

3.1.2 簡便・高精度な耐震診断技術および耐震補強技術の開発

3.1.2.1 耐震診断・補強方法の検討及び開発

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 ヶ年の年次実施計画
- (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) 業務の実施方法
 - 1) 移築振動台実験を実施した住宅に対する耐震診断法の適用と検証
 - 2) 耐震診断・補強方法の妥当性の検証ならびに高度化
- (c) 業務の成果
 - 1) 移築振動台実験を実施した住宅に対する耐震診断法の適用と検証
 - 2) 耐震診断・補強方法の妥当性の検証ならびに高度化
- (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

耐震診断・補強方法の検討及び開発

(b) 担当者

所属機関	役職	氏名	メールアドレス
独立行政法人建築研究所	構造研究グループ長	岡田恒	okada@kenken.go.jp
	上席研究員	河合直人	kawai@kenken.go.jp
国土技術政策総合研究所	主任研究官	槌本敬大	tsuchimoto-t92ta@nilim.go.jp
信州大学工学部	助教授	五十田博	hisoda@gipwc.shinshu-u.ac.jp

(c) 業務の目的

地震被災度の高い既存木造建物に対して、耐震安全性を高めるため、耐震診断技術の開発、耐震補強指針の開発、行政ならびに市民が容易に理解でき普及可能性の高い耐震補強技術の開発、耐震補強後の建物についての耐震補強診断技術の高度化をおこなう。

(d) 5（あるいは計画年数）ヵ年の年次実施計画

1) 平成 14 年度：

- a) 現行の耐震診断技術の整理 i)耐震性能評価方法、ii)耐震診断の項目、iii)適用範囲、iv)方法間の評点の違いなどを整理した。
- b) 様々な耐震診断法による既存建物の耐震性能評価と構造実験 i)耐震精密診断、密集市街地における防災街区の整備の促進に関する法律における既存木造建築物の耐震診断基準、許容応力度、エネルギー法、限界耐力計算、時刻歴応答計算による診断法のキャリブレーション、ii)典型的な補強方法 4 種類に対する構造実験、などを実施した。
- c) 耐震補強技術の収集と性能評価方針の作成 ii)現在提案されている耐震補強構法の収集・整理した

2) 平成 15 年度：

- a) 耐震補強建物の構造性能評価 制震装置を用いた壁の構造性能評価をするとともに、既存の壁に耐震補強をおこなった壁の耐震補強効果を明確にした。
- b) 耐震補強のケーススタディ 耐震補強をおこなった建物について、耐震補強構法別の工期、コスト、耐震補強前後の振動特性などを比較した。さらに、取り壊し予定の築 40 年程度を経過した市営の木造住宅 10 棟に対して、常時微動実験、起振機による振動実験を全棟実施し、引き倒し実験をそのうちの 3 棟について実施した。住まい方の違いによる経年劣化の違い、振動特性の違いやばらつき加減、設計壁量と荷重－変形関係などを定量的に把握した。本データは今後補強建物の性能を評価する上で、基礎資料として用いられる。

3) 平成 16 年度 :

- a) 様々な耐震補強構法の技術的データの蓄積を図るとともに、耐震補強評価法を検証する。
- b) 耐震診断技術の高度化を図る。

4) 平成 17 年度 :

16 年度までに開発した耐震診断法及び補強方法の具体例を E-ディフェンスの既存木造住宅試験体及び補強試験体に適用し適用性の検証を行う。なお、これに先立って、予行演習を兼ね、かつ事例を増やして検証を充実させる目的で、別途行われた振動実験の試験体にも同耐震診断法の適用を行う。

これらの結果に基づき、耐震診断・補強方法の高度化のための資料としてとりまとめる。

5) 平成 18 年度 :

16 年度までに開発した耐震診断法及び補強方法の具体例を、再度 E-ディフェンスの既存木造住宅再現試験体及び補強試験体に適用し、適用性の検証を行う。また、制度の運用にあたって、最終的な耐震診断、耐震補強の意志決定は、各住宅の個別性による部分が大いことから、住宅の特性や住宅の所有者の特性に応じて適切な選択が可能となるような、耐震診断、補強方法のメニュー化を行う。

(e) 平成 17 年度業務目的

既存木造住宅の耐震性能を高め、木造住宅の地震被害を未然に防止するための事前対策を進めるためには、どのような制度設計を行うにせよ、既存木造住宅及び耐震補強後の住宅の耐震性能に関する精度の高い評価法の存在が必要不可欠である。本業務においては、平成 16 年度までに、既存木造住宅の耐震診断法と補強方法（各種補強方法による補強後の耐震診断法）の検討を行った。その成果は（財）日本建築防災協会から出された「木造住宅の耐震診断と補強方法」に反映されている。

平成 17 年度は、この耐震診断法と補強方法（補強後の耐震診断）を E-ディフェンスで供試体となった既存木造住宅に適用し、耐震診断の適用性と妥当性の検証、補強方法の適用性と補強後診断の妥当性の検証を行い、耐震診断・補強方法の高度化のための資料とすることを目的とする。なお、E-ディフェンスでの震動台実験とは別に、別途、既存木造住宅の移築振動実験を行う機会を得たので、予行演習と検証事例の蓄積を兼ねて、この試験体についても同様の検証を行うこととした。

(2) 平成 17 年度の成果

(a) 業務の要約

耐震診断技術の検証と高度化を目的にして、以下 2 つの業務を実施した。

1) 移築振動台実験を実施した住宅に対する耐震診断法の適用と検証

実在の住宅を振動台上に移築し振動台実験を実施した木造住宅に対して耐震診断法を適用した。適用した耐震診断法は「木造住宅の耐震診断と補強方法」(財団法人日本建築防災協会)¹⁾による、一般診断法と精密診断法のうち保有耐力診断法、ならびに保有水平耐力計算による方法、の 3 種類である。診断の結果、一般診断の総合評点が最も低く、精密診断の 2 つはほぼ同じ評点となった。また、振動台実験で得られた層せん断力-層間変位関係と保有水平耐力計算の際に求めたそれとを比較した結果、診断法は安全側の結果を与えることがわかった。

2) 耐震診断・補強方法の妥当性の検証ならびに高度化

同時期に建築された同仕様の 2 階建木造住宅 2 棟を震動台上に移築し、一方は既存状態のまま、他方は耐震補強し同時に破壊実験を行った。阪神大震災で観測された地震波の入力に対して既存状態の方は倒壊し、補強を施した方は大きな損傷を受けたが倒壊はしないという結果となった。また、耐震診断法の妥当性は確認されたが、耐震診断で求めた各層各構面の荷重変形曲線は実験で得られた荷重変形曲線と比較して安全側に評価されることがわかった。

(b) 業務の実施方法

1) 移築振動台実験を実施した住宅に対する耐震診断法の適用と検証

a) 対象住宅の概要

対象住宅は大阪府狭山市に実在する 1980 年建築の木造軸組構法 2 階建て住宅で 1 階及び 2 階面積はそれぞれ 47.8 m²、41.7 m²である。周辺に同様の住宅が建築されていたことから当時では一般的な規模の住宅であると考えられる。表 1 に建物概要を表 2 に仕上げを、図 1 に平面図、図 2 に立面図を示す。また写真 1~12 に移築前の対象住宅を示す。

耐力壁は 27×84mm 筋かいを N65・3 本斜め打ち、2 間に渡る筋かいは間柱に N90 または N75 を 3,4 本打ち付けてある。また、モルタル仕上げ部木張り下地は 10mm×90mm の N50 片側各 2 本打ちである。1 階 X 方向筋かいは 2P のみと極端に少なく、さらに 1 階 Y 方向(X5 通り)筋かいは小窓部で切断してあり機能していない状態である。

外壁は木なりにワイヤーラス、モルタル仕上げ、室内側は大壁式に石膏ボードやプリント合板で仕上げている。室内側の和室のみ、柱に溝を切り欠き柱内々に石膏ボードを収め、38mm 釘を 300mm 間隔で柱に斜め打ちし、モルタル塗りであった。

柱は通し柱及び管柱ともに 105mm×105mm であり、通し柱を 6 ヶ所配置してある。柱頭接合部は 60×46mm の短ホゾ接合、梁の継ぎ手は腰掛け鎌継ぎ、T 字部取り合いは大入れ蟻落としてある。

金物は羽子板ボルトが梁-梁 T 字接合部及び柱梁に 50 本用いられ、9mm ボルトが小屋梁と火打ち梁の接合に用いられていた。またアンカーボルトは φ12mm で 30 本使用されていた。

表 1 建物概要

建築年代	1980年	内壁仕上げ	石膏ボード
構造	在来軸組構法		プリント合板
屋根	土葺き瓦葺	2階床面積	41.72㎡
筋かい接合部の仕様	釘打ち程度	1階床面積	47.80㎡
柱頭柱脚の仕様	ほぞさし、釘打ち	2層重量	80.5kN
外壁仕上げ	モルタル仕上げ	1層重量	104.7kN

表 2 移築前供試体の仕上げの一覧

階	部屋名	床		壁		
		仕上げ	下地	仕上げ	下地	
1階	玄関	フローリング		モルタル12mm	石膏ボード 9mm	
	廊下	フローリング		モルタル15mm	石膏ボード 9mm	
	階段室			モルタル12mm	石膏ボード 9mm	
	居間	フローリング			石膏ボード9mm	
					プリント合板 5mm	
	居室1	畳			モルタル	石膏ボード 9mm
	台所				石膏ボード9mm	
	洗面				石膏ボード9mm	
	風呂				タイル	モルタル5mm
便所				タイル	モルタル	
					石膏ボード 9mm	
2階	居室2	畳		モルタル13mm	石膏ボード 9mm	
	居室3	フローリング		プリント合板 9mm		
	居室4	畳		モルタル13mm	石膏ボード 9mm	

※空欄は仕上げが不明

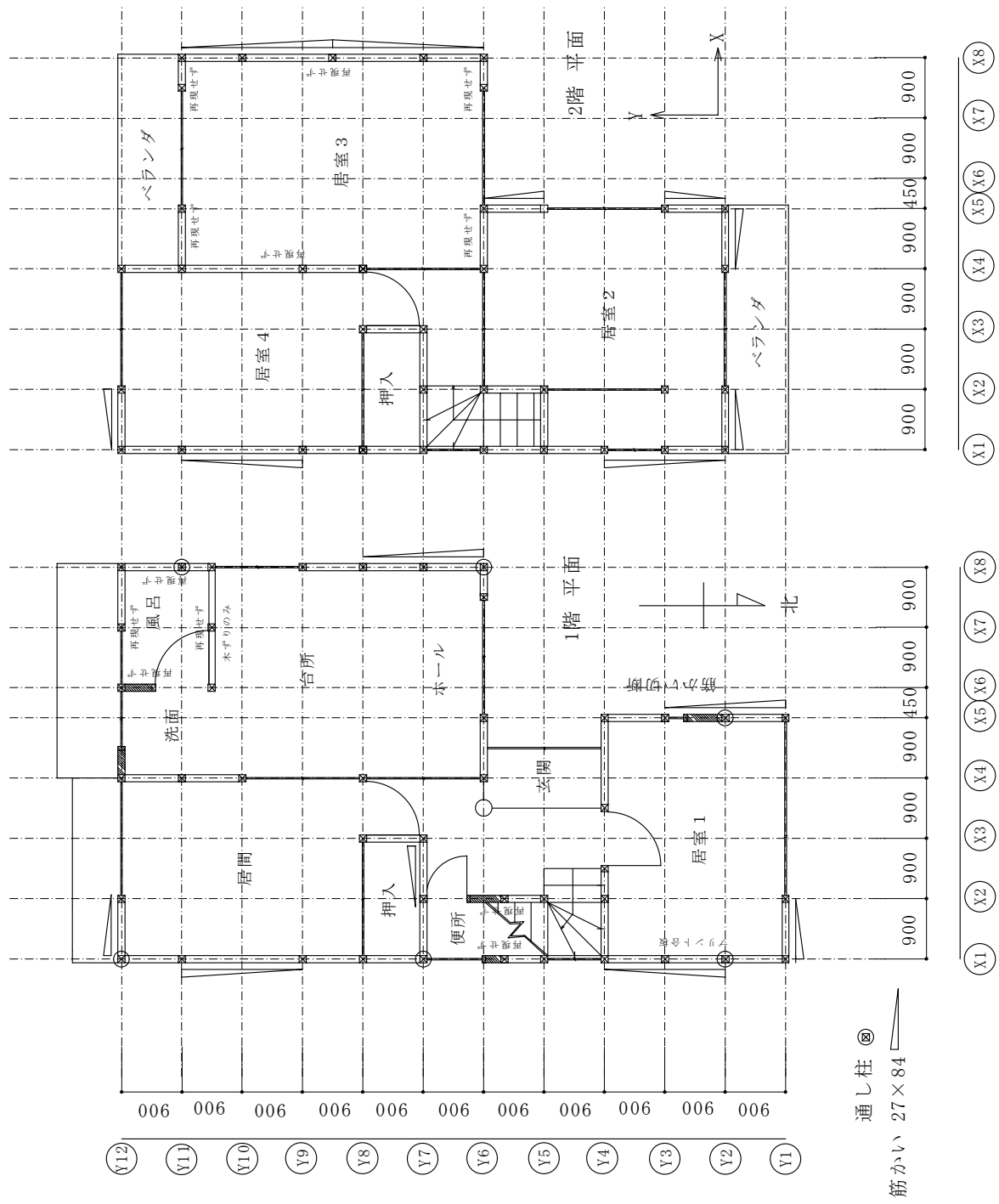
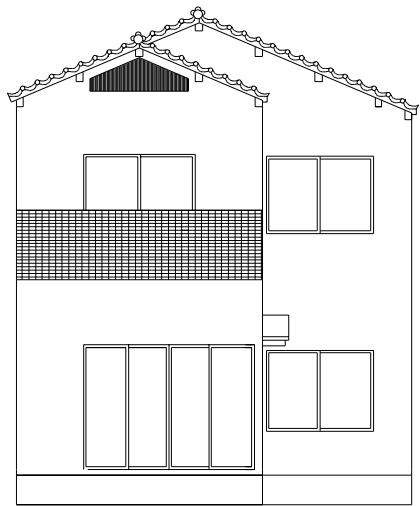
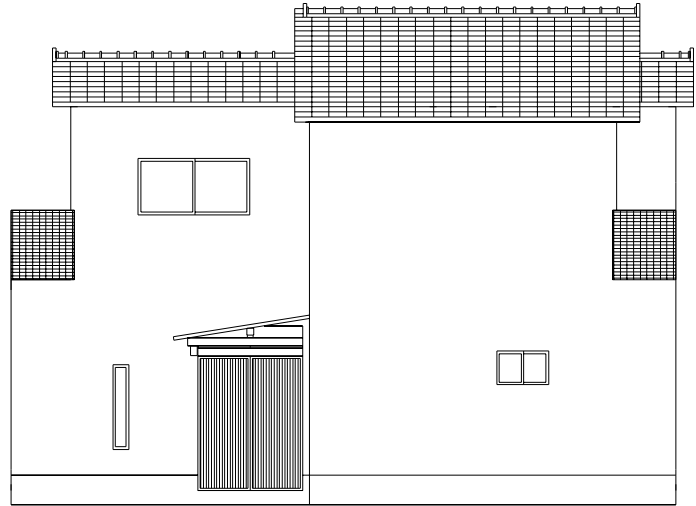


