10-1	12
59	059-AR-Z-B					Y4-X8 Z方向		
60	060-AR-X-B					Y4-X8 X方向		
61	061-AR-Y-B	加速度	gal	B	RF	Y1-X5 Y方向	トキメック自動建機 TA-25-10-1	8
62	062-AR-X-B					Y1-X5 X方向		
63	063-AR-Z-B					Y1-X5 Z方向		
64	064-AR-Y-B	加速度	gal	B	RF	Y7-X5 Y方向	トキメック自動建機 TA-25-10-1	12
65	065-AR-X-B					Y7-X5 X方向		
66	066-AR-Z-B					Y7-X5 Z方向		

表 14(b) チャンネルリスト (層間変位、土台)

CH.	センサタグ	測定内容	単位	棟	階、部位	測定位置	測定器	JB. No.
67	067-DbY1-A	層間変位(大)	mm	A	1F	Y方向壁 X2-Y3(上)~Y7(下)	共 和 DTP-D-5KS	4
68	068-DbY1-A	層間変位(大)	mm	A	1F	Y方向壁 X5-Y3(下)~Y7(上)		14
69	069-DbY1-A	層間変位(大)	mm	A	1F	Y方向壁 X8-Y3(下)~Y7(上)		14
70	070-DbX1-A	層間変位(大)	mm	A	1F	X方向壁 Y1-X5(上)~X6.5(下)	共 和 DTP-D-2KS	4
71	071-DbX1-A	層間変位(大)	mm	A	1F	X方向壁 Y3-X8(上)~X5(下)		14
72	072-DbX1-A	層間変位(大)	mm	A	1F	X方向壁 Y7-X2(下)~X5(上)		4
73	073-DbY2-A	層間変位(大)	mm	A	2F	Y方向壁 X2-Y1(上)~Y7(下)		4
74	074-DbY2-A	層間変位(大)	mm	A	2F	Y方向壁 X5-Y2(上)~Y6(下)		4
75	075-DbY2-A	層間変位(大)	mm	A	2F	Y方向壁 X8-Y3(上)~Y7(下)		14
76	076-DbX2-A	層間変位(大)	mm	A	2F	X方向壁 Y1-X4(上)~X8(下)		4
77	077-DbX2-A	層間変位(大)	mm	A	2F	X方向壁 Y3-X5(上)~X8(下)		14
78	078-DbX2-A	層間変位(大)	mm	A	2F	X方向壁 Y7-X5(上)~X8(下)		14
79	079-DbY1-B	層間変位(大)	mm	B	1F	Y方向壁 X2-Y3(上)~Y7(下)		共 和 DTP-D-5KS
80	080-DbY1-B	層間変位(大)	mm	B	1F	Y方向壁 X5-Y3(下)~Y7(上)	11	
81	081-DbY1-B	層間変位(大)	mm	B	1F	Y方向壁 X8-Y3(下)~Y7(上)	11	
82	082-DbX1-B	層間変位(大)	mm	B	1F	X方向壁 Y1-X5(上)~X6.5(下)	共 和 DTP-D-2KS	11
83	083-DbX1-B	層間変位(大)	mm	B	1F	X方向壁 Y3-X5(上)~X5(下)		11
84	084-DbX1-B	層間変位(大)	mm	B	1F	X方向壁 Y7-X2(下)~X5(上)		11
85	085-DbY2-B	層間変位(大)	mm	B	2F	Y方向壁 X2-Y1(上)~Y7(下)		12
86	086-DbY2-B	層間変位(大)	mm	B	2F	Y方向壁 X5-Y2(上)~Y6(下)		12
87	087-DbY2-B	層間変位(大)	mm	B	2F	Y方向壁 X8-Y3(上)~Y7(下)		12
88	088-DbX2-B	層間変位(大)	mm	B	2F	X方向壁 Y1-X4(上)~X8(下)		12
89	089-DbX2-B	層間変位(大)	mm	B	2F	X方向壁 Y3-X5(上)~X8(下)		12
90	090-DbX2-B	層間変位(大)	mm	B	2F	X方向壁 Y7-X5(上)~X8(下)		12
91	091-DsY1-A	層間変位(小)	mm	A	1F	Y方向壁 X2-Y3(上)~Y7(下)		TML SDP-200R
92	092-DsY1-A	層間変位(小)	mm	A	1F	Y方向壁 X5-Y3(下)~Y7(上)	14	
93	093-DsY1-A	層間変位(小)	mm	A	1F	Y方向壁 X8-Y3(下)~Y7(上)	14	
94	094-DsX1-A	層間変位(小)	mm	A	1F	X方向壁 Y1-X5(上)~X6.5(下)	4	
95	095-DsX1-A	層間変位(小)	mm	A	1F	X方向壁 Y3-X8(上)~X5(下)	14	
96	096-DsX1-A	層間変位(小)	mm	A	1F	X方向壁 Y7-X2(下)~X5(上)	4	
97	097-DsY2-A	層間変位(小)	mm	A	2F	Y方向壁 X2-Y1(上)~Y7(下)	4	
98	098-DsY2-A	層間変位(小)	mm	A	2F	Y方向壁 X5-Y2(上)~Y6(下)	4	
99	099-DsY2-A	層間変位(小)	mm	A	2F	Y方向壁 X8-Y3(上)~Y7(下)	14	
100	100-DsX2-A	層間変位(小)	mm	A	2F	X方向壁 Y1-X4(上)~X8(下)	4	
101	101-DsX2-A	層間変位(小)	mm	A	2F	X方向壁 Y3-X5(上)~X8(下)	14	
102	102-DsX2-A	層間変位(小)	mm	A	2F	X方向壁 Y7-X5(上)~X8(下)	14	
103	103-DsY1-B	層間変位(小)	mm	B	1F	Y方向壁 X2-Y3(上)~Y7(下)	11	
104	104-DsY1-B	層間変位(小)	mm	B	1F	Y方向壁 X5-Y3(下)~Y7(上)	TML SDP-200D	
105	105-DsY1-B	層間変位(小)	mm	B	1F	Y方向壁 X8-Y3(下)~Y7(上)	TML SDP-200R	11
106	106-DsX1-B	層間変位(小)	mm	B	1F	X方向壁 Y1-X5(上)~X6.5(下)	TML SDP-200R	11
107	107-DsX1-B	層間変位(小)	mm	B	1F	X方向壁 Y3-X8(上)~X5(下)	TML SDP-200D	11
108	108-DsX1-B	層間変位(小)	mm	B	1F	X方向壁 Y7-X2(下)~X5(上)	TML SDP-200D	11
109	109-DsY2-B	層間変位(小)	mm	B	2F	Y方向壁 X2-Y1(上)~Y7(下)	TML SDP-200R	12
110	110-DsY2-B	層間変位(小)	mm	B	2F	Y方向壁 X5-Y2(上)~Y6(下)		12
111	111-DsY2-B	層間変位(小)	mm	B	2F	Y方向壁 X8-Y3(上)~Y7(下)		12
112	112-DsX2-B	層間変位(小)	mm	B	2F	X方向壁 Y1-X4(上)~X8(下)		12
113	113-DsX2-B	層間変位(小)	mm	B	2F	X方向壁 Y3-X5(上)~X8(下)		12
114	114-DsX2-B	層間変位(小)	mm	B	2F	X方向壁 Y7-X5(上)~X8(下)		12
115	115-DDY-A	土台水平変位	mm	A	土台	Y3-X1~X2間土台 Y方向	TML CDP-25	5
116	116-DDY-A	土台水平変位	mm	A	土台	Y4-X2柱下土台 Y方向		5
117	117-DDY-A	土台水平変位	mm	A	土台	Y4-X5柱下土台 Y方向		5
118	118-DDY-A	土台水平変位	mm	A	土台	Y7-X6柱下土台 Y方向		13
119	119-DDY-A	土台水平変位	mm	A	土台	Y4-X8柱下土台 Y方向		13
120	120-DDY-A	土台水平変位	mm	A	土台	Y1-X2~X3間土台 X方向		5
121	121-DDY-A	土台水平変位	mm	A	土台	Y7-X4柱下土台 X方向		5
122	122-DDY-A	土台水平変位	mm	A	土台	Y1-X6柱下土台 X方向		5
123	123-DDX-A	土台水平変位	mm	A	土台	Y7-X7~X8間土台 X方向		13
124	124-DDY-B	土台水平変位	mm	B	土台	Y3-X1~X2間土台 Y方向		8
125	125-DDY-B	土台水平変位	mm	B	土台	Y4-X2柱下土台 Y方向		11
126	126-DDY-B	土台水平変位	mm	B	土台	Y4-X5柱下土台 Y方向		11
127	127-DDY-B	土台水平変位	mm	B	土台	Y7-X6柱下土台 Y方向		11
128	128-DDY-B	土台水平変位	mm	B	土台	Y4-X8柱下土台 Y方向		11
129	129-DDX-B	土台水平変位	mm	B	土台	Y1-X2~X3間土台 X方向		8
130	130-DDX-B	土台水平変位	mm	B	土台	Y7-X4柱下土台 X方向		11
131	131-DDX-B	土台水平変位	mm	B	土台	Y1-X6柱下土台 X方向		11
132	132-DDX-B	土台水平変位	mm	B	土台	Y7-X7~X8間土台 X方向		11

表 14(c) チャンネルリスト (柱脚部)

