

3.4.5 木造建物の耐震性に関する中規模震動台実験

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 ヶ年の年次実施計画（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
 - 1) はじめに
 - 2) 実験概要
 - 3) 画像計測手法の精度向上の検討
 - 4) さまざまな倒壊モードの実現
 - 5) 実験結果
- (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 16 年度業務計画案

(1) 業務の内容

(a) 業務題目

木造建物の耐震性に関する中規模震動台実験

(b) 担当者

所属機関	役職	氏名	メールアドレス
東京大学	教授	坂本 功	sakamoto@buildcon.arch.t.u-tokyo.ac.jp
	助手	腰原 幹雄	koshi@buildcon.arch.t.u-tokyo.ac.jp

(c) 業務の目的

木造建物の実大および要素試験体を用いた3次元振動台実験の計画・データ解析を行い、E-ディフェンスに於いて、将来、実施予定の木造建物の3次元震動破壊実験に役立てると共に、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カ年の年次実施計画（過去年度は、実施業務の要約）

1) 平成14年度：

木造建物の実大試験体4体を用いた3次元振動台実験の計画・実施。

入力地震動の方向の組み合わせ（1次元、2次元、3次元）の組み合わせによる影響

2層同時倒壊モードの追跡

木造建物の倒壊までの計測方法の検討

2) 平成15年度：

木造建物の実大試験体3体を用いた3次元振動台実験の計画・実施。

1層倒壊モードの追跡

部材崩壊モードの追跡

面材要素をもつ木造建物の倒壊モードの追跡

木造建物の倒壊までの計測方法の精度向上

3) 平成16年度：

平成14年度実施の移築構面試験体の新築再現試験体を用いた実大振動台実験の計画・実施とE-ディフェンスの実験に関する資料を得る。

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計測する。また、計測手法の精度の向上を図る。

(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の手法を確立した。また、画像計測法による倒壊実験時の変位計測の精度を向上させた。

(b) 業務の実施方法

1 層倒壊モードで倒壊する試験体、部材崩壊モードで倒壊する試験体、不完全な耐震補強などを想定した面材要素をもつ試験体を計画する。この試験体を振動台上で加振し、画像計測法などを用いて変位、加速度などを計測することにより、木造住宅の倒壊プロセスを明らかにした。

(c) 業務の成果

1)はじめに

本研究は、1981 年の建築基準法改正以前の仕様を再現した木造軸組構法 2 階建ての実大試験体を 3 体作成し、旧仕様の木造住宅の耐震性能および倒壊現象について、実大振動台実験を通して明らかにすることを目的とする。特にさまざまな倒壊モードについてその倒壊プロセスを明らかにすることを目的とする。

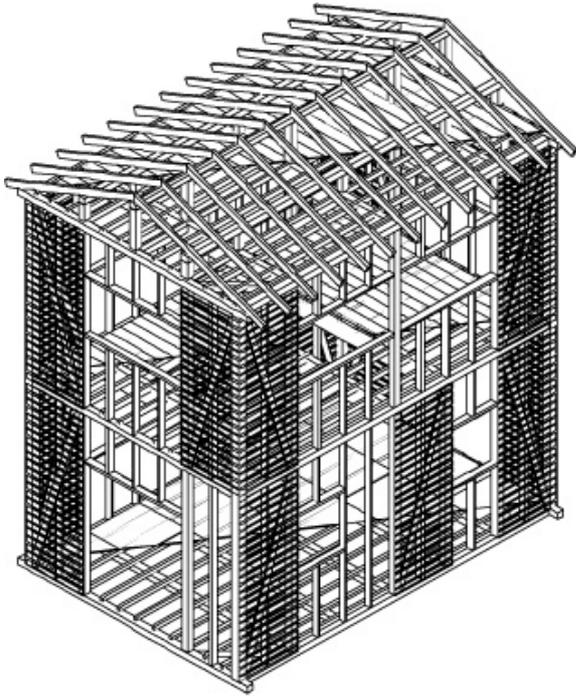
2)実験概要

試験体は、図 1、2 のような梁間方向 3640mm、桁行方向 5460mm の平面を持つ、階高 1 階 2940mm、2 階 2880mm、高さ 5820mm の 2 階建の木造軸組構法試験体である。試験体は、築 30 ~ 40 年の木造住宅の基本性能を把握するために、1981 年の建築基準法改正以前の仕様とし、1979 年住宅金融公庫木造住宅工事共通仕様書に準じるものとした。また、異なる倒壊モードについてその倒壊過程を明らかにすることを目的とすることから、試験体には以下の特徴を設けた。

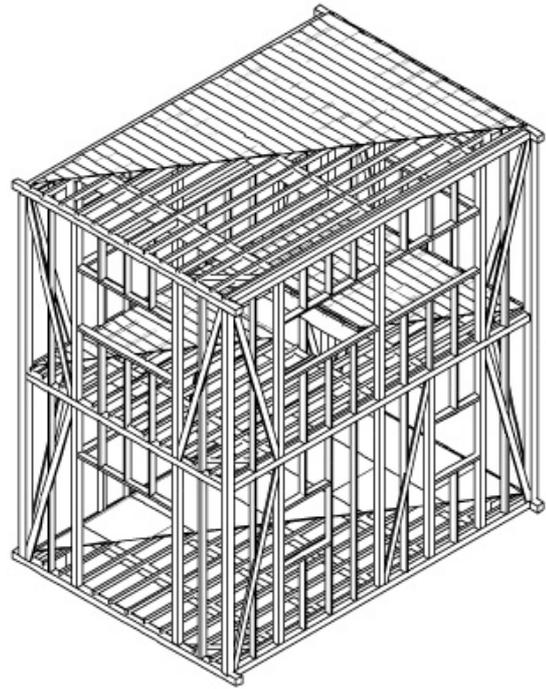
筋かいの本来の性能を発揮させるために筋かいに木ずりを張った試験体 (試験体 No.6)

接合部に金物を用いない試験体 (試験体 No.7)