図1 試験体平面図



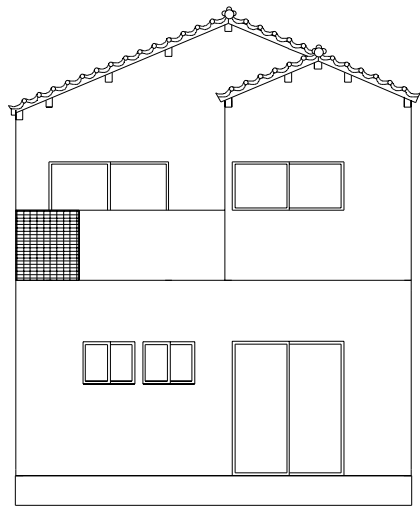
X1 X2 X3 X4 X5 X6 X7 X8

北面 制御室側



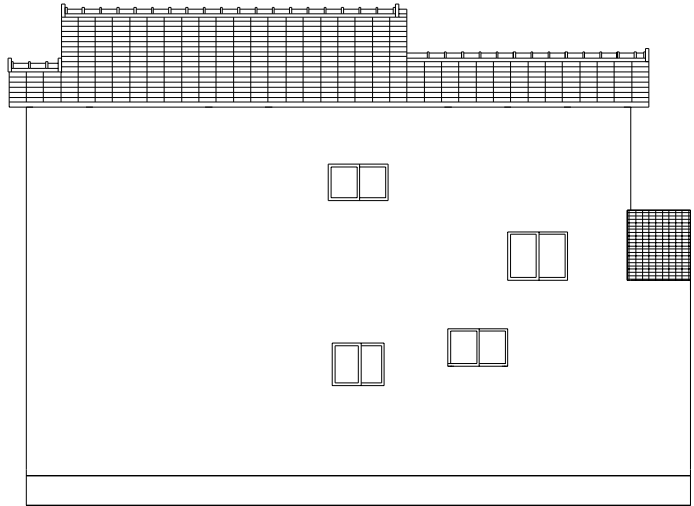
Y1 Y2 Y3 Y4 Y5 Y6 Y7 Y8 Y9 Y10 Y11 Y12

東面 制御室右側



X8 X7 X6 X5 X4 X3 X2 X1

南面 制御室裏側



Y12 Y11 Y10 Y9 Y8 Y7 Y6 Y5 Y4 Y3 Y2 Y1

西面 制御室左側

図 2 試験体立面図



写真 1 北面



写真 2 南西面



写真 3 周辺風景



写真 4 外壁仕上げ



写真 5 内壁仕上げ (モルタル)



写真 6 内壁仕上げ (プリント合板)



写真 7 外壁下地 (木ずり)



写真 8 内壁下地 和室 (木ずり)



写真 9 小屋梁-火打ち梁接合部



写真 10 柱-梁接合部



写真 11 柱-梁接合部



写真 12 アンカーボルト

b) 移築方法

既存住宅を可能な限り再現することにし、解体、移築を行なった。移築再現する住宅には既存住宅の部材を用いるため、再度利用できるように部材単位まで解体した。外壁仕上げに用いられているモルタルは、既存住宅の竣工時(1980年)の調合比を考慮して調合を行い、2週及び4週の圧縮試験を行い強度の確認して調合比を決定した。

再現試供体は軸組と瓦、羽子板ボルト等、床根太(和室部のみ)を既存住宅の部材を再利用した。

モルタル、木ずり、ワイヤーラス、石膏ボード、釘及びアンカーボルトは新しいものを用いた。また、石膏ボードの釘種類は住宅金融公庫仕様のGNF32を用いた。再現試供体で再現していないのは室内側モルタル仕上げ、プリント合板(一部)、階段(簡易階段を設置)天井1階床などである。

2階床は積載物に対する鉛直方向の耐力不足が懸念されるため、フローリングを再現せず、12mm合板をN65で150mm間隔に打ち付けた。更に1階X方向筋かいが著しく不足しているため3割筋かいをY7通り、X2-3通りに他筋かいと上下を反転させて新しく追加した。筋かい接合部釘及び火打ち梁釘は本数及び打ち方を既存住宅と同様再現し、耐力上の影響を考慮して既存の釘穴に再度釘を打ち込まずに、既存の釘穴からずらして打ち付けた。また接合部ボルトと羽子板金物は既存のボルト穴を用いて取り付けた。

再現試供体は積載荷重と一部固定荷重の重量をみぞ形鋼及び砂を用いて2階床部分に均等に分布させて載せた。積載荷重は施行令85条による地震力算定荷重600N/m²とした。固定荷重は1、2階天井と室内側壁仕上げのモルタル、庇、バルコニー部分仕上げの再現試供体に不足している重量を算出した。表3、4に重量表を示す。また、写真13～34に対象住宅の解体から振動台上への移築の様子を示す。

表 3 重量表

	床梁、軸組 小屋組み	床、 床下地	屋根	木ずり、 モルタル	積載重 量	計 (kN)
W2	14.4	0.46	57	8.6		80.5
W1	20.1	0.57	0	23.7	55.2	104.7

表 4 重量表詳細

			W2	W1
床部分荷重	床、床下地	2階床	0.00	3.87
		既存床根太	0.00	0.69
		新床根太	0.00	0.80
		金物	0.00	0.32
	積載		0.00	55.17
	計(kN)		0.00	60.84
内外壁荷重	床梁、軸組小屋組 み	梁	5.40	5.91
		小屋梁	1.47	0.00
		小屋束	0.48	0.00
		火打ち	0.15	0.21
		間柱	2.79	5.22
		柱	2.22	4.70
		筋かい	0.16	0.25
		石膏ボード	1.74	3.82
	木ずり、モルタル	木ずり	1.60	2.62
		モルタル(防 水紙、ラス 込)	7.00	21.12
	計(kN)		23.03	43.84
屋根荷重		葺き土	23.55	0.00
		野地板	4.26	0.00
		瓦	27.70	0.00
		垂木	1.95	0.00
	計(kN)		57.46	0.00
	計(kN)		80.49	104.68



写真 13 解体中風景



写真 14 解体中 2階



写真 15 解体中 1階



写真 16 解体された軸組



写真 17 架台設置



写真 18 移築中



写真 19 木ずり取り付け



写真 20 瓦設置



写真 21 移築中 柱梁接合部



写真 22 移築中土台



写真 23 移築中 筋かい接合部



写真 24 モルタル塗り



写真 25 移築後試験体 北西面



写真 26 移築後試験体 南西面



写真 27 内部仕上げ 石膏ボード

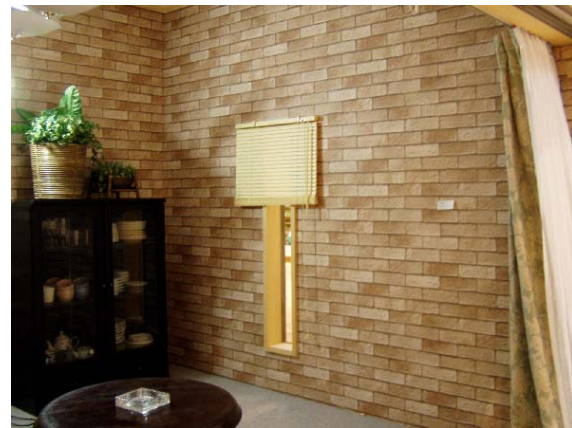


写真 28 内部仕上げ プリント合板



写真 29 内部 再現せず



写真 30 積載荷重

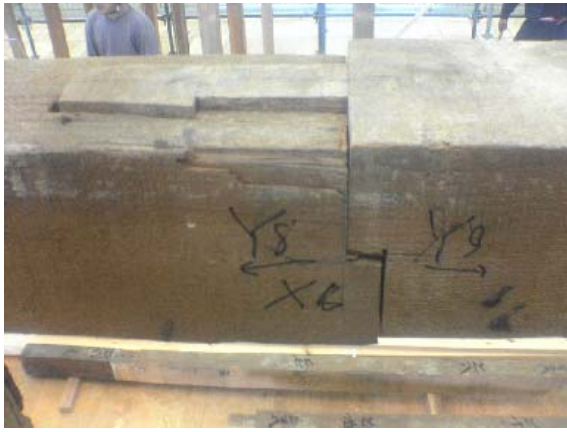


写真 31 梁継ぎ手



写真 32 新材筋かい



写真 33 ブロック基礎部分



写真 34 接合部金物

c) 加振方法

本実験では周期特性を把握するためのランダム波入力、モルタルのひび割れ等供試体の劣化を再現するための予備加振、倒壊を目的とした本加振を実施した。表5に加振スケジュールを示す。

表5 加振スケジュール

加振目的	方向	入力波	目標X(gal)	目標Z(gal)
計測器	X	正弦波1Hz 40gal	40	
	Z	正弦波1Hz 40gal		40
供試体特性	X	ランダム25gal	25	
	X	ランダム50gal	50	
予備	XZ	JMA_KOBE10%(0.25Hz-25Hz)	82	33
	XZ	K-NET_Ojiya20%(0.7Hz-50Hz)	266	164
供試体特性	X	ランダム50gal	50	
倒壊	XZ	JMA_KOBE120%(0.7Hz-25Hz)	871	390
	XZ	K-NET_Ojiya100%(0.7Hz-50Hz)	1334	818
	XZ	JMA_KOBE100%(0.25Hz-25Hz)	818	332
	XZ	JMA_KOBE100%(0.25Hz-25Hz)	818	332

※表中()外はオリジナル波をフィルターカット

i) 周期特性の把握

周期特性を把握するためにランダム波を X 方向に入力する。本実験ではランダム波を 25gal と 50gal の 2 通り入力し再現供試体固有周期の変化を把握する。

ii) 予備加振

既存住宅は外壁仕上げモルタルにひび割れや柱梁との付着力低下等、モルタル経年劣化が生じていた。新たに外壁モルタルを仕上げた再現供試体にこの劣化等を考慮するため、記録地震波の加速度を低減した波で予備加振を実施した。予備加振は X、Z の 2 方向に入力し再現供試体の常時微動測定時固有周期を既存住宅で測定した常時微動時固有周期に近づくまで行なった。表6に予備加振による固有振動数の変化を示す。

表6 固有振動数一覧

方向	移築前	予備加振前	JMA-KOBE10% 後	K-NET OJIYA20% 後	本加振前
X	5.14	6.84	5.92	4.88	4.85
Y	9.18	9.68	13.70	10.42	10.16

iii)本加振

本加振は振動台性能上の制約があり、記録地震波をフィルターカットした波形を用いて X、Z の 2 方向に入力した。加振 1 の波形は JMA KOBE 元波形の加速度を 1.2 倍し、計測震度で震度 7 としてある。表 7 に各加振における加速度、速度、変位の最大値を図 3 に変位・速度・加速度応答スペクトルを示す。

