

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
- (e) 平成 14 年度業務目的

(2) 平成 14 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) 試験体仕様
 - 3) 多方向試験体 試験結果
- (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 15 年度業務計画案

- (a) 業務計画
- (b) 実施方法と目標とする成果

(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	役 職	氏 名
東京大学大学院 工学系研究科建築学専攻	教 授 助 手	坂本 功 腰原 幹雄

(c) 業務の目的

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 - ディフェンスにおいて、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カ年の年次実施計画

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

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。

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。

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14年度業務目的

小型木造建物の中規模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、その荷重-変形特性を調べ、E-ディフェンス実験の参考とする。(また、小型木造建物の、水平1方向破壊実験、水平2方向破壊実験、3方向破壊実験を実施し、多方向震動の破壊に及ぼす影響を検討する。

(2)平成14年度の成果

(a) 業務の要約

平成14年度は次の各項目を実施した。

- 1) 2003年2~3月に東急建設技術研究所で行われた。1981年耐震基準改正以前の木造住宅を想定した実大振動台倒壊実験の結果を用いて、2階建て木造建物の倒壊過程について整理を行った。

(b) 業務の実施方法

- 1) X、Y、XY、XYZ方向の4種類の加振について、各試験体の損傷状況を追跡することにより、木造住宅の倒壊プロセスを明らかにする。

倒壊した試験体と、倒壊しなかった試験体の挙動を比較することにより、倒壊の有無を決定する要因を検討する。

(c) 業務の成果

1) はじめに

本報告では、2003年2~3月に東急建設技術研究所で行われた、木造住宅を想定した実大振動台倒壊実験の結果を用いて、2階建て木造建物の倒壊過程について整理する。

2) 試験体仕様

a) 試験体概要

多方向試験体は、幅3640mm、奥行5450mmの平面をもつ、階高1階2940mm、2階2880mm、高さ5820mmの2層の建物である。建物は、1981年耐震基準改正以前の仕様とし、1979年公庫木造住宅工事共通仕様書に準ずるようなものとした。

地震力に対する木造住宅の必要壁量は、表1のように耐震規定の改正によって変化しており、30~40年前に建てられた建物の必要壁量は、もともと現行の基準法の壁量よりも少ないことになっている。

表 1 必要壁量の変遷 (cm/m²)

	重い 屋根		軽い 屋根	
	1	2	1	2
	階	階	階	階
昭和 25 年 (1950)	1 6	1 2	1 2	8
昭和 35 年 (1960)	2 4	1 5	2 1	1 2
昭和 56 年 (1981)	3 3	2 1	2 9	1 5
平成 12 年 (2000)	3 3	2 1	2 9	1 5

試験体の平面図、立面図を図 1 に示す。

各部仕様

1979 年公庫木造住宅工事共通仕様書に基づいて、木材、金物を表 2 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。公庫の仕様書には、接合部の金物仕様が記載されているが、木造住宅における接合部の金物使用は、近年になって普及したものであり、築 30～40 年の建物では、実際に用いられることは少なかったようである。したがって、今回の試験体は仕様としては、当時の比較的よい建物の分類に入るものと位置づけられる。

試験体重量

試験体、錘重量を表 3 に示す。試験体自重は、木材の比重を 0.6 として算出した。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。

壁量

地震力に対する壁量は、基本的に次のようにした。

X 方向 1960 年改正基準法最低量の壁量を配置した。壁量は、床面積ではなく、試験体重量から $C_0=0.20$ に対する必要壁量に現在と当時の壁量の比率 0.72 を乗じて算出し、偏心が生じるように配置した。

Y 方向 木造住宅の場合、大きな開口は 1 方向で、それと直交方向は壁が多い場合が多い。そこで、Y 方向は現在の必要壁量最低限（耐力換算による）を配置した。

いずれの場合も、三つ割り筋かいの壁倍率を 1.5 倍、耐力を $1.96 \times 1.5 = 2.94$ (kN) とし算出した。しかし、本試験体の筋かい端部は釘打ちのみのため、実際の耐力はこれより低いと考えられる。

固有振動数

以上のような仕様の試験体を 4 体作成し、振動台実験を行った。各試験体間の性能のバラツキ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、自由振動実験から減衰定数を算出した。その結果を表 4 に示す。No.1～3 の試験体のバラツキは小さいが、

