

日本地震工学会誌

Japan Association for Earthquake Engineering

No.2

Aug.2005

特集:振動台を用いた木質系構造物地震時挙動把握の研究動向



JAEE

<http://www.jaee.gr.jp/>

日本地震工学会

〒108-0014 東京都港区芝5-26-20 建築会館
Tel:03-5730-2831 Fax:03-5730-2830

INDEX

特集：振動台を用いた木質系構造物地震時挙動把握の研究動向

兵庫県南部地震以後の振動台実験概観／坂本 功	1
地震被災度の高い既存木造住宅の振動台実験／腰原 幹雄、槌本 敬大	3
木造軸組構造法の振動台実験による耐震性能評価／鈴木 祥之、清水 秀丸、 山田 真澄、後藤 正美	8
五重塔5分の1模型の振動実験／河合 直人、箕輪 親宏	12
木質構造建築物の振動試験研究会の取り組み ー実大木造住宅の振動台実験の標準化について／橋本 敏男	16
免震住宅の振動台実験／平野 茂	22
木質接着パネル構法住宅における制振構造に関する研究 ー制振住宅の実大振動台実験／梶川 久光	26
木質ハイブリッド構造の地震時挙動／五十田 博	30

短編：

動き始めた世界最大の三次元震動破壊実験施設(E-Defense)／井上 貴仁、森 利弘	33
---	----

学会ニュース：

第9回世界免震制振セミナー参加報告／田川 泰敬	36
第5回通常総会講演会・議事	38
日本地震工学会ニュース No.104	41

年間カレンダー：

年間カレンダー	45
---------	----

編集後記

兵庫県南部地震以後の振動台実験概観

坂本 功

●防災科学技術研究所 客員研究員／東京大学大学院工学系研究科

1. はじめに

1995年に発生した兵庫県南部地震以降、(財)原子力発電技術機構多度津工学試験場における一連の木造住宅の振動台実験¹⁾をはじめ、その後、振動台を活用した木造建築に対する実験的研究が精力的に進められている。表1には、実大建物を対象とした振動台実験の報告を日本建築学会の学術講演梗概集に基づいて整理して示した。試験体数は約30棟、発表件数は80件を超える。

最近の研究成果は、本報以後に続く各論にお任せすることとし、ここでは、どのような振動台実験がここ10年で実施されてきたか概観する。

2. どのような振動台実験が実施されてきたか

2.1 多度津工学試験場での振動台実験

阪神大震災以前の木造住宅の耐震性能に関する研究は、地震のたびにその脆弱性が報告されつつも、社会的な問題とはならず、極めて限られた研究者で実施されてきた。その状況は兵庫県南部地震で一変する。その震災直後に多度津工学試験場で6棟の振動台実験が実施されたが、この実験が初めて本格的かつ体系的に木造住宅の実大レベルの動的耐震性能を扱ったものと位置づけられよう。この実験の目的は、当時新築されている木造住宅の耐震性を証明する、すなわち、当時の建築基準法の所要壁量を満たし住宅金融公庫仕様書に例示されるような接合金物を使用した‘きちんと作られた木造住宅’の耐震性を確認することであった。試験体は田の字型総2階建てという理想化された試験体に加え、一般に建っていると考えられる0.15程度の偏心を有する2階建て外壁モルタル仕様、さらに、実験の主旨に賛同した民間企業の2階建て住宅であった。入力波は兵庫県南部地震において神戸海洋気象台で観測された波を用いて、小加速度から基準化しない原波形が用いられた。また、地震応答計算等でよく活用される1940年エルセントロで観測された波が用いられた。この実験によって、1.5倍程度の壁量を持つ住宅はこれらの地震波によっては倒壊しないことを確認するとともに、仕様に応じた固有振動数、損傷状況、変位、各部の軸力等のデータが得られた。

2.2 多度津後の箱型振動台実験など基礎的な研究

実大住宅の耐震性能を確認する実験が重ねられた後、各部の挙動や設計法に通じる偏心や床剛性の影響、荷重速度の影響の把握などを目的として動的な実験的研究が活発になされた。これらは震災において目立った被害要因ともいえる。偏心に対する検討では、静的な偏心と動的な偏心との効果の違い、直交壁や床剛性の影響を明らかにすることを主目的に、外装材や加振による剛性の低下なども考慮しながら、箱型試験体を対象に実験が実施されている。また、解析的にも検討が進められ、2階建枠組壁工法の実大振動実験では耐力壁配置や偏心・床開口の影響を把握するとともに、立体弾塑性解析及び弾塑性振動解析をおこない実験結果と比較している。

また、同時期に、枠組壁工法住宅、木質パネル住宅及び、これらに免震装置を付加した振動台実験が開始されている。これらは顧客の要望に対応した性能明示型の設計を指向したものであった。

2.3 最近の振動台実験の傾向

戸建免震住宅が実用化され話題になるのとともに実大実験が再び活発に行われるようになってきた。実験趣旨は、むしろ兵庫県南部地震直後に戻った感があり、従来から振動台実験は地震時挙動を眼前に再現できるという点で住宅メーカーの商品開発の一環として実施される向きもあったが、特に近年、その宣伝効果を狙ったものも多い。最近のキーワードのひとつは高耐震化であり、兵庫県南部地震の観測波の2倍の入力や数度にわたる入力であっても無損傷を証明するというような実験が実施されている。

また、従来、主な対象とした新築の木造住宅に加え、既存住宅を対象とした実験や、五重塔、中層建を目標とした木質ハイブリッド構造など、対象が広範囲に広がっている。

3. おわりに

今後、各種構法の建物に対し、新たな大型三次元震動台を利用した、大変形を想定した実験が重ねられるであろう。一方で性能表示型設計法を実務レベルの設

計に生かすためには、これまでの振動台実験を振り返り、数値解析も含めた分析が必要である。

文献1)：(財)日本住宅・木材技術センター 木造住宅
実大振動実験報告書、平成8年10月

本稿の作成に当たり、大学院生福本有希さんに協力していただいた。

表1 実大木造住宅振動台実験

発表年	構法・階数	建築規模・入力波・仕様	実験の目的
1996	軸組構法・2階建て	平面：7.28×7.28m・JMA KOBE (NS+UD)、El Centro (NS+UD)・外壁：サイディング筋かい、偏心率0.0	軸組構法住宅の振動特性、各部挙動及び動的履歴特性
1996	構法住宅・2階建て	平面：9.1×5.46m・JMA KOBE (NS+UD)、El Centro (NS+UD)・外壁：ラスモルタル筋かい、偏心率0.157~0.188	軸組構法住宅の振動特性、各部挙動及び動的履歴特性、筋かい及び雑壁（モルタル、石膏ボード）の層せん断力負担率など
1996	軸組構法・2階建て	平面：10.010×7.280m・JMA KOBE (NS+UD) 外壁：サイディング筋かい、偏心率0.018~0.135	自社の商品の耐震性能の確認、軸組構法住宅の振動特性、各部挙動及び動的履歴特性
1996	軸組構法・2階建て	平面：11.830×7.28m・JMA KOBE (NS+UD、EW+UD)・外壁：サイディング筋かい、偏心率0.054~0.139	自社の商品の耐震安全性の確認、軸組構法住宅の振動特性、各部挙動及び動的履歴特性、筋かい及び雑壁（サイディング、石膏ボード）の層せん断力負担率など
1996	軸組構法・2階建て	平面：5.46×3.64m・JMA KOBE、El Centro (NS)・外装：モルタル筋かい	自社の商品の耐震安全性の確認
1996	軸組構法・2階建て	平面：5.46×3.64m・JMA KOBE (NS+EW+UD)・外壁：モルタル筋かい	自社の商品の耐震安全性の確認、3軸加振によるねじれの挙動及び履歴特性
1997	軸組構法・1、2階建て	平面3.64×5.46m・JR Takatori (主軸方向) 外装：サイディング筋かい	自社の商品の耐震安全性の確認、1階建、2階建の挙動、倒壊性状の確認
1998	木質パネル接着構法・2、3階建て	1階床面積50.9㎡・JMA KOBE (NS+UD) 窯業系サイディングボード縦張、接着パネル	自社の商品の耐震安全性の確認、2階建、3階建における各部挙動、動的性能の比較検討
1999	軸組構法・2階建て	平面：2×4m、10体11パターン、JMA KOBE 筋かい	軸組構法における、加速度変化の影響による被害状況
2000	軸組構法住宅・2階建て	平面：9.1×8.19m・JMA KOBE (EW)・外装：窯業系サイディング筋かい偏心率0.04,0.11	自社の商品の耐震安全性の確認、軸組構法住宅の振動特性、各部挙動及び動的履歴特性、筋かいの層せん断力負担率、振動台実験と静的加力実験の比較
2000	枠組壁工法・2階建て	平面：9.248×7.015・JMA KOBE・構造用合板釘ピッチ75mm、偏心率0.05~0.19	自社の商品の耐震安全性の確認、壁量変化に対する耐力比較、神戸波の2倍、動的履歴特性、振れ振動の検証
2000	軸組構法・2階建て	平面：2×4m・JMA KOBE・筋かい、土壁	軸組構法における、入力加速度の変化の影響による被害状況
2001	木質パネル・2階建て	平面：8.46×6.46m・JMA KOBE (NS)・免震（ベアリング、粘弾性体、ダンパー）	免震住宅の地震応答性状の把握、免震構造と非免震構造との比較
2001	軸組構法・2階建て	平面：4.5×6.3m、JMA KOBE (NS+UD)、無機系耐力面材、免震（ゴム支承、鉛ダンパー）	免震住宅の地震応答性状の把握、免震構造と非免震構造との比較
2001	軸組構法・2階建て	平面：7.28×6.37m・JMA KOBE・外壁：サイディング、構造用合板、偏心率0.03,0.05	自社の商品の耐震安全性の確認、壁量変化に対する耐力比較、性能表示による評価
2002	軸組構法・2階建て	平面：2×4m・JMA KOBE・外装：合板筋かい	軸組構法における、加速度変化の影響による被害状況の把握
2003	木質パネル構法・2階建て	平面：7.8×6.6m・JMA KOBE・外装：サイディング 木質パネル	自社の商品の耐震安全性の確認、木質パネル工法住宅の振動特性、各部挙動及び動的履歴特性、免震装置による効果
2003	軸組構法・2階建て	平面：3.64×5.46m・JR Takatori (主軸方向)・筋かい	旧耐震基準住宅の振動特性、各部挙動及び動的履歴特性、倒壊現象の再現、多方向入力との組み合わせによる影響
2004	軸組構法・2階建て	平面：3640×5460mm・JR Takatori (主軸加振) 筋かい、木摺、石膏ボード	旧耐震基準住宅の振動特性、各部挙動及び動的履歴特性、倒壊現象の再現
2004	木質ユニット工法・2階建て	平面：8.407×6.775m・JMA KOBE・外装：硬質木片セメント板・偏心率0.09,0.11	木質ユニット工法住宅の振動特性、各部挙動及び動的履歴特性