表 7 本加振入力波

加振	最大化速度(gal)		最大速度(cm/s)		最大変位(mm)	
	X	Z	X	Z	X	Z
1	870.46	400.49	88.95	29.58	124.60	54.00
2	1321.49	821.58	88.80	21.20	125.20	26.80
3	824.14	331.59	83.45	38.40	197.60	100.15
4	818.00	333.25	83.75	38.88	197.70	100.10

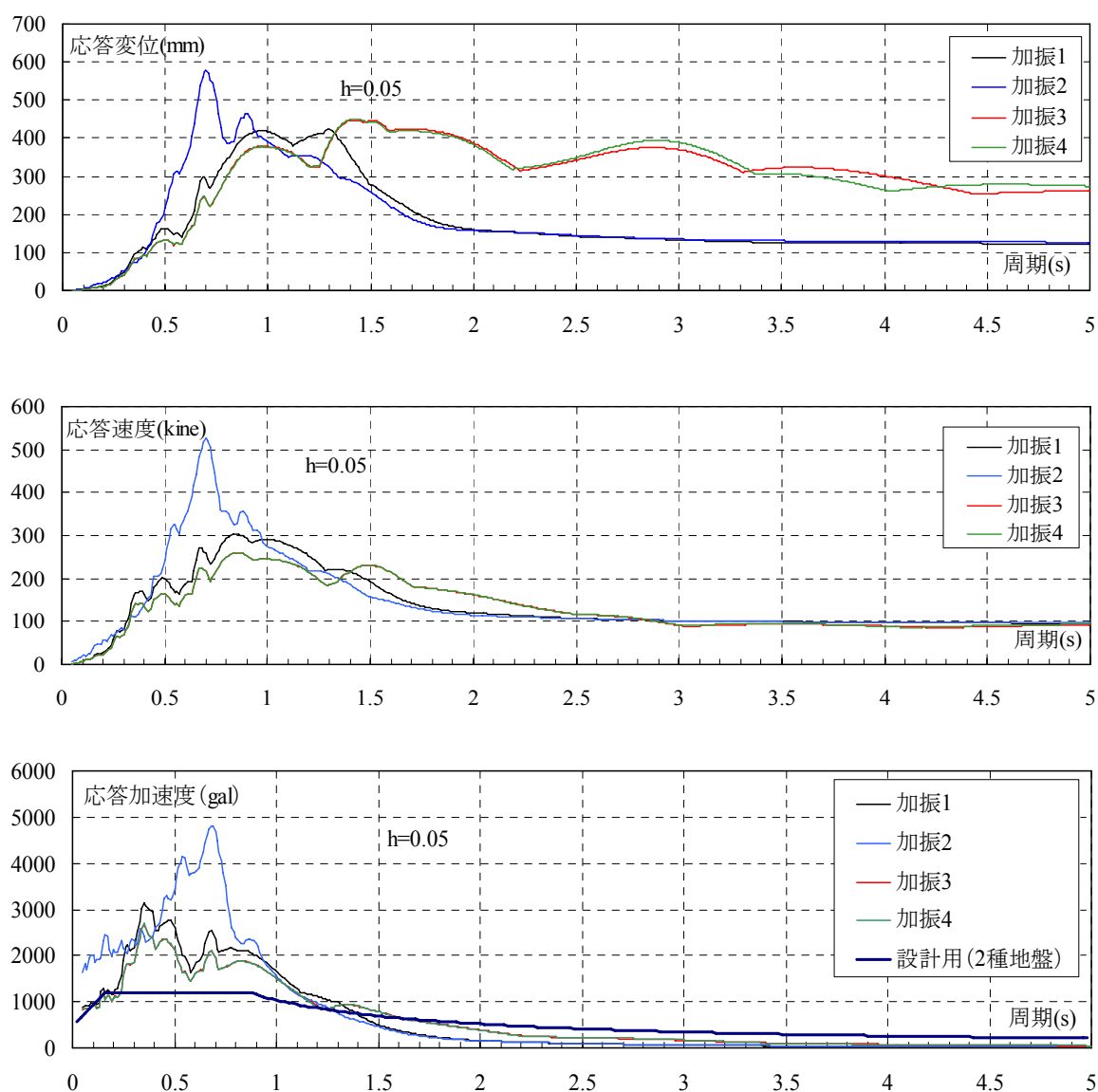


図 3 変位・速度・加速度応答スペクトル

2) 耐震診断・補強方法の妥当性の検証ならびに高度化

a) 耐震診断と補強計画

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）¹⁾に基づき補強の要否を決める一般診断と補強が必要となった際に実施する精密診断を実施した。精密診断は保有耐力診断法と保有水平耐力計算による方法の 2 通りである。前者をもとに現状診断及び補強を計画し、後者により耐震性能を詳細に検討した。

b) 妥当性の検証

対象住宅は、兵庫県明石市に実在した築31年の木造軸組構法2階建て住宅2棟である。以降、既存状態のままをA棟、補強を施すものをB棟と呼ぶ。表8～11に仕様を図4に平面図、図5に軸組図、図6に立面図を示す。A棟はB棟とほぼ同じ間取りだが、一部の軽微な改修により風呂場近くのプランが異なる。写真35に全景を示す。

兵庫県南部地震において、JR 鷹取駅で記録された波形（以降、JR 鷹取波）を本実験の加振波とし、両試験体同時に3次元入力する計画とした（入力の方向はNS成分を試験体Y方向に入力することとした）。JR 鷹取波を入力した結果、A棟は倒壊しB棟は倒壊しなかった。そこで残ったB棟に余震を想定してJR 鷹取波60%を入力した。それでも倒壊に至らなかったため、最後に倒壊を目的とし、再度JR 鷹取波フルスケール加振をした。なお、試験体の振動特性を把握するため本加振に先立ち、試験体を震動台上に設置した状態で、常時微動測定、人力加振試験、起振機加振試験及びホワイトノイズ加振、スイープ加振、中地震波を入力している。表12に加振スケジュールを、図7にJR 鷹取波加速度時刻歴波形を図8にJR 鷹取波加速度応答スペクトルを示す。

表 8 建物概要

(1) 建物名称	A 棟 B 棟
(2) 所在地	兵庫県明石市
(3) 階数・用途・構造	2 階・住宅・在来軸組構法
(4) 混構造の有無	なし
(5) 建築年（西暦）	1971 年 築 31 年 増改築、ベランダ部分
(6) 面積	延床面積 72.30m ² 1 階面積 37.73m ² 2 階面積 34.57m ²
(7) グリッド幅	定まったグリッドはなし 910~1070mm
(8) 階高	1 階 2.76m 2 階 2.65m
(9) 外壁	ラスモルタル、木ずり下地
(10) 内壁	じゅらく塗り仕上げ、土塗り下地
(11) 天井	化粧石膏ボード、プリント合板（和室）
(12) 床	畳・フローリング、火打ち+荒板
(13) 浴室	タイル（B 棟）、ユニットバス（A 棟）

表 9 各部の構造（外壁・軸組（筋かい等）を除く）

(1) 屋根材料	土葺き瓦屋根(非常に重い建物)
(2) 屋根勾配	4.4 寸勾配
(3) 基礎の形式	無筋コンクリート造⇒震動台では鉄骨架台⇒ 基礎の形式 (I)
(4) 筋かい接合部の仕様	釘打ち程度
(5) 柱頭柱脚の仕様	ほぞさし、釘打ち 3kN 未満
(6) 床下地の仕様	なし 床倍率 0.24
(7) 屋根下地の仕様	幅 180 杉板 12mm 以上、根太@500 以下半欠きまたは転ばし床倍率 0.20
(8) 桁はり構面の仕様	木製火打ち梁 90×90、負担面積 5.0 m ² 以下 床倍率 0.24

表 10 地盤・構造計画

(1) 地盤の状況	普通
(2) 基礎の亀裂・破損等	通気口からわずかなクラック⇒震動台上ではなし
(3) 水平構面の状態	吹き抜けなし
(4) 独立柱の有無	台所下屋部分にあり⇒震動台上ではなし
(5) 横架材接合部の仕様	羽子板ボルト留め
(6) 屋根葺材の仕様	

表 11 各種の係数

(1) 地域係数 (Z)	1.0
(2) 地盤種別 (法令)	2 種
(3) 積雪区分	一般地域

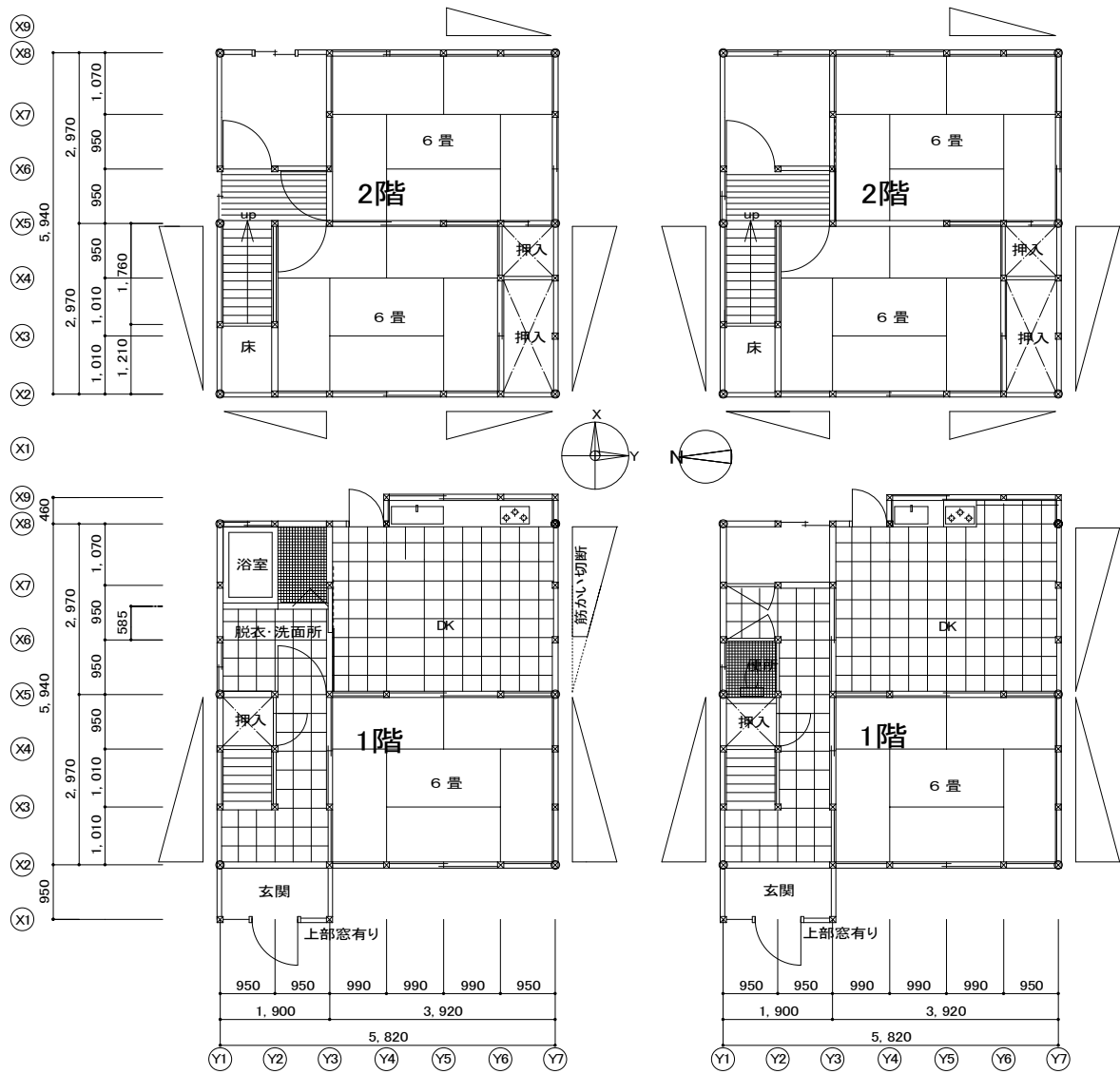


図4 平面図 (左: A棟、右: B棟)