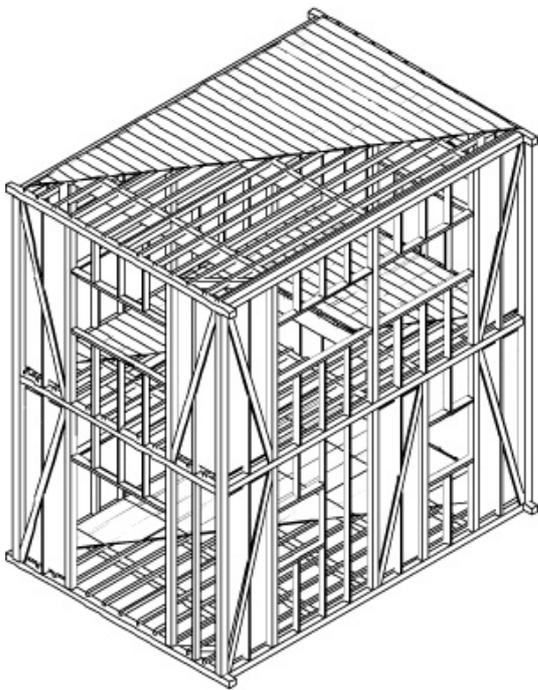
の仕様に補強材として石膏ボード (910×2400、12.5mm 厚) を張った試験体 (試験体 No.8)



No.6

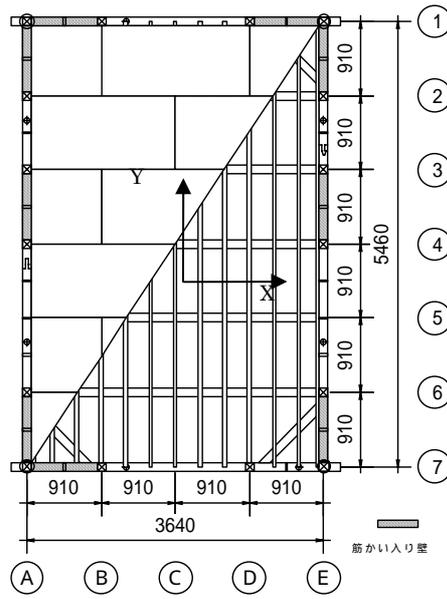


No.7

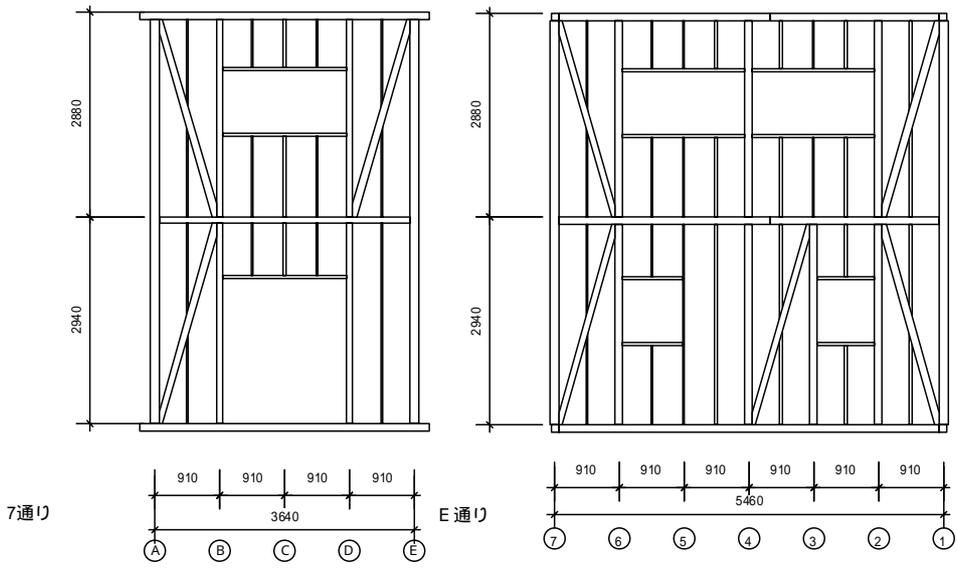


No.8

図 1 試験体鳥瞰図



(1) 平面図



(2) 立面図

図2 試験体平面図・立面図

）計測計画

本研究では木造住宅の倒壊現象を追跡するため、前年度と同様にビデオ映像を用いた画像計測手法を用いて変位量を計測した。その他、各階加速度、柱脚の浮き上がり、筋かい・柱の歪を計測した。

）試験体仕様

各部仕様 1979年住宅金融公庫木造住宅工事共通仕様書に基づいて、木材、金物を表1のような仕様とした。[]内は公庫の記述を示し、公庫と異なる仕様の部位である。また接合部については、築30～40年の建物では接合部に金物を用いていない場合が大多数である、という既存木造住宅の実態調査に基づき、金物を用いた場合(No.6)とは別に、金物を用いない場合(No.7、No.8)の仕様も示した。

試験体重量 試験体、錘重量を表2に示す。試験体自重は比重を0.6として計算した。屋根には2階壁上半分を、2階には1階壁上半分と2階壁下半分の重量を含む。積載荷重は、小屋高さに屋根荷重として1500kgf、2階床レベルに積載荷重として2000kgfの錘を配置した。錘は1個500kgfのものをそれぞれの階に梁上に対称に配置した。ただしNo.6については、小屋高さに屋根(棟木・母屋・束・垂木)を作成したことから、その分屋根荷重を減じた。

壁量 地震力に対する壁量は、前年度と同様にX方向は1960年改正基準法最低量の壁量を、偏心が生じるように配置し、Y方向は現在の必要壁量最低限(耐力換算による)の壁量を配置した。

いずれの場合も、三ッ割筋かいの壁倍率を1.5倍、耐力を $1.96 \times 1.5 = 2.94$ (kN)として算出した。また、No.6では筋かいの踏み外し防止のため木ずりを用いたが、木ずりの両端と間柱の部分をそれぞれN50釘1本留めとし、耐力の上昇は期待しないものとした。

またNo.8の石膏ボードは、筋かいの配置する部分に室内側から、壁の4周および間柱部分にGN40釘を150mm間隔で打った。

）入力地震動

振動台実験は、JR 鷹取波フルスケールで倒壊させることとし、その前に試験体に余計な損傷を与えないため、中小地震による加振は行わなかった。また、試験体間のバラツキ、計測器のチェックのために矩形波およびランダム波をX、Y、Zの方向に、JR 鷹取波30gal(=3.8%)を加振方向に入力した。