*1996～2004年に日本建築学会大会学術講演会で発表されたもの

地震被災度の高い既存木造住宅の振動台実験

腰原 幹雄／植本 敬大

●東京大学

●国土交通省国土技術政策総合研究所

地震被災度の高い既存木造住宅に対して、その要因とされる旧構法の構造性能、経年による劣化の影響を検証する目的で、既存木造住宅の振動台実験を行った。新耐震以前の旧構法で建てられた実大試験体による倒壊実験、実際の建物から抽出された構面を用いた倒壊実験により、その性能を明らかにしようとするものである。

また、この実験は、平成17年度から始まるE-ディフェンスで実施される、移築による既存木造住宅の実大振動台実験の準備研究としても位置づけられている。

1) 実験の目的

兵庫県南部地震では、新耐震以前の木造住宅の被害率が高いことが報告されている。新耐震に限らず、建築基準法は、経験した地震被害・最新の研究成果などを反映する形で改良が重ねられている。このため、新耐震以前の木造住宅は、建築当時の法規に従って設計されていても、現行の基準法と性能が一致しているとは限らない。また、ある程度年月を経過した木造住宅は、その材料特性上、場合によっては経年劣化した部材・部位等を含むことがあり、これが原因で耐震性能が低下する可能性もある。

これまでの木造住宅の振動台実験は、比較的健全に建てられた新築の建物を対象としたものが多く、その建物性能と振動台の性能上、最大層間変形角は $1/30\text{rad}$ 程度となっている。

そこで、本試験では、旧仕様の木造住宅の耐震性能、特に木造住宅の倒壊現象、経年変化の構造性能に及ぼす影響を明らかにすることを目的としている。

試験は、旧構法の軸組みを用いて、さまざまな倒壊モードの再現と入力地震動の影響を検証した多方向入力試験体とモルタル外壁の劣化による影響を検証したモルタル外壁試験の大きく2つに分けられる。

2) 多方向入力試験

(1) 実験内容

平成14年、15年と2年間にわたり、東急建設技術研究所の振動台(3方向)を用いて行った。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年耐震基準改正以前の仕様の木造住宅を想定した。



写真1 試験体設置状況

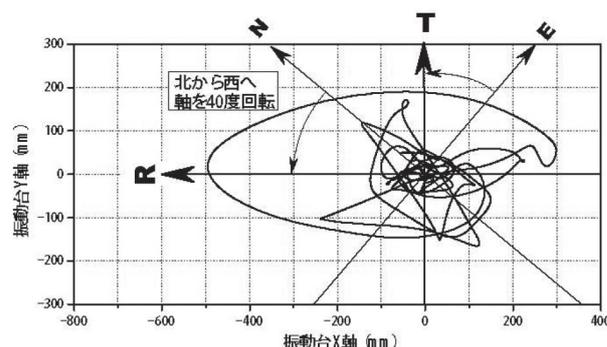


図1 JR鷹取波の水平方向変位軌跡

表1 JR鷹取波の各成分の最大値

	変位 (mm)	速度 (kine)	加速度 (gal)
R成分	50	135	741
T成分	18	55	624

平成14年には、同一仕様4体の試験体(写真1)に対して、それぞれX方向、Y方向、XY方向、XYZ方向に地震動を入力し、その倒壊現象を観察測定した。

平成15年には、軸組要素は同一仕様として、接合金物の有無、木ずり、面材の影響を検証する試験体とした。

入力地震動は、1995年兵庫県南部地震時にJR鷹取駅で観測された波(以降、JR鷹取波)をフルスケール

で入力して倒壊させることとし、その前に余計な損傷を与えないように、中小地震波は用いなかった。試験体間のバラツキ、計測器のチェックのために、矩形波、ランダム波をX、Y、Zそれぞれの方向に、JR鷹取波30galを加振方向に入力した。ただし、振動台の性能上、JR鷹取波は、実際に観測された地震波のNS成分、EW成分を北から西へ40度回転した軸（R軸、T軸）に射影している。JR鷹取波の水平方向変位履歴を図1に、最大値を表1に示す。

計測は、層間変位、柱脚の浮き上がりを接触型変位計、筋かいの歪を歪ゲージを用いて計測した。倒壊までの層間変位の計測を可能とするために、東京電機大学藤田研究室の協力を得て、計測範囲が10m以上可能は画像計測法を用いた。

(2) 試験体

試験体の基本平面図、立面図を図2に示す。

No.1～4までは、この形式とし入力時振動の組み合わせをX方向、Y方向、XY方向、XYZ方向とした。No.6は、基本試験体に木ずりを打ちつけて筋かいを拘束した試験体、No.7は基本試験体に柱頭・柱脚の金物を取り外したもの、No.8は、基本試験体に石膏ボードを釘打ちしたものとした(図2)。

a) 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。

b) 試験体重量 試験体、錘重量を表3に示す。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。

c) 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)として算出した。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。

d) 固有振動数 以上のような仕様の試験体を7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数定数を算出した。その結果を表4に示す。

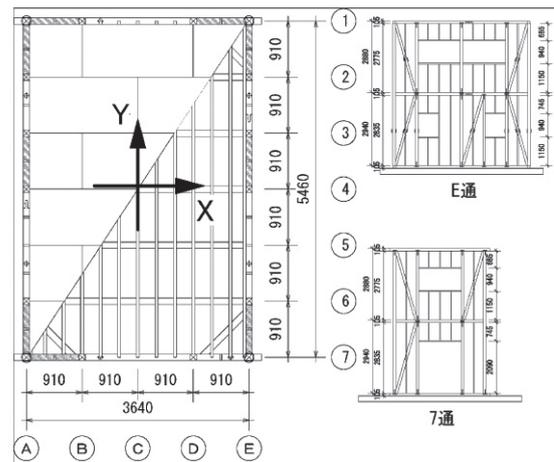


図2 多方向入力試験体 平面図・立面図

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		
アンカーボルト	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)	Σ 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 各試験体の固有振動数と減衰定数

試験体No.		1	2	3	4	6	7	8
固有振動数 (Hz)	X	2.02	1.93	1.98	1.76	2.15	1.86	2.34
	Y	2.37	2.28	2.49	2.25	2.54	2.34	2.15
減衰定数 (%)	X	0.03	0.02	0.03	0.03	0.02	0.03	0.04
	Y	0.02	0.02	0.02	0.04	0.02	0.03	0.04

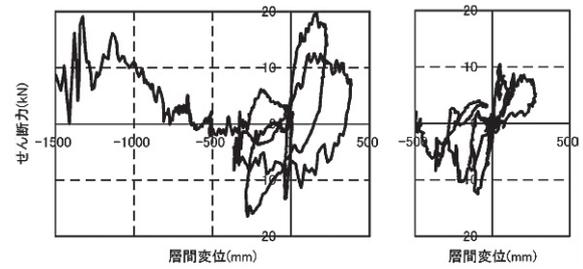


図2 荷重-変形関係 (No.3)