No.4 は、他に比べて、固有振動数が低く、減衰定数が高かった。

b) 試験体入力波

表 5 に多方向試験体の入力波の組み合わせを示す。

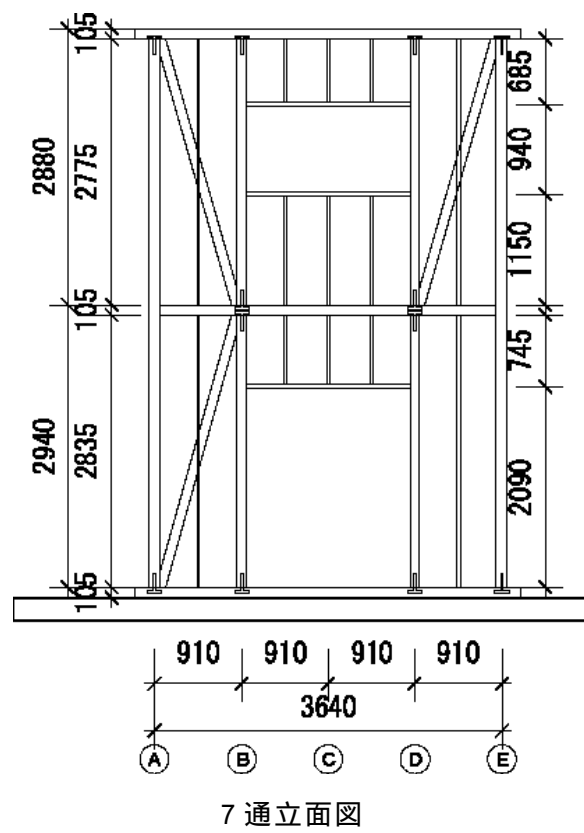
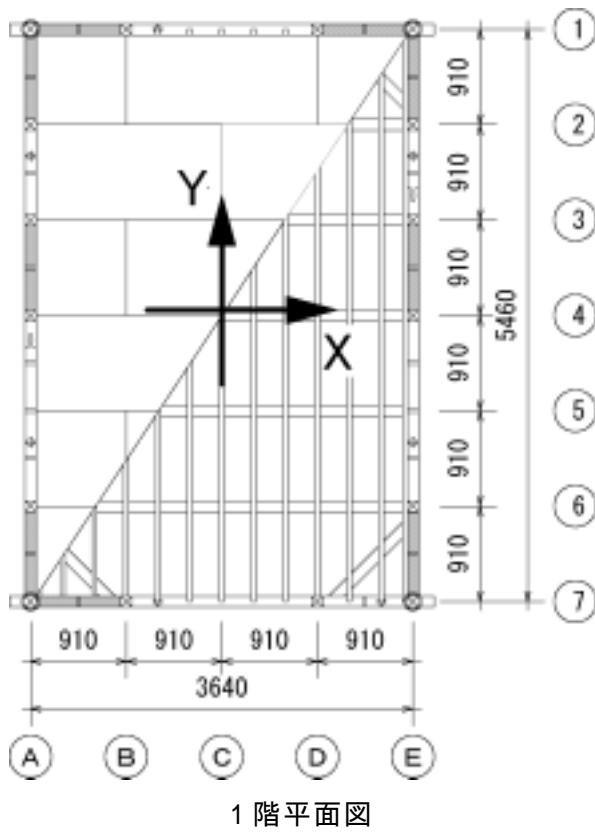
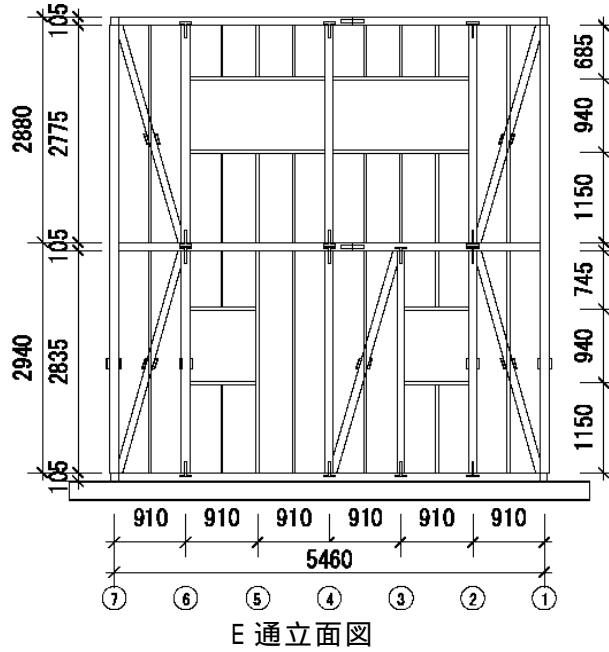


図 1 多方向試験体平面図・立面図

表2 各部材断面・仕様

木材	部位	寸法	樹種
	通し柱	120 × 120	ヒノキ
	管柱	105 × 105	スギ
	梁	105 × 300	ベイツガ
	胴差・桁	105 × 105	ベイツガ
	筋かい	27 × 105 [柱三つ割り以上]	ツガ
	床(荒板張)	厚 13	スギ
金物	アンカ-ボルト	M12@2700	
	筋かい端部	FN65 釘 5 本打 [釘長さ 90mm]	
	柱上下端部	T 型金物釘打 [平金物]	
	梁端部	大入れあり掛け羽子板ボルト締め	
	火打端部	渡りあごボルト締め	

表3 試験体重量

	自重 (kgf)	錘重量 (kgf)	Wi (kgf)	Wi (kgf)	単位重量 (kgf/m ²)
屋根	782	1500	2282	2282	115
2階	1138	2000	3138	5420	160

表4 多方向試験体の固有振動数と減衰定数(常時微動)

		No.1	No.2	No.3	No.4
固有振動数 (Hz)	X	2.02	1.93	1.98	1.76
	Y	2.37	2.28	2.49	2.25
減衰定数	X	0.026	0.024	0.027	0.031
	Y	0.021	0.022	0.018	0.035

表5 多方向試験体地震動入力方向・成分

試験体名	JR 鷹取波入力方向			
	X	Y	Z	
No.1	R			R 成分 1 次元
No.2		T		T 成分 1 次元
No.3	R	T		RT 成分 2 次元
No.4	R	T	U	RTU 成分 3 次元

