

3.4.4 木造建物中規模 3 次元振動台実験

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 ヲ年の年次実施計画（過去年度は、実施業務の要約）
- (e) 平成 15 年度業務目的

(2) 平成 15 年度の成果

- (a) 業務の要約
- (b) 業務の実施方法
- (c) 業務の成果
- (c) 業務の成果
 - 1) 実大振動台実験における試験体の振動特性
 - 2) 実大振動台実験結果（倒壊過程）
 - 3) 第 2 次振動台実験の実験結果分析
 - 4) 旧構法木造住宅振動台実験まとめ
- (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 16 年度業務計画案

(1) 業務の内容

(a) 業務題目

木造建物中規模 3 次元震動台実験

(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 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
	特別研究員	西山 誕生	tanjo@bosai.go.jp

(c) 業務の目的

本研究では、平成 14 年度に引き続き、木造建物の実大 3 次元振動台実験を実施して E - ディフェンスに於いて、将来、実施予定の木造建物の 3 次元震動破壊実験の参考データを取得解析し、E - ディフェンス実験に役立てると共に、木造建物の耐震診断、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と併せて木造建物の耐震性向上を図る。

(d) 5（あるいは計画年数）ヵ年の年次実施計画（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の検討を行う。

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付き検討を行う。

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、実験法に付いて検討する。

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 15 年度業務目的

木造建物の中規模 3 次元振動台実験を行い、崩壊に至るまでの挙動を計測し、E - ディフェンス実験の参考とする。特に、平成 14 年度の 2 層同時倒壊モードと異なる、1 層倒壊モード、部材崩壊モードの挙動を実験的に検証した。また、平成 14 年度と今年度の実験結果について比較検討した。

(2) 平成 15 年度の成果

(a) 業務の要約

2004 年 2 ~ 3 月に東急建設技術研究所で行われた旧構法の木造住宅を想定した実大振動台倒壊実験 (第 2 次振動台実験) を通して、1 層倒壊モード、部材崩壊モードによる倒壊実験を行った。また、平成 14 年度に実施した 2 層同時倒壊モードによる倒壊実験 (第 1 次振動台実験) 結果との比較を行い、接合部・面材等の効果について考察した。

(b) 業務の実施方法

試験体概要及び試験方法については、「3.4.5 木造建物の耐震性に関する中規模震動台実験」にて報告する通りである。本報では、常時微動測定結果、倒壊過程について考察した。また、平成 14 年度に実施した実大振動台倒壊実験結果と比較検討した。

(c) 業務の成果

1) 実大振動台実験における試験体の振動特性

実大振動台実験における木造住宅試験体の振動特性について報告する。

a) 微小振幅レベルにおける試験体の振動特性

本振動台実験では、試験体の弾性振動特性を把握することを目的とし、振動台を用いて矩形波、ランダム波による微小振幅レベルの加振実験を実施している。

) 加振内容

矩形波加振は、振動台変位を矩形波状に加振することで、試験体への入力加速度はパルス状の波形となり、振動台上の試験体は自由振動する。本実験では振動台テーブル上の加速度の目標を 100gal とし、各軸方向について 1 次元の加振とした。ランダム波加振は、0.5 ~ 30Hz の振動数成分を有するホワイトノイズを用い、最大加速度 30gal とし各軸方向について 1 次元の加振とした。各加振における試験体の振幅レベルは、層間変形で最大 1mm 程度であった。

) 実験結果

図 1 に水平方向の加速度計設置位置を示す (1F は振動台テーブル上に設置した)。表 1、図 2 に RF の加速度記録 (フィルター処理により高次の影響を除去) から求めた各試験体の 1 次固有振動数と減衰定数を示す。なお、ランダム波の場合は加振終了直後の自由振動波形から求めた。表および図には、常時微動測定結果を併せて示す。

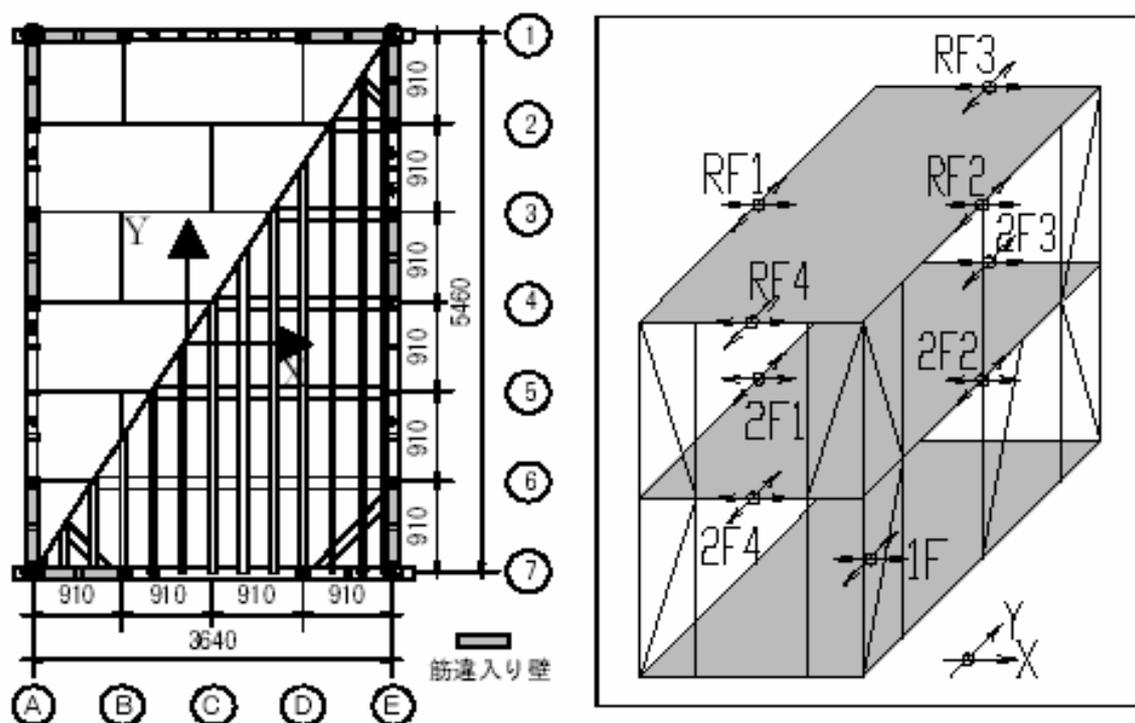


図 1 水平方向の加速度計設置位置

表 1 試験体の 1 次固有振動数と減衰定数

試験体		1 次固有振動数 (Hz)			1 次減衰定数		
		No. 6	No. 7	No. 8	No. 6	No. 7	No. 8
x 方向	矩形波	2.02	1.73	2.20	0.037	0.032	0.043
	ランダム波	2.01	1.78	2.20	0.031	0.028	0.044
	常時微動	2.06	1.79	2.31	0.014	0.010	0.015
y 方向	矩形波	2.52	2.21	2.07	0.028	0.030	0.039
	ランダム波	2.48	2.25	2.04	0.030	0.031	—
	常時微動	2.55	2.32	2.14	0.010	0.011	0.014

