

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ヵ年の年次実施計画
- (e) 平成16年度業務目的

(2) 平成16年度の成果

- (a) 業務の要約
- (b) 業務の実施方法
 - 1) 再現構面試験体の振動台実験
- (c) 業務の成果
 - 1) 再現構面試験体の振動台実験
 - 2) 中規模振動台実験のまとめ
- (d) 結論ならびに今後の課題
 - 1) 再現構面試験体の振動台実験
 - 2) 中規模振動台実験のまとめ
- (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17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 次元振動台実験

(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
	特別研究員	西山誕生	tanjo@bosai.go.jp
国土技術政策総合研究所	主任研究員	槌本敬大	tutti1220@ezweb.ne.jp
東京大学	助手	腰原幹雄	koshi@buildcon.arch.t.u-tokyo.ac.jp

(c) 業務の目的

本研究では、平成15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カ年の年次実施計画

1) 平成14年度：

- ① 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。
- ② 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：

- ① 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。
- ② 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：

- ① 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。
- ② 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：

- ① 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：

- ① 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
- ② 全体のまとめを行う。

(e) 平成16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16年度の成果

(a) 業務の要約

平成14年度に実施した抽出構面試験体（モルタル外壁）と同一仕様の再現構面試験体を新たに作成し、振動台上で倒壊実験を実施した。移築試験体と再現試験体の実験結果を比較すると、構面の初期剛性に大きな違いが見られるとともに、同一の入力地震動に対して応答変位の推移、モルタル剥落のタイミング等に違いが見られた。これらは、部材やモルタルを留めるステーブルなど接合部の経年変化の影響と考えられる。

(b) 業務の実施方法

1) 再現構面試験体の振動台実験

a) 試験体

試験体は図1のように平成14年度に実施した抽出構面試験体（内装：厚さ12.5mmの石膏ボード下地、又は厚さ9mmのラワン合板下地クロス張り、外装：ラスモルタル）を同仕様・新材により再現した再現構面2面とした。これを付土台を介して振動台に設置し、付梁を介し床構面で繋いだ。さらに直交壁を設置し、箱型試験体を作成した。（写真1）床構面は210材の根太を施工し、針葉樹合板(24mm厚)張りとした。直交壁は構面から435mm離れた位置を起点として3P分施工し、針葉樹合板(9mm厚)を両面張りにし、さらに鋼製ブレースを設けた。1質点1自由度系時刻歴応答解析を行い錘を算出し(10.0tf)、水平構面上に設置した。錘重量と壁構面の1/2および床構面の重量の合計は12.14tfであった。

b) 試験方法

本加振に先立ち振動台上に設置した状態で、基本的な振動台の特性を把握するために常時微動試験、人力加振試験及び矩形波、ランダム波を入力した。1度目のフルスケール加振後にも同様の試験、入力をおこなった。

c) 入力地震動

1995年兵庫県南部地震においてJR鷹取駅で記録された波形を本実験の加振波として採用した。実際に観測された地震波のNS成分を北から西へ（反時計回りに）40°回転した軸

(R 軸) に射影し、これを R 成分とし、試験体 X 方向に入力した。最大加速度は 741gal である。図 2 に時刻歴波形、図 3 に加速度応答スペクトルを示す。