3) 多方向試験体 試験結果

a) JR 鷹取フルスケール加振結果

多方向試験体で X 方向成分を入力した No.1、No.3、No.4 のうち、No.1、No.3 は、JR 鷹取フルスケール加振で倒壊した（写真 1）が、XYZ 方向 3 次元入力試験体 No.4 は、1 回目の加振では倒壊しなかった。倒壊しなかった No.4 の加振後の X 方向残留層間変位は、1 階で -356.5mm(1/7.4rad.)、2 階で -314.9mm(1/9.1rad.)と大きな変形を残した写真 2 (1)。

倒壊した試験体は、いずれも 1、2 階が同時に平行四辺形になるような形で倒壊した。No.3 の試験体では、偏心によるねじれの挙動も見られた。



写真 1 NO.3 の倒壊過程

b) 試験体被害

倒壊した No.1、No.3、倒壊しなかった No.4（写真 2 (1)）とも加振中に、X 方向の壁構面に配置された筋かい（1 階 3 本、2 階 4 本）はすべて外れたり、座屈したりして機能しなくなった。特に、釘打ち接合のため引張力がかかるときには、かなり早い時間に抜け出していた。また、本試験体では、木摺や面材が張られていないため筋かいの面外変形への拘束が小さく、抜け出した後踏み外すと、筋かい全体が外れ落ちた（写真 2 (2)）。柱頭部分では、梁との接合に用いた羽子板金物の拘束が強いためか、中通りの柱は梁下で折損した（写真 2 (3)）。しかし、4 隅の通し柱は桁材のホゾが抜け出す被害は見られ

たが、倒壊時の衝撃で折れたと考えられるものを除いて折損していなかった。

最終的に倒壊するときには、土台が柱と接合されている T 型金物の釘位置で割れて柱が転倒した（写真 2（4））。

XY 方向 2 次元入力加振を行った No.3 が倒壊するまでの 2 階床面の軌跡は図 3 のようになり、加振の前半では、振幅 25cm 程度の範囲で右回りに回転するように変形し、Y 方向へのふくらみが大きくなるとともに X 方向の振幅も大きくなり、X 軸負の変形から正の変形に戻れないまま、X 軸の負の方向へ変形が大きくなり倒壊している。



(1)N04 の残留変位



(2)脱落した筋かい



(3)柱頭の曲げ破壊



(4)割れた土台

写真 2 試験体被害

c) 倒壊過程

() 倒壊時刻

図 2 (3) に各試験体の倒壊開始時刻と倒壊時刻を で示す。倒壊開始時刻は、振動台の動きに無関係に一方向に変形しだした時刻を示し、倒壊時刻は屋根面が着地した瞬間を表す。

NO.1、No.3 とともに倒壊し始めてから完全に倒壊するまで、約 2 秒間かかっており、木造住宅がゆっくり倒壊する過程が見て取れる。

() 筋かいの破損

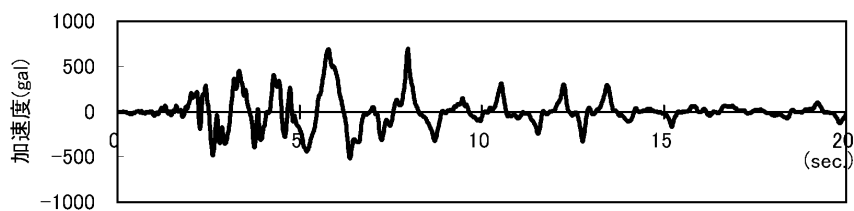
X 方向の壁構面にある筋かい(1 階 3 本、2 階 4 本)が座屈、抜け出し、脱落した時刻を図 2 (3) 中に x 印で示す。最終的には、すべての試験体のすべての筋かいが、加振中に脱落または座屈して機能しなくなっていた。図をみると、筋かいの多くは加振最初の変位ピーク値付近(2.7~4.0sec.)付近で 1 階の筋かいがすべて、筋かいの破損が遅い No.4 の 2 階筋かいでも 6.3sec. までにはすべての筋かいが破損している。No.3、No.4 の試験体では 1 階の筋かいが破損してから 2 階の筋かいが破損するまで時間差があるが、No.1 の試験体では、ほぼ同時に 1、2 階の筋かいが破損している。

このように、2 階の筋かいにも早い段階で破損が生じたことが、最終的な 1、2 階同時崩壊という崩壊形態に繋がったものと考えられる。また、倒壊開始時刻は、10sec. 以降にあり、筋かいがはたらかない状態で入力地震動の最大加速度(正負とも)を経験したことになる。