フルスケール加振における各試験体への入力方向を表3に示す。No.6はRTU成分3次元加振、No.7、No.8はR成分1次元加振とした。

表 1 各部材断面・仕様

木材		
部位	寸法	樹種
通し柱	120×120	ひのき
管柱	105×105	すぎ
梁	105×150 ~ 300	べいつが
胴差・桁	105×105	べいつが
筋かい	27×105[柱三つ割以上]	つが
床(荒板張)	厚 13	すぎ
金物 (No.6)		
アンカーボルト	M12@2730	
筋かい端部	FN65 釘 3 本打 [釘長さ 90mm 以上]	
柱上下端	T 型金物 FN65 釘 5 本打 [平金物]	
梁端部	大入れあり掛け羽子板ボルト締め (2 箇所)	
火打端部	渡りあごボルト締め	
金物 (No.7, No.8)		
アンカーボルト	M12@2730	
筋かい端部	FN65 釘 3 本打 [釘長さ 90mm 以上]	
柱上下端	FN65 釘 2 本打 [平金物]	
梁端部	大入れあり掛け羽子板ボルト締め (1 箇所)	
火打端部	渡りあごボルト締め	

表 2 試験体重量

		躯体重量(N)	木ずり面材(N)	錘重量(N)	Wi(N)	Σwi (N)	単位重量(N/m ²)
No.6	屋根	7134	3712	1225	230	2309	1162
	2 階	11152	1975	1960	327	5582	2809
No.7	屋根	7134	0	1470	218	2183	1099
	2 階	11152	0	1960	307	5258	2646
No.8	屋根	7134	3720	1470	255	2555	1286
	2 階	11152	6946	1960	376	6325	3183

表 3 試験体地震動入力方向・成分

試験体 No	JR 鷹取波入力方向			
	X	Y	Z	
No.6	R	T	U	RTU 成分 3 次元
No.7	R			R 成分 1 次元
No.8	R			R 成分 1 次元

表 4 試験体の固有振動数と減衰定数

		No.6		No.7	No.8	
		前	後	-	前	後
固有振動数(Hz)	X	1.95	2.15	1.86	1.86	2.34
	Y	2.44	2.54	2.34	2.15	2.15
減衰定数	X	0.03	0.02	0.04	0.03	0.04
	Y	0.04	0.02	0.03	0.03	0.04

）試験体の固有振動数

各試験体のバラツキ、および各仕様の違いを把握するために加振前に常時微動を計測し固有振動数を、人力加振を計測し減衰定数を算出した。その結果を表 4 に示す。表中“前/後”は、木ずりまたは石膏ボードを張る前と後の固有振動数を表す。

No.6～No.8 の木ずり・石膏ボードを張る前の X 方向固有振動数は 1.86～1.95Hz とほぼ同程度と考えられる。固有振動数からは金物の効果はあまり見られない。No.6 および No.8 について、木ずりおよび石膏ボードを張った後の X 方向固有振動数は 2.44Hz、2.15Hz であり、それぞれ 1.10 倍、1.26 倍固有振動数が上昇しており、単純に剛性に換算してそれぞれ 1.21 倍、1.59 倍剛性が上昇していると考えられる。

3)画像計測手法の精度向上の検討

本振動台実験に際して、画像計測手法の計測精度向上の手法を新たに検討した。

計測装置は、昨年度と同様のものを用いて計測を行った。本計測は、二台以上の複数の CCDカメラでマーカを計測し、得られたデータに最小二乗法を適用することで計測誤差を平均化する。この場合、ある計測データに大きな計測誤差が含まれていると、その誤差が外乱となり全体の計測精度を劣化させることがある。今回、カメラ座標系に射影される三次元空間の分解能に着目した評価関数を設定することで、従来 of 計測精度を向上させる手法を検討した。図 3 に示すように、三次元空間の物体座標系においてマーカが Δx_c [mm]移動したとき、カメラの画面上におけるマーカの移動量が Δx_c , Δy_c [pixel]と仮定する。この場合、カメラ画面上での移動量が大きいほど分解能は優れていることになる。よって、カメラ画面上の移動量を各座標変数での評価関数として式(1)により評価し、任意のマーカに対して評価関数が高くなる計測カメラの組み合わせを求めることで計測精度の向上

が期待できる。

$$Ef_x = \sqrt{\left(\frac{\partial X_c}{\partial x}\right)^2 + \left(\frac{\partial Y_c}{\partial x}\right)^2}, \quad Ef_y = \sqrt{\left(\frac{\partial X_c}{\partial y}\right)^2 + \left(\frac{\partial Y_c}{\partial y}\right)^2}$$
$$Ef_z = \sqrt{\left(\frac{\partial X_c}{\partial z}\right)^2 + \left(\frac{\partial Y_c}{\partial z}\right)^2}$$

式(1)

計測対象へのマーカの設置は図 4 のように、昨年度と同一とし、試験体長辺側に 8 点、短辺側に 4 点、合計 24 点設置した。図 5 は、実験時の計測対象と計測用カメラの位置関係を示したものである。試験対象を囲むように配置し、試験対象の三次元的変位を計測した。カメラは、床から約 1.0[m]の高さで設置され、物体座標原点からの直線距離は、10[m] ~ 17[m]である。なお、計測時には、照明および自然光の影響を低減させることを目的として、カメラレンズに赤外線フィルターを設置した。また、画像計測結果の精度検証として、振動台テーブル情報から得られる振動台テーブル変位を用いた。

図 6 は、JR 鷹取波水平 1 軸加振実験時の振動台テーブルの変位計測結果である。図は、左列が振動台変位情報、中列が画像計測、右列が振動台情報と画像計測の差分である。また、上段が従来の画像計測方法 (Case I)、下段が先に示した評価関数を用いて計測精度を向上させた結果 (Case II) である。さらに、表 1 に主な計測誤差をまとめる。ここでは、Case I でカメラ No.7、8、9 の組み合わせを、Case II でカメラ No.7、8 を使用した。下段の結果が示すように、先に示した評価関数を用いて選定した計測カメラの組み合わせを適用することで計測精度が向上することが確認できる。また、昨年度実施した同様の計測結果に対しても本手法を適用することで精度が向上することを確認している。