CH.	センサタグ	測定内容	単位	棟	階、 部位	測定位置	測定器	JB. No.
133	133-D11-A	柱脚相対変位	mm	A	1F	Y1-X1 柱脚	TML SDP-100C	4
134	134-D11-A	柱脚相対変位	mm	A	1F	Y3-X1 柱脚	TML SDP-100C	4
135	135-D11-A	柱脚相対変位	mm	A	1F	Y1-X2 柱脚	TML SDP-100C	4
136	136-D11-A	柱脚相対変位	mm	A	1F	Y3-X2 柱脚	TML SDP-100C	4
137	137-D11-A	柱脚相対変位	mm	A	1F	Y4-X2 柱脚	TML SDP-100C	4
138	138-D11-A	柱脚相対変位	mm	A	1F	Y6-X2 柱脚	TML SDP-100C	4
139	139-D11-A	柱脚相対変位	mm	A	1F	Y7-X2 柱脚	TML SDP-100R	4
140	140-D11-A	柱脚相対変位	mm	A	1F	Y1-X4 柱脚	TML SDP-100C	4
141	141-D11-A	柱脚相対変位	mm	A	1F	Y1-X5 柱脚	TML SDP-100C	4
142	142-D11-A	柱脚相対変位	mm	A	1F	Y2-X5 柱脚	TML SDP-100C	4
143	143-D11-A	柱脚相対変位	mm	A	1F	Y3-X5 柱脚	TML SDP-100C	4
144	144-D11-A	柱脚相対変位	mm	A	1F	Y4-X5 柱脚	TML SDP-100C	13
145	145-D11-A	柱脚相対変位	mm	A	1F	Y6-X5 柱脚	TML SDP-100C	13
146	146-D11-A	柱脚相対変位	mm	A	1F	Y7-X5 柱脚	TML SDP-100C	13
147	147-D11-A	柱脚相対変位	mm	A	1F	Y1-X8 柱脚	TML SDP-100C	13
148	148-D11-A	柱脚相対変位	mm	A	1F	Y2-X8 柱脚	TML SDP-100C	13
149	149-D11-A	柱脚相対変位	mm	A	1F	Y7-X8 柱脚	TML SDP-100C	13
150	150-D11-A	柱脚相対変位	mm	A	1F	Y6-X9 柱脚	TML SDP-100C	13
151	151-D11-A	柱脚相対変位	mm	A	1F	Y7-X8 柱脚	TML SDP-100C	13
152	152-D12-A	柱脚相対変位	mm	A	2F	Y1-X2 柱脚	TML CDP-100	4
153	153-D12-A	柱脚相対変位	mm	A	2F	Y3-X2 柱脚	TML CDP-100	4
154	154-D12-A	柱脚相対変位	mm	A	2F	Y5-X2 柱脚	TML CDP-100	4
155	155-D12-A	柱脚相対変位	mm	A	2F	Y6-X2 柱脚	TML CDP-100	4
156	156-D12-A	柱脚相対変位	mm	A	2F	Y7-X2 柱脚	TML SDP-100C	4
157	157-D12-A	柱脚相対変位	mm	A	2F	Y1-X5 柱脚	TML CDP-100	4
158	158-D12-A	柱脚相対変位	mm	A	2F	Y5-X5 柱脚	TML CDP-100	13
159	159-D12-A	柱脚相対変位	mm	A	2F	Y6-X5 柱脚	TML CDP-100	13
160	160-D12-A	柱脚相対変位	mm	A	2F	Y7-X5 柱脚	TML CDP-100	13
161	161-D12-A	柱脚相対変位	mm	A	2F	Y1-X8 柱脚	TML CDP-100	13
162	162-D12-A	柱脚相対変位	mm	A	2F	Y5-X8 柱脚	TML CDP-100	13
163	163-D12-A	柱脚相対変位	mm	A	2F	Y6-X8 柱脚	TML CDP-100	13
164	164-D12-A	柱脚相対変位	mm	A	2F	Y7-X8 柱脚	TML CDP-100	13
165	165-D11-B	柱脚相対変位	mm	B	1F	Y1-X1 柱脚	TML SDP-100C	8
166	166-D11-B	柱脚相対変位	mm	B	1F	Y3-X1 柱脚	TML SDP-100C	8
167	167-D11-B	柱脚相対変位	mm	B	1F	Y1-X2 柱脚	TML CDP-100	8
168	168-D11-B	柱脚相対変位	mm	B	1F	Y3-X2 柱脚	TML CDP-100	8
169	169-D11-B	柱脚相対変位	mm	B	1F	Y4-X2 柱脚	TML CDP-100	11
170	170-D11-B	柱脚相対変位	mm	B	1F	Y6-X2 柱脚	TML CDP-100	11
171	171-D11-B	柱脚相対変位	mm	B	1F	Y7-X2 柱脚	TML CDP-100	11
172	172-D11-B	柱脚相対変位	mm	B	1F	Y1-X4 柱脚	TML CDP-100	8
173	173-D11-B	柱脚相対変位	mm	B	1F	Y1-X5 柱脚	TML CDP-100	11
174	174-D11-B	柱脚相対変位	mm	B	1F	Y2-X5 柱脚	TML CDP-100	11
175	175-D11-B	柱脚相対変位	mm	B	1F	Y3-X5 柱脚	TML CDP-100	11
176	176-D11-B	柱脚相対変位	mm	B	1F	Y4-X5 柱脚	TML CDP-100	11
177	177-D11-B	柱脚相対変位	mm	B	1F	Y6-X5 柱脚	TML CDP-100	11
178	178-D11-B	柱脚相対変位	mm	B	1F	Y7-X5 柱脚	TML CDP-100	11
179	179-D11-B	柱脚相対変位	mm	B	1F	Y1-X8 柱脚	TML CDP-100	11
180	180-D11-B	柱脚相対変位	mm	B	1F	Y2-X8 柱脚	TML CDP-100	11
181	181-D11-B	柱脚相対変位	mm	B	1F	Y7-X8 柱脚	TML CDP-100	11
182	182-D11-B	柱脚相対変位	mm	B	1F	Y6-X9 柱脚	TML CDP-100	11
183	183-D11-B	柱脚相対変位	mm	B	1F	Y7-X8 柱脚	TML CDP-100	11
184	184-D12-B	柱脚相対変位	mm	B	2F	Y1-X2 柱脚	TML CDP-100	12
185	185-D12-B	柱脚相対変位	mm	B	2F	Y3-X2 柱脚	TML CDP-100	12
186	186-D12-B	柱脚相対変位	mm	B	2F	Y5-X2 柱脚	TML CDP-100	12
187	187-D12-B	柱脚相対変位	mm	B	2F	Y6-X2 柱脚	TML CDP-100	12
188	188-D12-B	柱脚相対変位	mm	B	2F	Y7-X2 柱脚	TML CDP-100	12
189	189-D12-B	柱脚相対変位	mm	B	2F	Y1-X5 柱脚	TML CDP-100	12
190	190-D12-B	柱脚相対変位	mm	B	2F	Y5-X5 柱脚	TML CDP-100	12
191	191-D12-B	柱脚相対変位	mm	B	2F	Y6-X5 柱脚	TML CDP-100	12
192	192-D12-B	柱脚相対変位	mm	B	2F	Y7-X5 柱脚	TML CDP-100	12
193	193-D12-B	柱脚相対変位	mm	B	2F	Y1-X8 柱脚	TML CDP-100	12
194	194-D12-B	柱脚相対変位	mm	B	2F	Y5-X8 柱脚	TML CDP-100	12
195	195-D12-B	柱脚相対変位	mm	B	2F	Y6-X8 柱脚	TML SDP-100C	12
196	196-D12-B	柱脚相対変位	mm	B	2F	Y7-X8 柱脚	TML SDP-100C	12

表 14(d) チャンネルリスト (柱脚部) (一部柱頭部を含む)