写真35 試験体全景 (台所側) 左: B棟、右: A棟

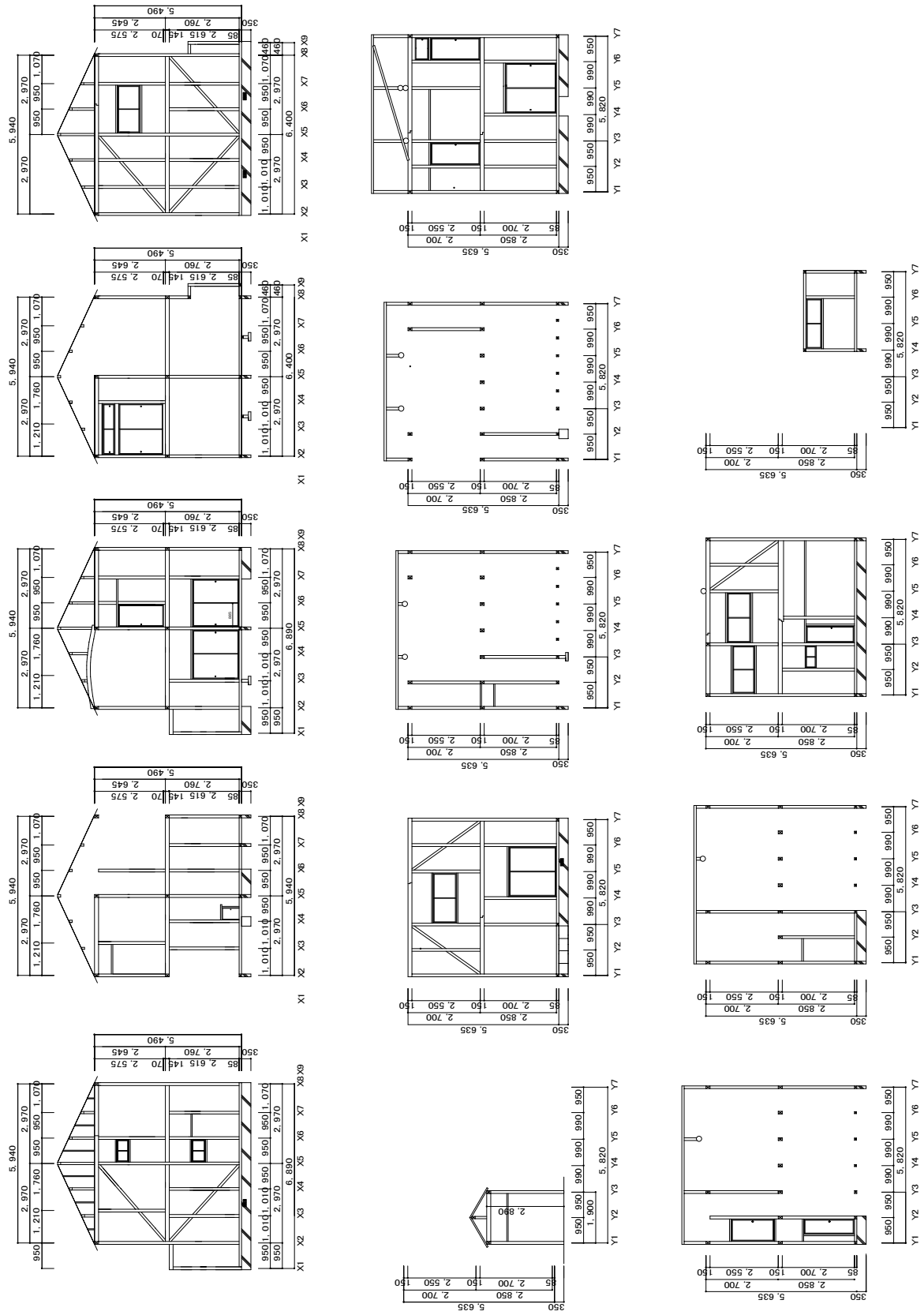


圖 5 軸組圖

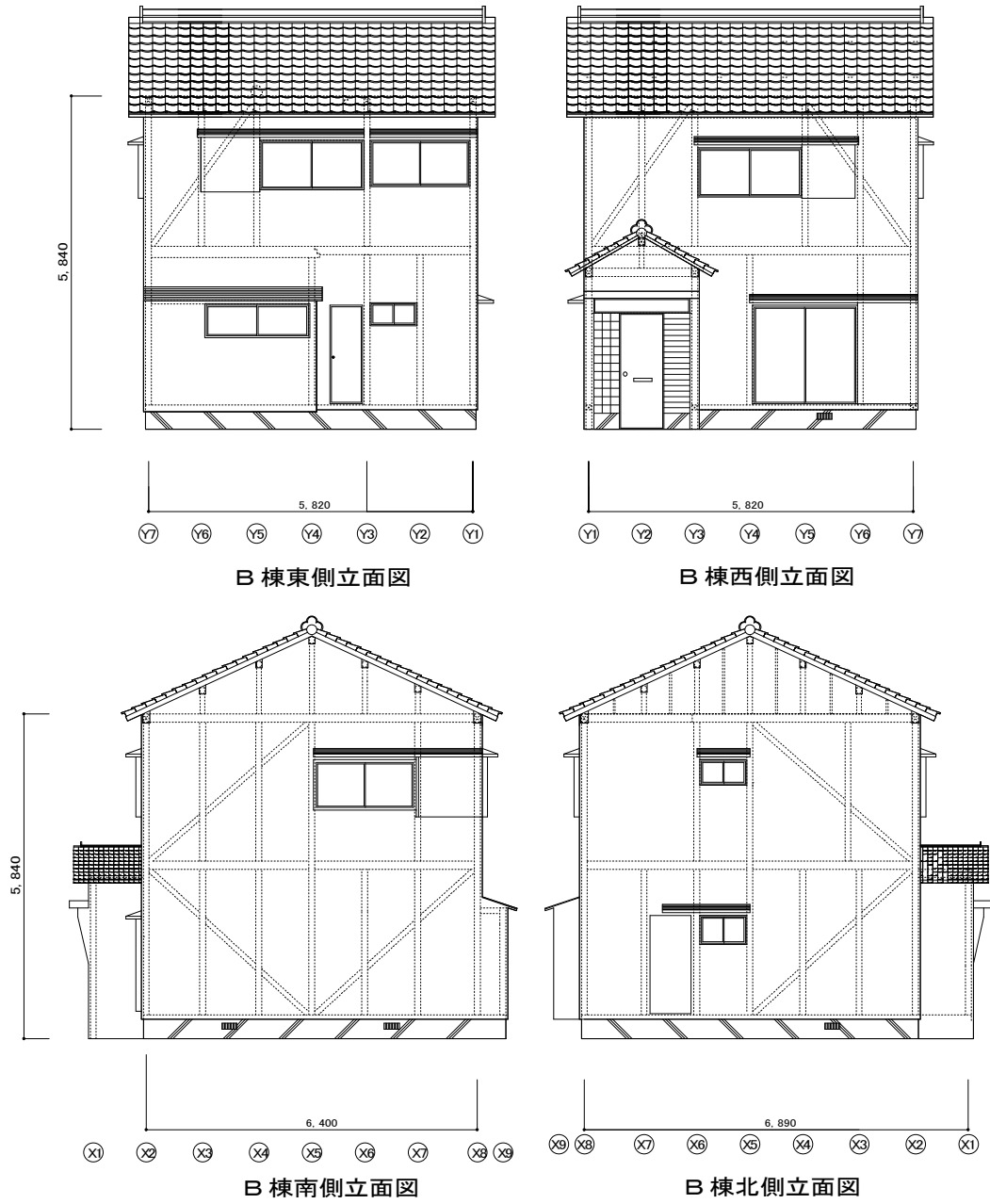


图 6 立面图

表 12 加振スケジュール

加振日	加振波	レベル	加振日	加振波	レベル	備考
11月16日	常時微動測定 (A棟&B棟)		11月20日	常時微動測定 (B棟)		補強工事 終了後
	起振機加振試験			起振機加振試験		
11月17日	ホワイトノイズ1	30gal	11月21日	ホワイトノイズ1	36gal	
	スイープX			スイープX		
	スイープY			スイープY		
	JR-鷹取波	5%		ホワイトノイズ2	90gal	
	ホワイトノイズ2	36gal		JR-鷹取波	100%	A棟崩壊
	ホワイトノイズ3	60gal		常時微動測定 (B棟)		
	ホワイトノイズ4	90gal		起振機加振試験		
常時微動測定 (A棟&B棟)			11月24日	ホワイトノイズ1	36gal	
11月19日	常時微動測定 (A棟)			JR-鷹取波	60%	
	起振機加振試験			JR-鷹取波	100%	B棟崩壊

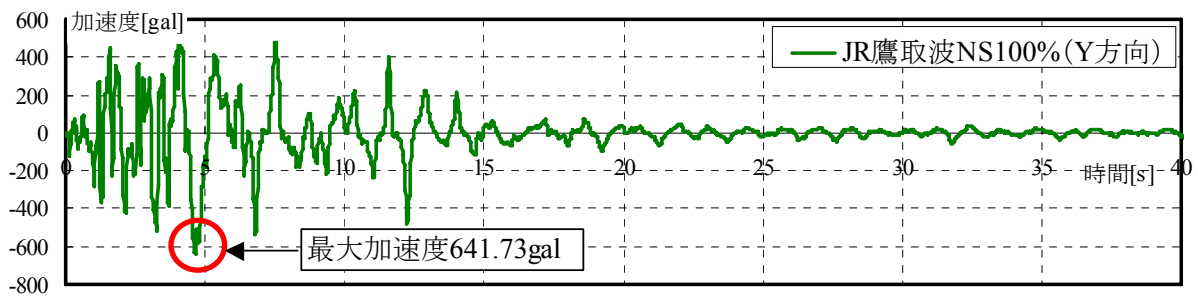


図 7 JR 鷹取波加速度時刻歴波形 (Y 方向)

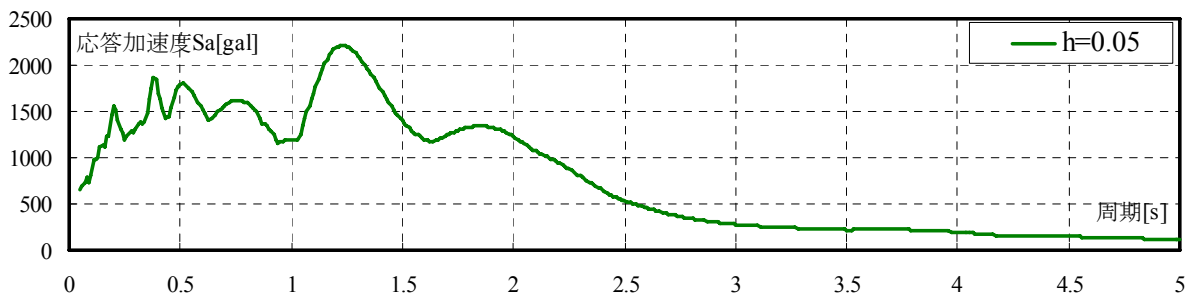


図 8 JR 鷹取波加速度応答スペクトル (Y 方向)

(c) 業務の成果

1) 移築振動台実験を実施した住宅に対する耐震診断法の適用と検証

a) 耐震診断

本実験では基準法による壁量計算、ならびに『木造住宅の耐震診断と補強方法』に従い「一般診断法」「精密診断法」の3種類の方法で供試体の耐震診断を行なった。なお、「精密診断法」ではさらに「保有耐力診断法(精密診断法1)」「保有水平耐力計算による方法(精密診断法2)」の2種類の診断法を用いた。

b) 壁量計算

本供試体の存在壁量及び充足率を表13に示す。現行の基準法と建築当時の昭和34年改正の基準法を比較して示した。全ての方向、階で建築当時の基準法は満たしているが、1、2階ともにX方向においての壁量が現行の基準法を満たしていないことがわかる。

表13 壁量充足率

階	方向	現行の基準法			建築当時の基準法		
		存在壁量	必要壁量	充足率	存在壁量	必要壁量	充足率
X	2	630.0	876.1	0.72	1080.0	625.8	1.73
	1	787.5	1577.4	0.50	1552.5	1147.2	1.35
Y	2	2250.0	876.1	2.57	3780.0	625.8	6.04
	1	1807.5	1577.4	1.15	3262.5	1147.2	2.84

c) 一般診断

表14に一般診断の結果を示す。結果よりX方向の評点が特に低く十分な耐力を持っていないことがわかる。

表14 診断結果

方向	階	強さ	配置などによる	劣化度	建物保有耐力	必要耐力	上部構造評点
		P (kN)	低減係数 E	D	$P_d = P \times E \times D$	Q_r (kN)	P_d / Q_r
X	2	17.40	1.00	1.00	17.40	32.54	0.53
	1	38.27	1.00	1.00	38.27	67.38	0.57
Y	2	28.71	1.00	1.00	28.71	32.54	0.88
	1	62.67	1.00	1.00	62.67	67.38	0.93

d) 保有耐力診断法 (精密診断法1)

表15に供試体の保有耐力診断法による精密診断の結果を示す。診断の結果より本実験の供試体は1階、2階ともにX方向において評点が1.00を満たしていない。特に2階X方向で保有する耐力が低いことがわかるが、実験においては先に1階が倒壊しその衝撃で2階が倒壊する結果となった。これは加振1回目で外壁が大きく剥落し、筋かいも損傷したことにより1階X方向の耐力が著しく低下したためであると考えられる。

表 15 診断結果

方向	階	必要耐力	保有する耐力	剛性率 低減	偏心 低減	床仕様 低減	保有する耐力	評点	判定
		Qr	修正前	Fs	Fep	Fef	Qd	Qd/Qr	
		(kN)	(kN)				(kN)		
X	2	20.13	14.34	1	1	1	14.35	0.71	倒壊する可能性がある
	1	37.04	28.94	1	1	1	28.94	0.78	倒壊する可能性がある
Y	2	20.13	32.79	1	1	1	32.79	1.63	倒壊しない
	1	37.04	48.63	1	1	1	48.63	1.31	一応倒壊しない

e) 保有水平耐力計算による方法（精密診断法 2）

保有水平耐力計算による方法では、耐震要素の荷重-変形関係に基づき、劣化や接合部の耐力不足による浮き上がりを考慮した構面ごとの荷重-変形関係を求め、各階各方向の建物の荷重-変形関係を算出した。そして、これらにより得られる、各階各方向の「必要保有水平耐力に対する保有水平耐力の比」を評点とした。得られた層の荷重変形関係を図 9 に示す。なお、ここでねじれや水平構面の剛性不足による影響は考慮していない。1、2 階ともに Y 方向のほうが大きな耐力を持っていることがわかる。