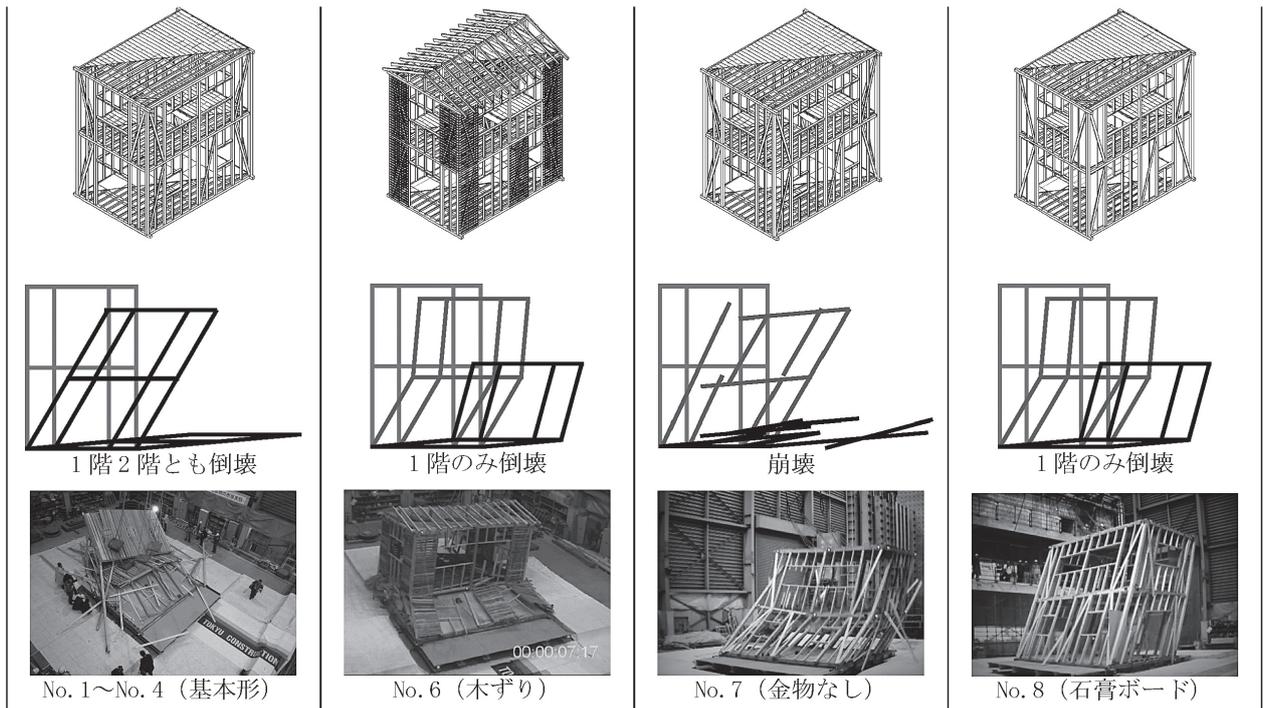


図3 各試験体と倒壊モード

(3) 実験結果

JR鷹取波フルスケール加振によって、No.1、No.3、No.6、No.7、No.8の試験体は倒壊した。JR鷹取波R成分を入力した試験体のうちNo.4 (XYZ方向入力) の試験体は倒壊を免れたが、加振後の残留変形は1/7rad.を超えていた。試験体No.3の荷重-変形関係を図2に示す。試験体は、両側で最大耐力を超えた後1ループ後に倒壊している。

試験体No.4が倒壊を免れた要因については、「既存木造住宅耐震性向上に関する総合的研究(その46)」^(文1)で検討されており、No.4の試験体が同一仕様ながら他の試験体に比べて、剛性が低かった影響が大きいとしている。各試験体の倒壊モードを図3に示す。旧構法の木造住宅の倒壊モードとして、

- ① 1階、2階とも同時に倒壊するモード (No.1,3)

- ② 1階のみ倒壊するモード (No.6、8)

- ③ 接合部が外れ崩壊するモード (No.7)

が、観測できた。①、②の倒壊モードの差は、1階、2階の剛性・耐力の比によって解析的に再現可能であった^(文2)。また、剛性の比によっては、2004年新潟県中越地震で見られた2階のみ倒壊するモードも解析上は再現可能となることがわかった。

3) モルタル外壁試験体

(1) 実験方法

経年による、木造住宅の耐震要素の性能の変化を検証するために、実際に既存木造住宅から切り出した試験体 (以後、抽出試験体) と、新たに製作された同じ仕様の試験体 (以後、再現試験体) を振動台上で加振した。入力地震動は、JR鷹取波R成分 1.方向とした。

(2) 試験体

試験体は、昭和54年に建てられた2階建て木造住宅から構面を切り出し、構面を箱型に組んだ試験体とした(写真2)。構面は、内装に厚さ12.5mmの石膏ボード下地、または厚さ9mmのラワン合板下地クロス張り、外装はラスモルタルとなっている。軸組みには、端部釘打ちであるが、二ツ割筋かいが配置されていた。

試験体には、1質点1自由度時刻歴応答解析を行い倒壊する錘を算出し(10tf)、水平構面上に設置した。



写真2 既存建物から抽出された試験体

(3) 実験結果

JR鷹取波フルスケールによって、抽出試験体、再現試験体とも倒壊は免れた(写真4)。再現試験体では、開口周囲にクラックは見られたが、遠目には大きな損傷がないように見えた。しかし、側面から観察すると、木ずりとモルタルの間に隙間ができモルタルが浮き上がっていた。

JR鷹取波をもう一度入力すると、抽出試験体・再現試験体ともに倒壊した。

荷重-変形関係は図4のようになる。再現試験体は抽出試験体に比べて初期剛性が高く、1回目の加振では、ほぼ弾性状態であると考えられる。一方、抽出試験体では、最大耐力を経験し、剛性が大きく低下している。2回目の加振では、再現構面は、最大耐力を経験後1ループ後に一気に倒壊している。抽出構面では、剛性の低いループを繰り返しながら、最終的には倒壊した。両試験体の最大耐力は、抽出試験体で95.7kN、再現試験体で96.7kNとなり、両者の差は小さい。これまで、金物をあまり用いない木造建物の場合には、劣化によって剛性は低下するが、最大耐力はあまり低下しないと考えられおり、今回の実験結果でもその傾向が見られた。

また、抽出試験体、再現試験体とも、モルタル外壁が地震時に大きな固まりとなって剥落する現象が見られた(写真5)。抽出試験体でのステーブルの劣化により、剥落が早かったと考えられるが、いずれにせよ、建物本体だけでなくこうした仕上げ材の落下防止対策も重要と考えられる。

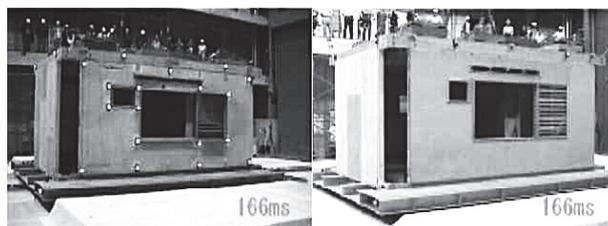


写真3 抽出試験体(左)と再現試験体(右)

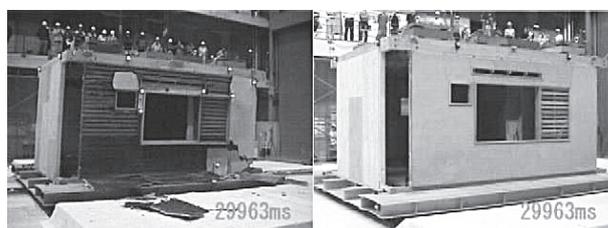
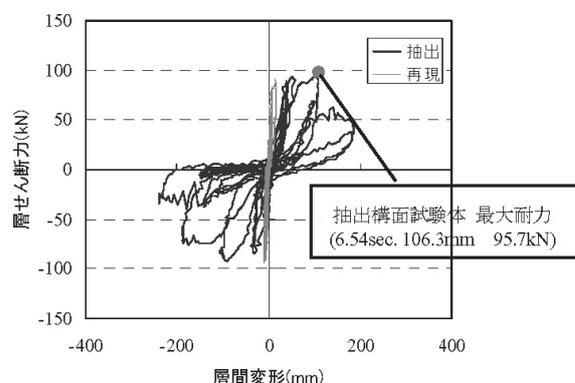
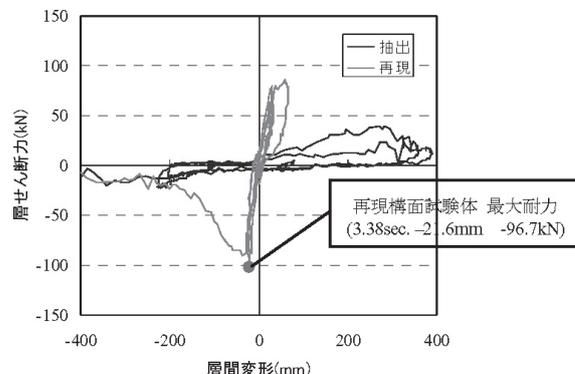


写真4 1回目加振後



(1) 1回目(黒:抽出 灰:再現)