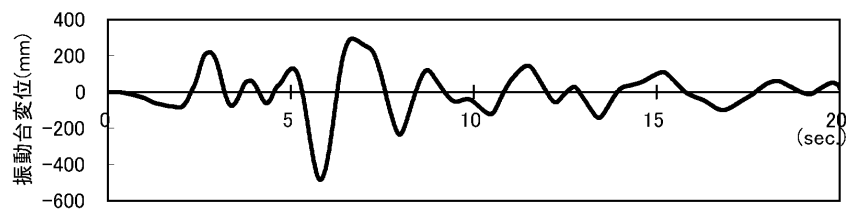
() 柱頭の曲げ破壊

図 2 中の は、中通りの柱が、柱頭の梁下で曲げ破壊を起こした時刻を示す。

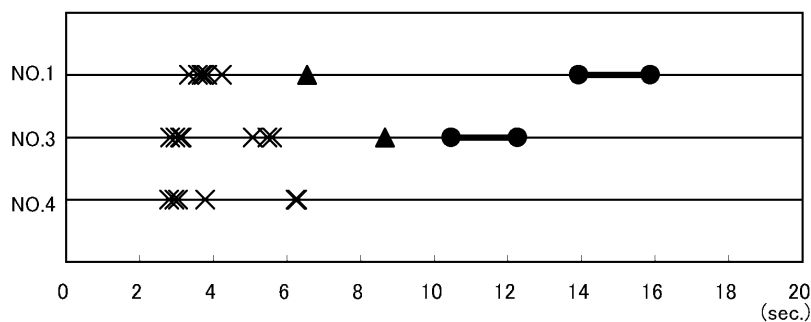
図 2 (4) で比較してみると、柱頭の曲げ破壊は 2 階床の層間変位が 500mm(1/5.9rad.) を初めて超えたときに起きたと考えられる。