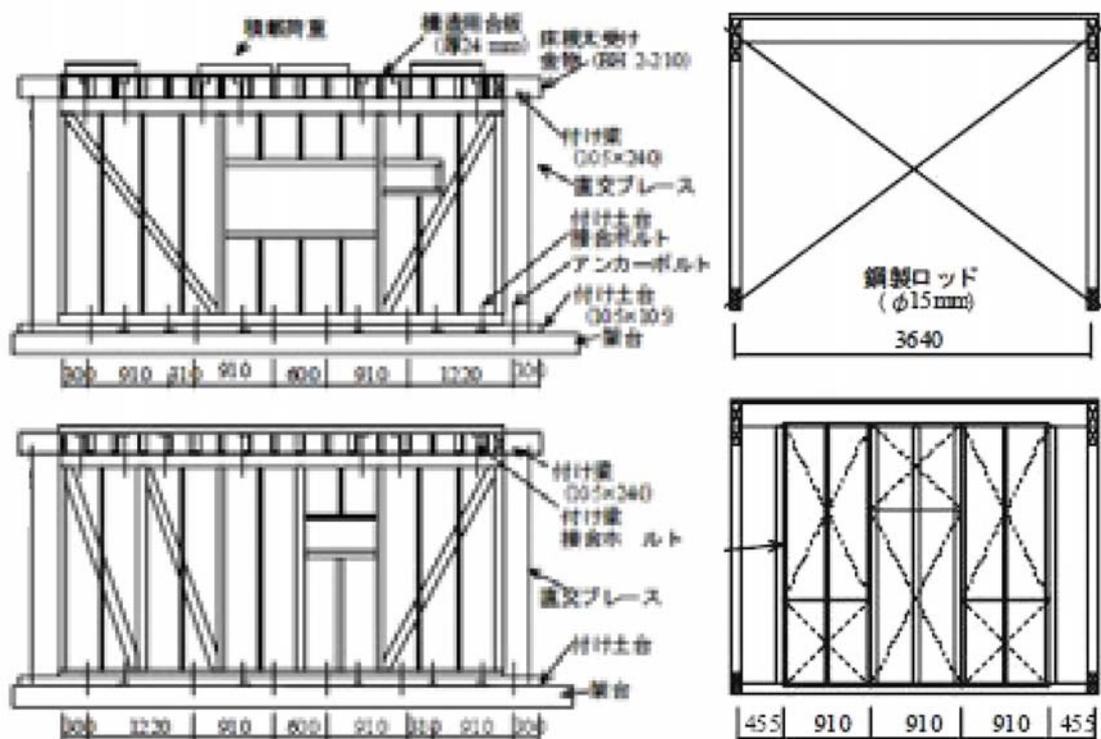


図 1 試験体立面図



写真 1 試験体全景

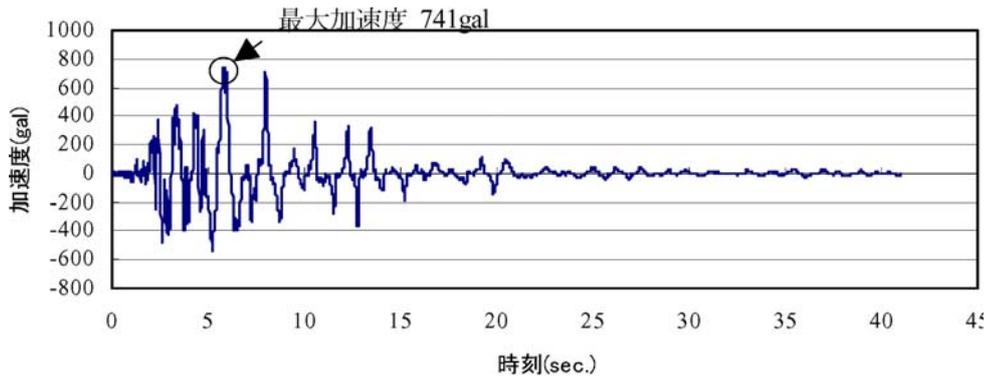


図2 JR 鷹取波 R 成分加速度時刻歴波形

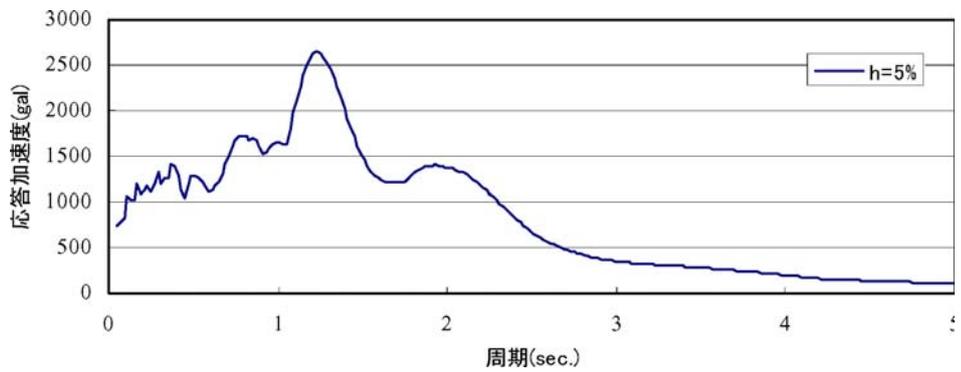


図3 JR 鷹取波 R 成分加速度応答スペクトル

(c)業務の成果

1) 再現構面試験体の振動台実験

a) 常時微動測定及び入力加振試験結果

再現試験体の常時微動による固有振動数、自由振動から算出した減衰定数は表1のようになる。加振前の固有振動数はX方向7.0Hz、Y方向5.4Hzであり、抽出構面試験体（X方向6.3Hz、Y方向5.4Hz）より高い結果となった。減衰定数は移築試験体とほぼ同様のX方向3.7～5.2%となった。またフルスケール加振1回目終了後の固有振動数及び減衰定数は、X方向4.6Hz、13～16%であった。