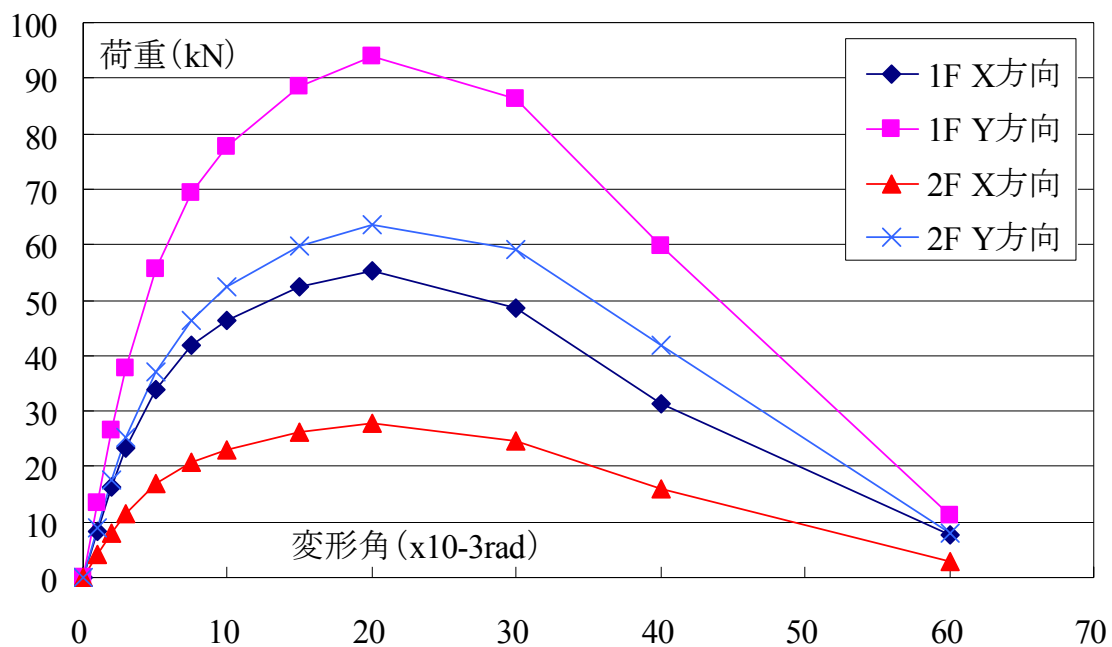


図 9 各方向、階の荷重-変形関係

表 16 に供試体の保有水平耐力計算による方法の精密診断の結果を示す。診断の結果より本実験の供試体は 1 階、2 階ともに X 方向において評点が 1.00 を満たしていない。

表 16 診断結果

方向	階	Pmax	D(Pmax)	Du(0.8Pmax): δu	初期剛性	Pu	D(Pu): δv	$\mu=\delta u/\delta v$	Ds	Fes	Qud	Qun	Pu/Qun
x	2	27.69	20	32.94	3.50	25.10	7.17	4.60	0.35	1.00	100.65	35.17	0.71
	1	55.38	20	32.52	7.07	50.09	7.09	4.59	0.35	1.00	185.20	64.78	0.77
y	2	63.62	20	34.70	7.59	57.97	7.64	4.55	0.35	1.00	100.65	35.39	1.63
	1	94.05	20	34.19	11.44	85.55	7.48	4.57	0.35	1.00	185.20	64.91	1.31

f) 診断結果比較

図 10 に保有耐力診断、保有水平耐力計算による方法、一般診断によって得られた診断評点(充足率)を示す。保有耐力診断と保有水平耐力計算による方法では評点がほぼ同じとなった。また精密診断に対して一般診断の診断評点が著しく低い値となっている。1、2階ともに X 方向での評点が低い値となっていることがわかる、これは本試験体では接合金物が使われておらず接合部の低減が大きくかかったことが理由であると考えられる。

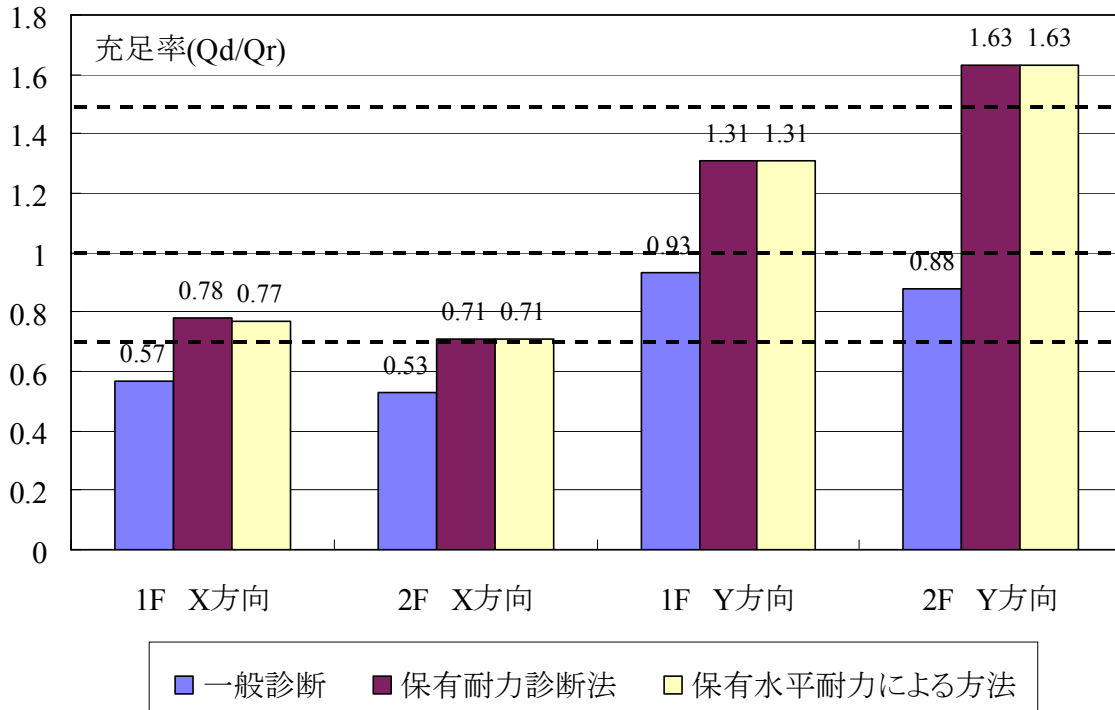


図 10 診断結果比較

g) 診断で求めた荷重-変位関係と実験値の比較

図 11~12 に実験により得られた加振 1 から加振 4 における X 方向の層せん断力-変形関係と精密診断法 2 の「水平保有耐力計算による方法」の際に求めた層せん断力-変形関係を示す。実験により得られた層せん断力-変形関係は加振 1 においては Y1 通りで測定された加速度に、加振 2、3、4 においては各層の平均加速度に各層荷重 (2 層:80.5kN、1 層:104.7kN) を乗じたものを用いた。実験結果と水平保有耐力計算による方法の際に求めた層せん断力-変形関係のループを比較すると、試験体は耐震診断で求めた耐力よりも 1

層は正側で 2.65 倍、負側で 1.97 倍、2 層正側で 2.47 倍、負側で 1.91 倍の大きな耐力を持っていたことがわかった。

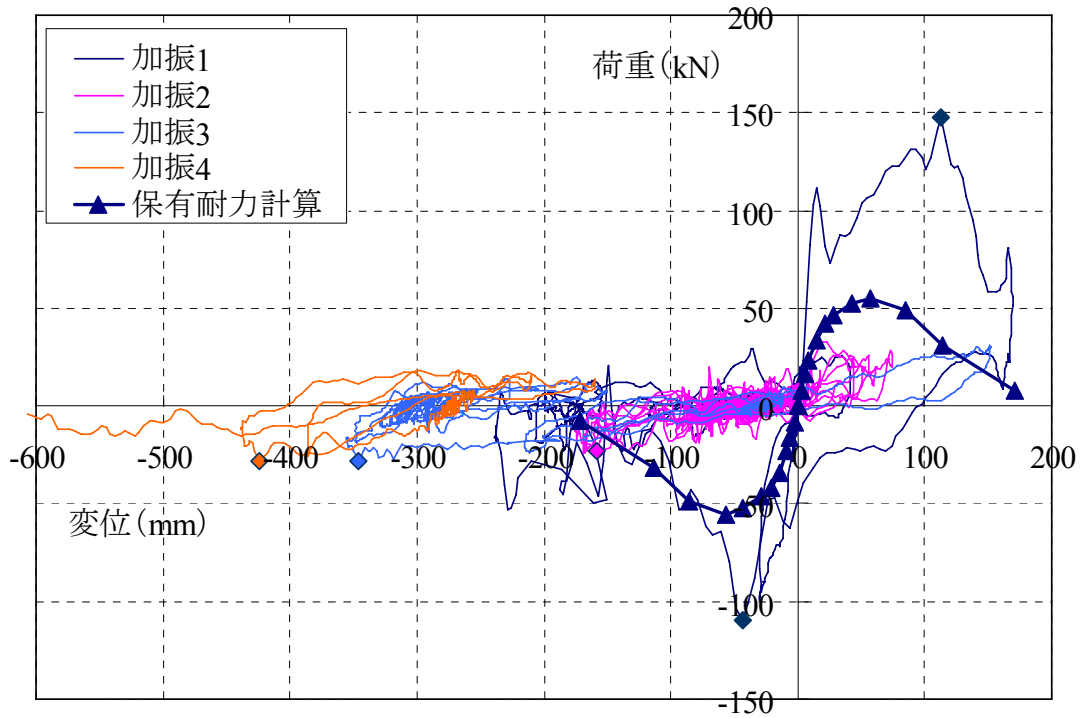


図 11 1 層 層せん断力-変形関係と耐震診断の比較

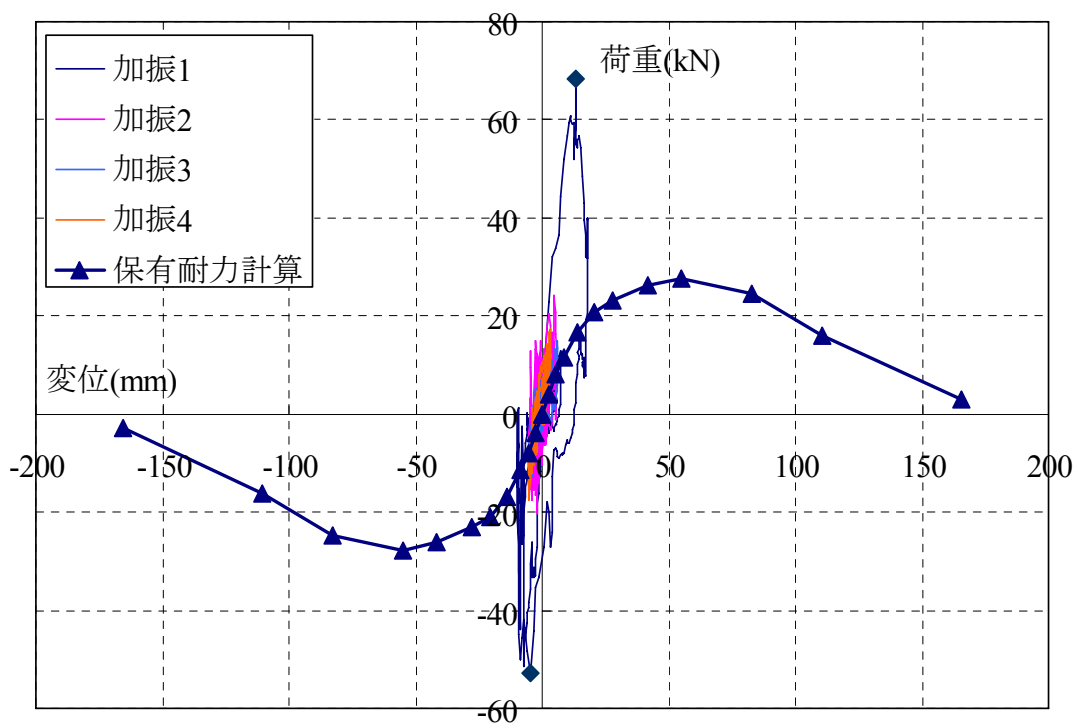


図 12 2 層 層せん断力-変形関係と耐震診断の比較

2) 耐震診断・補強方法の妥当性の検証ならびに高度化

a) 耐震診断

「木造住宅の耐震診断と補強方法」に基づき一般診断及び精密診断のうち保有耐力診断法を行った。診断は表 8～11 の条件で地震力算定用重量 1 階 136.26kN、2 階 116.68kN を用いている。表 17、表 18 に地震力算定用重量算出結果を、表 19 に必要耐力算出結果を示す。また、図 13 に一般診断の結果を図 14 に精密診断の結果を表 20、表 21 に精密診断詳細を示す。一般診断より両試験体ともに上部構造評点（以下、評点）が 0.7 未満となり大地震の際、『倒壊する可能性が高い』という診断結果となった。精密診断結果からも A 棟の評点は 0.43、B 棟の評点は 0.31 と 0.7 未満になり、両試験体ともに『倒壊する可能性が高い』との診断結果を得た。精密診断は一般診断に比べ若干値が低かった。これは必要耐力に大きな差は出なかったが、保有する耐力が精密診断の方が小さく算出されたためと考えられる。なお、B 棟に耐震補強を施すと前述したが、これは耐震診断によって低い方を選択した結果である。一般診断、精密診断ともに全ての階・全ての方向で A 棟が B 棟の評点を上回っているが、これは A 棟外周土壁では土がはりまで充填されているのに対し、B 棟外周土壁および、A 棟 B 棟の内壁土壁で土がはりまで充填されていないため土壁の基準耐力・基準剛性を 5 割減で評価をしたためである。図 15 に補強する B 棟について、壁量の充足率と各低減係数をレーダーチャートにして示す。同図より 1 階 Y 方向では著しく壁量が不足し、2 階では X、Y 方向ともに壁量は 1.0 を満たしているが接合部低減が大きいこと評点が大幅に低減されていることがわかる。