CH.	センサタグ	測定内容	単位	棟	階	測定位置	測定器	JB.No.
197	197-Dh1-A	柱頭相対変位	mm	A	1F	Y1-X1 柱頭	TML CDP-50	4
198	198-Dh1-A	柱頭相対変位	mm	A	1F	Y3-X1 柱頭	TML CDP-50	4
199	199-Dh1-A	柱頭相対変位	mm	A	1F	Y1-X2 柱頭	TML CDP-50	4
200	200-Dh1-A	柱頭相対変位	mm	A	1F	Y3-X2 柱頭	TML CDP-50	4
201	201-Dh1-A	柱頭相対変位	mm	A	1F	Y4-X2 柱頭	TML CDP-50	4
202	202-Dh1-A	柱頭相対変位	mm	A	1F	Y6-X2 柱頭	TML CDP-50	4
203	203-Dh1-A	柱頭相対変位	mm	A	1F	Y7-X2 柱頭	TML CDP-50	4
204	204-Dh1-A	柱頭相対変位	mm	A	1F	Y1-X4 柱頭	TML CDP-50	4
205	205-Dh1-A	柱頭相対変位	mm	A	1F	Y1-X5 柱頭	TML SDP-50C	4
206	206-Dh1-A	柱頭相対変位	mm	A	1F	Y2-X5 柱頭	TML SDP-50C	4
207	207-Dh1-A	柱頭相対変位	mm	A	1F	Y3-X5 柱頭	TML SDP-50C	4
208	208-Dh1-A	柱頭相対変位	mm	A	1F	Y4-X5 柱頭	TML SDP-50C	13
209	209-Dh1-A	柱頭相対変位	mm	A	1F	Y6-X5 柱頭	TML SDP-50C	13
210	210-Dh1-A	柱頭相対変位	mm	A	1F	Y7-X5 柱頭	TML SDP-50C	13
211	211-Dh1-A	柱頭相対変位	mm	A	1F	Y1-X8 柱頭	TML CDP-50	13
212	212-Dh1-A	柱頭相対変位	mm	A	1F	Y2-X8 柱頭	TML CDP-50	13
213	213-Dh1-A	柱頭相対変位	mm	A	1F	Y7-X8 柱頭	TML CDP-50	13
214	214-Dh1-A	柱頭相対変位	mm	A	1F	Y6-X9 柱頭	TML CDP-50	13
215	215-Dh1-A	柱頭相対変位	mm	A	1F	Y7-X8 柱頭	TML CDP-25	13
216	216-Dh2-A	柱頭相対変位	mm	A	2F	Y1-X2 柱頭	TML CDP-50	4
217	217-Dh2-A	柱頭相対変位	mm	A	2F	Y3-X2 柱頭	TML CDP-50	4
218	218-Dh2-A	柱頭相対変位	mm	A	2F	Y5-X2 柱頭	TML CDP-50	4
219	219-Dh2-A	柱頭相対変位	mm	A	2F	Y6-X2 柱頭	TML CDP-50S	4
220	220-Dh2-A	柱頭相対変位	mm	A	2F	Y7-X2 柱頭	TML CDP-50S	4
221	221-Dh2-A	柱頭相対変位	mm	A	2F	Y1-X5 柱頭	TML CDP-50S	4
222	222-Dh2-A	柱頭相対変位	mm	A	2F	Y5-X5 柱頭	TML CDP-50S	13
223	223-Dh2-A	柱頭相対変位	mm	A	2F	Y6-X5 柱頭	TML CDP-50S	13
224	224-Dh2-A	柱頭相対変位	mm	A	2F	Y7-X5 柱頭	TML CDP-50S	13
225	225-Dh2-A	柱頭相対変位	mm	A	2F	Y1-X8 柱頭	TML CDP-50	13
226	226-Dh2-A	柱頭相対変位	mm	A	2F	Y5-X8 柱頭	TML CDP-50	13
227	227-Dh2-A	柱頭相対変位	mm	A	2F	Y6-X8 柱頭	TML CDP-50	13
228	228-Dh2-A	柱頭相対変位	mm	A	2F	Y7-X8 柱頭	TML CDP-50	13
229	229-Dh1-B	柱頭相対変位	mm	B	1F	Y1-X1 柱頭	TML CDP-50	8
230	230-Dh1-B	柱頭相対変位	mm	B	1F	Y3-X1 柱頭	TML CDP-50	8
231	231-Dh1-B	柱頭相対変位	mm	B	1F	Y1-X2 柱頭	TML CDP-50	8
232	232-Dh1-B	柱頭相対変位	mm	B	1F	Y3-X2 柱頭	TML CDP-50	8
233	233-Dh1-B	柱頭相対変位	mm	B	1F	Y4-X2 柱頭	TML CDP-50	11
234	234-Dh1-B	柱頭相対変位	mm	B	1F	Y6-X2 柱頭	TML CDP-50	11
235	235-Dh1-B	柱頭相対変位	mm	B	1F	Y7-X2 柱頭	TML CDP-50	11
236	236-Dh1-B	柱頭相対変位	mm	B	1F	Y1-X4 柱頭	TML CDP-50	8
237	237-Dh1-B	柱頭相対変位	mm	B	1F	Y1-X5 柱頭	TML CDP-50	11
238	238-Dh1-B	柱頭相対変位	mm	B	1F	Y2-X5 柱頭	TML CDP-50	11
239	239-Dh1-B	柱頭相対変位	mm	B	1F	Y3-X5 柱頭	TML CDP-50	11
240	240-Dh1-B	柱頭相対変位	mm	B	1F	Y4-X5 柱頭	TML CDP-50	11
241	241-Dh1-B	柱頭相対変位	mm	B	1F	Y6-X5 柱頭	TML CDP-50	11
242	242-Dh1-B	柱頭相対変位	mm	B	1F	Y7-X5 柱頭	TML CDP-50	11
243	243-Dh1-B	柱頭相対変位	mm	B	1F	Y1-X8 柱頭	TML CDP-50	11
244	244-Dh1-B	柱頭相対変位	mm	B	1F	Y2-X8 柱頭	TML CDP-50	11
245	245-Dh1-B	柱頭相対変位	mm	B	1F	Y7-X8 柱頭	TML CDP-50	11
246	246-Dh1-B	柱頭相対変位	mm	B	1F	Y6-X9 柱頭	TML CDP-50	11
247	247-Dh1-B	柱頭相対変位	mm	B	1F	Y7-X8 柱頭	TML CDP-50	11
248	248-Dh2-B	柱頭相対変位	mm	B	2F	Y1-X2 柱頭	TML CDP-50	12
249	249-Dh2-B	柱頭相対変位	mm	B	2F	Y3-X2 柱頭	TML CDP-50	12
250	250-Dh2-B	柱頭相対変位	mm	B	2F	Y5-X2 柱頭	TML CDP-50	12
251	251-Dh2-B	柱頭相対変位	mm	B	2F	Y6-X2 柱頭	TML CDP-50	12
252	252-Dh2-B	柱頭相対変位	mm	B	2F	Y7-X2 柱脚	TML CDP-50	12
253	253-Dh2-B	柱頭相対変位	mm	B	2F	Y1-X5 柱頭	TML CDP-50	12
254	254-Dh2-B	柱頭相対変位	mm	B	2F	Y5-X5 柱頭	TML CDP-50	12
255	255-Dh2-B	柱頭相対変位	mm	B	2F	Y6-X5 柱脚	TML CDP-50	12
256	256-Dh2-B	柱頭相対変位	mm	B	2F	Y7-X5 柱頭	TML CDP-50	12
257	257-Dh2-B	柱頭相対変位	mm	B	2F	Y1-X8 柱頭	TML CDP-50	12
258	258-Dh2-B	柱頭相対変位	mm	B	2F	Y5-X8 柱頭	TML CDP-50	12
259	259-Dh2-B	柱頭相対変位	mm	B	2F	Y6-X8 柱頭	TML CDP-50	12
260	260-Dh2-B	柱頭相対変位	mm	B	2F	Y7-X8 柱頭	TML CDP-50S	12
261	261-D11-A	柱脚相対変位	mm	A	1F	Y3-X7 柱脚	TML SDP-100	13
262	262-D11-B	柱脚相対変位	mm	B	1F	Y2-X7 柱脚	TML SDP-100	11
263	263-D11-B	柱脚相対変位	mm	B	1F	Y3-X7 柱脚	TML SDP-100	11
264	264-Dh1-A	柱頭相対変位	mm	A	1F	Y3-X7 柱頭	TML CDP-50	13
265	265-Dh1-B	柱頭相対変位	mm	B	1F	Y2-X7 柱頭	TML CDP-50	11
266	266-Dh1-B	柱頭相対変位	mm	B	1F	Y3-X7 柱頭	TML CDP-50	11

2) 業務の成果

a) 補強・無補強試験体

移築・再構築工事の結果、震動台上に2棟が移築された(写真38)。なお、このときA, B両棟をつなぐ通路が接続していた開口部は、湿式壁の補修方法に則り、無開口壁として補修済である。また、A棟の壁配置に合わせて、B棟の一部の壁(便所付近)を撤去した。耐震補強後のB棟の平面図を図51に示す。



写真 38 震動台上に移築された明石 H 邸

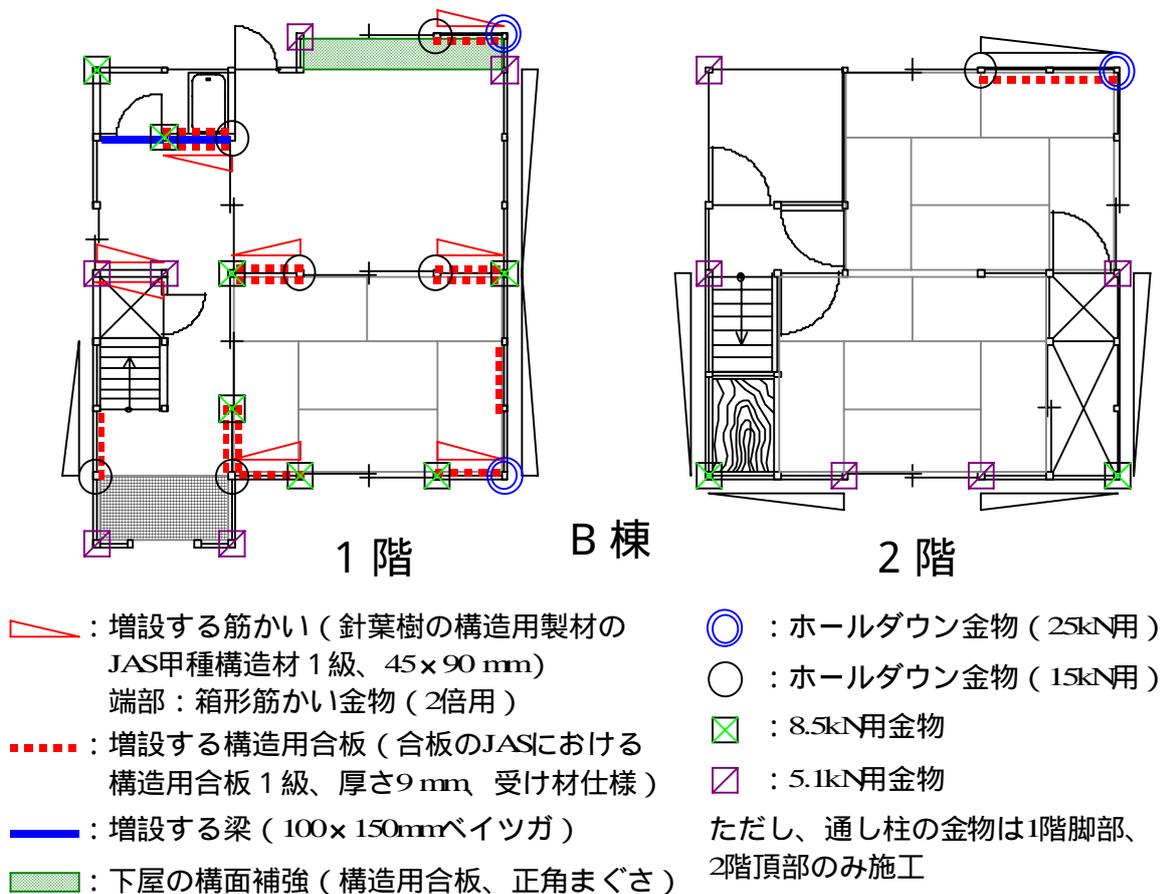


図 51 耐震補強後の B 棟の平面図

移築工事、並びに耐震補強工事の前後で常時微動を測定した。1次の卓越振動数は表15に示すとおりであった。重量も工事、または実験準備の都合で変化しているのので、同表に合わせて示した。1次卓越振動数 f と建物質量 m を用いて建物の剛性は、 $(2\pi f)^2 \times m$ と表せる⁴⁾ ので、各工程における推定剛性を試算し、図52に示した。

表15 移築工事等各工程における推定建物重量と常時微動による1次卓越振動数

測定時期 (建物の状態)	推定重量 (t)	1次卓越振動数(Hz)			
		A棟		B棟	
		X	Y	X	Y
6月(現況)	30.5	8.4	5.5	7.2	4.9
8月(天井撤去)	25.3	7.8	5.0	7.1	5.0
11/16(移築後)	29.0	7.3	4.5	7.0	4.2
11/17(中小地震等入力後)	29.0	6.9	4.2	6.6	3.9
11/20(補強工事後)	28.5	-	-	7.2	4.7

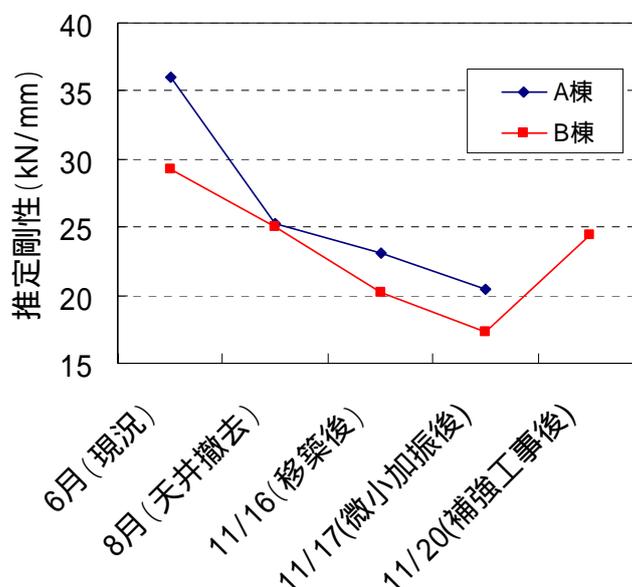


図52 各工程における推定剛性

以上より、天井・1階床組の撤去、移築工事、中小地震波等加振のいずれによっても、多少の剛性低下が生じたことは否定できないものの、移築工事においては、各構面に水平せん断力を与えないよう最善が尽くされており、供試住宅の最大耐力を低下させたものとは考えない。

b) 加振結果

) 入力波の確認

JR 鷹取のフルスケールの目標波と、実際に震動台に入力された時刻歴波形、並びに応答スペクトルをそれぞれ図 53、54 に示す。

これらから、加振波の変位時刻歴は目標波にほぼ一致したこと、速度時刻歴のうち XY 方向は目標波にほぼ一致しているものの、Z 方向の短周期成分がやや過小であったこと、加速度時刻歴は XY 方向は短周期成分がやや過大、Z 方向はやや過小であったことが分かる。また、加振波の応答スペクトルは目標波に対して約 8%程度大きいことも明らかである。