(1) 振動台加速度

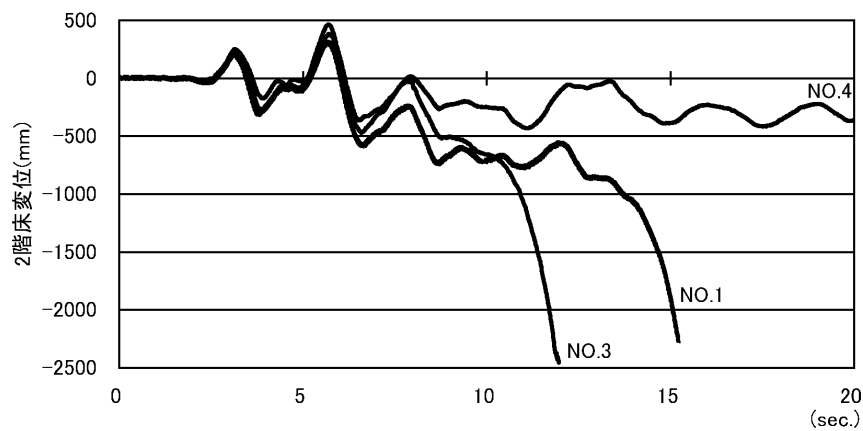


(2) 振動台変位



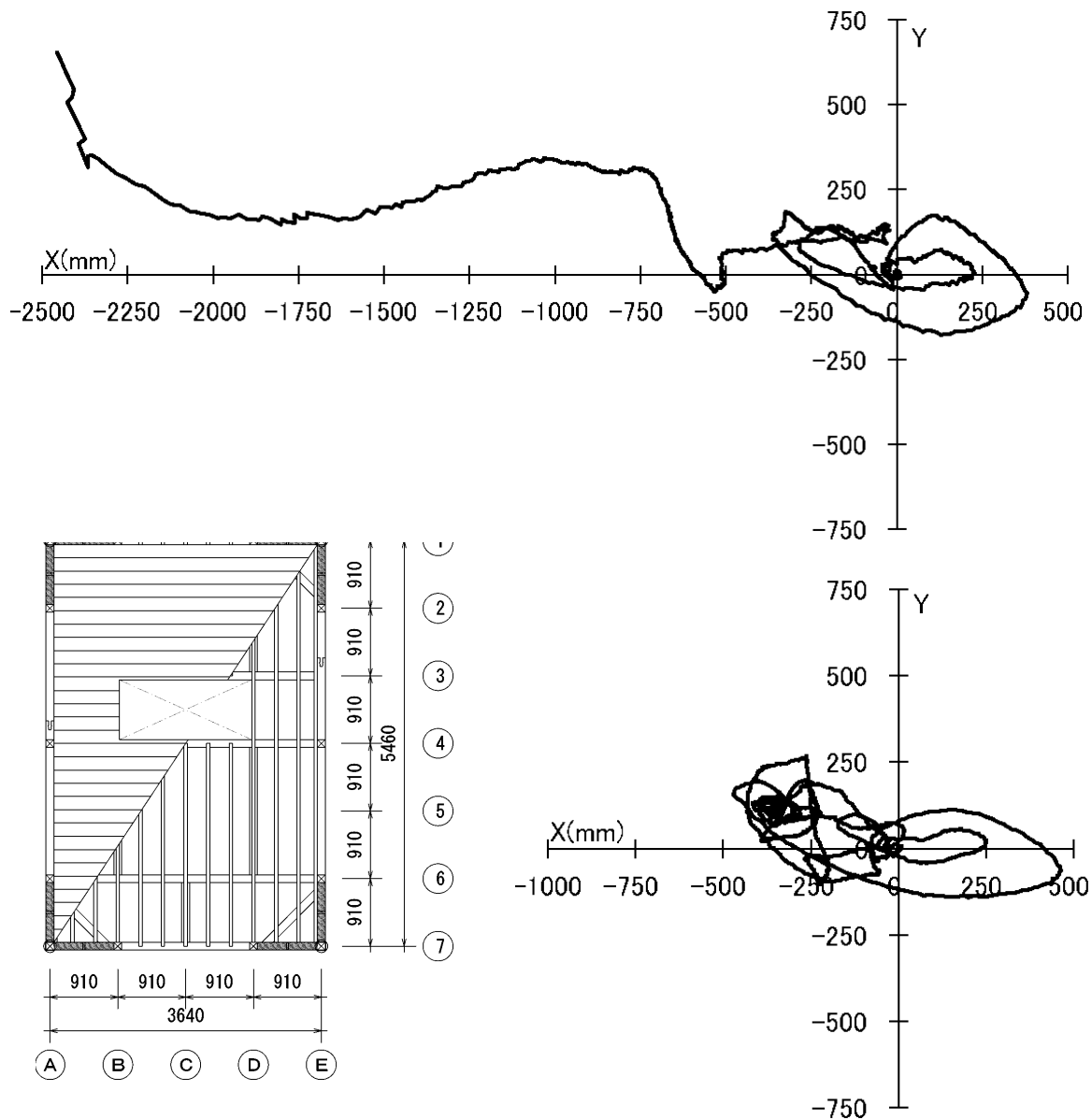
× は筋かい破損時刻、 △ は柱頭曲げ破壊時刻、 ○ は倒壊開始時刻

(3) 建物の損傷



(4) 1 階層間変位 (E 通 1 通)

図 2 試験体の挙動と被害



上 No.3、 下 No.4
 図3 2階床の軌跡 (E通1通)

d) 倒壊した試験体と倒壊しなかった試験体

図3は、倒壊したNo.3の試験体(XY2次元入力)と倒壊しなかったNo.4の試験体(XYZ3次元入力)の2階床面の軌跡である。これと図2(4)の1階層間変位の時刻歴をみると、倒壊しなかったNo.4の試験体は、振動台加速度が比較的大きい8sec.すぎまでの間、層間変位が他と比べて小さく500mm以下に納まっている。また、逆に倒壊したNo.1、No.3の試験体は約6.5secで層間変位500mmを経験したあと、逆方向へ戻ることができず、X軸の負の領域で振動している。このように、8.0sec.以前の段階における変形量が、損傷の程度や変位の偏りにより、その後の倒壊の有無を左右していることが伺える。倒壊の有無を分ける当該段階での層間変形角の目安は、本実験の場合、およそ500mmである。

e) 構造物の変形

図4に各試験体(No.1、No.3、No.4)の2階床面の変形がピークに達したときの構造物の変形を示す。黒く塗りつぶしたマークは、X軸正方向の極大時、白抜きマークは、X軸負方向の極小時の変形を示す。これによると、最初の正負の極大()、極小()時には、1階の層間変形角に比べて2階の層間変形角が小さくなっているが、これ以降では、1階、2階の層間変形角がほぼ等しく、変形が直線状になっている。いずれの試験体も2.7~4.0sec付近で1階のすべての筋かいが、6.3secまでには2階のすべての筋かいが、座屈または脱落して機能しなくなっている。最初の極大、極小時までは、2階の筋かいが機能して変形を抑制するが、2回目の極大時には2階の筋かいも機能せず、1~2階の変形が直線的になったと考えられる。

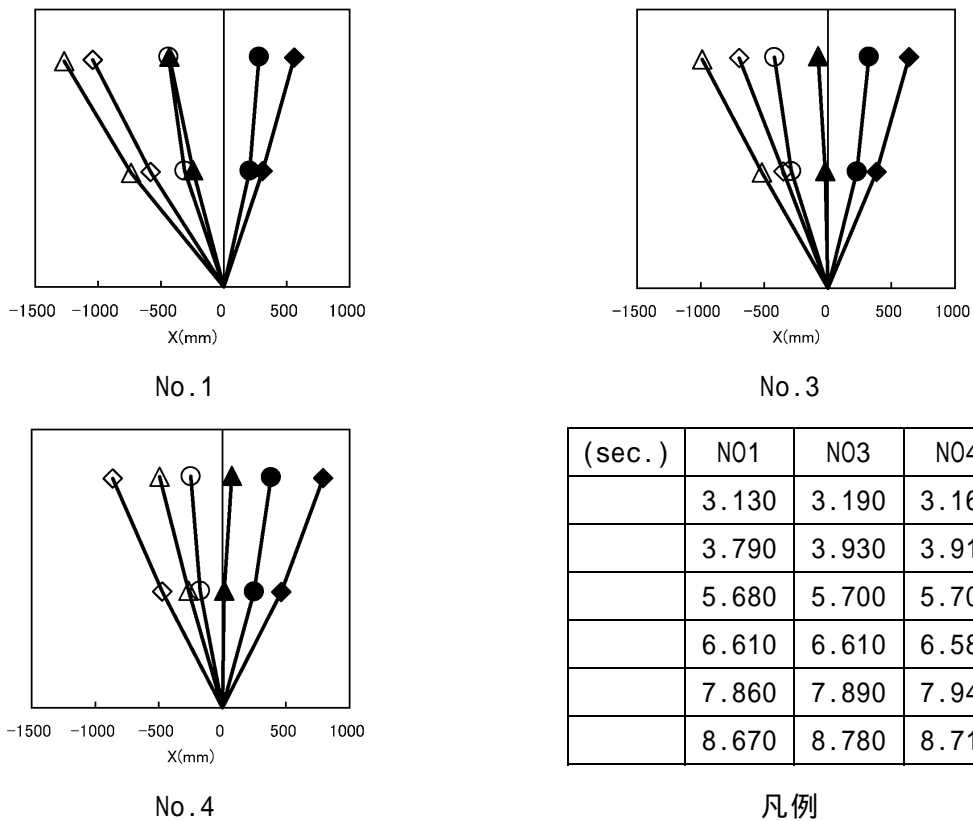


図4 各試験体の極値時の変形

f) 荷重 - 変形曲線

図5にNo.3、No.4の1階の荷重 - 変形曲線を示す。荷重は、各階の質量(1階3138kgf、2階2282kgf)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。