表1 再現試験体と抽出試験体の性能

		再現試験体	抽出試験体
固有振動数	X 方向	7.0 Hz	6.3 Hz
	Y 方向	5.4 Hz	5.4 Hz
減衰定数	X 方向	3.7～5.2 %	

b) JR 鷹取波 R 成分フルスケール加振 1 回目

外壁モルタルへのクラックの発生・進行が確認できるが、モルタルの剥離には至っていない。また筋かいの座屈・外れ・抜け等も確認できなかった。残留層間変形は約 1mm である。試験体内部にも変化は見られなかった。最大層間変形は 17.2mm、水平構面の最大応答加速度は 777.4gal であった。

c) JR 鷹取波 R 成分フルスケール加振 2 回目

残留変形をそのままに再度 JR 鷹取波 R 成分をフルスケール加振した。図 4 に層間変形の時刻歴波形を、表 2 に加速度、層せん断力、層間変形及び層間変形角の推移を示す。写真 2 は表中⑩にあたる時刻の構面の様子である。試験体は加振開始から 5.37sec. で倒壊開始前最大の層間変形 66.7mm(層間変形角にして 1/44)を経た後、層間変形-843.13mm(6.68sec.)まで変形した。試験体はここから正の層間変形には戻らず、しばらく-850mm 付近(-2/7)を中心に振動した後、倒壊した。負側に倒壊した理由としては、振動台は 6.5sec. 付近で負方向に大きな変位を経験しているが、その時点まででモルタルのクラックなどからすでに耐力の低下していた試験体がこの変位に引きずられたためと考えられる。倒壊開始時刻は 7.5sec. 水平構面が接地した倒壊時刻は 8.84sec. であった。層間変形の振れ幅は(倒壊開始以前も)1 回目に比べ増している。これはモルタル壁のクラックが加振と共に徐々に進行していくことによっており、これがいくつかの大きな塊となって躯体から外れた時、それまで弾性的な挙動をしていた試験体が急激な耐力要素の消失から剛性の低下へとつながり、層間変形が増し、倒壊に至ったものと考えられる。

d) 抽出構面と再現構面の比較

モルタル外壁の破壊形状

いずれの構面もモルタルの破壊機構は共通している。加振直前の段階で開口隅からクラックが生じており、これらが進展した亀裂と加振に伴うせん断亀裂が、最終的なモルタル破壊につながっている。モルタル剥離と圧縮側の筋かい抜け出しのタイミングはほぼ同時であり、筋かいがはらみモルタルを押し出したとみられる。しかし 1 回目の加振で抽出構面ではその殆どが躯体から剥離した一方、再現構面では剥離等は確認されなかった。モルタル及びステープルの経年劣化の影響が考えられる。

柱頭・柱脚の挙動

柱頭・柱脚は釘のみによる接合であったため、両試験体とも加振序盤から浮き上がり、倒壊に伴い引き抜けた。加振中の柱頭変位は、筋かいの突き上げを受ける柱及び柱脚に筋かいが釘打ちされている柱で大きな値となった。再現構面に比べ抽出構面の値はさらに大きく、これは柱脚の引き抜けに対し圧縮側筋かいが抵抗する力が小さかったためと考えられる。特にこの傾向は西面において見られ、現地試験における劣化調査結果(試験体における西面の劣化が確認された)との相関が推測される。

筋かいの挙動

筋かいは両試験体とも圧縮側は座屈せずに外れ、または桁を突き上げ、引張側は抜けに至った。抽出構面では加振 1 回目ですべての筋かいが機能を失ったのに対し、再現構面においては加振 2 回目の 5~6sec. までは外観上の変化は見られない。これには筋かい自体の