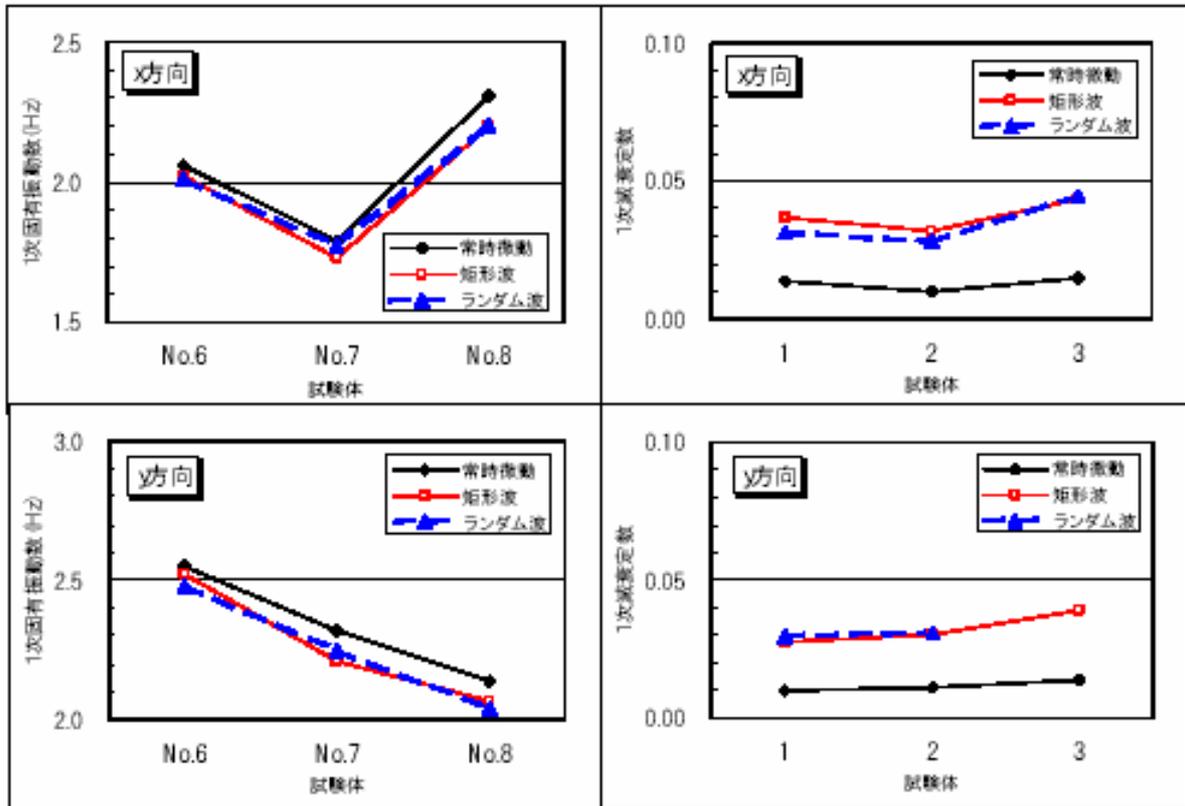


図2 試験体の1次固有振動数と減衰定数

x方向の固有振動数を見ると、金物なしのNo.7は他の試験体（No.6, 8）と比べて振動数が低く、試験体の構造仕様の相違が反映された結果となっている。No.8はNo.7と比べて25%程度大きく、金物と木摺を使用したNo.6よりも10%程度大きくなっており、石膏ボードの建物剛性への寄与が大きいことがわかる。y方向ではNo.7とNo.8は同じ構造仕様であるが、各加振結果から求められた固有振動数には6~7%の差がある。常時微動測定結果では、石膏ボード施工の前後でNo.8の固有振動数に変化がないことから、試験体のばらつきと考えられる。減衰定数は3~4%と推定された。加振方法について見ると、矩形波とランダム波による1次固有振動数はほぼ同等であり、常時微動のそれと比べて低くなっている。また、減衰定数は加振方法により若干異なるが、常時微動時の伝達関数の倍率から推定される減衰定数（1%程度）と比べて大きくなっている。常時微動における試験体の層間変形は数 μm ~10 μm 程度であることから、要因として振幅レベルによる影響が考えられる。さらに、常時微動測定は振動台テーブルの着座状態で実施されたが、各加振実験時には4台のアクチュエータで弾性支持されることによりエネルギーが逸散することが考えられる。次に、試験体の周波数応答特性を確認するため、ランダム波加振による加速度記録から伝達関数（RF/1F）を求めた。スペクトルの平滑化にはハニングウィンドウを用いた。

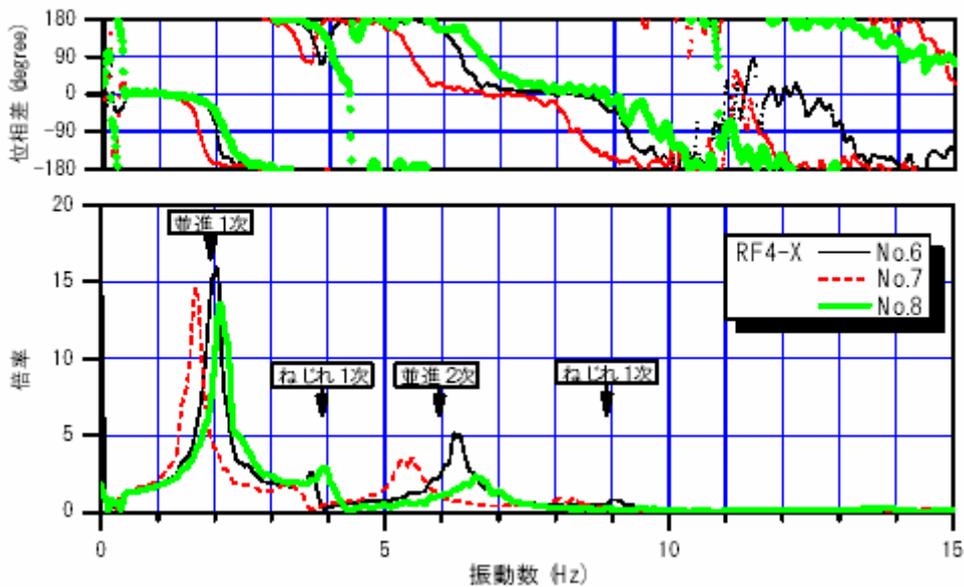


図3 各試験体の伝達関数 (x 方向)

図3に各試験体のx方向の伝達関数 (RF4-X/1F-X) を比較して示す。図から、並進モードとねじれモードの固有振動数が確認できる。試験体1階梁間方向の筋交は、通りと通りで異なる配置 (通り2本、通り1本) であり、x方向の剛性差によるねじれ振動が励起される。

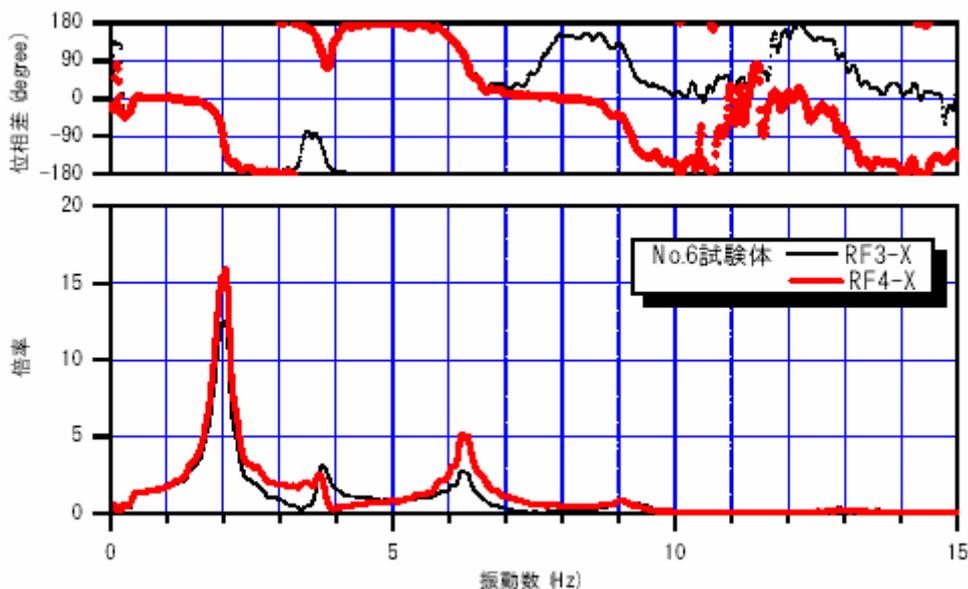


図4 x方向伝達関数の比較 (No.6 試験体)