(2) 2回目(黒:抽出 灰:再現)

図4 荷重-変形関係

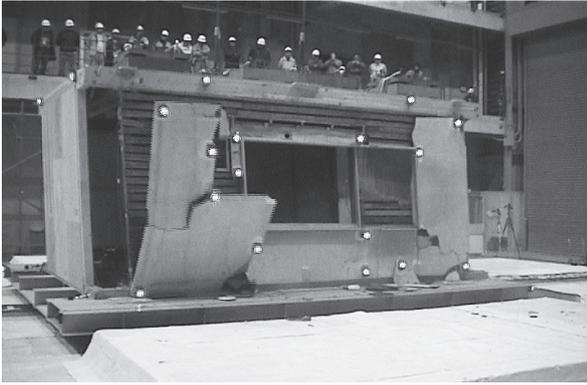


写真5 モルタル外壁の剥落

4) まとめ

多方向入力試験、モルタル外壁試験により振動台を用いた既存木造住宅の移築再現試験の可能性が示された。今後、E-ディフェンスでの既存木造住宅の移築振動台実験により建物全体の性能検証に期待したい。

参考文献

- 1) 坂本功 他：既存木造住宅耐震性向上に関する総合的研究 その46、日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿)、日本建築学会、2005(投稿中)
- 2) 三宅辰哉 他：既存木造住宅耐震性向上に関する総合的研究 その28、29、日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道)、日本建築学会、2004

謝辞

本研究は、文部科学省大都市大震災軽減化特別プロジェクト「木造建物実験」の一環として実施されたものである。関係各位に深甚なる謝意を表する。

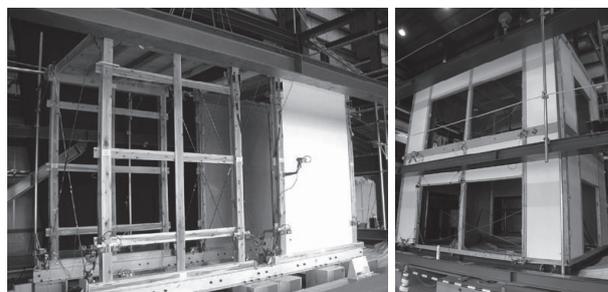
木造軸組構法の振動台実験による耐震性能評価

鈴木 祥之、清水 秀丸 / 山田 真澄 / 後藤 正美

●京都大学防災研究所

●カリフォルニア工科大学 ●金沢工業大学

1995年兵庫県南部地震の後、京都大学防災研究所に3次元振動台が設置され、数多くの振動台実験が実施されている。本報では、木造住宅の耐震性能評価を目的とした実大振動台実験の中から、土塗り壁の実験事例を主に報告する。土塗り壁を耐震要素とする単位軸組の振動台実験、在来軸組構法2階建て木造住宅の実大振動台実験の結果から、復元力特性とともに耐震要素の層間変形角に対応した損傷状況を考察し、軸組構法木造住宅の耐震性能評価を行う。



a) 木造単位フレーム b) 2階建て住宅

図1 振動台実験風景

1) はじめに

木造軸組構法は、現在我が国の戸建木造住宅に最も多く用いられている構法である。1995年兵庫県南部地震により、木造建物は甚大な被害を受け、木造住宅の耐震性能の確保・向上の重要性が再認識された。京都大学防災研究所では、木造住宅の地震による被害を軽減させることを目的に、軸組構法木造の振動台実験を実施している。本報では、在来および伝統構法の軸組構法木造住宅に多く用いられている耐震要素の復元力特性を把握するために行った単位木造フレームの振動台実験、また都市部に多く見られる在来構法の木造軸組2階建て住宅の耐震性能を評価するために行った実大振動台実験に基づいて、耐震要素の違いによって変化する復元力特性や建物の大破・倒壊に結びつく損傷状況を詳細に分析する。

2) 木造単位フレーム試験体

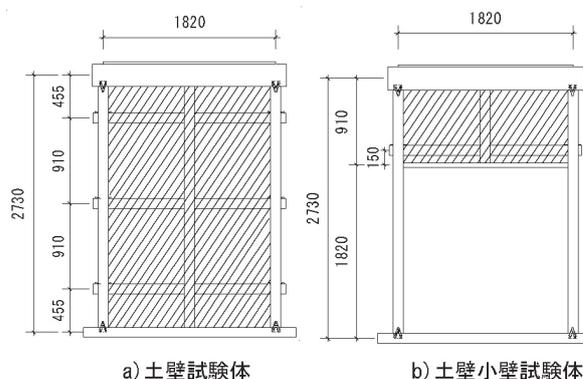
(1) 実験概要

試験体は、柱、桁と土台から構成される単純な単位軸組を製作し、面内に様々な耐震要素を組み込んだ。試験体の軸組や柱頭、柱脚部の接合部はすべての試験体で同じ仕様とし、柱の断面は105mm角、接合部は短ほぞ接合、山形プレート留めとした。振動台に設置した試験体の様子を図1に示す。試験体は図2に示すような、各種の耐震要素を組み込んだ同一の軸組2対を加振方向に併置し、構造用合板24mmの床を桁上部に固定して、一体の立体型試験体とした。床上には重りを設置して、各試験体の固有周期が1.0秒程度になるように調整した。直交方向には倒壊及びねじれを防止するために、ステンレスブレースを配置した。試験

体の材種は込み栓が檜材、桁が米松材、他はすべて杉材である。

土塗り壁（以後、土壁）を用いた試験体は、柱間の芯-芯距離が1間（1820mm）の土壁試験体、土塗小壁試験体の2体とした。土壁は、京都で一般的な仕様とした。壁下地には割竹を用い、間渡り竹を入れて、間に下地竹を縄で固定した。塗り厚は、荒壁裏返し36mm、中塗り11mm×2（両面）、漆喰2mm（片面）で合計60mmである。本報では、荒壁、中塗り、漆喰を合わせて壁土と呼ぶ。実験開始までの土壁の養生期間は、約2ヶ月であった。

加振波には日本建築センター模擬波（BCJ-L2）を使用した。試験体の振動特性、最大耐力や破壊性状を見るために、加速度レベルを50Gal刻みで上げて、一体の試験体を繰り返し加振した。試験体の破壊の進行に合わせて、スイープ波を10～20Gal程度のレベルで入力し、試験体の振動特性を把握した。



a) 土壁試験体 b) 土壁小壁試験体

図2 木造単位フレーム試験体(単位mm)

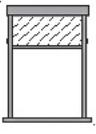
層間変形角 (rad)	0.005	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09	0.1
						×柱にまぐさの部分がひびが入る ★0.040rad	×まぐさが柱から外れる ☆0.053rad		×土壁隅角部が崩れる		試験体解体後、柱の折損を確認した
	×漆喰隅角部にひびが入る	×隅角部が軸組と離れて揺れる	×貫に沿って中塗りにひびが入る ×楔が緩む ★0.026rad				×漆喰にせん断ひび割れが入る ×壁土が面外へ剥離する ×山形プレートの留め付け釘が浮く			☆0.090rad	

図3 各試験体の層間変形角と損傷状況の関係
★は最大耐力を記録した変形角、☆は最大耐力が半減した変形角を表す

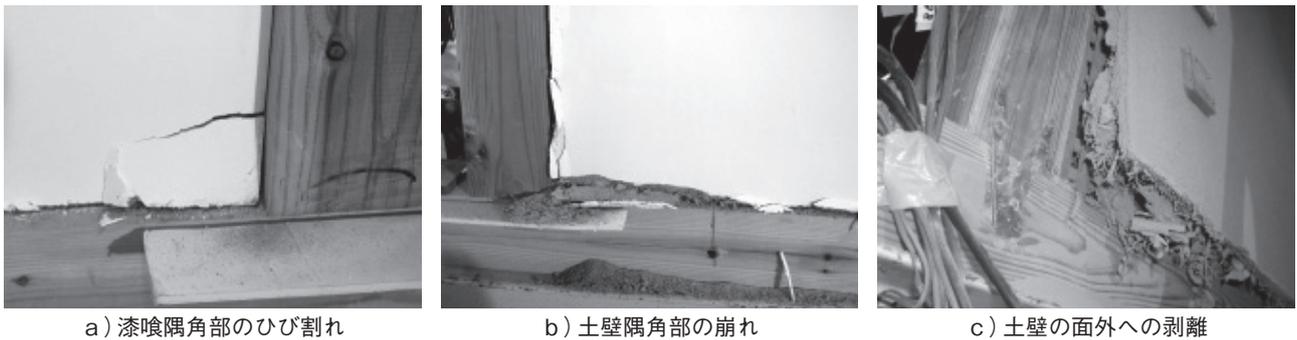


図4 木造単位フレームの損傷性状

(2) 損傷状況

地震時の破壊を確認するために、各試験体の大変形に至るまでの損傷状況と層間変形角との対応関係を図3に示す。また、土壁の代表的な損傷の様子を図4示す。

土塗小壁試験体は、軸組自体に破壊が生じた。試験体は約1/25rad変形時に柱のまぐさ部分でひび割れが発生し、試験体解体後に、柱が折損していたことが確認できた。これは、軸組に小壁を組み込むことで、軸組のみの場合と比較して耐力を向上させることができるが、柱の曲げ破壊を生じさせてしまう可能性が指摘されるため、小壁のせん断耐力と柱の曲げ耐力との関係に注意をしなければならない。