劣化による剛性低下に加え、柱端部との接合部劣化の影響が考えられる。

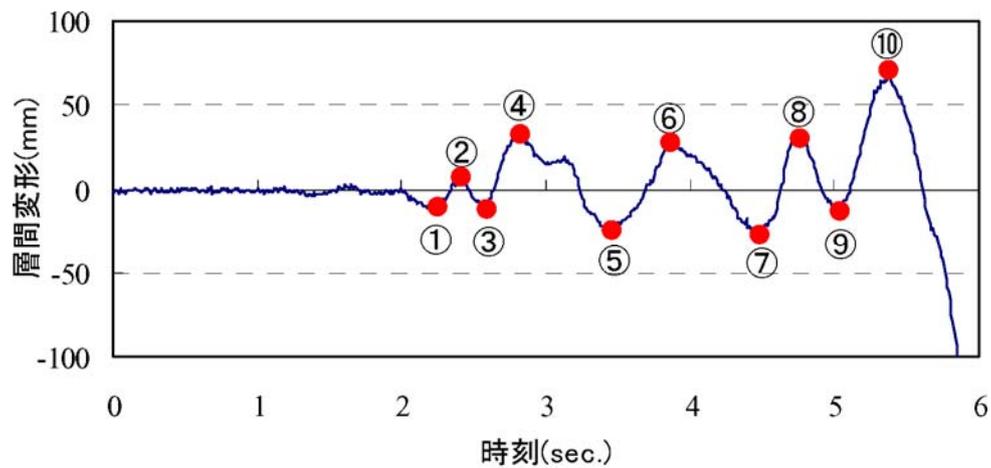


図 4 2 回目加振時の層間変形の時刻歴

表 2 2 回目加振時推移

	時刻 (sec.)	加速度 (gal)	層せん断力 (kN)	層間変形 (mm)	層間変形角 (rad.)
①	2.21	308.19	37.41	-11.68	-1/125
②	2.43	-78.58	-9.54	5.69	1/440
③	2.56	242.91	29.49	-9.36	-1/268
④	2.81	-596.46	-72.41	31.15	1/80
⑤	3.43	721.76	-87.62	-24.44	-1/103
⑥	3.84	-471.34	-57.22	26.98	1/93
⑦	4.50	495.21	-60.12	-24.32	-1/103
⑧	4.77	-421.82	-50.12	33.11	1/76
⑨	5.00	171.38	20.81	-10.34	-1/24
⑩	5.37	-601.92	-73.07	66.67	1/38
⑪	7.50	-174.30	-21.16	-863.47	-1/3.5



西面



東面

写真 2 2 回目加振時 (⑪)

層せん断力及び層間変位

図5に加振1回目及び2回目の層間変形の時刻歴波形、図6に層せん断力-層間変形関係を示す。(減衰項を含む)また表3に加振時各フェーズにおける固有周期を示す。1回目の加振において、再現構面はほぼ弾性範囲内にあると考えられる。加振の経過とともに多少の周期の伸びが見られるものの、全般にわたりループの膨らみは小さい。一方抽出構面は経過とともに著しい剛性低下を見せ、この加振において最大耐力に達している。5.5~6.7sec、7.7~9.4sec.におけるループでエネルギー吸収が大きい。これらは外壁モルタルの剥落および筋かいの損傷時期と一致している。加振2回目では、再現構面の序盤の剛性は加振1回目の終盤と変わらず、3.38sec.に最大耐力を迎えるが、倒壊直前まで履歴減衰によるエネルギー吸収は小さいままである。ほぼ弾性的のまま倒壊に至っており、粘り強さが見られなかった。抽出構面は2回目の加振開始直後から剛性は0に近く、大きな履歴ループを描き倒壊に至った。2P構面の静加力実験¹⁾では抽出構面の最大耐力は12~20%低下する、という結果が得られているものの、この振動台実験においては、抽出構面の最大耐力は95.73kN、再現構面は96.68kNであり、多少再現構面が高いものの殆ど差が見られなかった。