図4に No.6 試験体 x 方向 (RF3-X/1F-X と RF4-X/1F-X) の伝達関数を示す。3.7Hz 付近と 9.0Hz 付近にピークがあり、位相差がほぼ 180° ずれていることから、ねじれ振動であることが確認できる。また、y 方向 (RF1-Y/1F-Y と RF2-Y/1F-Y, 図示せず) ではねじれ振動の影響が殆ど見られず、1軸偏心となっていると考えられる。

b) 加速度記録を用いた試験体の履歴特性の推定

計測された加速度記録のみを使用して大変形時の層間変形および層の履歴特性を抽出することを試みた。加速度記録の直流成分を除去し、台形則により2階積分することで積分変位を求めた。図5に No.6 試験体 x 方向の2階の積分変位から1階の積分変位を差し引いた積分層間変形と、通りに設置した巻取り式変位計による層間変形を比較して示す。また、A 柱上の鉛直方向加速度も合わせて示す。2F3-X(図中の)と 通り変位計および 2F4-X(図中の)と 通り変位計は同じ位置の層間変形を示している。

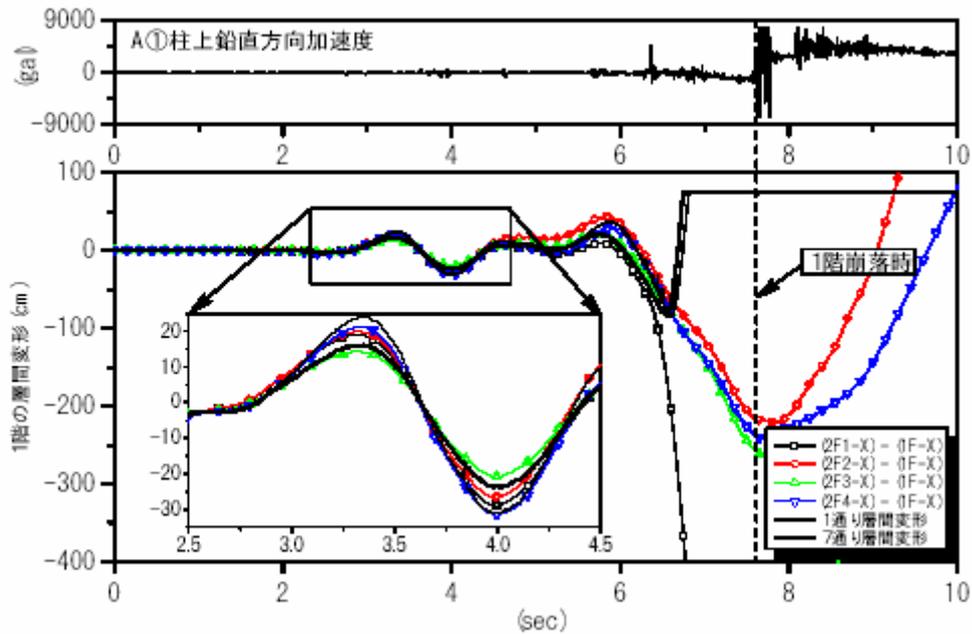


図5 層間変形の比較 (No.6 試験体)

図中の拡大部分を見るとやや巻取り式変位計の方が大きな値を示しているが、よい対応を示していることがわかる。また、前述のねじれ挙動もとらえていることがわかる。次に、鉛直方向の加速度波形からほぼ7.6秒で2階が着地していることが読み取れるが、このときの積分層間変形は 2F1-X を除くと計測位置間でばらつきがあるもののおおよそ 220cm ~ 260cm 程度となっている。落下高さがほぼ 260cm であることからおおよそ実現象を表していると考えられる。なお、2F1-X は途中から発散傾向の挙動を示すが、これは加振中に加速度計が傾き重力加速度の影響を受けたためと考えられ、ビデオ映像等で確認できる。

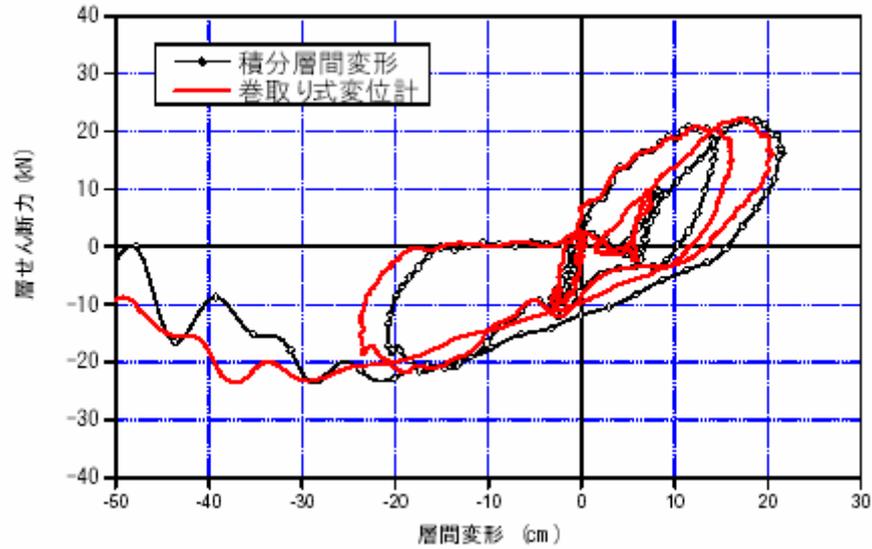


図6 層の履歴特性の比較 (No.6 試験体, 1F 通り)

図6に加速度記録に層の質量を乗じて求めた層せん断力と、巻取り式変位計による層間変形および積分層間変形との関係を示す。積分層間変形は加速度記録を適切に評価する必要があるものの、大変形領域においても接触型変位計と同等の履歴曲線を描くことが可能であることを示唆している。

c) まとめ

微小振幅レベルの加振実験により、試験体の固有振動数と減衰定数を確認した。また、加速度記録から求めた積分変位により、層間変形と層の履歴特性を抽出する可能性を示した。

2) 実大振動台実験結果（倒壊過程）

3 試験体（No.6～8）の JR 鷹取フルスケール加振による構造物の倒壊過程について報告する。

a) JR 鷹取フルスケール加振結果

X 方向成分のみを入力した No.7、No.8 および XYZ 成分を入力した No.6 のいずれも JR 鷹取フルスケール加振で倒壊した。倒壊方向は No.6、No.8 は - X 方向、No.7 は + X 方向に倒壊した（写真 1～3）。倒壊した建物について、No.6 では 4 隅の通し柱が折損し、阪神・淡路大震災で多数みられた 1 階のみが崩壊する形となった（写真 4）。金物を用いていない No.7、No.8 では完全な倒壊に至る過程で横架材から柱頭・柱脚のホゾが抜け出し、倒壊後は部材が離散する傾向が見られた（写真 2、3）。



写真 1 1) No.6 試験体倒壊開始 終了



写真 1 2) No.6 試験体倒壊過程（北東面）



写真 1 3) No.6 試験体倒壊過程 (南西面)
写真 1 No.6 の倒壊過程



写真 2 1) No.7 試験体倒壊開始 終了





写真 2 2) No.7 試験体倒壊過程 (北東面)



写真 2 3) No.7 試験体倒壊過程 (北西面)
写真 2 No.7 の倒壊過程



写真3 1) No.8 試験体倒壊開始 終了



写真3 2) No.8 試験体倒壊過程 (北東面)