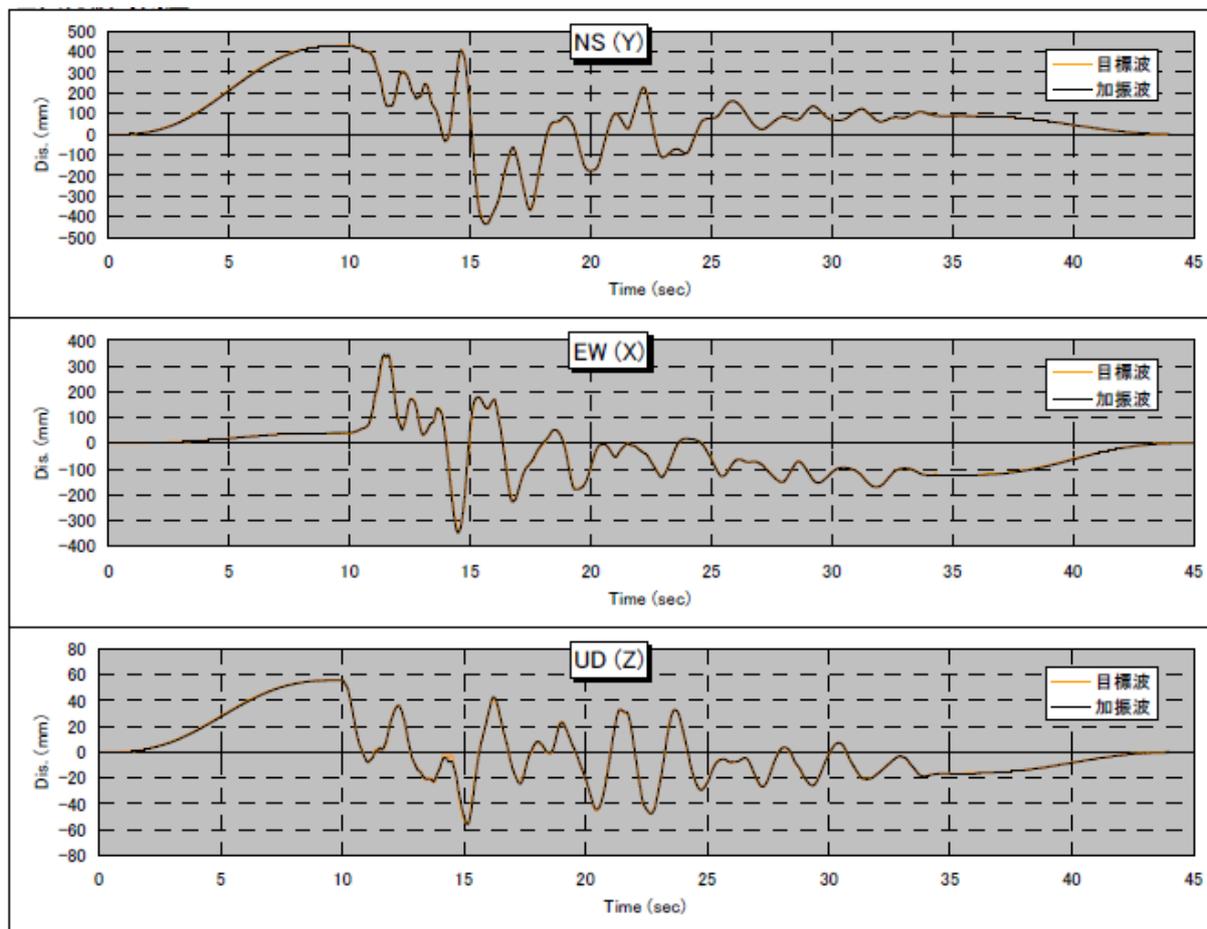


図 53(a) 目標波と加振波の比較（変位波形）

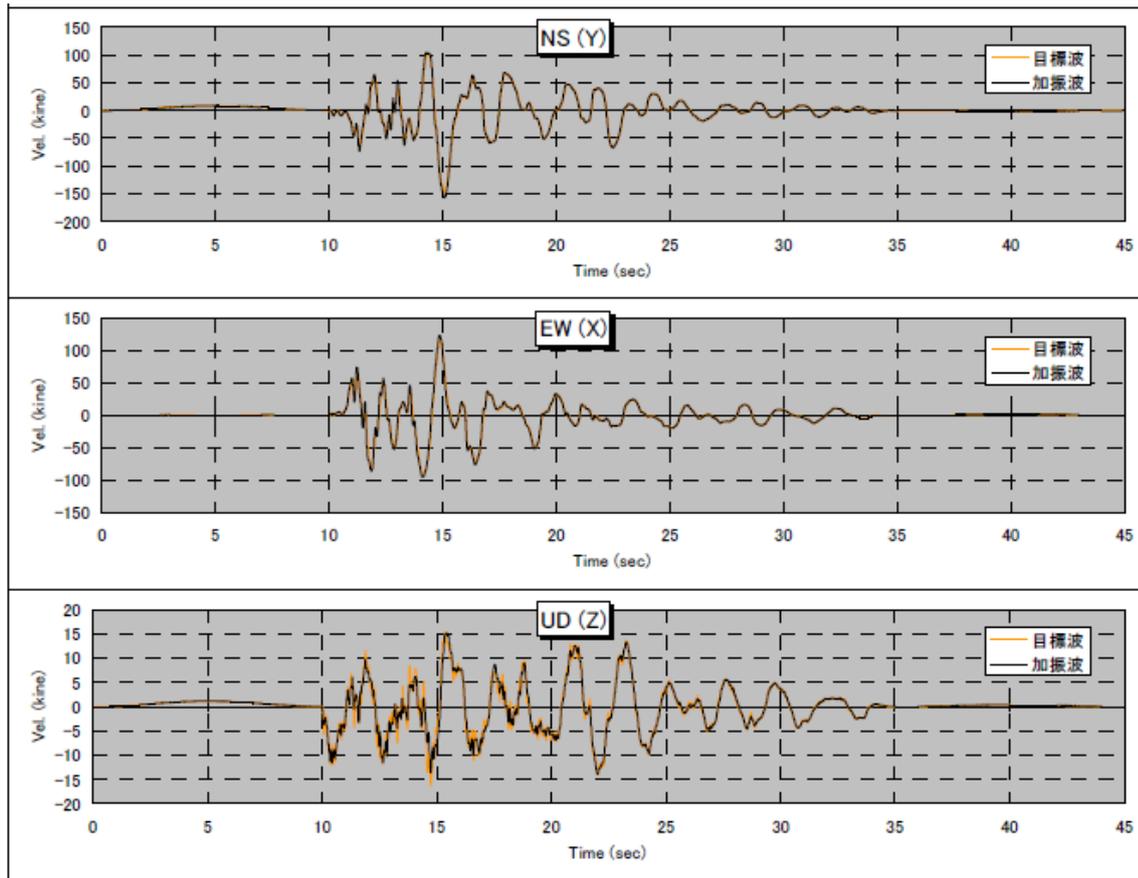


図 53(b) 目標波と加振波の比較（速度波形）

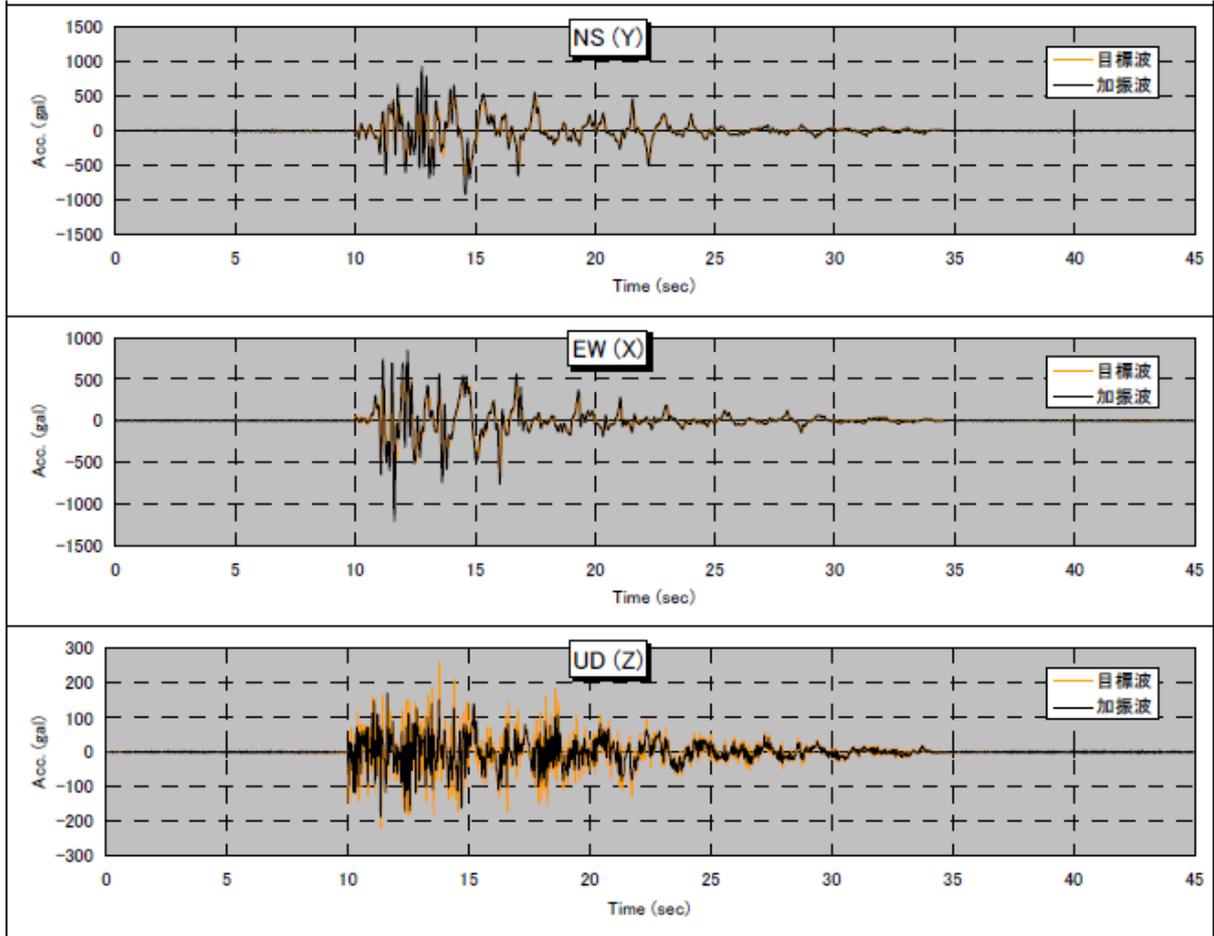


図 53(c) 目標波と加振波の比較（加速度波形）

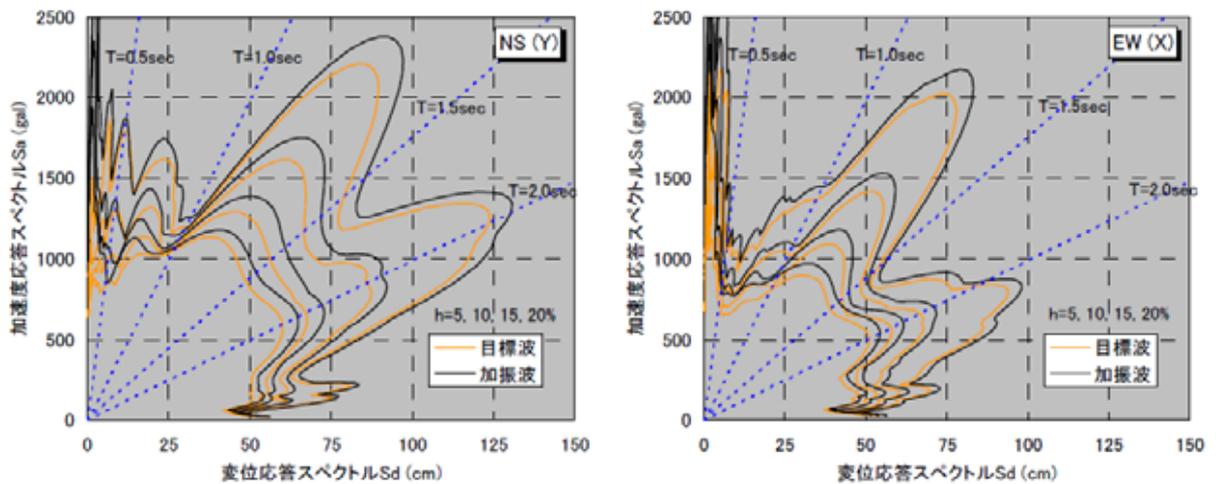


図 54 Y 方向（左）と X 方向（右）の目標・入力波の応答スペクトル

) フルスケール加振による破壊挙動

JR 鷹取波のフルスケール加振により、耐震補強をしなかった A 棟は倒壊し、B 棟は倒壊しなかった。計測室側から見た倒壊過程と、計測室と反対側から見た倒壊過程をそれぞれ写真 39, 40 に、並びに倒壊後の試験体の状況を写真 41, 42 に示す。



写真 39 明石 H 邸の倒壊過程（西側）