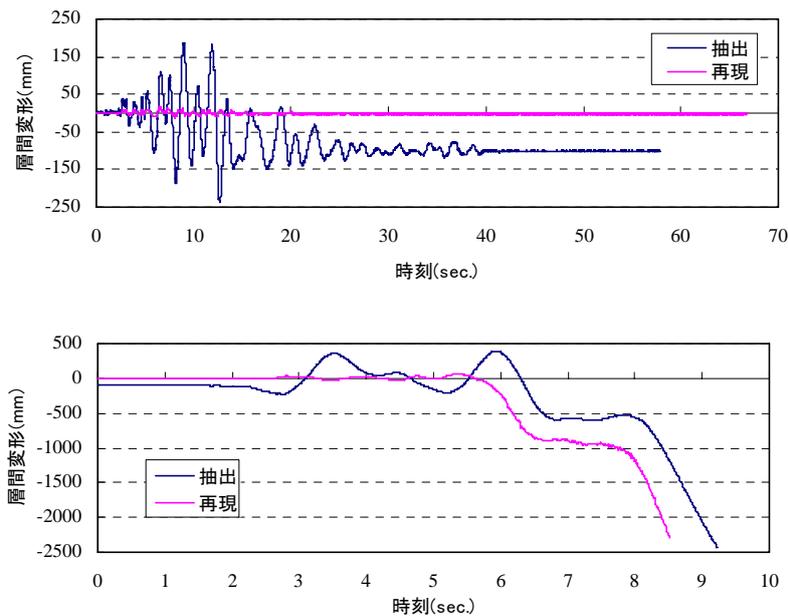
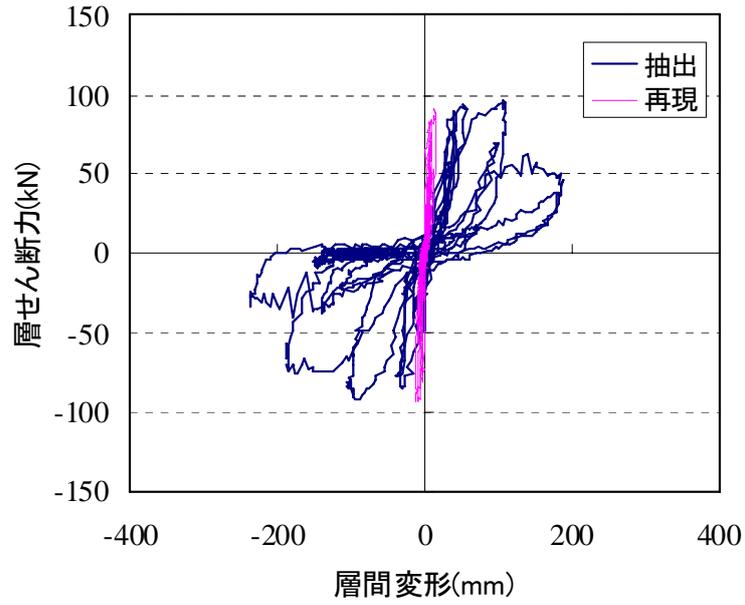
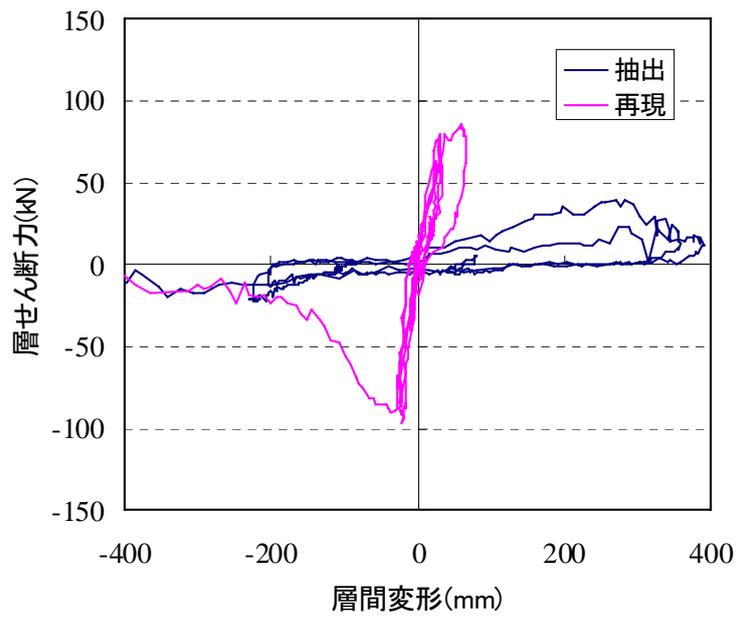


図5 層間変形の時刻歴(上:1回目 下:2回目加振時)



抽出構面試験体 最大耐力
(6.54sec.106.3mm 95.7kN)



再現構面試験体 最大耐力
(3.38sec.-21.6mm -96.7kN)