加振の前半は、筋かい軸組構法で一般的に見られる挙動を示している。その後、筋かいの座屈、外れなどにより、剛性・耐力が低下し、変形が大きくなる様子が表れている。

図6は、1階の荷重 - 変形曲線の各ループを時間領域で分解して別々に図示したものであるが、No.3、No.4ともに(1)0.00~3.52sec.では、弾性状態からX軸正方向で筋かいの座屈などによって剛性が低下し急激に変形が増大している。(2)3.52~5.12sec.では、X軸負方向でも剛性が低下し変形が進んでいる。さらに、X軸正方向の2回目のル

ープ（負から正まで連続するループ）では、1回目のループよりさらに剛性は低下し、大きく膨らんだ形になっている。(3)5.12~8.06sec.の3回目のループでは、X軸にほぼ平行なループとなり、変形はX軸正の領域まで戻りきれなかった。No.3は、このあとそのまま負の方向に大きく変形を繰り返し最終的に倒壊、No.4は、負側で300mm近辺を中心に振動し、-356.5mm(1/7.4rad.)の残留変形を残したが、倒壊は免れた。

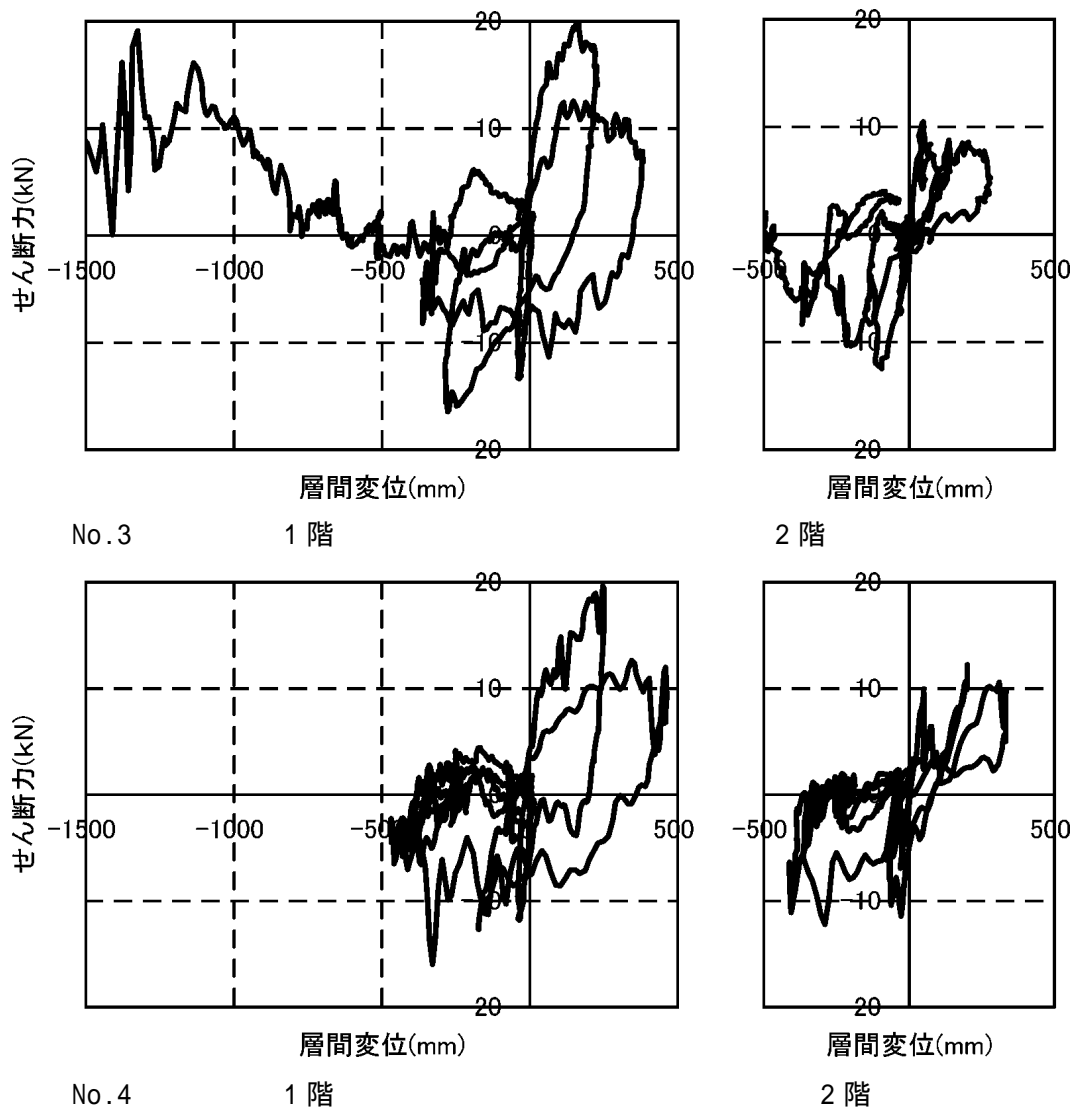


図5 1階の荷重 - 変形曲線

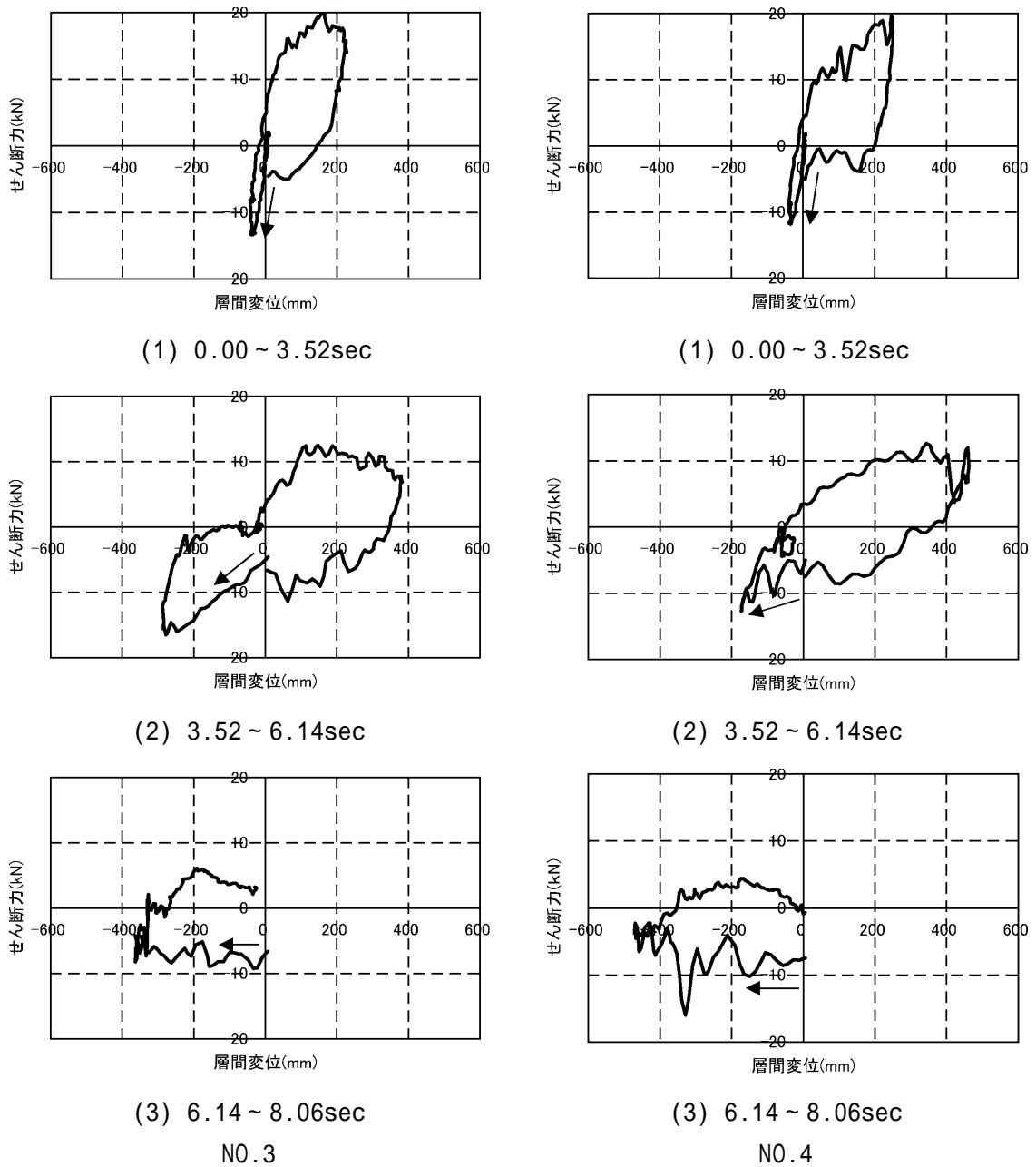


図6 1階の荷重変形曲線の変化(試験体 No.3、No.4)

表6にNo.3、No.4の各ループの第1勾配、第2勾配を示す。表にはあわせて、常時微動、ランダム波加振10gal時の固有振動数から算出した剛性を示す。