図 7、8 は、同実験時の木造戸建住宅の 1 階、2 階の動的挙動を計測した結果である。左列より、X、Y、Z 方向、上段に従来の計測手法、下段に改良した手法による計測結果を示す。なお、Case I の組み合わせは同様であるが、Case II では、1 階の Y、Z 方向で先と同様の No.7、8 の組み合わせ、それ以外の 1 階 X 方向、2 階の X、Y、Z 方向では No.6、9 の組み合わせを使用した。また、表 2 に両結果の差分をまとめた。結果が示すように、カメラの組み合わせを適正化することで高周波のノイズのような計測誤差を低減することができ、結果として計測精度が向上していると考えられる。

本計測手法は、東京電機大学工学部建築学科 藤田研究室、東京都立工業高等専門学校 古屋研究室の協力にもとづいて実施された。

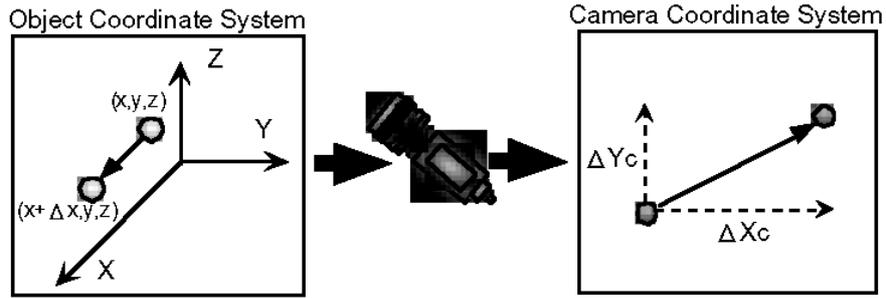


図3 各座標系でのマーカの移動量関係

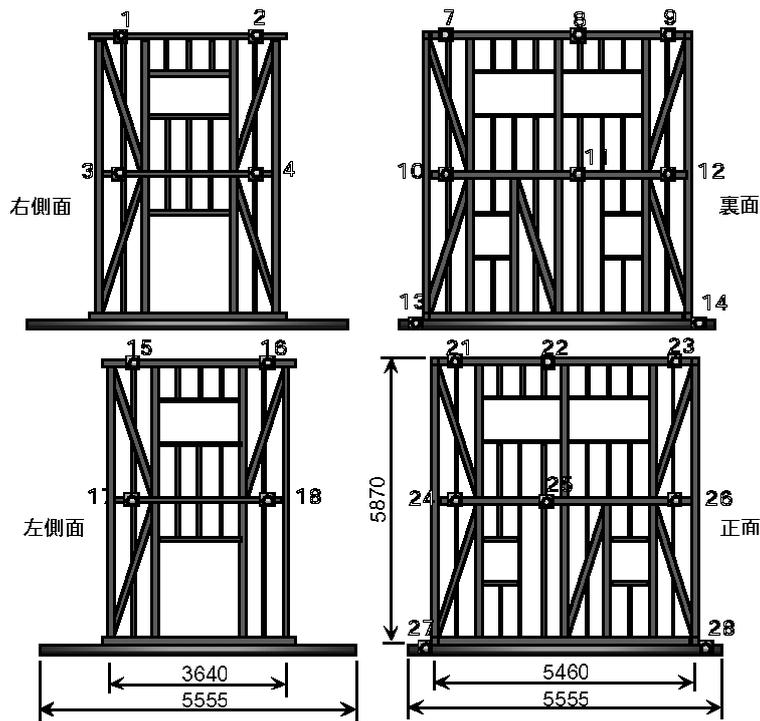


図4 マーカの設置状況

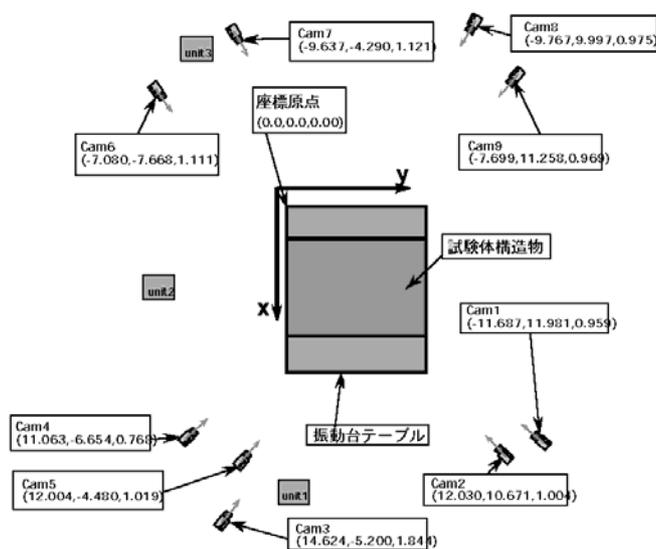


図5 計測用カメラの配置状況

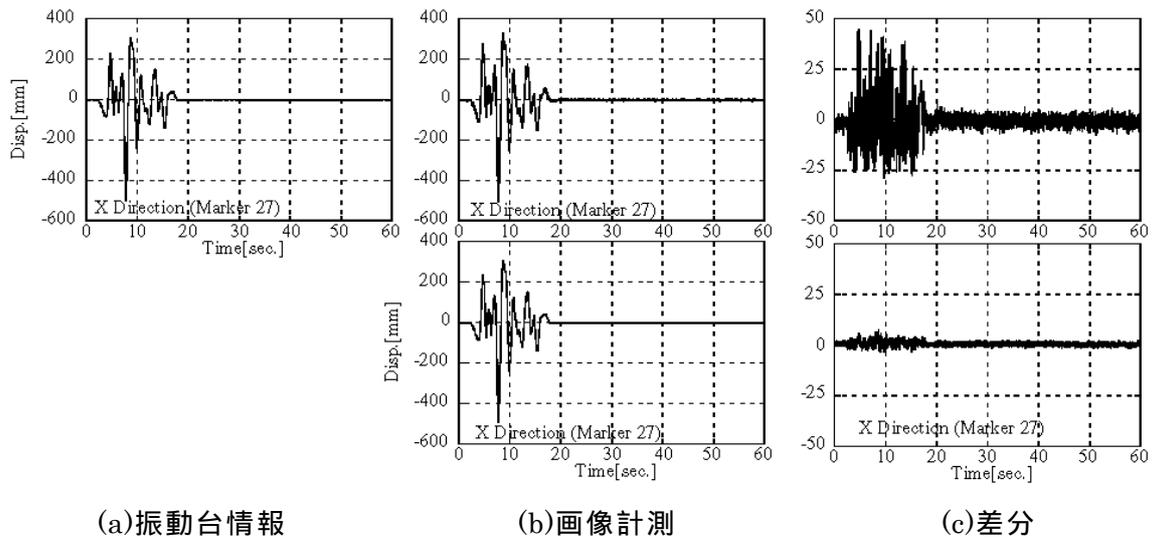


図6 振動計測結果例（振動台テーブル）

表5 振動台計測結果例 [mm]