土壁試験体の破壊状況は、1/200rad程度の微小変形時に図4a)に示すような漆喰隅角部にひびが入り、次に図4b)に示すような土壁隅角部が崩れ始め、壁土隅角部と軸組の接触が激しくなると、図4c)に示すように壁土は剥がれ面外へ剥離し始めた。

3) 2階建て住宅試験体

(1) 実験概要

木造軸組構法木造住宅の標準的な耐震性能評価を行うため、試験体は、住宅として最も普及している2階建てとし、隅柱を通し柱、接合部には短ほぞに金物を用いた。試験体サイズは5460mm×3640mmの長方形平

面に高さ5880mmとした。土壁付き試験体は、図5に示すように基本軸組に土壁、土壁小壁を配置した。

柱・梁などの主要な構造材には集成材を使用し、筋かいにはベイマツ、貫にはスギを用いた。土台と通し柱の柱脚部分にはホルダダウン金物(以後、HD金物)を4箇所、柱の柱頭柱脚にはデルタプレート金物を使用した。床材には24mm厚の針葉樹合板を使用し、水平構面の変形が発生しないようにした。

R階床に29.42kN(3000kg)、2階床に25.40kN(2590kg)の鋼板を重りとして配置した。また、軸組の組み立て前に部材単位での重量計測を行い、各層の詳細な重量を算出した。

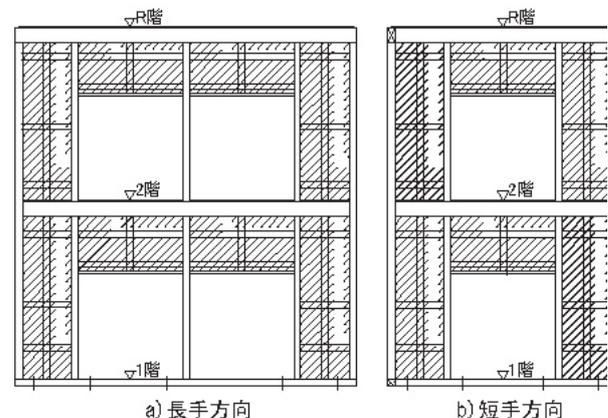


図5 2階建て住宅試験体

(2) 損傷状況

最大変形角 $1/230\text{rad}$ (100Gal) で1階耐力壁外側2箇所にひび割れが発生した。ひび割れは加振方向と平行な全面壁に発生し、位置は試験体の対角線にあたる全面壁であった。ひび割れは、隅柱の土台より1600mmの高さから管柱窓枠に向かって横に伸びていた。 $1/155\text{rad}$ (150Gal) で、ひび割れはさらに進み、2階にも1階と同様な2箇所で新たにひび割れが発生した。また、新たに1階のHD金物部分でも4箇所中3箇所でHD金物に沿ってひび割れが発生していた。 $1/91\text{rad}$ (200Gal) で試験体1階の加振方向と平行な耐力壁すべてにひび割れが発生し、ひび割れは外壁、内壁両方に見られた。 $1/64\text{rad}$ (250Gal) では、1箇所の壁以外でひび割れが「ハの字」のように左右よりひび割れが発生した。また、HD金物部分のひび割れていた土壁部分はすべて剥がれ落ちた。 $1/51\text{rad}$ (300Gal) になると小壁外側の4隅に木材との隙間が顕著に見られるようになり、 $1/41\text{rad}$ (400Gal) では、新しいひび割れは入らず、今までのひび割れが伸び、ひび割れ幅が拡大していった。

$1/31\text{rad}$ (500Gal) になると、1階全面壁すべてで4隅外壁の剥がれが見られるようになり、小壁は柱との間に隙間が、今まで以上に顕著に見られるようになった。 $1/23\text{rad}$ (600Gal) において、全面壁外側に入っていたひび割れが、今までは目立たなかった中塗り壁の土色が見えるようになり、1階全面壁内側で貫に沿ったひび割れが見えはじめた。その他の内壁のひび割れも以前は外側と比較すると目立たなかったものが一目見て判るようになり、1階の鴨居が抜け始めた。 $1/19\text{rad}$ (700Gal) では、ひび割れ長さが伸びた様子は無く、ひび割れ幅が拡大し、全面壁、小壁を問わず、壁の4隅が貫より浮いてきている様子が見られた。この様子は $1/16\text{rad}$ (800Gal) においても同様であった。

実験を通して図6に示すような土壁の剥離などは見ら



a) 内壁のひび割れ b) 外壁のひび割れ

図6 2階建て住宅の損傷性状

れたが脱落は発生せず、軸組も1階の鴨居が抜けかけた以外、大きな損傷は見られなかった。このように $1/16\text{rad}$ 程度の大変形を経験したにも関わらず、軸組に目立った損傷は確認されず、解体作業で土壁を剥がし貫の様子も観察したが、貫が折れている箇所を発見出来なかった。

4) 耐震性能評価

(1) 復元力特性

図7に履歴曲線と各加振での最大応答点を結んだ復元力包絡線(太線実線)を示す。履歴曲線は、試験体の履歴特性をよく表していると思われる、変形の大きい加振時を選んだ。

土壁を用いた試験体(図7a)は、土壁隅角部が崩れ始めると(図4b)、剛性は低下し始める。最大耐力を経験するのは、 $1/50\text{rad}$ 前後である。面材などの試験体では最大耐力を経験した後、急激に復元力が低下するが、土壁試験体は最大耐力に達した後も徐々に低下しており、土壁は漸次損傷しながらも抵抗力を保っていることが分かる。

土塗小壁試験体(図7b)は、約 $1/25\text{rad}$ 変形時に最大耐力となり、軸組自体に損傷が生じた。柱のまぐさの部分でひび割れが発生した。この変形角を境として、復元力は急激に低下している。軸組、特に柱の折損などの損傷は要注意である。

2階建て住宅試験体の復元力特性と復元力包絡線を図7c)に示す。耐力は700Gal入力時に45.5kNの最大値を示した。変形性能は、土壁試験体は最大耐力を記録した $1/20\text{rad}$ 付近(700Gal)でも基本軸組に損傷を与えないため、 $1/20\text{rad}$ を超えた大きな変形性能を有すると判断できる。同じ軸組で筋かいを耐震要素とした2階建て住宅試験体との比較検討を文献1)に示す。

(2) 変形性能を考慮した耐震性能評価手法の提案

上記の他に伝統構法木造軸組の振動台実験²⁾などから、軸組構法は構造的特徴として高い変形性能を有することが明らかとなった。このような木造軸組構法の耐震性能を適切に評価するため、木造住宅の限界耐力計算に用いられる耐力算定手法を示す。

本耐力算定手法とは図8に示すように、例えば文献3)、4)の動的・静的実験結果から得られた個別の耐震要素の荷重-変形角関係を加算することによって住宅各階の荷重-変形角関係を求める手法である。本手法で耐力を求める場合、個別耐震要素の加算により算出する。なお、加算の方法は個別耐震要素毎に設定された規則によって行う。続いて、各階の質点系重量 $W1$ 、 $W2$ を建築基準法施行令などから算出する。続いて、耐力、建物重量が得られた住宅を、構造詳細調査から求めた各階の高さ $h1$ 、 $h2$ ($h1$ は表1の※1)、図8