No.3、No.4とも、1回目のループでは、-X方向に変形が進むと剛性が35~40%(-X: ${}_1K_{X2} / {}_1K_{X1}$)に低下し、+X方向では、前の-X方向とほぼ等しい剛性を示す。さらに変形が進み1階の筋かいが機能しなくなると、剛性はさらに20~25%(+X: ${}_1K_{X2} / {}_1K_{X1}$)に低下する。2回目のループの-X方向では、前の+X方向とほぼ等しい剛性で立ち上がり、第2勾配に至る前に+X方向へ変形する。

表 6 各ループの剛性 (N/mm)

	N03		No. 4		
	剛性	比	剛性	比	
常時微動	0.821		0.657		
ランダム波	0.732	0.89	0.556	0.85	
JR 鷹取波					
0.00 ~ 3.52sec.	- ₁ K _{X1}	0.763		0.577	
	- ₁ K _{X2}	0.267	0.35	0.227	0.39
3.52 ~ 6.14sec.	+ ₁ K _{X1}	0.208	0.78	0.195	0.86
	+ ₁ K _{X2}	0.052	0.25	0.044	0.23
6.14 ~ 8.06	- ₂ K _{X1}	0.045	0.87	0.034	0.77
	+ ₂ K _{X1}	0.071	1.58	0.035	1.03
	+ ₂ K _{X2}	-0.007	-	0.007	0.20
	- ₃ K _{X1}	0.001	-	0.004	0.57