写真 40 明石 H 邸の倒壊過程（東側）

各棟各測定点において計測された加速度の平均値（明らかに測定上にトラブルが発生したと見られる測定点を除く。以下同じ。）を各棟各層で求め、両棟土台付近で測定された加速度を震動台の加速度として比較して図 55 に示す。また、同様に各棟各層の層間変形を比較して図 56 に示す。計測開始から 18~19 秒（加振開始から、8~9 秒）で無補強の耐震補強をしていない A 棟が倒壊に到った（写真 41, 42）ことが分かる。倒壊しなかった B 棟の最大層間変形は正負ともに約 130mm 程度でありも、筋かいの引き抜け（写真 43）、構造用合板を留める釘の引き抜け（写真 44）などが確認された。

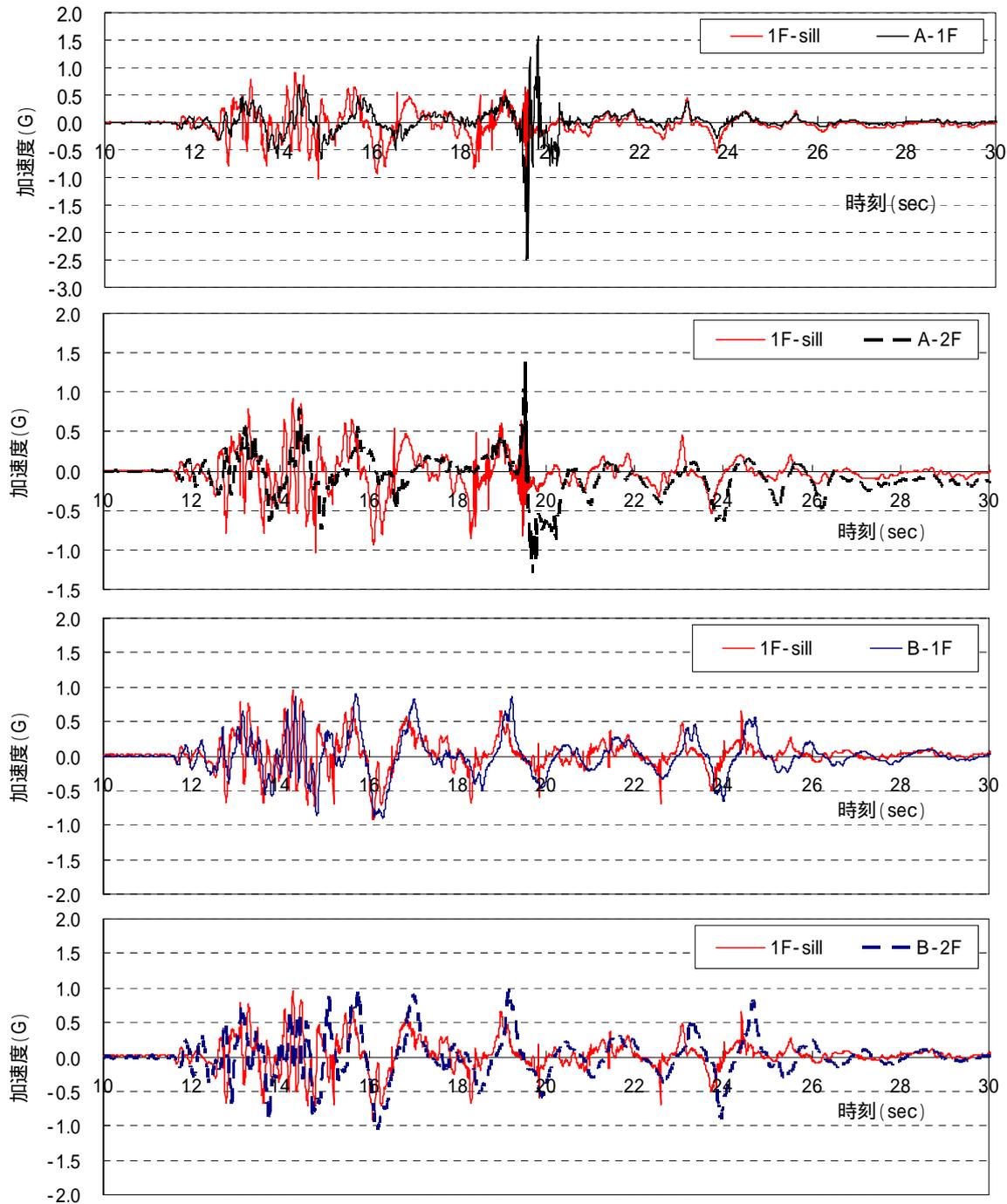


図 55(a) 各棟各層の加速度時刻歴波形（Y 方向）

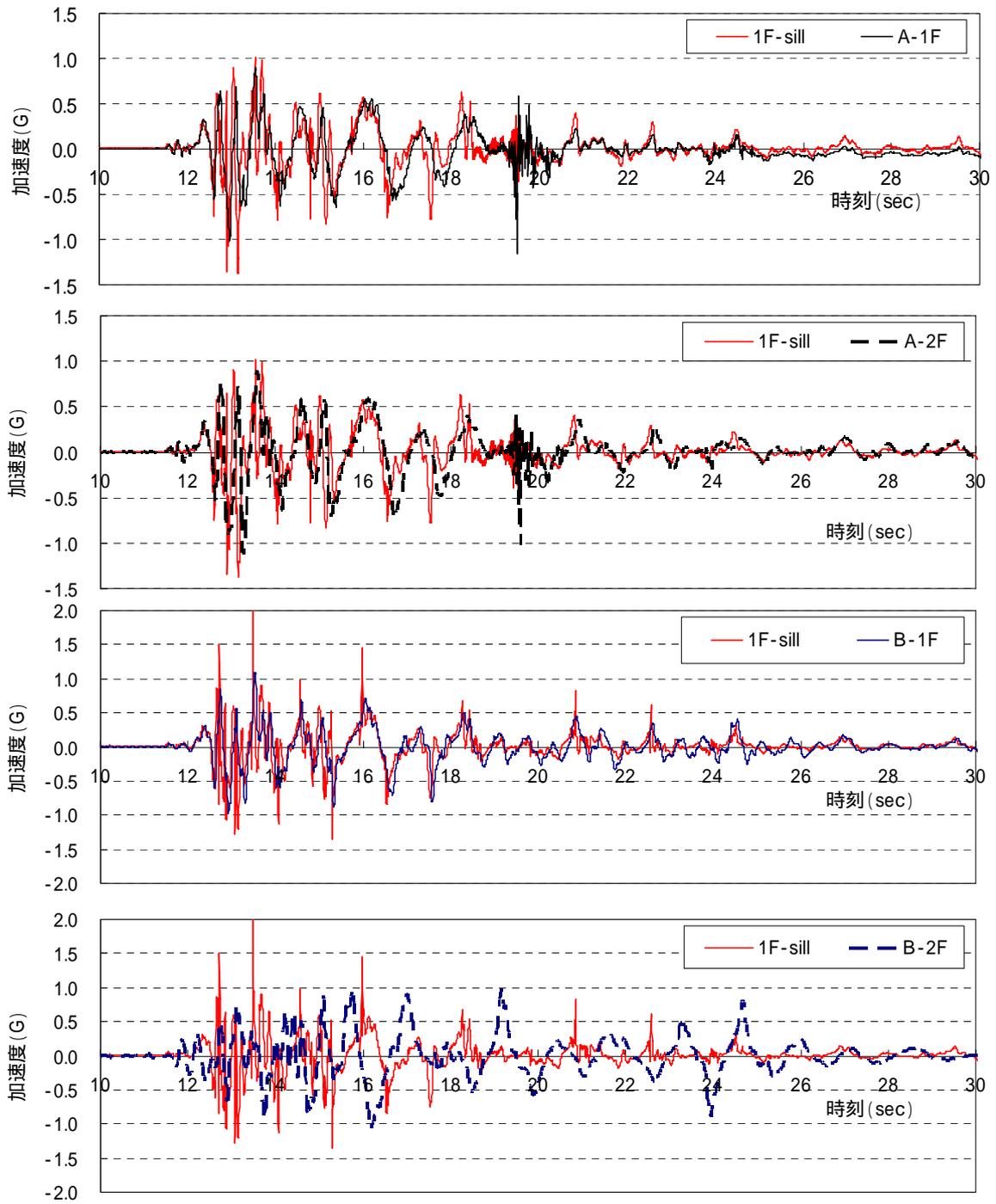


図 55(b) 各棟各層の加速度時刻歴波形 (X 方向)