	方向	最大計測誤差	RMS 誤差	最大値計測誤差
CASE	X	44.7	13.9	7.12
	Y	27.7	8.85	9.21
	Z	17.4	4.61	13.2
CASE	X	7.88	1.94	1.68
	Y	15.3	2.77	3.4
	Z	17.3	3.98	10.5

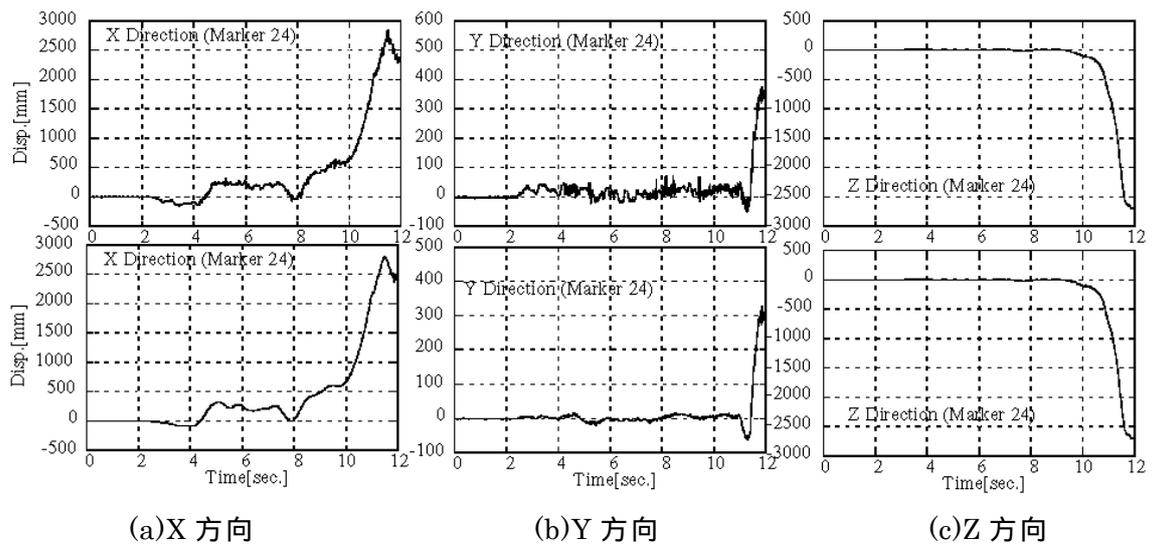


図7 振動計測結果例（1階）

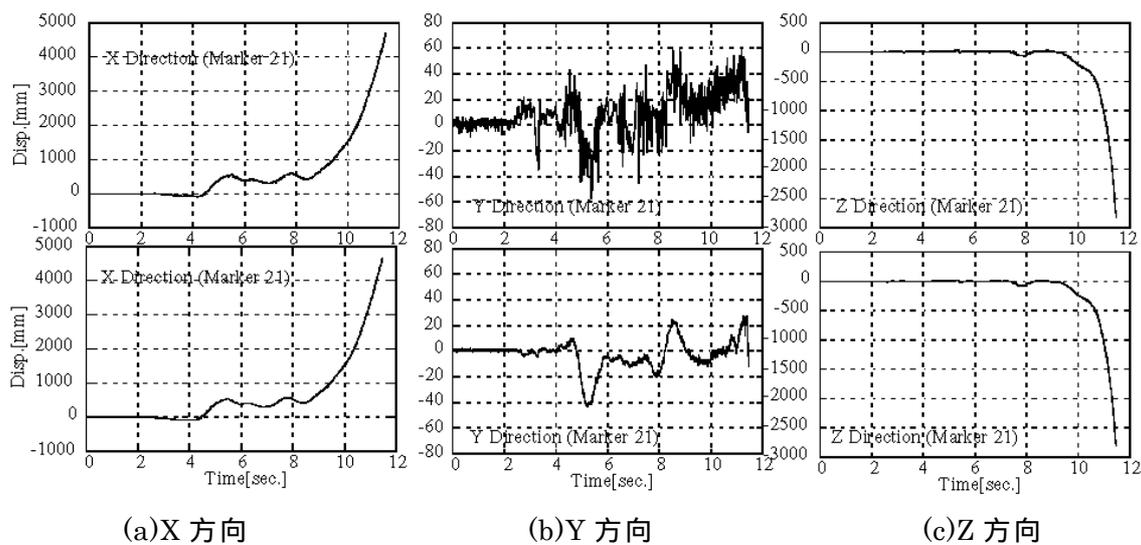


図 8 振動計測結果例 (2 階)

表 6 計測結果の最大差異[mm]

	X 方向	Y 方向	Z 方向
1 階	159.6	71.9	7.1
2 階	42.5	53.3	30.8

4)さまざまな倒壊モードの実現

昨年度の、実大振動台実験の倒壊モードは、1階、2階が同時に倒壊するものであった。しかし、木造建物の倒壊モードは、これ以外にも複数考えられる。過去の地震にみられる木造住宅の被害は、写真1のようなものが見られ、木造住宅の典型的な倒壊モードを分類すると、図9のようになる。これらの倒壊モードを実現するために、試験体 No.6~8 を計画した。