表 17 重量表

	屋根荷重 (kN)	外壁荷重 (kN)	内壁荷重 (kN)	内外壁 荷重(kN)	床・積載 荷重(kN)	床荷重 (kN)	積載荷重 (kN)
2 階	74.33	57.04	27.66	84.70	41.48	20.74	20.74
1 階	6.21	62.25	30.18	92.44	-	-	-

表 18 支持重量（地震力算定重量）の計算

	床面積 (㎡)	上階内外 壁荷重 (kN)	下階内外壁 荷重(kN)	床・積載 荷重(kN)	屋根荷重 (kN)	各層重量 (kN)	支持重量 (kN)
2 層目	-	-	42.35	0.00	74.33	116.68	116.68
1 層目	34.57	42.35	46.22	41.48	6.21	136.26	252.94
1 階床 L	37.73	46.22	0.00	-	-	-	-

表 19 必要耐力の算定

	地域係数 (z)	振動特性 係数	Ai	支持重量	層せん断 力係数 Ci	軟弱地盤 割り増し	必要耐力 (地震力)
	1.00	(Rt)	(Ai)	(Wi)kN	0.20	1.00	Qr(P i)kN
2 階	1.00	1.00	1.22	116.68	0.24	1.00	28.00
1 階	1.00	1.00	1.00	252.94	0.20	1.00	50.59

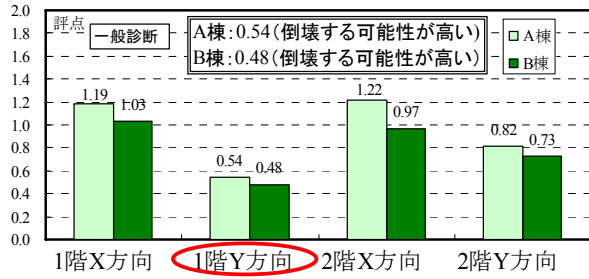


図 13 一般診断結果

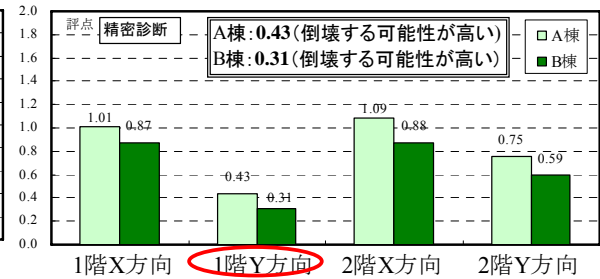


図 14 精密診断結果

表 20 A 棟精密診断結果

方向	階	必要耐力 Qr(kN)	保有する耐力 (修正前) (kN)	剛性率 低減 Fs	偏心低減 Fep	床仕様 低減 Fef	保有する 耐力 Qd(kN)	充足率 Qd/Qr
X	2	28.00	30.44	1.00	1.00	1.00	30.44	1.09
	1	50.59	51.00	1.00	1.00	1.00	51.00	1.01
Y	2	28.00	21.09	1.00	1.00	1.00	21.09	0.75
	1	50.59	21.89	1.00	1.00	1.00	21.89	0.43

表 21 B 棟精密診断結果

方向	階	必要耐力 Qr(kN)	保有する耐力 (修正前) (kN)	剛性率 低減 Fs	偏心低減 Fep	床仕様 低減 Fef	保有する 耐力 Qd(kN)	充足率 Qd/Qr
X	2	28.00	24.51	1.00	1.00	1.00	24.51	0.88
	1	50.59	44.25	1.00	1.00	1.00	44.25	0.87
Y	2	28.00	16.65	1.00	1.00	1.00	16.65	0.59
	1	50.59	15.51	1.00	1.00	1.00	15.51	0.31

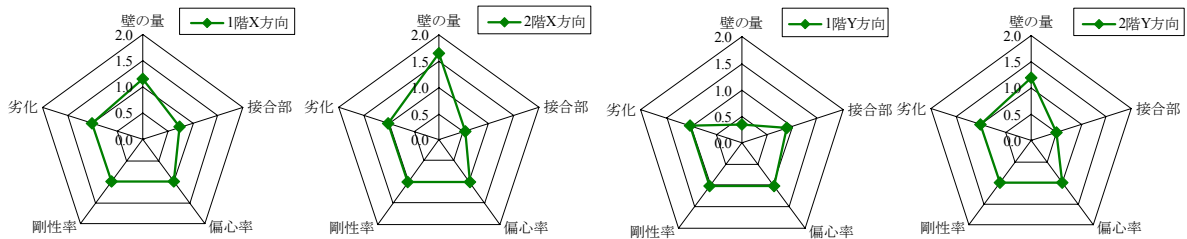


図 15 B 棟壁量充足率及び各低減係数

b) 補強計画、補強後診断

基準法で定める極めて希におこる地震を上回る、兵庫県南部地震の激震地の地震に対しても倒壊に至らないよう評点 1.5 を目指した。ここで全ての柱脚接合部において、壁端柱の柱脚接合部の種類による耐力低減係数がかからないように補強がなされると仮定すると、2階 X 方向のみ 1.5 を超えたが、他の階・方向では 1.5 を満足せず、耐力壁の増設が必要とわかった。耐力壁には構造用合板を用いた。1階 Y 方向は構造用合板増設でも壁量が不足したため筋かいを併設した。また、いずれの階も、補強壁を配置の低減がかからないよう配置している。以上の補強により、1階 Y 方向の評点を補強前の 0.31 から 1.57 まで上昇させた。表 22 に補強後 B 棟の精密診断結果詳細を図 16 に B 棟の補強前後の保有耐力を示す。同図は保有耐力を壁の種類ごとに示したものであり、B 棟 1階 Y 方向では評点 1.5 を満足させるために全体の 84%を補強部材で占める結果となった。なお、補強後に既存部材の保有する耐力が上昇しているのは接合部補強によって接合部低減がかからなくなったためである。なお、X7 通り Y1-Y3 構面ははりが無く、耐力壁と見なせないためはりを増設し補強の対象とした。また、DK 東側の下屋部分も補強の対象としたためはりを増設し、構造用合板で下屋の水平構面を補強した。図 17 に補強箇所を示す。

表 22 補強後 B 棟精密診断

方向	階	必要耐力 Qr(kN)	保有する耐力 (修正前) (kN)	剛性率 低減 Fs	偏心低減 Fep	床仕様 低減 Fef	保有する 耐力 Qd(kN)	充足率 Qd/Qr
X	2	28.00	46.00	1.00	1.00	1.00	46.00	1.64
	1	50.59	78.53	1.00	1.00	1.00	78.53	1.55
Y	2	28.00	42.78	1.00	1.00	1.00	42.78	1.53
	1	50.59	79.25	1.00	1.00	1.00	79.25	1.57

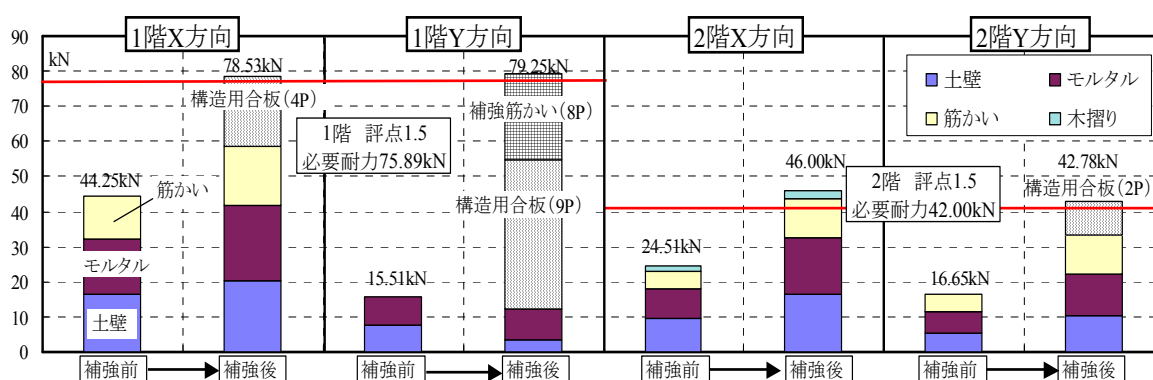


図 16 B 棟保有耐力 (補強前後)

c) 接合部 N 値計算

以上の補強を行うにあたって、全柱頭柱脚接合部において接合部低減係数 1.0 を実現するために、柱頭柱脚接合部を現在のほぞ差し釘打ちのみの接合から平成 12 年建設省告示第 1460 号に適合する仕様に従って接合金物を選定した。N 値は以下の 1) 式より求めた²⁾。N 値計算結果を表 23 に示す。本実験では N 値を 0.0~1.0 (5.1kN 用金物)、1.0~1.6 (8.5kN 用金物)、1.6~2.8 (15kN 用金物)、2.8 以上 (25kN 用金物) の 4 つに分けて金物を選定した。その結果、図 17 に示す接合部補強を計画した。

$$(式) N=A1 \times B1 + A2 \times B2 - L \cdot \dots \cdot 1)$$

N: 表 2 に規定する N の値、L: 鉛直荷重による押さえの効果を表す係数。

A1: 当該柱の両側における軸組の倍率の差の数値。

B1: 周辺の部材による押さえ(曲げ戻し)の効果を表す係数。

A2: 当該柱に連続する 2 階柱の両側における軸組の倍率の差の数値。

B2: 2 階の周辺の部材による押さえ(曲げ戻し)の効果を表す係数。

注) 筋かいを設けた軸組の場合には補正を加えてある。

表 23 N 値計算結果

1階 N値							2階 N値 通し柱							
X9			0.70		1.92	3.16	X9							
X8	1.20					0.84	X8	0.70				1.87		3.09
X7		1.47	1.97				X7							
X6							X6							
X5	0.21	0.01	1.48	1.92	2.20	1.47	X5	0.55					0.62	
X4							X4							
X3+20							X3+20							
X3			1.14				X3							
X2	2.48		1.85	1.02	1.02	4.04	X2	1.09		0.62	0.62		1.09	
X1	0.70		0.70				X1							
	Y1	Y2	Y3	Y4	Y5	Y6	Y7	Y1	Y2	Y3	Y4	Y5	Y6	Y7

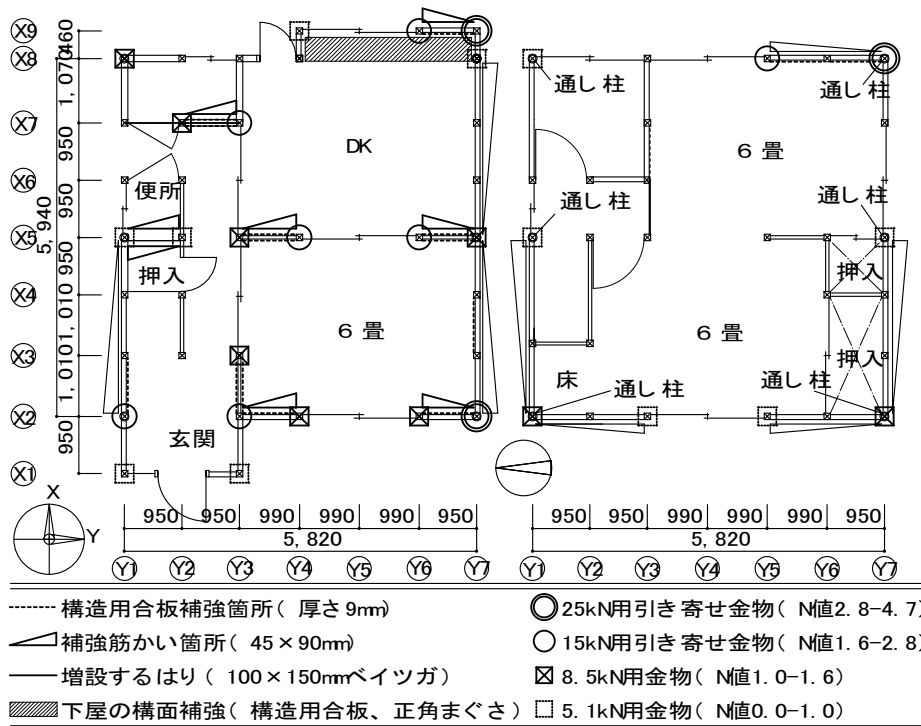


図 17 B 棟補強箇所

d) 補強工事

写真 36 に補強箇所である X7 通りの Y2-3 構面の補強施工過程を示す。a)既存状態から土壁を撤去し、b)はりの増設及び筋かい補強を行い、c)その上面に構造用合板の補強を施した。写真 37～42 に接合部補強の様子を示す。