「比」は、直前の剛性との比、 iK_{Xj} は i 回目のループの第 j 勾配

ここから、No.3 と No.4 は異なる挙動を示し、No.3 では、前の剛性 ($-X : {}_2K_{X1}$) より大きい剛性 ($+X : {}_2K_{X1}$) で変形が進み、No.4 では、前の剛性 ($-X : {}_2K_{X1}$) とほぼ等しい剛性 ($+X : {}_2K_{X1}$) を示す。さらに変形が進むと、両試験体とも 3 回目のループでは剛性がほぼ 0 となる。

No.3 と No.4 の 2 回目のループで $+X$ 方向の ${}_2K_{X1}$ 値が大きく異なるのは、試験体の初期性状の違いだけでなく、1 回目のループでの経験最大変位の違いや、引張りで外れた筋かいが踏み外すか否かの違いなどの影響も考えられる。

g) 壁構面静加力実験結果との比較

1 回目のループの荷重 - 変形関係と、大橋ら^(文 1)による本試験体と同じ仕様の壁構面実験の荷重 - 変形曲線をあわせて図示すると図 7 のようになる。振動台実験の荷重 - 変形関係には粘性減衰項を含むとしてもピークでの差が見られ、振動台実験の方が剛性耐力が大きい傾向を示している。

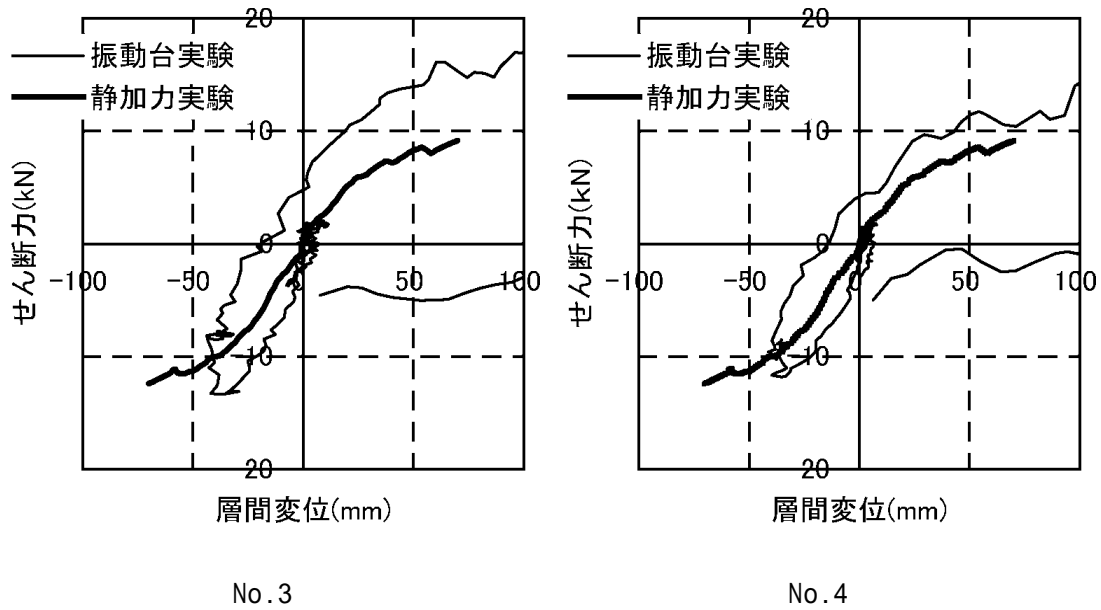


図 7 静加力実験と振動台実験結果

(d) 結論ならびに今後の課題

木造住宅において1、2階同時崩壊する建物の倒壊プロセスを把握することができた。

同一試験体でも入力により、倒壊の有無が生じたが、実大振動台実験の試験体の剛性の変化に注目し、倒壊したNo.3に比べて、倒壊しなかったNo.4の方が初期剛性が低く、剛性の低下も早いことがわかった。

このほか、倒壊の有無を分ける要因としては、試験体のばらつき、上下動の影響なども考えられる。今後、入力の違いを含めて、倒壊のメカニズムを分析し、倒壊の有無をきめる要因を明らかにする必要がある。

(e) 引用文献

- 1) 大橋好光、坂本功：開口部を含む在来木造壁の水平せん断試験、日本建築学会関東支部研究報告集、昭和59年

(f) 成果の論文発表・口頭発表等

1) 論文発表

著者	題名	発表先	発表年月日
なし			

2)口頭発表、その他

発表者	題名	発表先、主催、発表場所	発表年月日
箕輪親宏	既存木造住宅耐震性向上に関する 総合的研究 その5 実大振動台実験概要	2003年度建築学会大会、 主催：日本建築学会、 場所：中部大学	平成15年9 月5～7日
腰原幹雄	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）	同上	同上
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）	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15年度業務計画案

(a) 業務計画

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。

(b) 実施方法と目標とする成果

平成14年度に行った振動台実験に用いた試験体の各壁構面の静加力実験を行う。

その結果を用いて、振動台実験結果を再評価し、倒壊のメカニズムを解読しながら、木造建物の倒壊の有無を分ける要因を明らかにする。

また、こうした倒壊の要因を減らすような木造建物の効率的な補強方法を検討し、木造建物の安全性向上を図る。