写真3 3) No.8 試験体倒壊過程 (南面)
写真3 No.8 の倒壊過程



写真 4 No.6 通し柱の折損



写真 5 No.6 筋かい踏み外し



写真 6 No.6 土台の割裂



写真 7 No.7,8 実験後の土台



写真 8 柱の踏み外し

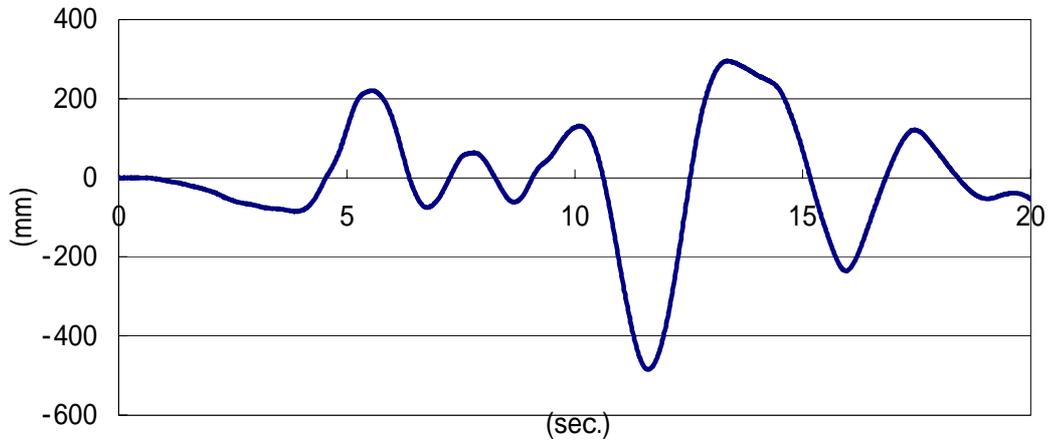


写真 9 石膏ボード被害

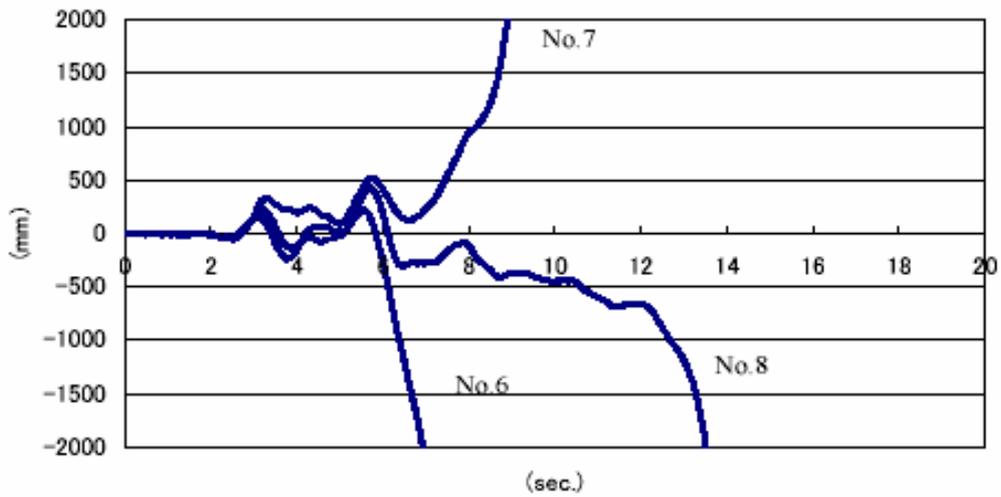
b) 倒壊過程

図 7 (1) に振動台変位を、(2) に 1 階層間変位を示す。また図 7 (3) に、X 方向の壁構面にある筋かいが座屈、はずれ、脱落した時刻について、1 階を×印で、2 階を印で示す。また各試験体の倒壊開始時刻～倒壊時刻を 印で示す。ここで倒壊開始時刻と

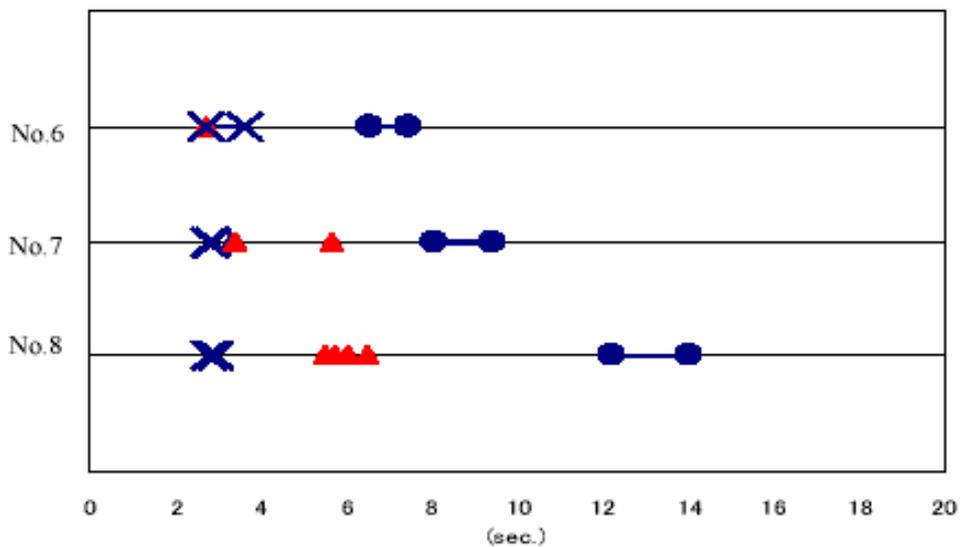
は、振動台の動きに無関係に 1 方向に変形し始めた瞬間とし、倒壊時刻は屋根面もしくは 2 階床面が着地した瞬間とする。



(1) 振動台変位



(2) 1 階層間変位



(3) 建物の損傷 (× は 1 階筋かい、 × は 2 階筋かい、 ● は倒壊開始の時刻を表す)

図 7 試験体の挙動と損傷

）倒壊時刻

No.6 の倒壊開始時刻は 6.6sec.前後、No.7 では 8.1sec.前後、No.8 では 12.0sec. 前後であった。また倒壊開始時刻から倒壊時刻までの時刻は No.6 では約 1sec.、No.7 では約 1.3sec.であるのに対し、No.8 では少々長く約 2sec.であった。

）筋交の破損と倒壊時刻の関係

No.6 では最初の変位ピーク時（3sec.前後）に 1 階の筋かい（X 方向のみ、以下同）が全て座屈するか又ははずれたが、2 階の筋かいは 1 本だけはずれた。その後、変位は回復したが 6sec.前後のピーク後に、1～2 階の残存耐力の違いから 1 階に変位が集中する形で変形が進み、倒壊に至った。通し柱に折損が生じた時刻は 6.1sec.前後、1 階層間変位は 419 mmであった。No.7 では、最初の変位ピーク経験時に 1 階筋かいは全て座屈またははずれ、2 階の筋かにも座屈またははずれが生じ 1、2 階とも同じ方向に変形が偏り、その後 6～8sec.で倒壊に至った。No.8 では、3sec.前後および 6sec.前後の変位ピークを経験する間、6sec.前後までに 1 階 2 階とも筋かいは全て座屈またははずれ、その機能を失った。その後変形は一方向に偏り、10sec.前後の加振により倒壊した。

）筋かいの損傷および木ずりの効果

試験体 No.6、No.7、No.8 いずれも、X 方向に配置された筋かい（1 階 3 本、2 階 4 本）のうち 1 階の 3 本は全て加振中に脱落、はずれ、または座屈してその機能を失った。図 7（3）を見ると、1 階の筋かいは、No.6、No.7 では最初の変位ピーク付近（2.7～4.0sec.）で、No.8 においても 6.0sec.までに、全て機能を喪失している。一方 2 階では、No.6 で 4 本中 3 本の筋かいが座屈やはずれを生じることなく残ったのに対して、No.7 では加振後 3～6sec.の間に 4 本全ての筋かいがその機能を失い、No.8 では加振後 5～6 sec.の間に 4 本全ての筋かいがその機能を失った。2 階では、座屈および踏み外し防止のために設けた木ずりの効果があったと考えられるが、1 階では筋かいが室内側に反って座屈したり、また引張力により外れた後、木ずりのわずかな隙間から踏み外したりしてその機能を失っていた（写真 5）。