写真 36 補強の過程



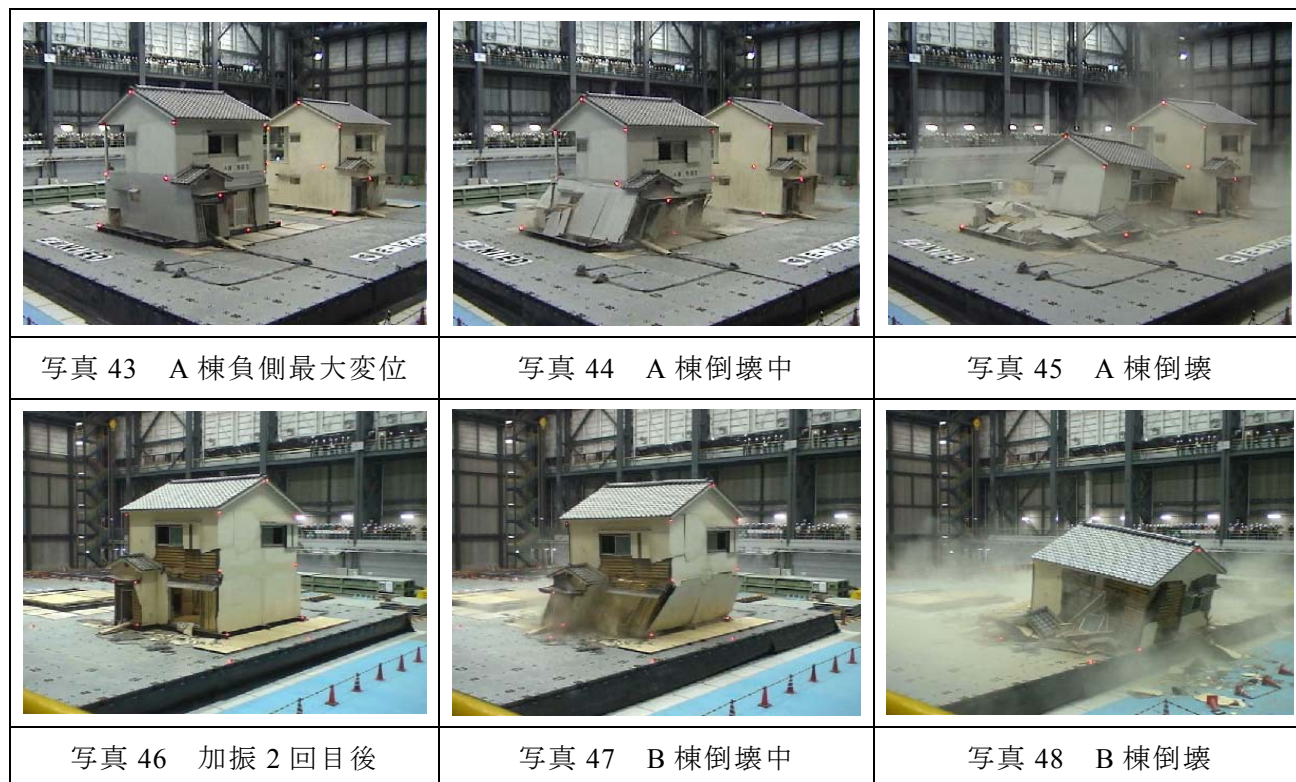
e) 震動台実験経過

写真 43～48 に実験風景を、図 18～21 に加振 1 回目の A 棟 B 棟 Y 方向加速度時刻歴波形、層間変形時刻歴波形を示す。

図 19 より 1 階部分で A 棟は 383mm まで変形するも倒壊せず、その後逆方向に 657mm 振られた。そしてここから変位が負側に戻ることなく倒壊した。B 棟は層間変位が左右両方向ともに 180mm 程度まで変形した。その際、倒壊しなかったものの 1 階外壁モルタルに大きな亀裂が発生し、一部で剥落が見られた。また補強部分では構造用合板の外れや筋かいの外れ、接合部金物の緩み及びねじの外れが確認できた。倒壊した A 棟では多くの接合部でほぞが折れることなく抜けていた。加振後 B 棟の損傷状況を考慮して再度精密診断を行った結果、1 階 Y 方向の評点は 0.86（加振前 1.57）となり耐震性能が著しく低下していることがわかった。

次に損傷をそのままに B 棟に余震を想定して JR 鷹取波 60%を 3 次元入力した。図 22、23 に結果を示す。JR 鷹取波フルスケール加振により 1 階 Y 方向壁のモルタル外壁や補強材が大きく損傷を受け、大幅に耐力要素を失っていたため、加振直後から剛性は低く、変形も -200～260mm (-1/14～1/10rad.) と大きく揺れている様子が分かるが倒壊には至らなかった。

最後に倒壊を目的として再度 JR 鷹取波フルスケール加振を行い B 棟を倒壊させた。図 24、25 に結果を示す。負側に大きく 220mm 変形したあと、一気に正側に 890mm まで振られ、変位が負側に戻ることなく倒壊した。



【A棟 JR 鷹取波フルスケール加振 1回目】

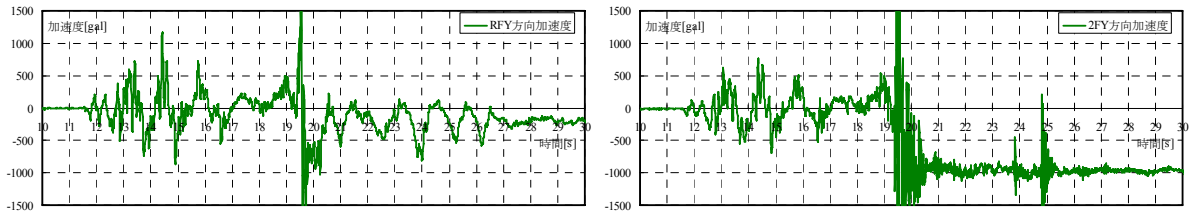


図 18 Y 方向加速度時刻歴波形

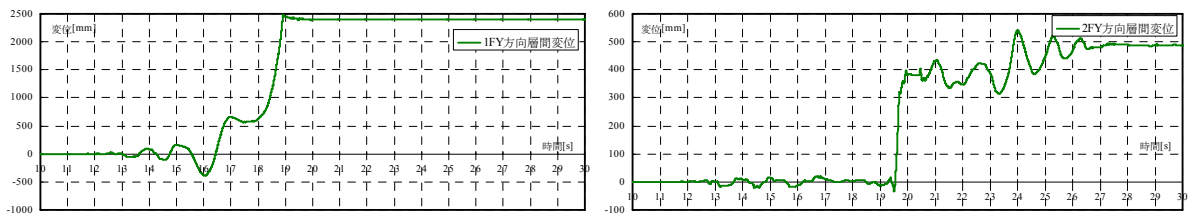


図 19 Y 方向層間変位時刻歴波形

【B棟 JR 鷹取波フルスケール加振 1回目】

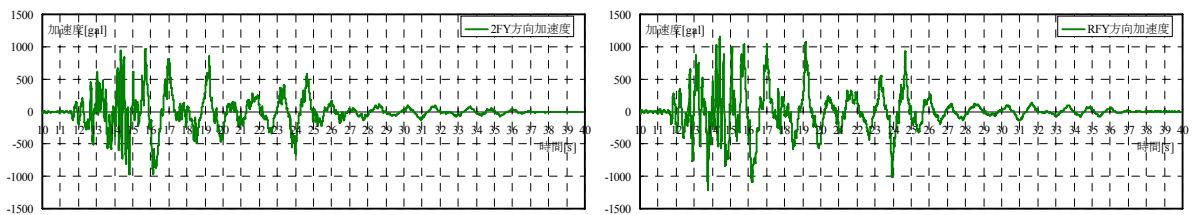


図 20 Y 方向加速度時刻歴波形

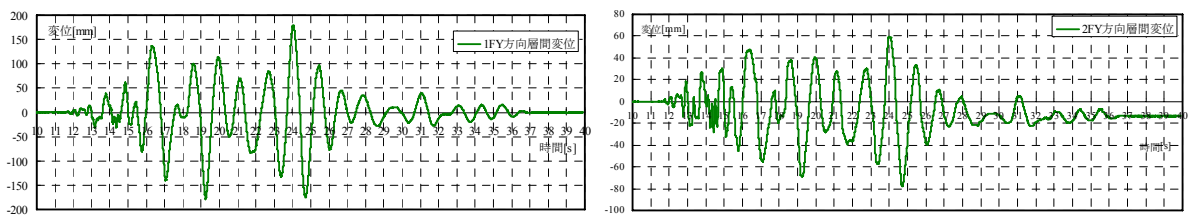


図 21 Y 方向層間変位時刻歴波形

【B棟 JR 鷹取波 60%加振】

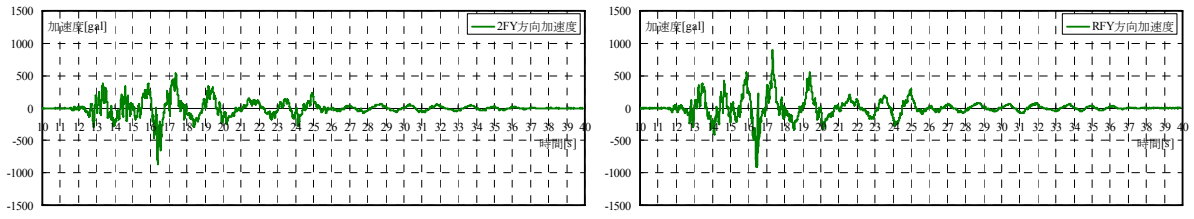


図 22 Y 方向加速度時刻歴波形

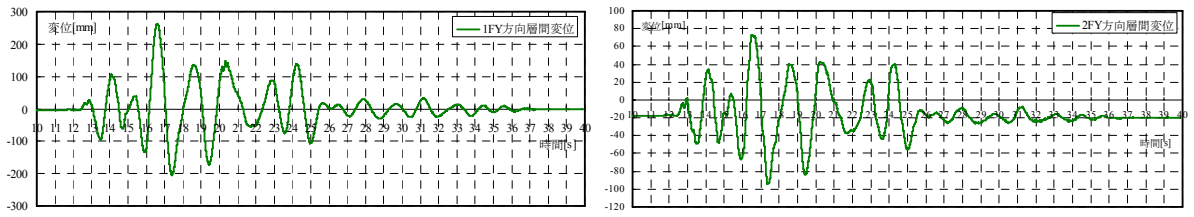


図 23 Y 方向層間変位時刻歴波形

【B棟 JR 鷹取波フルスケール加振 2 回目】

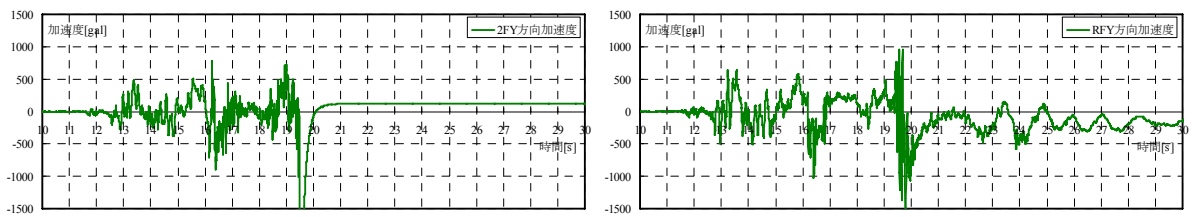


図 24 Y 方向加速度時刻歴波形

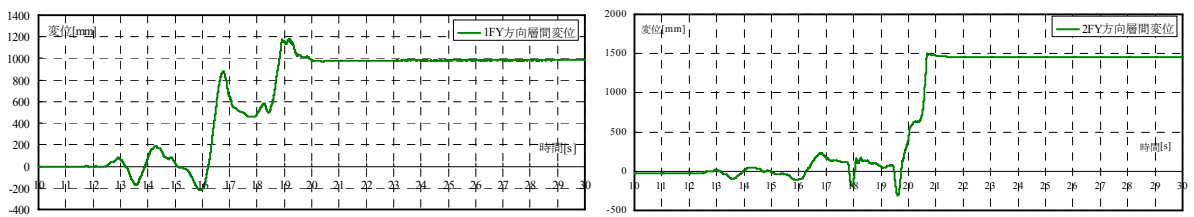


図 25 Y 方向層間変位時刻歴波形

f) 診断で求めた荷重-変位関係と実験値の比較

精密診断のうち保有水平耐力計算による方法で、劣化や耐力壁の浮き上がりを考慮した各壁ごとの荷重変形関係を求め、その累加を層の荷重変形関係とし、各階各方向の試験体の荷重変形関係を算出した。図 26、27 に各階各方向における層せん断力と層間変形の関係を示す（B 棟は全加振を通しての包絡線）。ここで、層せん断力算出には実績荷重（1 階 119kN、2 階 91kN）に応答加速度を乗じて算出している。また Y 方向では A 棟 1 階でおよそ 83kN、2 階で 64kN、B 棟 1 階で 35kN、2 階で 24kN も実験値と差が出る結果となった。これは仕上げ材であるモルタル壁の影響が大きいことや、3 次元入力による直交壁や水平構面の変形拘束効果及び加力速度の違いなどが原因ではないかと考えられる。Y 方向では補強していない A 棟の方が補強した B 棟と比べて精密診断と実験値の耐力の差はより大きくなる傾向があり、最大耐力時変形の差では A 棟により大きな違いが出た。これより、精密診断では補強した B 棟の方が比較的实验値に近い値を示す結果となったことがわかる。また、倒壊方向である Y 方向では両試験体とも復元力を失うと考えられる変形も実験値のほうが大きな値となった。X 方向での精密診断耐力は A 棟 1 階でおよそ 104kN、2 階で 83kN、B 棟 1 階で 143kN、2 階で 55kN も実験値と差が出る結果となり、Y 方向と比べても実験値と耐震診断の差は大きい。X 方向はほとんど補強を施していない方向であるので既存モルタルの影響が強く出ているのではないかと考えられる。