1階のみ倒壊



2階のみ倒壊



崩壊



柱脚の引き抜け

写真1 木造住宅の地震被害¹⁾

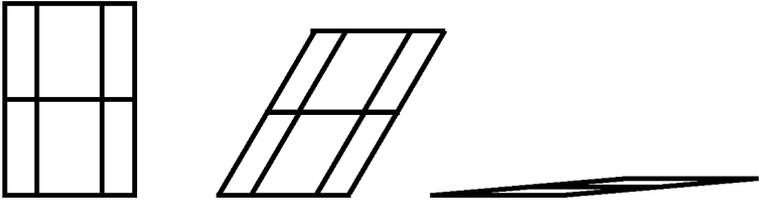
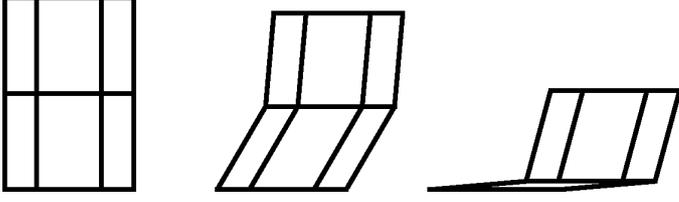
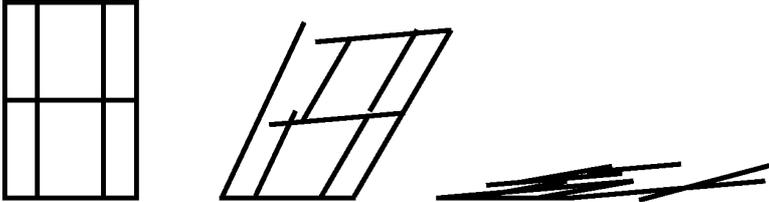
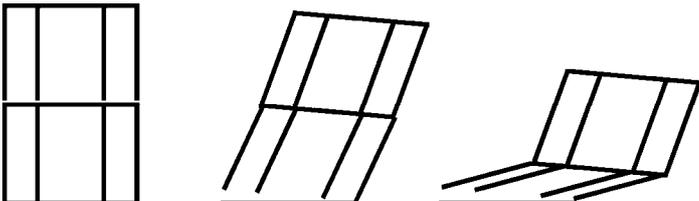
<p>No1～4 1階、2階とも倒壊</p> <p>旧構法による木造建物 (金物あり)</p> <p>2002年度実施済</p>	
<p>No.6 1階のみ倒壊</p> <p>相対的に2階の耐力が上昇している木造建物を想定。 内壁：石膏ボード 外壁：筋かい脱落防止木摺</p>	
<p>No.7 崩壊(分解)</p> <p>柱脚金物、引き寄せ金物にない木造建物想定。No.3との比較で金物補強効果の検証。</p>	
<p>No.8 柱脚の引き抜け</p> <p>不完全な耐震補強建物 接合部を十分補強しないまま、面材等で補強した建物など</p>	

図9 木造建物の倒壊モード

試験体 No.6 では、間取りの都合上木造住宅では 2 階の耐力が相対的に高くなりがちである。こうした場合、1 階のみ倒壊し、通し柱は曲げ破壊を起こすことになる。柱に曲げ破壊を生じさせるためには、以下のように 2 層の剛性を 1 層と同一剛性ならば、1 層が 222mm(=1/14rad.程度)の時に柱が曲げ破壊することになり、2 層の剛性を 1 層剛性の 2 倍、5 倍、10 倍とするとそれぞれ 192mm(=1/15.3rad.程度)、176mm(=1/16.7rad.程度)、171mm(=1/17.2rad.程度)の時、柱が曲げ破壊することになる。

柱の曲げ破壊に関する考察

Case1 : 2 層が剛体の場合

ばね 1 の変形量を d_1 、ばね 2 の変形量を d_2 とする。

$$d_1(x) = (P_1 + P_2) / k_1(x) \quad (1)$$

$$d_2 = P_2 / k_2 \quad 0 \quad (2)$$

1 層の変形量は(1)式で表される。

通し柱の 1 階部分を図 10 のような片持柱とみなす

(A 点 : 固定、B 点自由[ピン支点])

自由端 B に P の力が働くとき、片持柱の変形量 d は柱のヤング係数を E 、断面 2 次モーメントを I とすると

$$\delta d = \frac{Ph_1^3}{3EI} \quad (3)$$

これを変形して

$$P = \frac{3EI \cdot \delta d}{h_1^3} \quad (4)$$

$$A \text{ 端の曲げモーメントは } P \cdot h_1 \quad (5)$$

$$\text{曲げ応力度は } b = P \cdot h_1 / Z \quad (6)$$

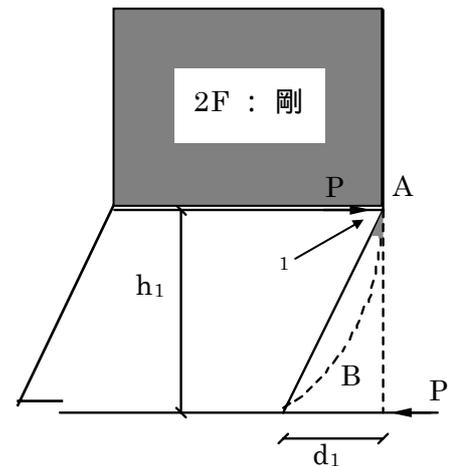


図 10 通し柱の変形角(1)

(1),(4),(6)式より、柱材の一边の長さを D とすると曲げ応力度は次式で表される。

$$\sigma_b = \frac{1.5 \cdot E \cdot D \cdot d_1(x)}{h_1^2} = \frac{1.5 \cdot E \cdot D \cdot Q_1}{h_1^2 \cdot k_1(x)} \quad (7)$$

b が 柱材の材料強度 F_b を越えるときが曲げ破壊時とすると、 $F_b < b$

$F_b = 38 \text{ N/mm}^2$ 、 $h_1 = 2940 \text{ mm}$ 、 $D = 120 \text{ mm}$ のとき

$F_b < b$

$$d_1(x) < 166 \text{ mm}$$

2 F を剛体と考えた場合、1F 層間変位が 166mm のとき、柱は曲げ破壊を生じる。

Case2 : 2層が剛体でない場合。

ばね 1 の変形量を d_1 、ばね 2 の変形量を d_2 とする。

$$d_1(x) = (P_1 + P_2) / k_1(x_1) \quad (2.1)$$

$$d_2 = P_2 / k_2(x_2) \quad (2.2)$$

1 層の変形量は(1)式で、2 層の変形量は(2)式で表される。

図 11 において、通し柱の 1 階部分の正味の变形角は

$$= d_1 - d_2 \quad (2.3)$$

1 階の変形量のうち による変形量 d は次式で表される。

$$\delta d = d_1 - \frac{h_1}{h_2} \cdot d_2 \quad (2.4)$$

通し柱の 1 階部分を片持柱とみなす

(A 点 : 固定、B 点自由[ピン支点])