図 6 層せん断力-層間変形関係

表2 初期剛性時と最大耐力時の周期

		周期 (sec.)	固有振動数 (Hz)	等価剛性 (kN/mm)	最大層せん断力 (kN)
抽出	2.58～2.91sec. (1回目)	0.66	1.52	3.10	89.4
	6.28～6.84sec. (2回目)	1.22	0.82	0.71	95.7
再現	2.57～3.16sec. (1回目)	1.18	0.85	18.3	82.6
	3.22～3.61sec. (2回目)	0.78	1.28	3.36	96.7

(d) 結論ならびに今後の課題

既存木造住宅から抽出した構面及びその再現構面を用いた振動台実験結果を比較した結果、層間変形の推移、モルタル剥落のタイミング等に違いが見られた。これらは、部材やモルタルを留めるステーブルなど接合部の経年変化の影響と考えられる。しかし、加振全体を通じた最大耐力には大きな違いが見られなかった。

(e) 引用文献

- 1) 神谷文夫、植本敬大：「既存木造住宅の耐震性向上に関する総合的研究 その20 モルタル外壁の面内せん断性能の経年劣化」日本建築学会大会学術講演梗概集、C-1, 173-174, 2004.

(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
福本有希・植本敬大・腰原幹雄・五十田博・西山誕生	既存木造住宅の耐震性能の把握と補強建物の評価 その2 既存木造住宅からの抽出構面と新築構面の振動台実験の比較	日本地震工学会	2005.01.14
坂本功・箕輪親宏・荒木康弘・腰原幹雄・豊嶋学・藤田聡	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	日本建築学会大会学術講演梗概集	2004.08

(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

なし

3) 仕様・標準等の策定

なし

(3) 平成17年度業務計画案

業務計画

E-ディフェンスにおける、木造建物実験の計画・実施。移築試験体の選定および現地調査を実施し、試験体の構造性能を把握する。震動台上に移築後、震動台実験を実施し、木造建物の倒壊挙動を計測する。移築試験体（耐震補強の有無）の試験結果を分析・比較することにより、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効果を確認する。

実施方法

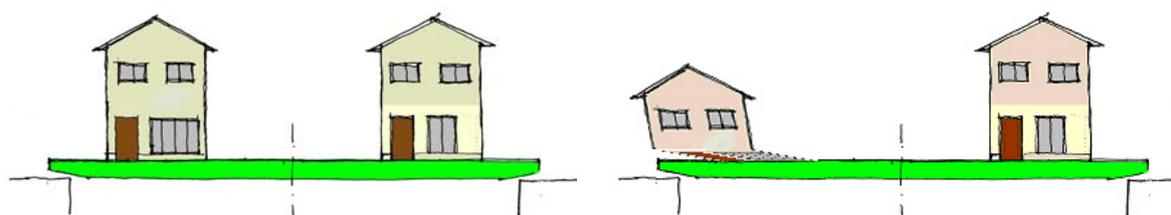
実際に建っているほぼ同一仕様の木造住宅（築30年程度）をE-ディフェンスに移築し、一方を耐震補強し、耐震補強していない建物と大地震時の挙動を比較する。併せて、木造住宅の耐震診断法の妥当性、耐震補強設計の妥当性を検証する。具体的には、

- 1) E-ディフェンス近郊より、築30年程度のほぼ同一仕様の試験体を2棟公募などにより選定する。
- 2) 現地において、常時微動測定、耐震診断、劣化調査など、試験体の調査を実施する。
- 3) 建物の耐震性能を損なわないように分割し、E-ディフェンスに移築する。
- 4) 振動台上に2棟を組み上げる。
- 5) 中規模地震程度の地震動を入力し、それぞれの試験体の耐震性能を把握する。
- 6) 2棟のうち1棟を大地震時に倒壊しないように耐震補強する。
- 7) 耐震補強をした建物、耐震補強をしていない建物に同時に大地震動を入力し、建物の挙動を観測する。
- 8) 耐震補強した建物の耐震性能を把握するため、倒壊するまで地震動を入力する。

この他、

免震構造建物

一度大地震を経験した（振動台実験を実施後の）建物を補修した後の構造性能の復旧
既存伝統的木造建築（垂れ壁付き独立柱）の耐震性能
などを検証し、改訂された木造住宅の耐震診断法の妥当性、より経済的な耐震補強方法の開発の基礎データを作成する。



耐震補強して
いない建物（右）

耐震補強した
建物（左）

大地震入力後

実験イメージ