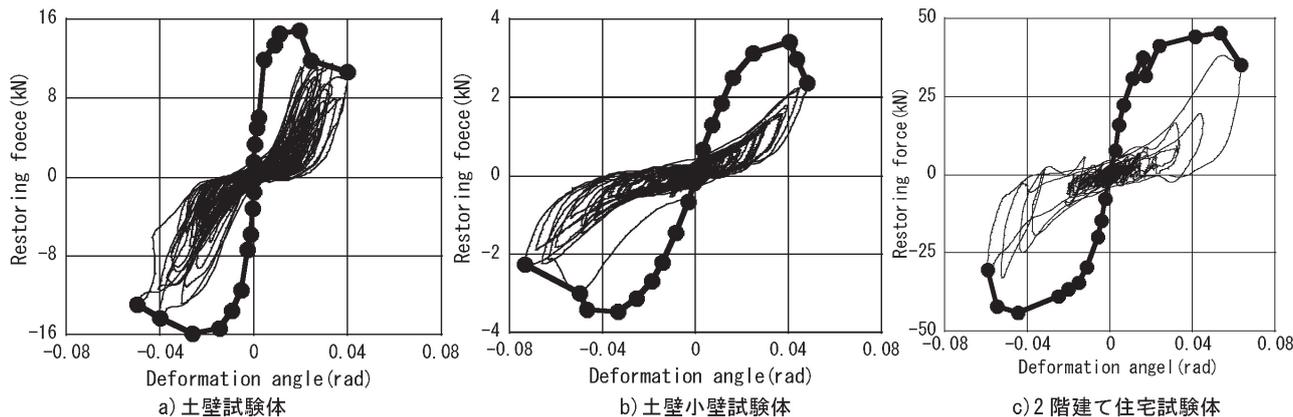


図7 復元力特性と復元力包絡線

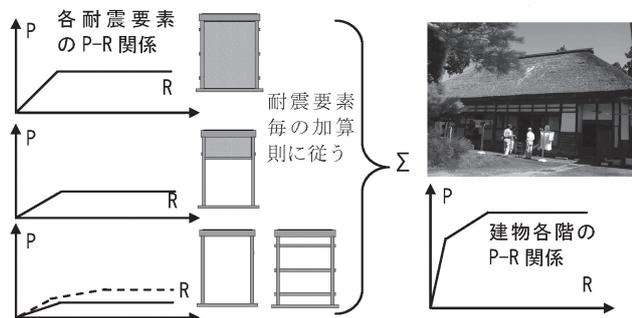


図8 木造住宅の限界耐力計算に用いられる耐力算定手法の概要

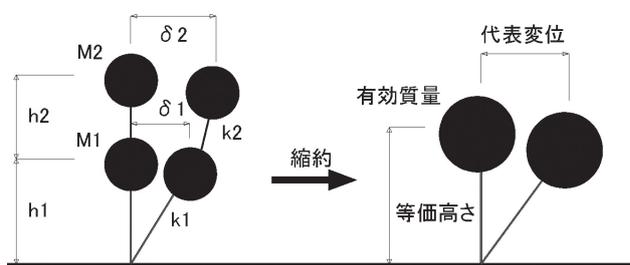


図9 木造住宅の限界耐力計算に用いられる耐震性能評価の概要

の手法によって求めた各階の変位 δ_1 、 δ_2 、剛性 k_1 、 k_2 から、住宅を図9に示すような等価1質点系に置換し、耐震性能を評価する手法である。

具体的な耐力算定手法を例示すると、土壁は壁長に対する比例倍とし、土塗り小壁は壁長ではなく、柱スパン数による比例倍する。本手法に用いて木造単位フレームから2階建て住宅の復元力特性を算出し、限界耐力計算を行った結果、実験値と計算値は良い相関関係を示すことが分かった¹⁾。本手法の詳細は、文献5)にまとめられている。

5) まとめ

軸組構法木造建物の耐震性能評価法を確立するために、単位木造軸組による各種耐震要素単体の振動実験や2階建て木造住宅に各種の耐震要素を配置した実大振動台実験を行い、損傷状況と復元力特性などを調べた。

単位木造軸組試験体では、小壁試験体は、柱の曲げ破壊が生じて急激な耐力低下を起こした。小壁部分のせん断耐力との兼ね合いから柱の曲げ破壊を生じないようにするならば、小壁付き軸組は重要な耐震要素となり得る。また、土壁試験体など破壊が徐々に進行する試験体は、最大耐力後も変形が進んでも耐力が急激に低下せず、変形性能が高いことが分かった。特に、

土壁試験体は、1/10radの大きな変形角まで耐力低下を起こさないことが確認された。土壁付き2階建て住宅試験体では、土壁は、微少変形領域においてひび割れが発生するが耐力は低下せず、層間変形角1/16rad付近でも軸組に損傷を与えないことが実験で検証された。

今後も、単位耐震要素、実大住宅の振動台実験を行い、木造軸組構法の耐震性能評価を行っていく。

参考文献

- 1) Hidemaru Shimizu, Yoshiyuki Suzuki, Tatsuru Suda and Akio Kitahara: Seismic Performance of Wood Houses by Full-Scale Shaking Tests of Two-Storeyed Post-and-Beam Wooden Frames, 13th World Conference on Earthquake Engineering, August .2004.
- 2) Masaki Maeno, Yoshiyuki Suzuki, Tatsuya Ohshita, and Akio Kitahara: Seismic Response Characteristics of Traditional Wooden Frame by Full-Scale Dynamic and Static Tests, 13th World Conference on Earthquake Engineering, No.1184, August .2004.
- 3) Masumi Yamada, Yoshiyuki Suzuki, and Masami Goto: Seismic Performance Evaluation of Japanese Wooden Frames, 13th World Conference on Earthquake Engineering, August .2004.
- 4) 大西功人、鈴木祥之、山田真澄、岩本いづみ、後藤正美：単位木造フレームを用いた動的・静的実験による木造軸組の耐震性能評価その8 差鴨居を有する伝統木造軸組の耐震性能評価、日本建築学会大会梗概集、C-1分冊、pp.121-122、2003.8.
- 5) 木造軸組構法建物の耐震設計マニュアル編集委員会：伝統構法を生かす木造耐震設計マニュアル 限界耐力計算による耐震設計・耐震補強設計法、学芸出版社、pp.75-97、2004.3.

五重塔5分の1模型の振動実験

河合 直人 / 箕輪 親宏

●独立行政法人建築研究所 ●独立行政法人防災科学技術研究所

独立行政法人防災科学技術研究所及びNPO木の建築フォーラムの共同研究により、木造五重塔の耐震性の解明に向けたデータの蓄積を目的として、縮尺5分の1の模型を用いた振動台加振実験が行われた。五重塔は地震で倒壊した記録がなく、その耐震性に関しては様々な説が述べられているが、大地震動時の挙動を工学的に観測した例はまだない。今回、模型ではあるが五重塔の大変形に至る振動を測定し、その挙動を把握することが出来た。ここでは、その実験内容と結果の概要を報告する。

1) 実験の目的

伝統構法による木造五重塔は地震で倒壊した記録がないと言われている¹⁾。その耐震性に関する説明は様々に行われており、一方で常時微動測定、人力加振程度の微小加振、強震観測、数値解析などによる工学的なアプローチも数多く行われてきた²⁾。しかし、五重塔の大地震動時の実際の挙動を工学的に測定、観察した例はまだない。そのため、伝統構法による木造五重塔の振動特性の把握と耐震性の解明に向けたデータの蓄積を目的として縮尺5分の1模型を用い、振動台加振実験を行った。

2) 実験内容

平成16年11月～12月に、独立行政法人防災科学技術研究所内の大型振動台(水平1方向)に設置した試験体に対し、常時微動測定、人力加振試験、振動台加振試験及び静的水平加力試験を行った。試験体の設置状況を写真1に、振動台加振試験で用いた入力波を表1に示す。基礎的な振動特性の把握のため、Step加振(10秒間隔)、Sweep試験(振動数は連続的に変化)、共振点でのSine波加振、Random波加振(0.5Hz～30Hz)を行い、また、地震時挙動の把握のため、表2に示すJMA神戸、JMA小千谷、津観音観測波³⁾による加振を行った。地震波には模型であることを考慮して時間軸の調整を行った入力波も用いている。加振回数は、合計で82回にのぼった。

加速度の測定は試験体および振動台上の加速度計30Chにより、変位の測定は試験体各部の相対変位及び計測用鉄骨架台を用いた絶対変位を、接触型変位計60台により、また、心柱等のひずみ計測はひずみゲージにより、合計約120Chについて計測を行った。

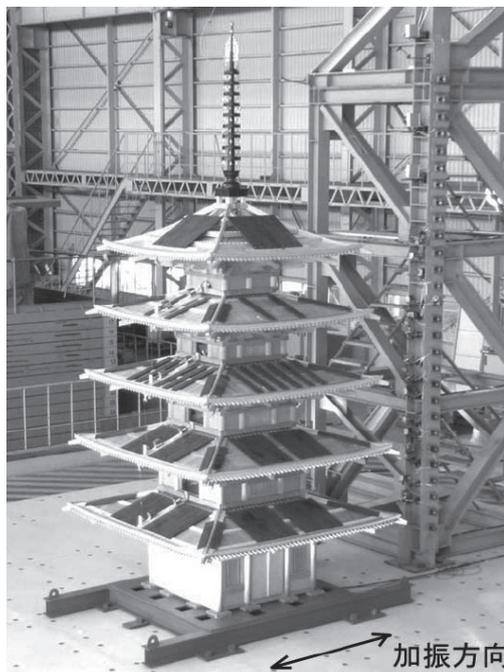


写真1 試験体設置状況

表1 入力波

入力波種類	時間軸	最大振幅
Step	-	0.5, 1mm
Sweep	-	30, 50Gal
Sine	-	30, 50Gal
Random	-	30, 50, 200Gal
JMA神戸NS	1/1, 1/3	5, 10, 15, 20, 40mm
JMA小千谷EW	1/1, 1/3	10, 20, 40, 80, 120mm
JMA小千谷NS	1/1, 1/3	10, 20, 40mm
040905津観音	1/1, 0.7	122Gal
BCJレベル2	-	100, 200Gal

表2 入力に用いた地震波の最大値

地震波		加速度 (Gal)	速度 (kine)	変位 (cm)
JMA神戸	NS	818	90	20.2
JMA小千谷	EW	898	84	40.1
JMA小千谷	NS	780	65	17.1
040905津観音	EW	122	7.38	7.97