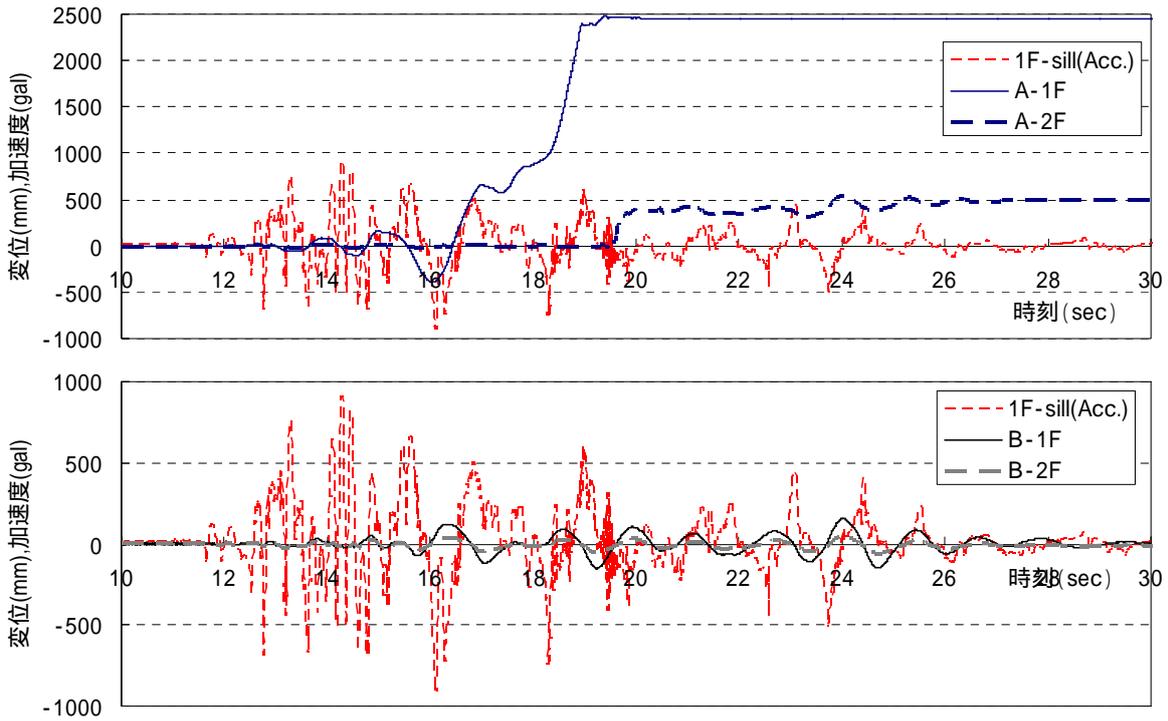


図 56(a) 各棟各層の層間変位の時刻歴 (Y 方向)

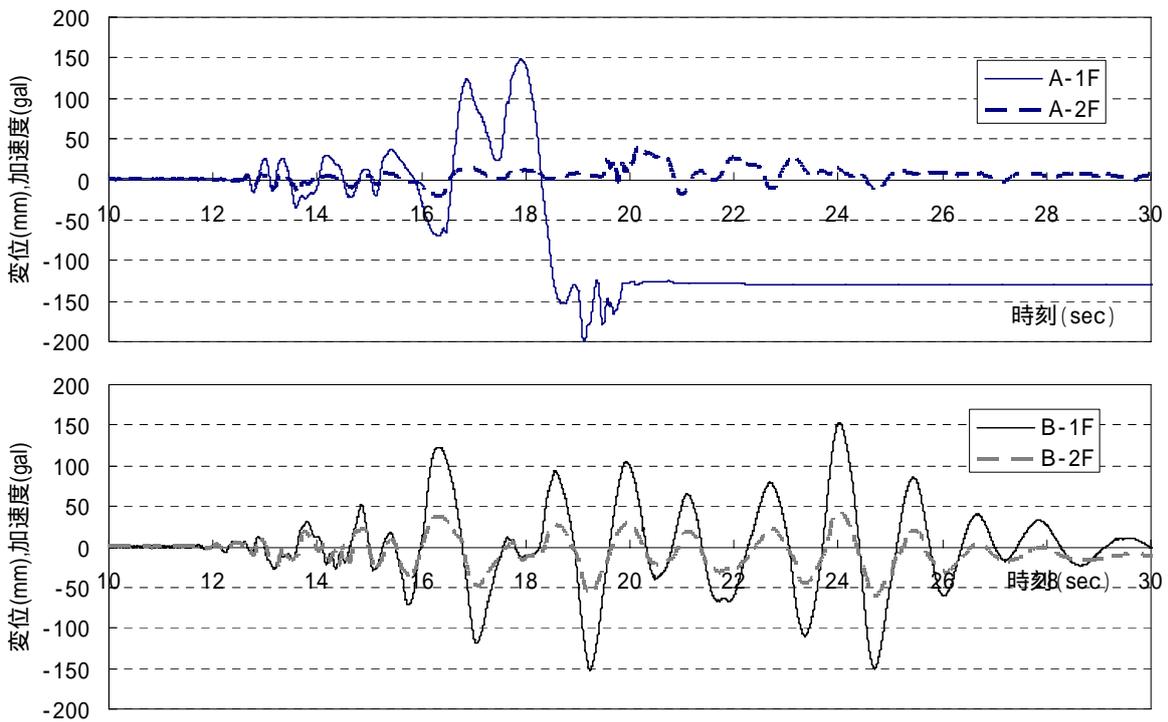


図 56(b) 各棟各層の層間変位の時刻歴 (X 方向)



写真 41 A棟倒壊後の状況
(計測室と反対側から)



写真 42 A棟の倒壊後の状況



写真 43 筋かい端部(金物)の引き抜け(耐震補強 B棟)



写真 44 合板を留め付けた釘の引き抜け(耐震補強 B棟)

各棟各部位の最大応答加速度、変位を整理するとそれぞれ表 16, 17 の通りとなる。

表 16 各部位の最大応答加速度 (G)

部位	棟 方向	A棟			B棟		
		Y	X	Z	Y	X	Z
土台	+	0.457	1.010	0.916	0.963	2.082	0.561
	-	-0.606	-1.375	-1.032	-0.922	-1.352	-1.193
1階	+	5.180	3.068	5.180	1.211	1.556	1.609
	-	-0.197	-0.938	-1.957	-0.935	-1.073	-0.513
2階	+	5.179	3.574	10.235	1.176	1.712	1.014
	-	-1.598	-1.692	-2.384	-1.081	-1.318	-0.608

表 17 各部位の最大応答変位 (mm)

階, 方向	棟 通り	A 棟		B 棟	
		+	-	+	-
1 階 Y 方向	X8 通り	2465.2	-417.1	128.4	-126.2
	X5 通り	2476.2	-383.5	179.6	-179.3
	X2 通り	2625.8	-374.1	(2590.6)	(-625.3)
	平均	2522.4	-391.6	154.0	-152.7
1 階 X 方向	Y1 通り	92.9	-349.1	33.2	-36.5
	Y3 通り	139.8	-164.1	51.1	-46.4
	Y7 通り	223.7	-291.0	38.8	-172.5
	平均	152.1	-268.1	41.0	-85.1
2 階 Y 方向	X8 通り	(540.6)	-33.0	45.5	-72.4
	X5 通り	19.4	(-1751.0)	59.1	-77.5
	X2 通り	(1564.8)	-277.6	23.7	-31.1
	平均	-	-	42.8	-60.3
2 階 X 方向	Y1 通り	(1262.9)	(-14.8)	19.0	-17.3
	Y3 通り	89.2	-19.0	23.9	-16.7
	Y7 通り	14.6	-79.2	24.1	-19.4
	平均	51.9	-49.1	22.3	-17.8

: () 内の数値は、測定途中に何らかのトラブルが発生したものと推測される。平均値には参入していない。

また、平均値が” - ”の箇所は、計算不能であることを示す。

) 荷重変形関係

供試住宅の各部位の重量を算出すると表 18 の通りとなる。

表 18 各棟各部位の重量の比較

	精密診断 1	移築前 荷重指針	移築前実績 A棟	移築前実績 B棟	移築後実績 A棟,B棟 2
屋根荷重	74.33	64.62	61.37	61.37	295.82
2 階荷重	126.18	163.58	141.62	142.58	
下屋 屋根荷重	6.21	6.21	6.97	6.98	
1 階荷重	92.44	122.04	109.01	118.80	
合計	299.15	356.44	318.97	329.73	

1 精密診断用重量表(「木造住宅の耐震診断と補強法方法」⁵⁾“資料編 □調査方法と評価法 2 固定荷重・積載荷重の評価法”)に順ずる。

2 クレーン計測 34ton から吊り上げ治具 0.3ton と鉄骨架台及び 1 階床重量を差し引いた値。ただし鉄骨架台の重量は、H 形鋼の断面を小さめに H-244×175×7×11 と仮定して推計すると、2.99tf。1 階床重量は軽めに

$0.03(\text{tf}/\text{m}^2) \times 37.72(\text{m}^2) = 1.13\text{tf}$ と仮定。クレーン計測重量から上記の荷重を差し引くと $34 - 0.3 - 2.99 - 1.13 = 29.58\text{ton} \square 295.82\text{kN}$

表 18 から A, B 両棟には重量の差はほとんどないので、2階の床レベルと小屋レベルの等価質量をそれぞれ 119.0 kN, 91.3 kN として、各棟加速度を乗じて、水平外力を求め、荷重変形関係を書くと A, B 両棟の各層について図 57~60 のようになる。倒壊した A 棟に作用したと想定される水平力、または加速度は比較的小さく B 棟の半分程度である。