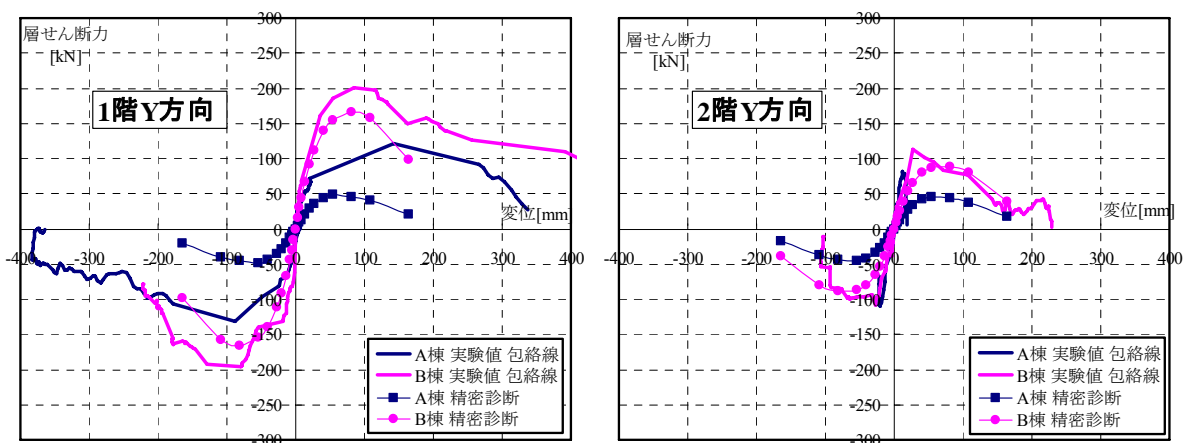


図 26 Y 方向荷重変形関係

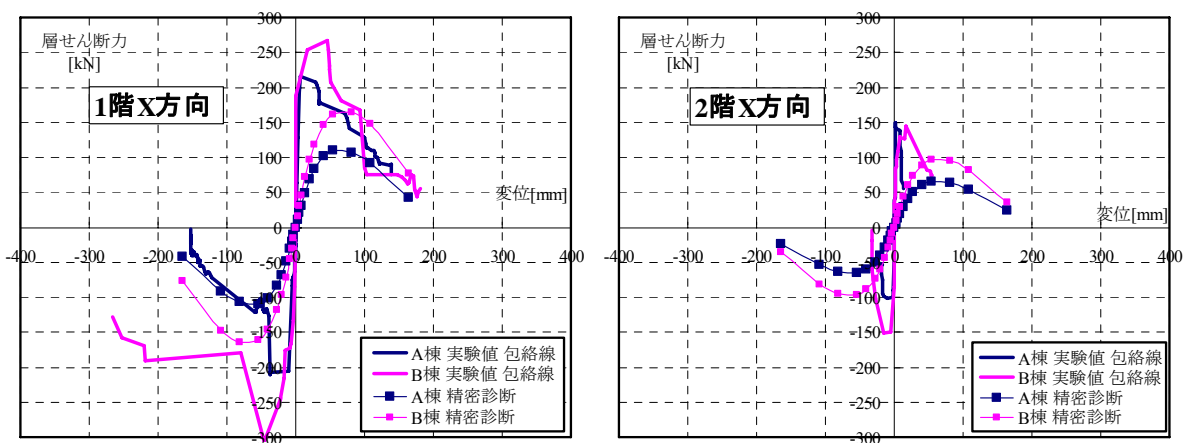


図 27 X 方向荷重変形関係

g) 柱脚の挙動

図 28、29 に両試験体各階 Y 方向の層間変位が正側に最大になったときと負側に最大になったときの柱脚の挙動を示す。図 28 の A 棟は倒壊直前の様子である。

A 棟 1 階では出隅の柱で大きな浮き上がりが確認できる。B 棟 1 階では出隅の柱で 25kN 用金物を使用したため浮き上がりがある程度拘束できた結果となった。その他、補強した構面の柱は接合部補強を施しているものの A 棟より大きく浮き上がっており、大きな引張力が働いている様子が分かる。また両試験体ともに 2 階はほとんど変形がなかったため柱も大きく浮き上がることはなかった。

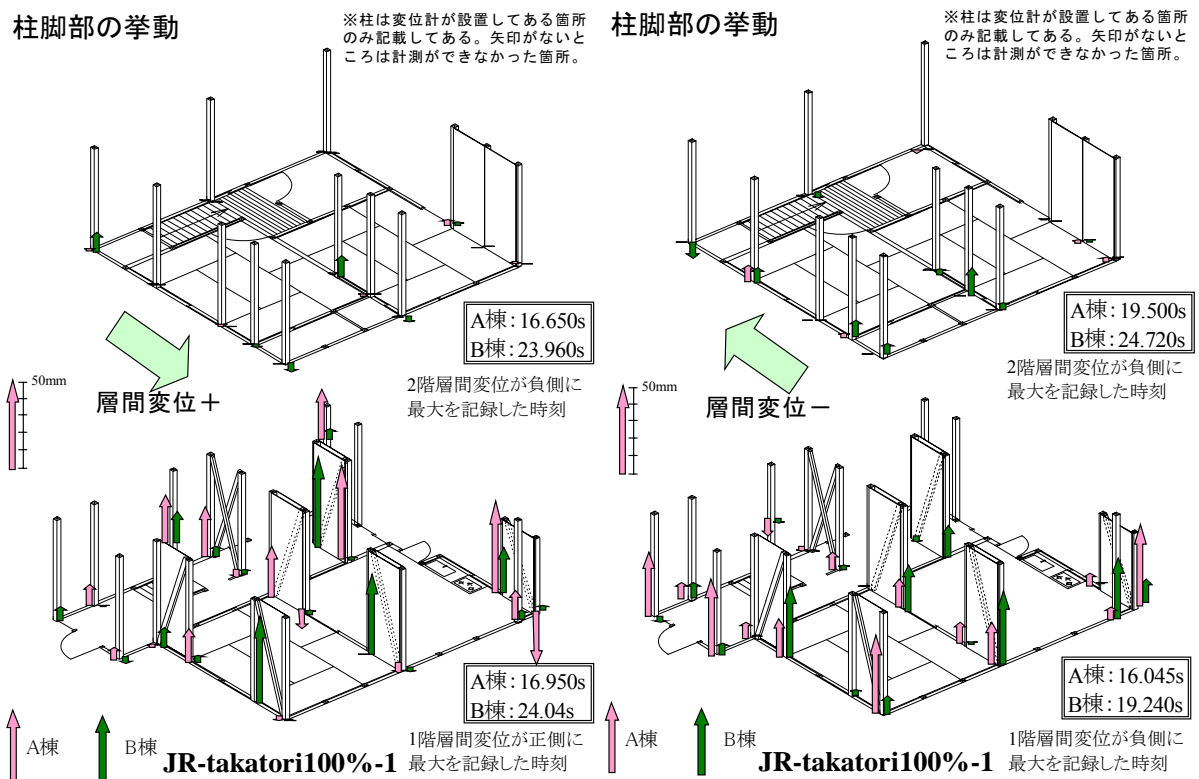


図 28 柱脚の挙動 (層間変位+側に最大のとき)

図 29 柱脚の挙動 (層間変位-側に最大のとき)

(d) 結論ならびに今後の課題

1) 移築振動台実験を実施した住宅に対する耐震診断法の適用と検証

・「木造住宅の耐震診断と補強方法」¹⁾に従って「一般診断法」、精密診断法のうち「保有耐力診断法」、「保有水平耐力計算による方法」の3つの方法で耐震診断を行った。評点は一般診断が精密診断と比較して低い値となった。保有耐力診断法と保有水平耐力計算による方法での評点はほぼ同じ値となった。1、2階ともにX方向がY方向に比べて評点が低い値となっていることがわかった。

・実験結果と水平保有耐力計算による方法の際に求めた層せん断力-変形関係のループを比較すると、試験体は耐震診断で求めた耐力よりも1層は正側で2.65倍、負側で1.97倍、2層正側で2.47倍、負側で1.91倍の大きな耐力を持っていたことがわかった。

2) 耐震診断・補強方法の妥当性の検証ならびに高度化

築30年の移築住宅（補強・無補強）に対し、兵庫県南部地震の震度7地域での地震記録を入力波に用いた震動台実験により、以下が確認された。

・耐震診断結果が評点0.43のA棟は倒壊し、補強を施し評点を1.57に上げたB棟は倒壊しない結果となり、耐震補強の有効性が確認できた。

・試験体は保有水平耐力計算によって得られた耐力よりも大きな耐力を持っており、精密診断では耐力も靱性もだいたい安全側に評価されることが分かった。

・加振中、両試験体ともに1層部分に損傷が集中し、診断の際、接合部低減の大きかった2階柱脚接合部にほとんど損傷が見られなかった。

・最大耐力は、A棟163kN、B棟241kNとおよそ80kNの差がみられた。しかし、最大層せん断力時変形に大差はなかった。

3) 今後の課題

移築住宅に対する振動実験結果を見ると、実際の建物の水平耐力は耐震診断で用いられる荷重変形関係に比べて相当高いことが明らかになった。また、振動実験における接合部の損傷も耐震診断結果から予想されるよりも小さい損傷にとどまる傾向が見られた。耐震診断では安全側の評価となることもやむを得ない面があるが、耐震診断、補強方法の高度化を目指す上からは、これらの差異の原因を明らかにしていく必要がある。本年度に並行して行われた構造要素試験の結果との比較や、次年度の震動台実験と耐震診断結果の比較などにより、これらの検討を進める予定である。

(e) 引用文献

1)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 2001.5

2)平成12年建設省告示第1460号に対応した木造住宅用接合金物の使い方（財）日本住宅・木材技術センター 2005.2

(f) 成果の論文発表・口頭発表等

著者	題名	発表先	発表年月日
河合直人、 槌本敬大、 五十田博 ほか	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年度日本建築学会大会学術講演梗概集	平成18年9月(予定)
河合直人、 槌本敬大、 五十田博 ほか	震動台による既存木造住宅の耐震性能検証実験 その12 補強計画と診断法の検証	2005年度日本建築学会大会学術講演梗概集	平成18年9月(予定)
五十田博、 宮澤健二 ほか	移築木造住宅の振動台実験による耐震診断法の妥当性の検証	2005年度日本建築学会大会学術講演梗概集	平成18年9月(予定)

(g) 特許出願，ソフトウェア開発，仕様・標準等の策定
特になし

(3) 平成18年度業務計画案

平成18年度には、本プロジェクトの「Ⅱ 震動台活用による構造物の耐震性向上研究」の木造建物実験において、再度E-ディフェンスを用いて、平成17年度の移築試験体を新築で再現したもの、及び不完全な補強を施したもの等に関する振動実験を行う計画がある。そのため、平成17年度と同様の手法を用いて、平成16年度までに開発した耐震診断法をこれらに適用し、耐震診断・補強方法の適用性及び妥当性の検証を行う計画である。

また、制度の運用にあたって、最終的な耐震診断、耐震補強の意志決定は、各住宅の個別性による部分が大きいため、住宅の特性や住宅の所有者の特性に応じて適切な選択が可能となるような、耐震診断、補強方法のメニュー化を行う予定である。