併せて、光学式マーカ21個を用いて、画像計測システムによる変位計測（東京電機大学による）を行った。

3) 試験体

実験に用いた五重塔は飛鳥様式の法隆寺五重塔を範として、宮大工・宮崎忠仍棟梁により精巧に製作された縮尺5分の1の模型である。試験体の立面図及び断面図を図1に示す。寸法は相輪を含めて高さ約6.6m、初層平面約1.3m四方である。木材はカナダ産のベイヒバを使用し、実験時に計測した含水率は平均で18.35%であった。相輪は青銅製である。屋根は本来、本瓦葺きであるが、実験時の落下が懸念されたため瓦に相当する錘（銅板）を野地板にビスで固定した。また、振動台上に固定した鉄骨基礎に厚さ30mmの花崗岩を礎石として接着し、初層側柱、四天柱及び心柱を、ダボを用いて設置した。各層の壁は板壁である。

試験体組立時に計測した試験体重量を表3に示す。木部合計約10kNであり、これに屋根（錘）荷重を加えた総重量は約20kNである。比較のため法隆寺五重塔の重量を表3に示す⁴⁾。試験体は法隆寺五重塔の1/5模型であるため、質量比は $(1/5)^3 = 1/125$ となるはずであるが、使用材料等の関係から模型はやや軽量であった。積載荷重で調整し、最終的に試験体質量は法隆寺五重塔の1/158となっている。

加振実験前に常時微動測定を行った結果、試験体の一次固有振動数は後述のように2.73Hzであった。図2に既往の実験的研究⁵⁾など（主に常時微動測定）から求められた伝統木造構法五重塔の塔身高さと一次固有周期の関係を示す⁶⁾。法隆寺五重塔の一次固有周期は常時微動測定の結果、約1.1秒である⁵⁾。本試験体は1/5模型であるため高さが他と比較して小さい（塔身高4.7m）が、塔身高さの割にはやや長周期側に位置している。

4) 静的水平加力試験

振動実験に先立ち、試験体の塔身頂部及び三層目を順に加力点として、ロードセルを介してチェーンブロックを取り付け、計測タワーを反力として一方向静的水平加力試験を行った。変位の測定は、各層の柱盤・台輪・軒先と塔身頂部（相輪露盤付近）における水平絶対変位、及び各層の軒先と直下の屋根（初重においては直下の振動台）との間で相対変位の測定を行った。

塔身頂部の引張試験における頂部水平荷重と頂部変位の関係を図3 a)に、三層の引張試験における三層水平荷重と頂部変位の関係を図3 b)に、それぞれの最大変形時の変形状態を図4に示す。

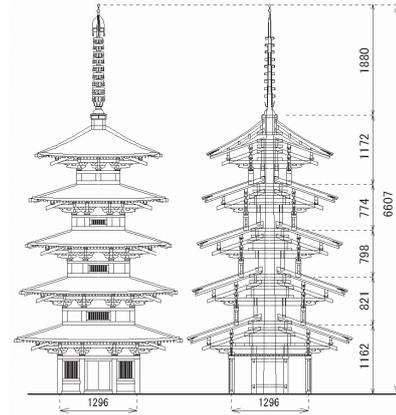


図1 試験体立面図及び断面図

表3 試験体重量

部位	試験体実測値(kN)			法隆寺五重塔(kN)		
	木部	積載	合計	木+壁	屋根	合計
心柱+相輪	0.84	-	0.84	97.2	15	112
五層	1.50	1.51	3.01	233	189	422
四層	1.63	1.00	2.63	313	174	488
三層	1.85	1.77	3.62	374	215	589
二層	1.90	2.42	4.32	431	260	691
初層	2.69	3.03	5.72	572	305	876
合計	10.4	9.73	20.1	2022	1143	3179

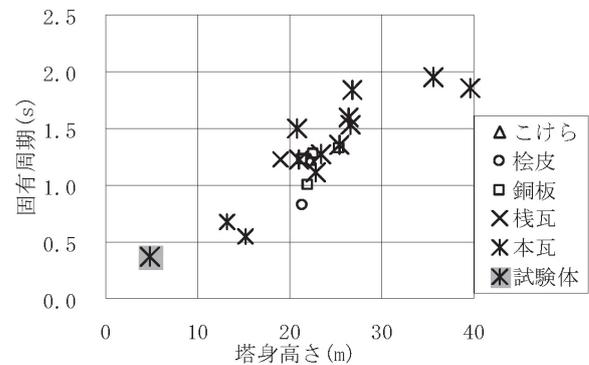


図2 五重塔の塔身高さと一次固有周期の関係⁶⁾

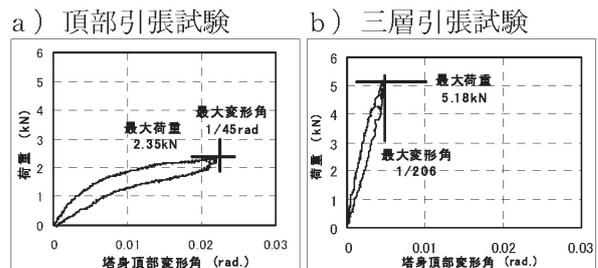


図3 水平加力試験による荷重変形関係

5) 小加振実験

頂部最大変位で30mm以下の微小振幅の振動実験結果について概要を述べる。ただし、人力による強制振動及びStep加振については、振動実験で大変形を生じさせる以前(振動実験による塔身頂部の経験最大変位は40mm程度)のデータであり、一方、Sweep試験、Random波加振、Sine波加振は、加振No.27(塔身頂部変位約130mm)を含む大変形経験後のデータである。

(1) 人力による強制加振

三層軒を人力で横に1回押すことにより強制振動を加え、その後の自由振動波形の測定を行った。得られた自由振動波形からフーリエ解析を行った結果、2.73Hzに明瞭なピークが見られた。また、五層の自由振動波形から求めた対数減衰率は3.7%であった。

(2) Step加振

Step加振による加速度応答波形から、フーリエ解析により鉄骨架台に対する各部の応答の伝達関数を求めた。2.54Hz、3.71Hz、6.25Hz等にピークが見られた。伝達関数より求めたモード図では2.54Hzと3.71Hzに並進モードが確認できたが、微動測定の結果からは3.71Hzは振れの影響があると推察される。また、塔身頂部の自由振動波形から求めた対数減衰率は9.0%であった。

(3) Random波加振

Random波加振による伝達関数を図5に示す。1.86Hz、4.88Hz、7.42Hzのピークで高さ方向の1次・2次・3次のモードが確認できた。

(4) Sweep試験

1次・2次の固有振動数を得るため、1~3Hz(30gal)と4~6Hz(50gal)のSweep加振を行った。共振曲線を図6に示す。卓越振動数として1次が1.81Hz、2次が4.83Hzであることが確認された。

(5) Sine波加振

Sweep加振から得られた卓越振動数を基に1次・2次のモードをターゲットとしたSine波1.8Hz(30gal)、4.68Hz(50gal)の加振を行った。それぞれの加振に対する応答変位の振幅比から求めた振動形を図7に示す。1.8Hzでは高さ方向1次、4.68Hzでは高さ方向2次の振動モードが確認された。

6) 大加振実験

(1) 実験方法

全82加振の振動実験のうちJMA神戸NS、JMA小千谷EW等の地震波を用いて、時間軸を変えずに入力した場合と、模型であることを考慮して時間軸の調整を行った場合について述べる。時間軸の調整は、常時微動測定から得られた試験体の1次固有振動数2.73Hzと、