）金物の有無による影響

柱頭・柱脚に金物を用いた No.6 では、倒壊する際に金物により土台の割裂が生じていることが確認できる（写真 5）。一方金物を用いていない No.7、No.8 では、倒壊の際には柱頭・柱脚がピン支点のように回転し、通し柱および管柱のホゾが土台を割裂することなくホゾ穴から抜け出していた（写真 7）。石膏ボードを張った No.8 では、大きな引抜力が柱に働いたものと見られ、加振後 5.7sec.付近で隅の通し柱のホゾが完全に土台から抜け出して踏み外す現象が見られた（写真 8）。No.6 では柱・梁接合部に羽子板ボルトを 2 個設置したため、管柱頂部の接合部近傍で柱の曲げ破壊を生じたが、No.7、No.8 では羽子板ボルト 1 個であるため回転拘束が弱く、接合部近傍での管柱の曲げ破壊は生じなかった。

）石膏ボードの損傷

No.8 では、X 方向筋かいのある面に室内側から石膏ボード（1 階 3 枚、2 階 4 枚）

が張られている。1 階の石膏ボードは加振 6sec.前後のピーク値で 3 枚中 2 枚がはずれ、2 階の石膏ボードは加振 7~8sec.付近で 4 枚中 2 枚がはずれている。いずれの石膏ボードも破壊モードは釘のパンチアウトであった(写真 9)。No.7 と No.8 の変形を比較すると加振 3 秒前後の変位のピーク値は No.7 では 332mm に対し No.8 では 220mm と石膏ボードを張ることにより変形が抑えられたことがわかる。この変形量の差が、No.8 の筋かいの損傷の発生時刻の遅れにも貢献したものと考えられる。

c) まとめ

木造住宅において 1 階のみが崩壊する建物および接合部に金物を用いない建物の倒壊プロセスを把握することができた。

3) 第2次振動台実験の実験結果分析

振動台実験の分析結果について報告する。

a) 変位性状

表2に1階、2階の層間変位および層せん断力を、図8に各ピーク時の変形状を表した図を示す。荷重は、各階の質量（その2.2参照）に各階の計測加速度を乗じて算出しており減衰項を含んでいる。図8より、No.7では加振最初のピークを経験後、変形が1方向に偏ること、また建物の変形が直線的になることが分かる。No.6、No.8ではいずれも建物の変形が弓形になることが分かる。No.6のみ通し柱が折損したのは、接合部に金物を用いていたためと考えられる。

表2 変形のピーク値 (mm)

	1F			2F		
	No.6	No.7	No.8	No.6	No.7	No.8
- ₁ X	-38.12	-54.38	-36.81	-16.72	-35.40	-11.35
+ ₁ X	154.45	335.23	220.00	85.01	236.84	119.68
- ₂ X	-241.40	93.73	-139.80	-103.80	-	-60.70
+ ₂ X	218.34	517.58	428.48	143.15	536.86	203.26
- ₃ X	-	123.79	-301.57	-	72.86	-248.90

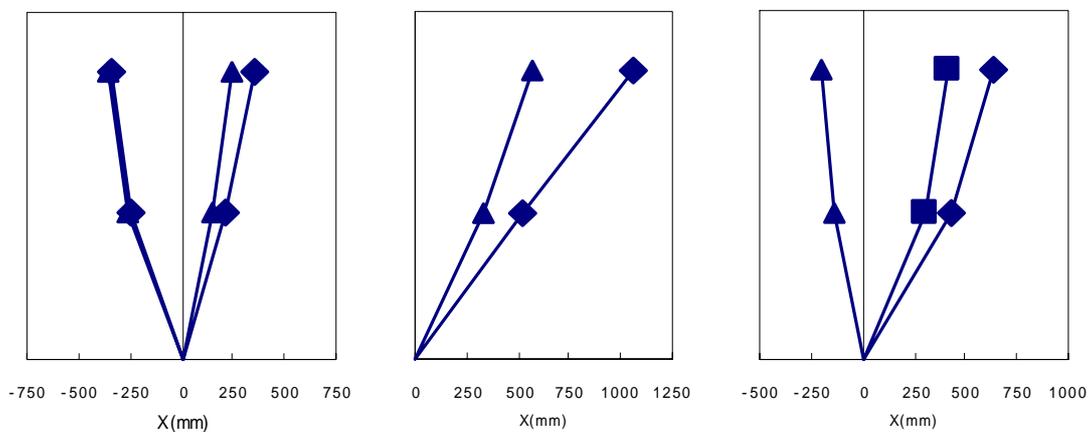


図8 ピーク時の変形

b) 荷重変形関係と損傷

図9に、加振0.00~3.52sec.(=ループ(1))、3.52~5.88sec.(=ループ(2))、5.88~倒壊(=ループ(3))におけるNo.6~No.8の荷重変形曲線を示す。図中印は、1階筋かいのはずれ、座屈が生じた瞬間を示す。各ループの剛性に影響を与える現象を表3に示す。表より、損傷と剛性・耐力の変化が良く対応していることが確認できる。

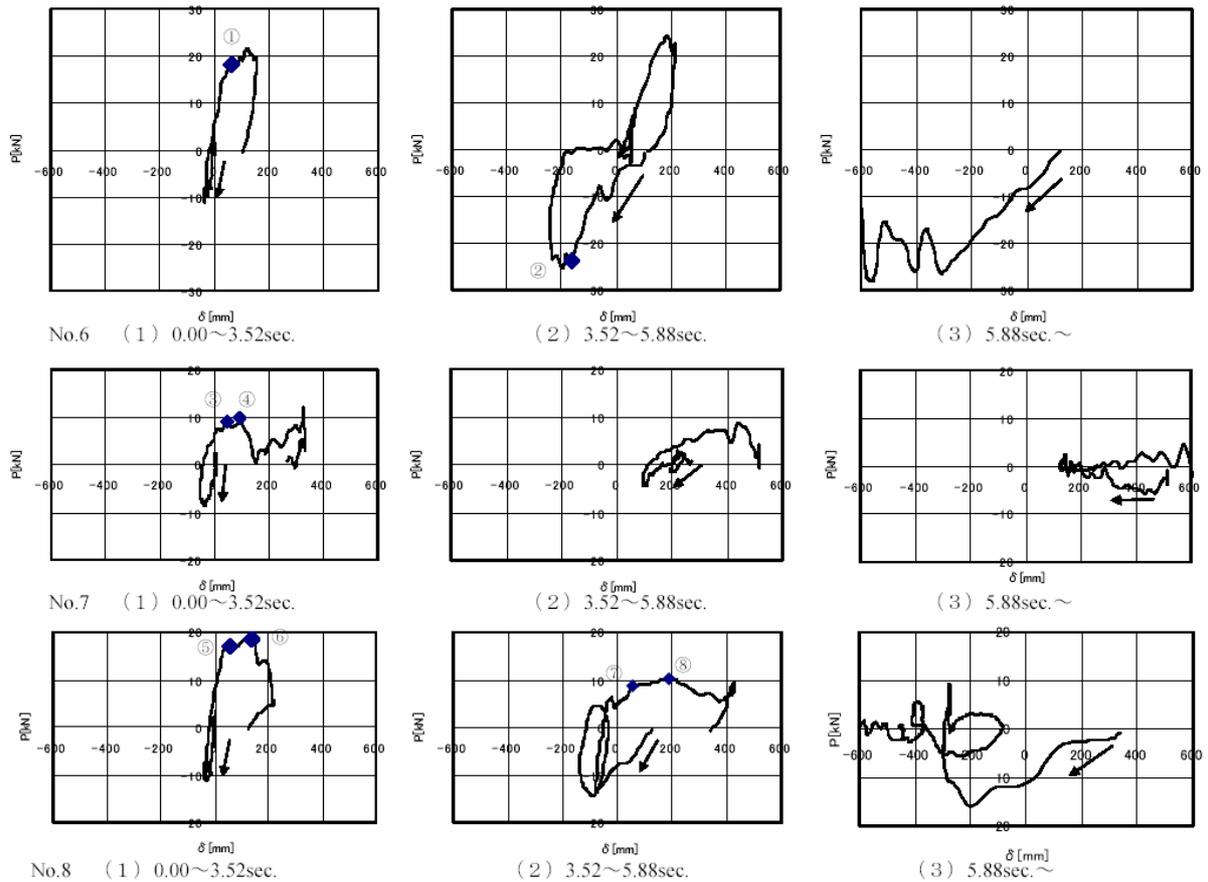


図9 1階の荷重変形曲線の変化

表3 各ループの損傷

No.6	引張筋かいはずれ・踏み外し(2本)
	圧縮筋かい座屈
No.7	引張筋かいはずれ・踏み外し(2本)
	圧縮筋かい座屈
No.8	引張筋かいはずれ・踏み外し(2本)
	圧縮筋かい座屈
	石膏ボードはずれ