自由端 B に P の力が働くとき、片持柱の変形量 d は柱のヤング係数を E 、断面 2 次モーメントを I とすると

Case1 と同様にして

$$P = \frac{3EI \cdot \delta d}{h_1^3} \quad (2.5)$$

A 端の曲げモーメントは $P \cdot h_1$ (2.6)

曲げ応力度は $\sigma_b = P \cdot h_1 / Z$ (2.7)

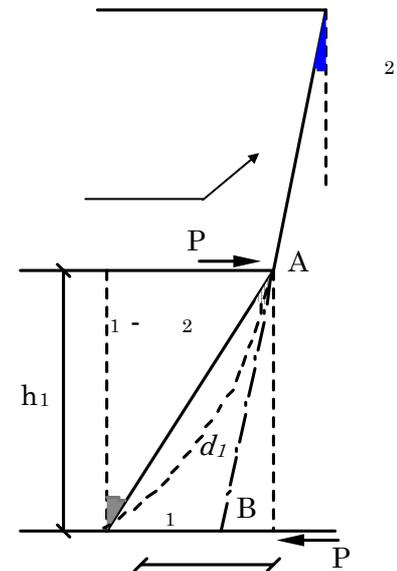
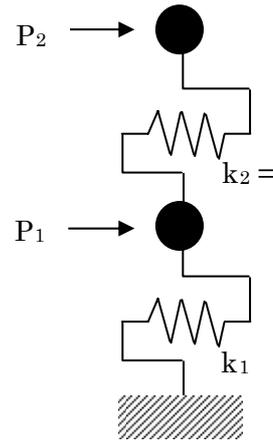


図 11 通し柱の変形角(2)

(1),(4),(6)式より、柱材の一边の長さを D とすると曲げ応力度は次式で表される。

$$\sigma_b = \frac{1.5 \cdot E \cdot D}{h_1^2} \cdot \delta d(x) = \frac{1.5 \cdot E \cdot D}{h_1^2} \cdot \left(d_1 - \frac{h_1}{h_2} \cdot d_2 \right) \quad (2.8)$$

σ_b が 柱材の材料強度 F_b を越えるときが曲げ破壊時とすると、 $F_b < \sigma_b$

$F_b = 38 \text{ N/mm}^2$ 、 $h_1 = 2940 \text{ mm}$ 、 $D = 120 \text{ mm}$ のとき

$F_b < \sigma_b$

$$d(x) < 166 \text{ mm}$$

1 階の正味の変形量 (回転角 d による変形量) が 166mm 以上のとき、柱は曲げ破壊する。

$$\delta d = d_1(x_1) - \frac{h_1}{h_2} \cdot d_2(x_2)$$

であるから、 d_2 が小さいほど (2 階の剛性が大きい)、 d_1 が大きいほど、(1 階の剛性が小さい) ほど、曲げ破壊しやすくなる。

(2.1)、(2.2)より、 d_1, d_2 は $P_1, P_2, k_1(x), k_2(x)$ の関数

試験体の1層の荷重変形関係を右図のように考える。

表7 1F 剛性

	剛性 (kN/mm)	降伏変位(mm)
第1勾配	0.208	62.5
第2勾配	0.052	-

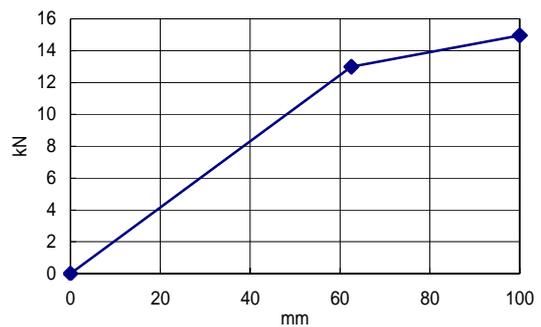


図12 1層荷重変形関係

2層の剛性をパラメタとする。

ここでは1層剛性の1倍、2倍、5倍、10倍について検討した。

(第1勾配、第2勾配両方とも乗ずる)

1層剛性									
	${}_1K_1$ (kN/mm)	${}_1K_2$ (kN/mm)	d (mm)	P (kN)					
	0.208	0.052	62.5	13					
2層剛性									
	${}_2K_1$ (kN/mm)	${}_2K_2$ (kN/mm)	d (mm)	P (kN)	d_1 (mm)	P_1 (kN)	P_2 (kN)	d_2 (mm)	δd (mm)
1倍	0.208	0.052	62.5	13	222	21.3	11.2	54.1	165.8
2倍	0.416	0.104	62.5	26	192	19.7	10.4	25.1	165.9
5倍	1.04	0.26	62.5	65	176	18.9	10.0	9.6	166.0
10倍	2.08	0.52	62.5	130	171	18.6	9.8	4.7	166.1

2層の剛性(${}_2K_1$)と1階のみかけの層間変位(d_1)との関係を表すと下図のとおり

右図より、1層と同一剛性ならば、1層が222mm(=1/14rad.程度)の時に柱が曲げ破壊することになり、1層剛性の2倍、5倍、10倍とするとそれぞれ192mm(=1/15.3rad.程度)、176mm(=1/16.7rad.程度)、171mm(=1/17.2rad.程度)の時、柱が曲げ破壊することになる。

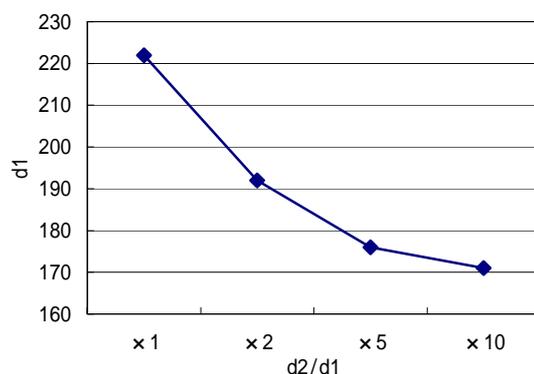


図13 2層剛性と1層層間変位の関係

5)実験結果

No.6～8のすべての試験体で、JR 鷹取波を入力した際倒壊した。倒壊のモードは、計画にほぼ近い形となった。(詳細は 3.4.4 参照)