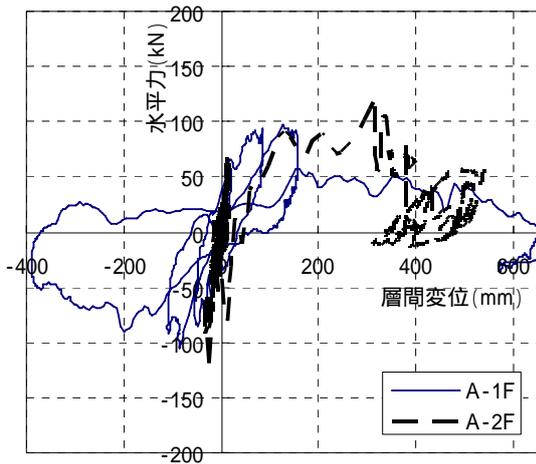


図 57 A 棟の荷重変形関係 (Y 方向)

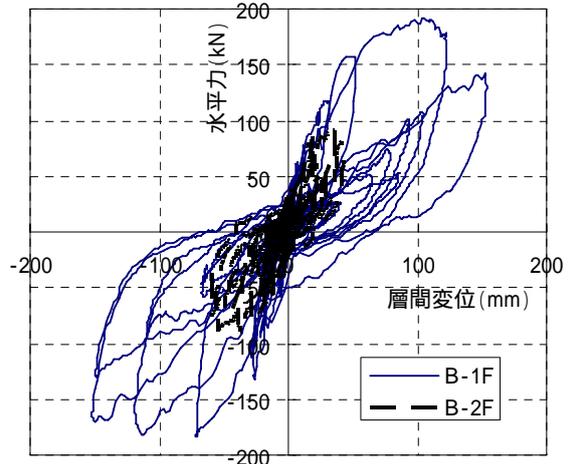


図 58 B 棟の荷重変形関係 (Y 方向)

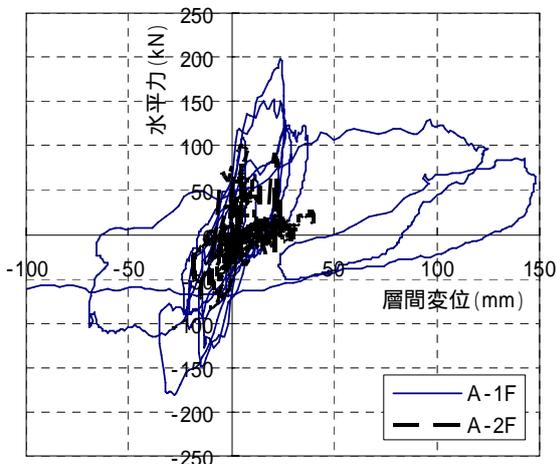


図 59 A 棟の荷重変形関係 (X 方向)

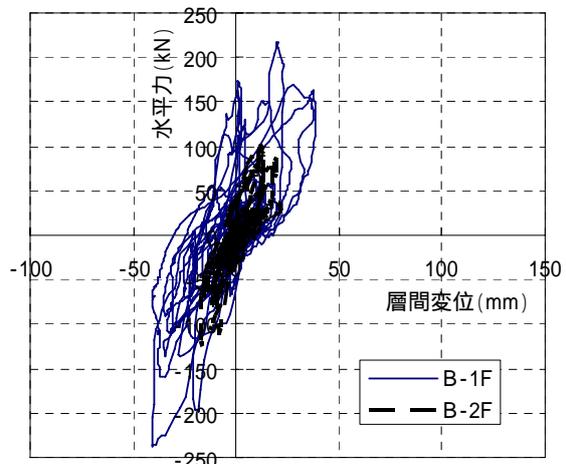


図 60 B 棟の荷重変形関係 (X 方向)

) 振動モード

倒壊した A 棟においても比較的損傷の進んでいない時刻で、かつ、A,B 両棟の変位がほぼ同等の時刻として、測定開始から 13.2 秒と 16.5 秒（地震波入力開始から、それぞれ約 3 秒と約 6 秒に相当する）における変形形状を図 61～64 に示す。なお、以下の図中の上下左右は、明石の現場におけるそれぞれ東、西、北、南に相当している。

A 棟、B 棟ともに、東の厨房側の壁線より、西の玄関側の液腺の方が大きく変形していることが分かる。また、13.2 秒においては、両棟ともに 1 階より 2 階のせん断変形が大きいものの、15.5 秒になると、A 棟の 1 階せん断変形が大きくなり、2 階のせん断変形とほぼ一致している。また、B 棟は X 方向の変形がそれほど大きくないのに対し、A 棟は、13.2 秒時点でそれほど大きくなかった X 方向の変形が、16.5 秒には相当大きくなり、直交方向にも損傷を受けながら、倒壊に到ったことが分かる。

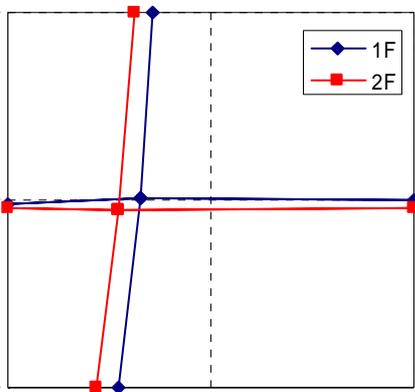


図 61 A 棟の変形形状（13.2 秒）

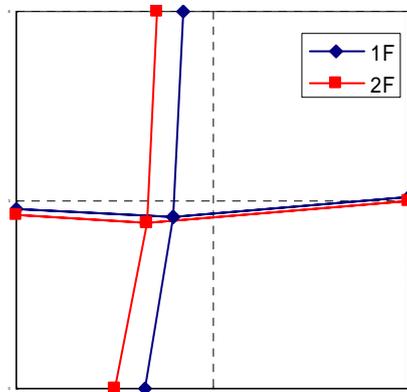


図 62 B 棟の変形形状（13.2 秒）

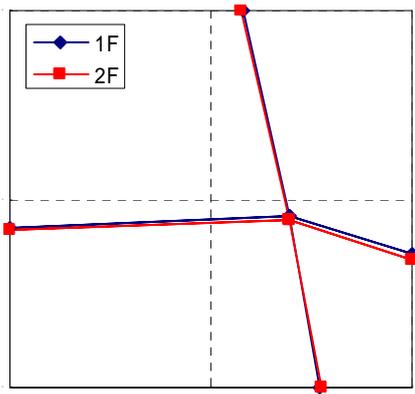


図 63 A 棟の変形形状（16.5 秒）

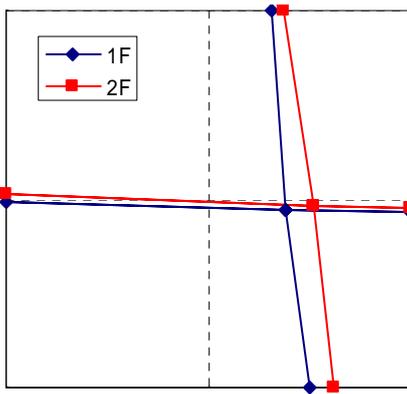


図 64 B 棟の変形形状（16.5 秒）

(d) 結論ならびに今後の課題

1) 木造免震建物の想定外入力実験

- a) 基準法の最低壁量を満足し、耐震等級 2 の上部構造であるが、ベースシア換算で 1.0 を上回る耐力を有する。
- b) $1/30\text{rad}$ を上回る変形を受けても、軸組には顕著な損傷はみられない。損傷した外装、内装仕上げを取替えた耐震性能はほぼ初期性能に等しい。
- c) 滑り支承と減衰ゴム支承で構成される免震層を有する 2 階建て木造免震住宅を試験体として、建築基準法の想定を上回る強さを有する地震動を入力波とした震動台実験を行い、最大応答が設計限界を超える場合の応答性状、およびダンパーあるいはストッパー設置による最大応答変位の抑制効果を調べた。結果は次の通りである。
- i) ダンパーおよびストッパーを設置しない標準状態での加振について、免震層の最大応答変位は設計限界変位の 1.8 倍に達したが、積層ゴム支承被覆ゴムの亀裂以外の損傷は認められなかった。この亀裂は内部ゴムには達しておらず、積層ゴム支承の性能に影響を及ぼす恐れのないものであった。したがって、ここで扱った地震動に限定はされるが、免震装置に設計限界の 2 倍程度の変形能力があれば、想定外入力に対しても概ね安全といえる。
- ii) ダンパーを設置した状態の加振について、いずれの加振でも最大応答変位の低減効果が認められた。ただし、ここで扱ったダンパーは変位振幅の増加に伴い減衰力が減少する特性を持っていたため、瞬間的強さが大きい地震動に対する最大応答変位の低減率は 15%程度にとどまった。
- iii) ストッパーを設置した状態の加振について、比較的瞬間的強さが小さい地震動については変位抑制効果が認められた。瞬間的強さが大きい地震動に対してはストッパーが破断し、変位抑制効果はほとんど認められなかった。また、そのときの層せん断力係数は 1.3 程度となった。本試験体の上部建屋は水平耐力が比較的大きいのでストッパーの作動および破断時の損傷の進展は認められなかったが、水平耐力の低い上部建屋の場合は倒壊の恐れがある。
- iv) ダンパーについては設計限界を超える変形領域においても安定した減衰力が得られるような改良が望まれる。ストッパーについては、今回の実験で採用した方法では、想定外地震動による最大応答変位を設計限界以下にとどめながら、上部建屋の損傷を防止することは極めて困難であり、何らかの別の手段を講じる必要がある。

2) E - ディフェンスによる既存不適格建物補強・無補強実験

実際の既存木造住宅 2 棟を移築し、一方に耐震補強を行い、JR 鷹取波原波で加振した結果、耐震補強をしない建物は倒壊に到り、耐震精密診断評点 1.5 を目標として耐震補強したものは一部に損傷を受けたものの、倒壊には到らなかった。JR 鷹取波は建築基準法で想定する地震動より大きな地震動であり、基準法で要求される保有耐力に対して 5 割増である耐震精密診断による評点 1.5 を満足すれば、震度 7 の強震にも耐えられる可能性が示唆され、2004 年に改訂した耐震精密診断法と補強方法⁴⁾の妥当性は検証されたと言っ
てよい。

ただし、本年度に行った実験における耐震補強方法は、接合部の耐力不足による低減、

耐力要素の配置が不均衡な場合の低減、基礎の耐力が不十分の場合の低減などを一切必要としない、いわば理想的な耐震補強方法に基づくものである。これに対して、実際の木造住宅への耐震補強は、その費用や工期等の制限から必ずしも理想的な耐震補強が実施されるとは限らない。よって、今後は前述のような低減係数が必要となるような不完全な耐震補強による木造住宅の耐震性、並びにその限界性能を把握し、各種低減係数の妥当性を検証していくことが課題である。

(e) 引用文献

- 1) 平野 茂, 三宅辰哉, 深堀美英, 花井 勉, 坂本 功: 実大震動実験に基づく木造免震住宅の地震応答評価手法に関する研究, その 1 実験結果ならびに 1 質点振動モデルを用いた解析的考察, 日本建築学会構造系論文集, No.529, pp.65-P71, 2000 年 3 月.
- 2) 木材工業ハンドブック編集委員会編、農林水産省林業試験場監修: 改訂3 版木材工業ハンドブック, 丸善, pp.186-189, 1982.
- 3) 日本建築学会編: 木質構造設計規準・同解説, 日本建築学会, pp.246-250, 2002.
- 4) 多治見宏: 建築振動学, コロナ社, pp.4-5, 1995.
- 5) 国土交通省住宅局建築指導課監修: 木造住宅の耐震診断と補強方法—木造住宅の耐震精密診断と補強方法(改訂版)—, (財)日本建築防災協会, pp.255-264, 2004.