c) 各ループの剛性

表4に各ループの正負第1勾配および第2勾配を示す。常時微動およびランダム波加振10gal時の固有振動数から算出した剛性もあわせて示す。

) 常時微動剛性・ランダム波剛性との比較

フルスケール加振結果の荷重変形曲線から算出した剛性と常時微動とランダム波から算出した剛性を比較すると、No.6、No.7では両者の差は10~15%程度となるが、No.8では35~45%程度フルスケール加振結果の剛性が低い。石膏ボードによる地震時剛性の上昇

は、微動剛性における剛性の上昇ほど大きくないことが確認できる。

表 4 各ループの剛性

		No.6	No.7	No.8	No.6	No.7	No.8
常時微動		1.309	0.733	1.395			
ランダム波		0.901	0.619	1.176			
JR 鷹取 Full Scale				剛性低下率 (/ _n KX ₁)			
0.00 ~ 3.52 sec.	- ₁ KX ₁	0.843	0.629	0.672	-	-	-
	- ₁ KX ₂	0.273	0.070	0.092	0.324	0.111	0.137
3.52 ~ 5.88 sec.	+ ₁ KX ₁	0.300	0.135	0.326	0.356	0.215	0.485
	+ ₁ KX ₂	0.070	0.018	0.022	0.233	0.133	0.067
5.88 ~	- ₂ KX ₁	0.156	0.040	0.065	-	-	-
	- ₂ KX ₂	0	0.000	-	0.000	0.000	-
5.88 ~	+ ₂ KX ₁	0.156	0.040	0.062	1.000	1.000	0.954
	+ ₂ KX ₂	0	0.000	0.011	0.000	0.000	0.177
5.88 ~	- ₃ KX ₁	0.006	-	0.025	-	-	-

）各ループの剛性の変化

ループ(1)の(-X)における剛性低下率(-1KX₂/ -1KX₁)は、No.6 では 32.4%に対し No.7、No.8 では 11.1%、13.7%に低下しており、金物の有無による影響と考えられる。また(-X)と(+X)の第1勾配を比較すると、No.6 では 36%、No.7 では 21%、No.8 では 49%に低下している。No.7 に比べ No.8 の剛性低下率が低いのは、石膏ボードの効果によると考えられる。ループ(2)の-2KX₁をみると、No.6 は No.7 の 3.9 倍、No.8 の 2.4 倍と高い剛性を有することがわかるがこれは筋かいの石膏ボードの剛性の差によると考えられる。

）各ループの耐力の変化

各ループの最大耐力を表5に示す。ループ(1)の(-X)における最大耐力は、No.6、No.7、No.8 それぞれ-11.34 kN、-8.69kN、-11.16kN であり、若干 No.7 が No.6、No.8 に比べ低い値となる。(+X)における最大耐力は、それぞれ 21.45kN、9.95、18.88kN となり、No.7、No.8 は No.6 の 0.46 倍、0.88 倍の耐力を有する。ループ(2)の(-X)における最大耐力は、No.6、No.7、No.8 それぞれ-24.50kN、-4.51kN、-14.33kN であり、No.7、No.8 は No.6 の 0.18 倍、0.59 倍の耐力を有する。(+X)における最大耐力は、それぞれ 24.08kN、5.55kN、8.75kN となり、No.6、No.8 は No.7 の 0.36 倍、0.44 倍の耐力を有する。No.7 の耐力は、ループ(1)の(+X)以降金物による影響が耐力に大きく現れていると考えられる。また、No.8 の耐力について、ループ(1)では No.6 と同程度であるが、ループ(2)では No.6 の 44.1~63.9%の耐力となり、筋かいの石膏ボードの耐力の差と考えられる。

表5 1階各ループの耐力 (kN)

	No.6	No.7	No.8	No.7/No.6	No.8/No.6
- ₁ X	-11.34	-8.69	-11.16	0.77	0.98
+ ₁ X	21.45	9.95	18.88	0.46	0.88
- ₂ X	-24.50	-4.51	-14.33	0.18	0.59
+ ₂ X	24.08	8.75	10.61	0.36	0.44
- ₃ X	-25.81	-5.79	-16.50	0.22	0.64

d) まとめ

荷重変形曲線を考察した結果、剛性・耐力の変化と損傷の関係を明らかにすることができた。また金物および石膏ボードが剛性・耐力に与える影響について明らかにすることができた。

4) 旧構法木造住宅振動台実験まとめ

第 1 次振動台実験と第 2 次振動台実験結果との比較を踏まえた旧構法木造住宅振動台実験のまとめを報告する。

a) 試験体特性

本報で比較・検討を行う試験体は第 1 次振動台実験から No.1、No.4、第 2 次振動台実験から No.6、No.7、No.8 である。試験体の特性を表 6 に示す。No.1 と No.7 および No.8 は、接合部金物の有無および石膏ボードの有無について、No.4 と No.6 は木ずりの有無について、比較を行う。表 7 および表 9 に、No.1 および No.4 の加振 0~6sec.における変形および荷重のピーク値を示す。また表 8 に、常時微動およびランダム波から算出した剛性および各ループの第 1 勾配および第 2 勾配を示す。

表 6 試験体特性

	No.1	No.4	No.6	No.7	No.8
耐力要素	筋かい	筋かい+木ずり		筋かい	筋かい+石膏ボード
金物	T型金物、羽子板ボルト、火打ボルト			羽子板ボルト、火打ボルト	
固有振動数	2.02	1.76	2.15	1.86	2.34

表 7 変形および荷重のピーク値 (No1, No1/No.7)

		変形(mm)		荷重(kN)	
		1F	2F	1F	2F
No.1	-1X	-36.37	-21.45	-13.51	-6.29
	+1X	205.6	84.15	19.69	8.36
	-2X	-310.67	-127.55	-18.96	-6.6
	+2X	314.23	253.45	12.30	9.04
No.1/No.7	-1X	0.669	0.606	1.55	3.44
	+1X	0.613	0.355	1.62	2.56
	-2X	-3.315	-1.353	-6.09	4.48
	+2X	0.607	0.472	1.41	2.16
No.8/No.7	-1X	0.656	0.505	1.29	1.22
	+1X	-0.709	-0.363	1.55	1.29
	-2X	0.828	0.379	-4.66	2.50
	+2X	-	-	1.09	1.17

表 8 各ループの剛性 (kN/mm)