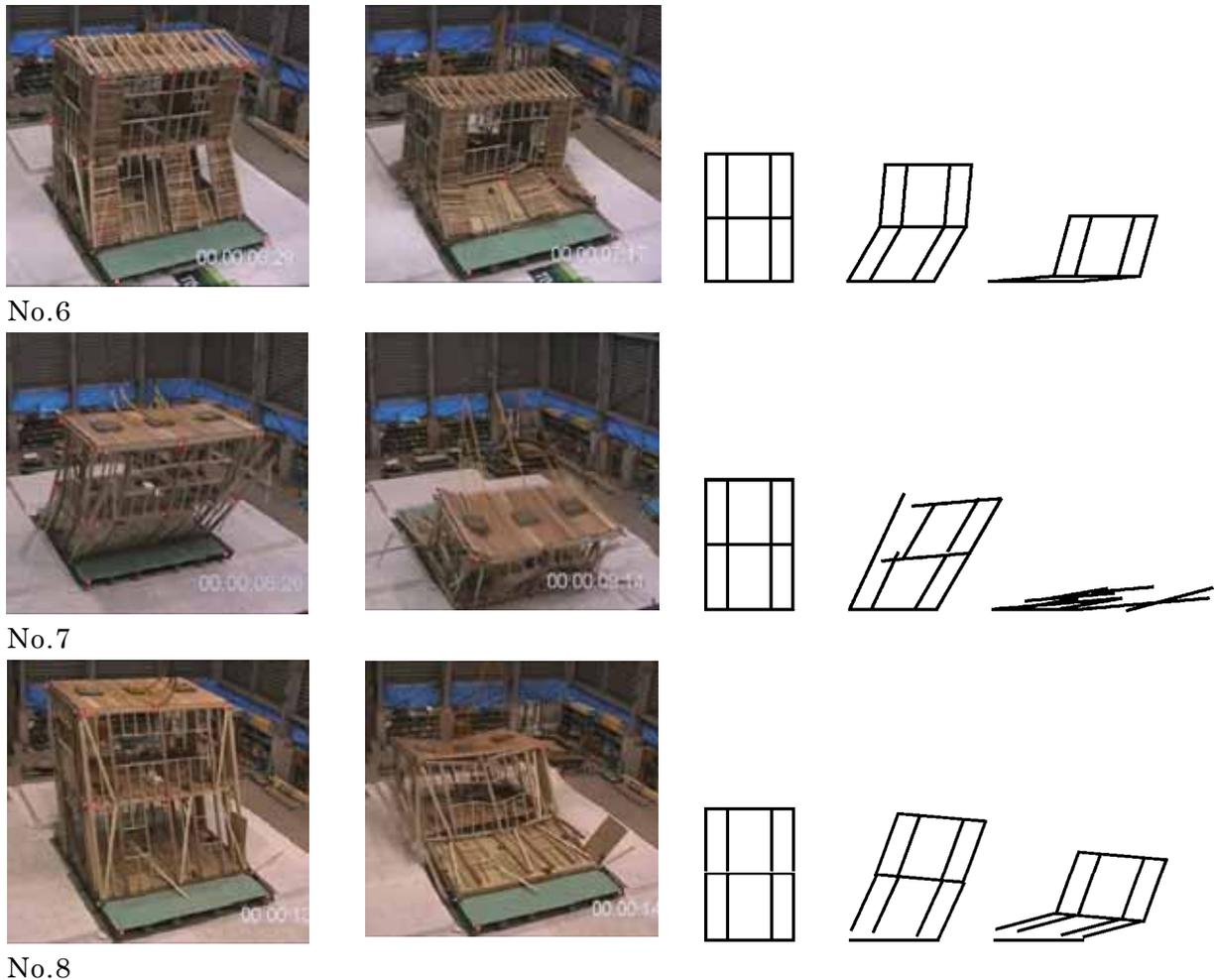


図 14 実験結果と倒壊モード

(d) 結論ならびに今後の課題

木造建物において、1 階のみ倒壊する建物、部材が崩壊する建物、面材要素をもつ建物の倒壊を振動台実験で実現し、その倒壊プロセスを把握することができた。また、画像計測手法の精度を向上させることにも成功した。

今後、躯体のみでなく仕上げ材など非構造部材を含めた建物の地震時の挙動を明らかにする必要がある。また、倒壊の要因分析から倒壊を防ぐ耐震補強方法を確立する必要がある。

(e) 引用文献

- 1) 坂本功監修：「阪神大震災に見る木造住宅と地震」、鹿島出版会、1997

(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
腰原幹雄、 坂本功	新耐震以前の木造住宅を対象とした振動台実験 その2 多方向入力による倒壊実験	日本地震工学会大会-2003 年梗概集	2003 年 11 月
水沼祥一、 腰原幹雄、 坂本功	新耐震基準施行前の仕様による木造住宅の地震時破壊挙動 その2 多方向入力による2階建て軸組みの崩壊挙動	第7回木質構造研究会技術発表会	2003 年 12 月

(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

平成 14 年度、15 年度の木造実大建物の振動台倒壊実験のデータ分析を行い、倒壊の要因分析を行うとともに、倒壊を防ぐ効果的な耐震補強方法の検討を行う。

この結果を、将来、E-ディフェンスに於いて実施予定の木造建物の 3 次元震動破壊実験の試験体検討に役立てるとともに、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)実施方法と目標となる成果

平成 14 年度、15 年度の木造実大建物の振動台倒壊実験のデータ分析を行い、倒壊の要因分析を行う。特に、木造住宅の典型的な倒壊モードである 1 階倒壊モードについては、通し柱の曲げ応力分布を、崩壊（分解）モードについては、各接合部の地震時の挙動を把握し効果的な補強方法を開発する。また、No.8 の試験体のような不完全な耐震補強建物の地震時の挙動を把握するとともに、接合部、基礎まわりなどの耐力壁周辺に必要な耐震補強方法を整理する。