(f) 成果の論文発表・口頭発表等

(報道関係については番組、または記事に氏名が出てくる者を「著者」の欄に記入)

著者	題名	発表先	発表年月日
箕輪親宏	木造住宅に震度 7	NHK ニュース	平成 17 年 11 月 21 日(火) 18:14~18:21
箕輪親宏	耐震性を検証「実際に家を“壊す”大実験」	よみうりテレビ n s	平成 17 年 11 月 21 日(火)
坂本 功	“震度 7”で木造住宅は・・・	朝日放送 ニュース	平成 17 年 11 月 21 日(火) 18:48~18:50
槌本敬大	「震度 7」で木造住宅の倒壊実験	毎日放送 VOICE	平成 17 年 11 月 21 日(火) 18:25~18:28
	阪神大震災と同じ“震度 7”で木造住宅は・・・	テレビ朝日系列 報道ステーション	平成 17 年 11 月 21 日(火)
	震度 7 わずか 5 秒で倒壊	フジテレビ系列 NEWS 23	平成 17 年 11 月 21 日(火)
槌本敬大、 中澤博志、 森 利広	特集 Z「前代未聞！橋本さん家を壊す実験！」	日本テレビ系列 ズームイン SUPER	平成 17 年 11 月 22 日(水) 7:42~7:50
槌本敬大	緊急特番！巨大地震が日本を襲う日 大津波は？ 大火災は？ その時あなたの街はこうなる	TBS テレビ系列 スーパーフライデー	平成 17 年 12 月 9 日(金) 18:55~20:53

槌本敬大	巨大地震は必ず来る3 ～家族の命を守る5つの警告～	テレビ朝日系列 ドスペ!	平成18年1月14日(土) 19:00~20:53
槌本敬大	巨大地震! これだけの危険～東海地震完全シミュレーション	東海テレビ	平成18年1月15日(日) 12:00~13:30
槌本敬大	「活断層列島～リスクが足元に迫っている～」	NHK総合テレビ NHKスペシャル	平成18年1月17日(火) 20:00~20:43
槌本敬大	「大丈夫ですか? あなたの家～木造住宅・進まぬ耐震化～」	NHK総合テレビ クロースアップ現代	平成18年1月16日(月) 9:30~19:56
槌本敬大	「木造一戸建て 耐震性は大丈夫?」	NHK総合テレビ 暮らしと経済	平成18年1月28日(土) 9:15~9:54
坂本 功	震度7を再現「補強の有無 差歴然」三木の振動施設	神戸新聞	平成17年11月22日
坂本 功	「阪神大震災級に耐えた」木造住宅耐震補強の実験	産経新聞	平成17年11月22日
坂本 功	「耐震化 効果は歴然」三木で震度7実験	朝日新聞	平成17年11月22日
坂本 功	「震度7再現」三木で耐震実験	讀賣新聞	平成17年11月22日
坂本 功	「古い木造住宅の耐震性実験公開」防災科技研	日本経済新聞	平成17年11月22日
坂本 功	阪神大震災級の激震でも倒壊せず「耐震補強の有効性を確認」	日本住宅新聞	平成17年11月25日
槌本敬大	木造住宅の壁、接合部に金物、強度が3倍以上に	大分合同新聞	平成18年2月28日
坂本 功, 槌本敬大	トピックス「震度7」で実大実験 耐震補強の効果明らかに	日経ホームビルダー	平成18年1月22日
槌本敬大	フォーカス 耐震 震動台で木造住宅を2等揺らす「実物で耐震補強の有効性を確認」	日経アーキテクチュア	平成17年12月12日
槌本敬大	解明される崩壊プロセス 詳細に分析される旧耐震の弱点 補強無しの戸建ては9秒で崩壊	日経アーキテクチュア	平成18年3月27日
槌本敬大	第3ステージ 実験準備・試験体概要	平成17年度大大特木造建物実験報告会	平成18年2月27日
河合直人	第3ステージ 実験結果	平成17年度大大特木造建物実験報告会	平成18年2月27日
河合直人	既存木造住宅の耐震性能と耐震補強効果に関する実験的研究	独立行政法人建築研究所講演会	平成18年3月14日
槌本敬大, 坂本 功,	木造戸建て住宅の耐震補強検証 実験速報	日本地震工学会誌, No.3, pp.50-53.	平成18年1月31日

箕輪親宏			
槌本敬大	今日の現場「既存木造住宅の移築・倒壊実験」	建築雑誌, Vol. 121, No. 1545, p.45.	平成 18 年 3 月 20 日
槌本敬大	移築した既存木造住宅の耐震補強・無補強実験	建築技術, No.675, pp.158-161.	平成 18 年 4 月 1 日
坂本功、鈴木祥之、箕輪親宏、中村いずみ、清水秀丸	震動台による既存木造住宅の耐震性能検証実験 その 1 平成 17 年度木造建物実験の全体概要	2006 年度日本建築学会学術講演梗概集(関東)	平成 18 年 9 月 7 日
箕輪親宏、三宅辰也、五十田博	震動台による既存木造住宅の耐震性能検証実験 その 2 防護架台および震動台の応答特性	2006 年度日本建築学会学術講演梗概集(関東)	平成 18 年 9 月 7 日
清水秀丸、坂本功、鈴木祥之、箕輪親宏、中村いずみ	震動台による既存木造住宅の耐震性能検証実験 その 3 施設内の木造建物実験準備について	2006 年度日本建築学会学術講演梗概集(関東)	平成 18 年 9 月 7 日
中村いずみ、坂本功、鈴木祥之、箕輪親宏、清水秀丸	震動台による既存木造住宅の耐震性能検証実験 その 4 既往の実験成果および平成 18 年度実験の全体計画	2006 年度日本建築学会学術講演梗概集(関東)	平成 18 年 9 月 7 日
阪田一史、三宅辰哉、平野茂、河合直人、腰原幹雄、箕輪親宏、五十田博	震動台による既存木造住宅の耐震性能検証実験 その 5 被災後に補修された建物の性能(震災復旧実験)	2006 年度日本建築学会学術講演梗概集(関東)	平成 18 年 9 月 7 日
中村晋也、阪田一史、三宅辰哉、平野茂、河合直人、腰原幹雄、箕輪親宏、五十田博	震動台による既存木造住宅の耐震性能検証実験 その 6 震災復旧実験の要素実験	2006 年度日本建築学会学術講演梗概集(関東)	平成 18 年 9 月 7 日
平野茂、三宅辰哉、花井勉、五十田博、箕輪親宏、藤田聡	震動台による既存木造住宅の耐震性能検証実験 その 7 木造免震住宅の想定外力実験	2006 年度日本建築学会学術講演梗概集(関東)	平成 18 年 9 月 7 日
槌本敬大、坂本功、箕輪親宏、河合直人、	震動台による既存木造住宅の耐震性能検証実験 その 8 移築補強・無補強実験の目的と概要	2006 年度日本建築学会学術講演梗概集(関東)	平成 18 年 9 月 7 日

五十田博， 腰原幹雄			
鈴木憲太郎，井道裕史，杉本健一，青木謙治，槌本敬大，中川貴文	震動台による既存木造住宅の耐震性能検証実験 その9 移築補強・無補強試験体の温湿度環境と劣化状況	2006年度日本建築学会学術講演梗概集（関東）	平成18年9月7日
福本有希，腰原幹雄，坂本功，杉本健一，青木謙治，槌本敬大	震動台による既存木造住宅の耐震性能検証実験 その10 移築補強・無補強試験体の振動特性	2006年度日本建築学会学術講演梗概集（関東）	平成18年9月7日
三宅辰哉，腰原幹雄，槌本敬大，五十田博，箕輪親宏	震動台による既存木造住宅の耐震性能検証実験 その11 震動台実験に対応する倒壊解析	2006年度日本建築学会学術講演梗概集（関東）	平成18年9月7日
上角充広，佐藤友彦，槌本敬大，河合直人，五十田博	震動台による既存木造住宅の耐震性能検証実験 その12 補強前の耐震診断	2006年度日本建築学会学術講演梗概集（関東）	平成18年9月7日
佐藤友彦，上角充広，槌本敬大，河合直人，五十田博	震動台による既存木造住宅の耐震性能検証実験 その13 補強計画と診断法の検証	2006年度日本建築学会学術講演梗概集（関東）	平成18年9月7日
古屋治，藤田聡，五十田博，槌本敬大，箕輪親宏	震動台による既存木造住宅の耐震性能検証実験 その14 画像計測法による三次元動的応答計測	2006年度日本建築学会学術講演梗概集（関東）	平成18年9月7日
中川貴文，河合直人，槌本敬大，岡部実	震動台による既存木造住宅の耐震性能検証実験 その15 移築補強・無補強試験体実験の再現要素実験との比較	2006年度日本建築学会学術講演梗概集（関東）	平成18年9月7日
佐藤友彦，上角充広，坂本功，箕輪親宏，河合直人，槌本敬大，古屋治，五十田博	耐震補強した既存木造住宅の耐震性能に関する震動台実験	日本建築学会北陸支部研究報告集	平成18年7月9日

(3) 平成 18 年度業務計画案

平成 17 年度 E - ディフェンスにおいて実験した明石市から移築し実験した既存不適格建物を新材で作成し、E - ディフェンスで実験を行う。1 体は昨年と同様の条件で新材により試験体を製作し実験を行う。あと 1 体は試験体をより実際に近くするために、コンクリート基礎を作り、その上に試験体を設置し、実験して基礎の影響をみる。