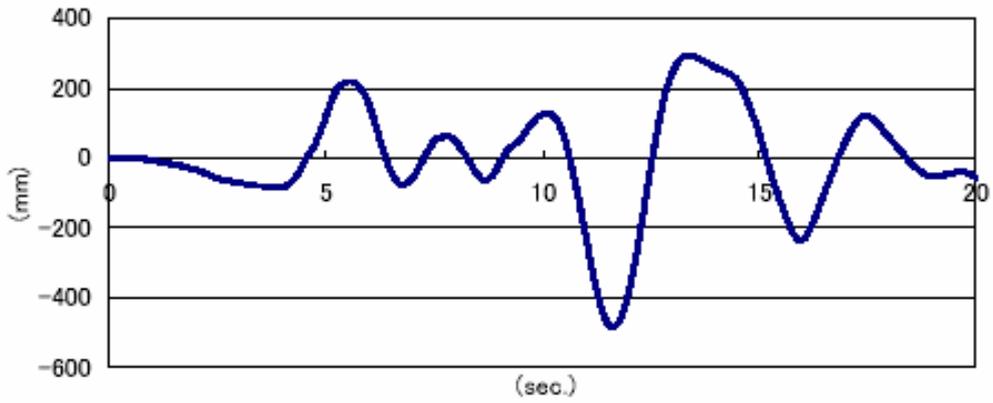
	No.1	No.4	No.1/No.7	No.8/No.7	No.4/No.6
常時微動	1.073	0.657	1.46	1.90	0.50
ランダム波	0.776	0.556	1.25	1.90	0.62

JR 鷹取波

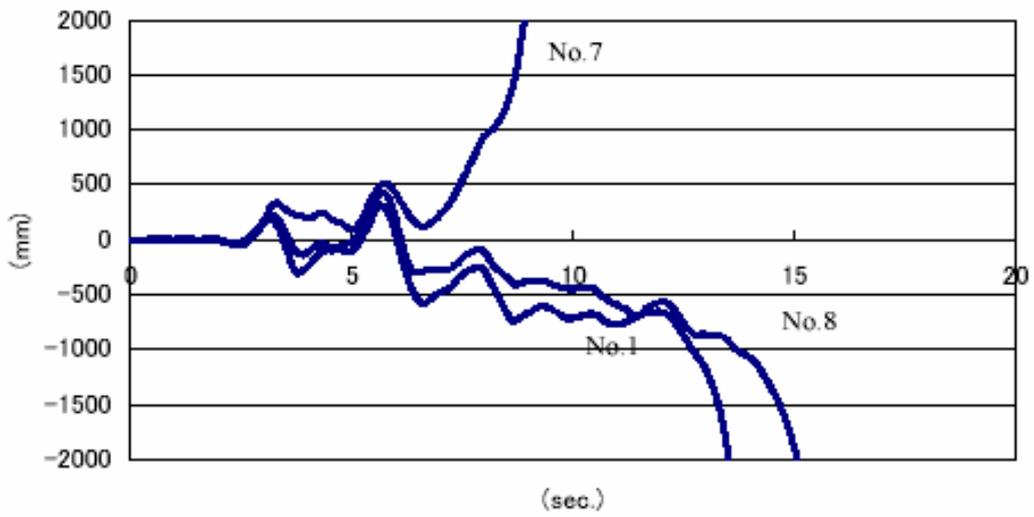
0.00 ~	- ₁ KX ₁	0.71	0.577	1.13	1.07	0.68
	- ₁ KX ₂	0.33	0.227	4.71	1.31	1.62
3.52 sec.	+ ₁ KX ₁	0.4	0.195	2.96	2.41	0.65
	+ ₁ KX ₂	0.036	0.044	2.00	1.22	0.63
3.52 ~	- ₂ KX ₁	0.09	0.034	2.25	1.63	0.22
	- ₂ KX ₂	0.023	0	-	-	-
5.88 sec.	+ ₂ KX ₁	0.038	0.035	0.95	1.55	0.22
	+ ₂ KX ₂	-	0.007	-	-	-
5.88 ~	- ₃ KX ₁	0.05	0.004	-	-	0.67

表 9 変形および荷重のピーク値 (No4, No6/No.4)

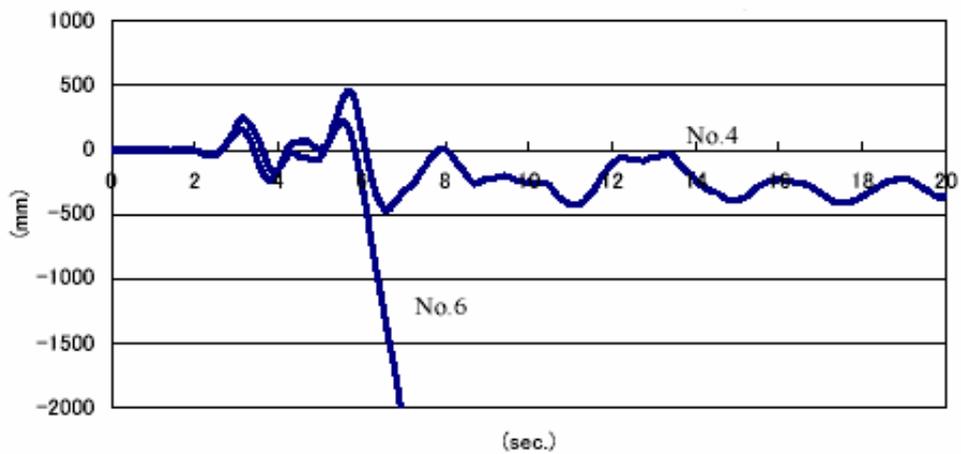
		変形(mm)		荷重(kN)	
		1F	2F	1F	2F
No.4	- ₁ X	-41.18	-19.42	-12.22	-5.75
	+ ₁ X	251.02	131.48	19.28	3.15
	- ₂ X	-173.08	-76.22	-12.74	-4.81
	+ ₂ X	463.02	330.38	13.22	10.95
No.6/No.4	- ₁ X	0.93	0.89	0.93	0.47
	+ ₁ X	0.62	0.65	1.11	1.42
	- ₂ X	1.39	1.36	1.96	1.77
	+ ₂ X	0.47	0.43	1.82	0.55



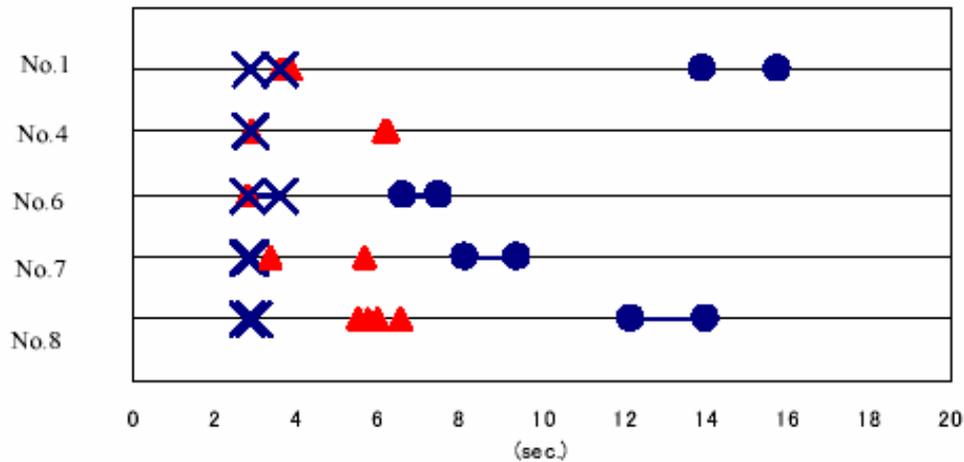
(1) 振動台変位



(2) 1 階層間変位 (No. 1、No. 7、No. 8)



(3) 1 階層間変位 (No. 4、No. 6)



(4) 建物の損傷

図 1 0 試験体の挙動と損傷

(× は 1 階筋交、 * は 2 階筋交を、 △ は倒壊開始時刻を表す)

b) 結果と考察

1) 金物の有無による影響 (No.1、 No.7)

No.1、 No.7 について、1 階筋かいはいずれも加振最初のピーク(+1X)で全て破損している。しかし表 7 より 1 階層間変位および荷重をみると、No.1 が 205.60mm(1/14.3rad.)、19.69kN に対し No.7 では 335.23mm (1/8.8rad.)、12.19kN であり、金物を用いた方が変形は 0.61 倍小さく、荷重は 1.62 倍大きくなっている。また表 8 より各ループの剛性をみると、- 1KX2 以降、No.1 の方が No.7 に比べ 2 ~ 4.7 倍剛性が高いことがわかる。倒壊過程について、図 1 0 (4)より No.1 では 3 度のピークを経験後変形が 1 方向に偏り、15.87sec.で倒壊に至ったのに対し、No.7 では金物を用いていないため、加振最初のピーク経験後に変形が 1 方向に偏り、7.00sec.で倒壊に至っている。

2) 石膏ボードの有無による影響 (No.7、 No.8)

No.7 と No.8 について、1 階筋かいはいずれも加振最初のピークで全て破損している。しかし表 7 より 1 階層間変位および荷重をみると、No.8 では 220.00mm(1/13.4rad.)、18.88kN に対し、No.7 では 335.23mm (1/8.8rad.)、12.19kN であり、石膏ボードを用いた方が変形は 0.66 倍小さく、荷重は 1.55 倍大きくなっている。また各ループの剛性をみると、- 1KX1 以降、No.8 の方が No.7 に比べ 1.1 ~ 2.4 倍剛性が高いことがわかる。倒壊過程について、図 1 0 (4)より No.8 では 3 度のピークを経験後変形が 1 方向に偏り、15.87sec.で倒壊に至ったのに対し、No.7 では金物を用いていないため、加振最初のピーク経験後に変形が 1 方向に偏り、7.00sec.で倒壊に至っている。

3) 木ずりの有無による影響 (No.4、 No.6)

No.4、 No.6 について、No.4 では 1 階筋かい加振最初のピーク (+1X) で全て破損しているが、No.6 では木ずりにより座屈破壊するのを免れている。表 9 を見ると、(+X) では 1 階、2 階とも No.6 の変形が No.4 に比べ 0.4 ~ 0.6 倍小さい。また荷重について、

(+1X)のピーク値はNo.4が19.28kN、No.6が21.46kNと同程度であるが、(-2X)および(+2X)のピーク値ではNo.4が±12~13kNに対し、No.6では±24~25kNと1.1~1.8倍大きな荷重を維持していることがわかる。

) 通し柱の曲げ破壊について

No.4では通し柱の折損は見られなかったがNo.6では通し柱の折損が見られた。折損が生じた時刻(6.00sec.)の1階と2階の層間変位をみると、No.6では1階が-259.02mm、2階が-92.42mm、両者の層間変位の差は166.78mmに対し、No.4では1階と2階の層間変位の差は最大でも130mmであった。また、No.4に比べNo.6の1階荷重は最大1.8倍程度大きいことから、1階に荷重と変形が集中したため通し柱の折損が生じたと考えられる。

c) まとめ

第1次および第2次振動台実験結果より、

- (1) 木造住宅の倒壊過程について、1階と2階が同時に倒壊する倒壊モード、1階のみが倒壊するモード、倒壊後部材がバラバラになる倒壊モードを明らかにすることができた。
- (2) 接合部の金物が剛性・耐力を上昇させる点で効果的であることが確認できた。
- (3) 石膏ボードをはじめ面材による補強は、接合部を金物で固定していなければ、十分な補強効果を期待することは難しいことが確認できた。
- (4) 木ずりに筋かいの座屈を防ぐことはできたが、引張力によりはずれ、踏み外しその機能を失ったことから、補強に際しては筋かいのはずれ、踏み外しを防止する方法が必要である。

(d) 結論ならびに今後の課題

木造住宅において1階のみが崩壊する建物および接合部に金物を用いない建物の倒壊プロセスを把握することができた。

木造住宅の倒壊過程について、1階と2階が同時に倒壊する倒壊モード、1階のみが倒壊するモード、倒壊後部材がバラバラになる倒壊モードを明らかにすることができた。接合部の金物が剛性・耐力を上昇させる点で効果的であることが確認できた。石膏ボードをはじめ面材による補強は、接合部を金物で固定していなければ、十分な補強効果を期待することは難しいことが確認できた。

微小振幅レベルの加振実験により、試験体の固有振動数と減衰定数を確認した。また、加速度記録から求めた積分変位により層間変形と層の履歴特性を抽出する可能性を示した。

荷重変形曲線を考察した結果、剛性・耐力の変化と損傷の関係を明らかにすることができた。また金物および石膏ボードが剛性・耐力に与える影響について明らかにすることができた。

木ずりに筋かいの座屈を防ぐことはできたが、引張力によりはずれ、踏み外しその機能を失ったことから、補強に際しては筋かいのはずれ、踏み外しを防止する方法が必要である。

今後は実験結果を考慮した効果的な補強方法について検討を行う。

(e) 引用文献

- 1) 腰原幹雄, 水沼祥一, 五十田博, 河合直人: 既存木造住宅耐震性向上に関する総合的研究 その9 実大振動台実験結果(多方向試験体倒壊過程), 日本建築学会大会学術講演梗概集(構造), pp.215-216, 2003年9月
- 2) 河合直人, 腰原幹雄, 水沼祥一, 五十田博: 既存木造住宅耐震性向上に関する総合的研究 その10 実大振動台実験結果(多方向試験体における剛性の変化), 日本建築学会大会学術講演梗概集(構造), pp.217-218, 2003年9月

(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
	木造建物倒壊実験	TBSテレビニュースPM6 NHKテレビニュースPM7	平成16年3月23日 平成16年3月23日
箕輪 親宏 坂本 功 鈴木 祥之 岡田 恒 他 4名	既存木造住宅の耐震性向上に関する総合的研究 その15 平成15年度の研究の概要と研究全体像	2004年度建築学会大会, 主催: 日本建築学会, 場所: 北海道大学	平成16年8月29日 ~ 31日 (発表予定)
坂本 功 箕輪 親宏 荒木 康弘 腰原 幹雄 藤田 聡 豊島 学	既存木造住宅耐震性向上に関する総合的研究 その22 実大振動台実験概要	同上	同上
古屋 治 藤田 聡 豊島 学 三輪 晋也 腰原 幹雄	既存木造住宅の耐震性能向上に関する総合的研究 その23 実大振動台実験における画像計測方法2	同上	同上
三輪 晋也 豊島 学 箕輪 親宏 腰原 幹雄 五十田 博	既存木造住宅の耐震性向上に関する総合的研究 その24 実大振動台実験における試験体の振動特性	同上	同上
河合 直人 荒木 康弘 腰原 幹雄 坂本 功 五十田 博 槌本 敬太	既存木造住宅耐震性向上に関する総合的研究 その25 実大振動台実験結果(倒壊過程)	同上	同上

荒木 康弘 腰原 幹雄 坂本 功 槌本 敬太 五十田 博 西山 誕生	既存木造住宅耐震性向上 に関する総合的研究 その 26 第 2 次振動台実 験の実験結果分析	同上	同上
西山 誕生 箕輪 親宏 五十田 博 槌本 敬太 荒木 康弘 坂本 功	既存木造住宅耐震性向上 に関する総合的研究 その 27 旧構法木造住宅 振動台実験まとめ	同上	同上

(g) 特許出願，ソフトウェア開発，仕様・標準等の策定

1)特許出願

なし

2)ソフトウェア開発

名称	機能
なし	

3) 仕様・標準等の策定

なし

(3) 平成 16 年度業務計画案

a) 業務計画

本研究では、木造建物の実大および要素試験体を用いた 3 次元振動台実験を実施して、E - ディフェンスに於いて、将来、実施予定の移築木造建物の 3 次元振動動破壊実験の参考データを取得解析し、E - ディフェンス実験に役立てると共に、木造建物の耐震診断、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と併せて木造建物の耐震性向上を図る。

b) 実施方法

移築模擬小型木造建物試験体を製作し、中規模 3 次元振動台において破壊実験を行う。

c) 目標

移築に於ける諸条件の木造建物被害に与える影響に付いてのデータを取得し、E - ディフェンス実験の参考とするとともに、木造建物の耐震診断、耐震補強に関するデータを取得することを目標とする。