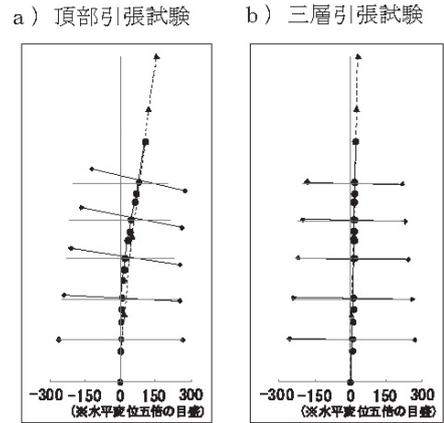


図4 水平加力試験における変形状態

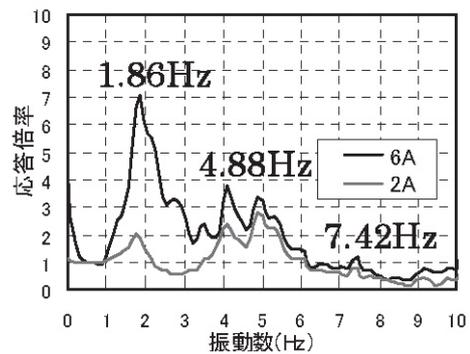


図5 Random波加振による伝達関数

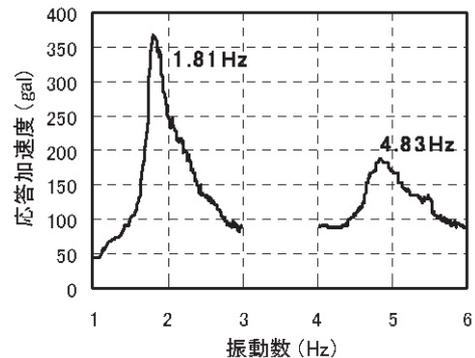


図6 Sweep試験による共振曲線

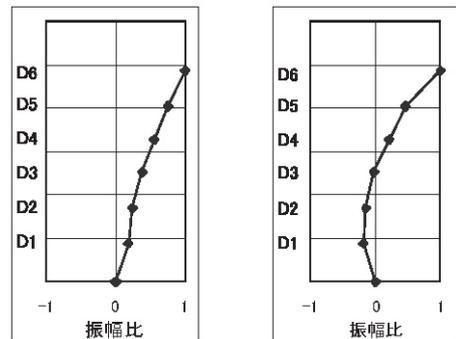


図7 Sine波加振による振動形

法隆寺五重塔の1次固有振動数0.9Hz⁵⁾との比率から1/3倍に時間を短縮した。計測器の設置位置を図8に示す。

(2) 実験結果

各入力波及び塔身頂部の測定結果(最大加速度・加速度応答倍率・最大変位・最大変形角)を表4に示す。

全加振の中でNo.42が最大の応答変位を示し、塔身頂部の最大応答変位は144.9mm、変形角にして約1/33radであった。JMA 神戸NSによる加振では、同じ最大振幅40mmに対して時間軸を1/3倍(No.42)と等倍(No.43)と変化させて入力している。入力波形と対応させて塔身頂部応答変位波形を描き、比較する形で図9に示す。さらに、元の入力波形上で同一時刻となるA～D点における試験体の変形状態(変位5倍)を図10に示す。図10から、No.43では1次モードが、No.42では2次モードに近い動きをしていることが推察できる。

7) まとめ

五重塔の縮尺5分の1の模型を用いて振動台実験を行い、基本的な振動特性と大地震動時の挙動に関するデータを得た。記録地震波の時間軸を短縮した入力に対しては2次モードが卓越する振動も確認された。ただし、大変形時の柱盤が浮き上がるような挙動は、模型特有の現象とも考えられ、詳細な検討は今後の課題である。

参考文献

- 1) 藤田香織・大山瑞穂・腰原幹雄・坂本功：伝統的木造五重塔の振動特性に関する研究，第11回日本地震工学シンポジウム，2002.11
- 2) 五重塔を揺らす2004シンポジウム資料，NPO木の建築フォーラム，2004.12.16
- 3) 藤田香織(他)：伝統的木造構法五重塔の振動特性に関する研究(その4) 2004年9月5日東海道沖の地震観測結果，日本建築学会大会学術講演梗概集，2005.8
- 4) 奈良県教育委員会：国宝法隆寺五重塔修理工事報告，奈良県，1955.
- 5) 内田昭人・河合直人・前川秀幸：伝統的木造建築物の振動特性(その2) 法隆寺五重塔の常時微動測定，日本建築学会大会学術講演梗概集，1996.9.
- 6) K.Fujita et.al: Earthquake Response Monitoring and Seismic Performance of Five-Storeyed Tiber Pagoda, 13WCEE, 2004.8

謝辞

本実験で用いた五重塔は、(営工房)宮崎忠仍棟梁が製作・所有するものを借用した。また、本実験は、独立行政法人防災科学技術研究所とNPO木の建築フォーラムが主催し、独立行政法人森林総合研究所、独立行政法人文化財研究所に後援を頂き、実験実施には、東京大学坂本功研究室、東京都立大学藤田香織研究室、東京電機大学藤田聡研究室が参加した。ここに記して謝意を表します。

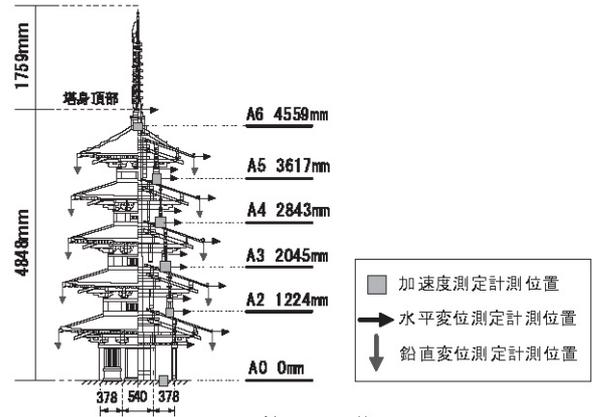


図8 計測器の設置位置

表4 大加振実験の結果の概要

加振No.	入力波	入力概要		塔身頂部計測結果概要			
		最大変位 (mm)	時間軸 (倍)	最大応答加速度 (gal)	加速度応答倍率	最大変位 (mm)	最大変形角 (rad)
27	JMA小千谷 EW	120	等倍	855	2.96	132.4	1/37
31	JMA小千谷 EW	40	1/3倍	994	1.62	67.6	1/72
42	JMA神戸 NS	40	1/3倍	2886	1.35	144.9	1/33
43	JMA神戸 NS	40	等倍	474	2.59	74.3	1/85
47	JMA神戸NS	40	等倍	551.6	2.85	69.6	1/70
58	JMA神戸 NS	20	1/3倍	1084	1.12	63.2	1/77
60	JMA神戸NS	40	等倍	578.2	3.01	66.2	1/73

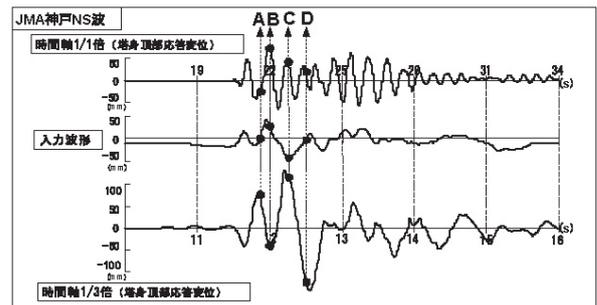


図9 入力波の時間軸の相違による応答波形の違い

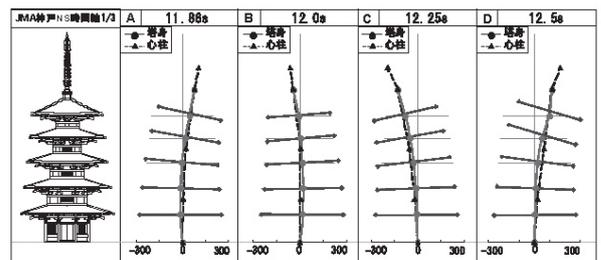
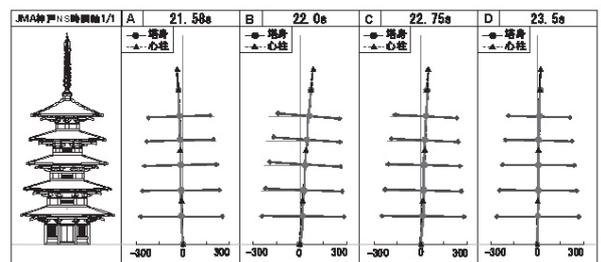


図10 No.42及びNo.43の加振における変形状態

木質構造建築物の振動試験研究会の取り組み —実大木造住宅の振動台実験の標準化について—

橋本 敏男

●財団法人建材試験センター

建材試験センターでは、平成15年12月に実大木造住宅の振動台実験に係る実験手法の標準化と、木造住宅各部の動的挙動把握及び耐震性能評価を目的として、『木質構造建築物の振動試験研究会』を発足した。本稿は、平成16年度研究会において検討を行った、実大木造住宅の振動台実験方法について紹介する。また、標準化した実験手法に基づいて実施した、5棟の実大木造住宅の振動台実験について、その概要をまとめたものである。

1) 木質構造建築物の振動試験研究会

建築物の耐震性能を判断する方法の1つに振動台実験がある。木造住宅は建物重量が比較的軽量で、組立が容易なため、振動台実験により建物の耐震安全性を確認するケースが多い。その際の実験手法は、実験毎に独自に設定されているが、近年、振動台実験が注目されていることから、標準的な振動台実験手法の開発が急がれている。

そこで建材試験センターでは、平成15年12月に木造住宅の振動台実験に見識の高い学識経験者、木造住宅関連企業及び建材試験センター職員からなる、『木質構造建築物の振動試験研究会（委員長：坂本功東京大学大学院教授）』を発足した。平成16年度は、実大木造住宅の振動台実験手法の標準化を行う上で必要となる、標準試験体（一連の実験をコントロールする試験体）を設定し、併せて、その計測方法と加振計画を具現化した。また、実際に5棟の実大木造住宅の三次元振動台実験を行い、実験手法の検証と、木造住宅の各部の動的挙動把握、並びに耐震安全性評価を行った。

2) 実大木造住宅の振動台実験手法の提案

(1) 標準試験体

振動台実験の試験体を決定する要因として、①構工法、②軸組の仕様・寸法、③雑壁の有無、④仕上げ材の有無、⑤接合金物の設置条件などがある。

平成16年度の標準試験体は、木造軸組構法住宅を対象として、平面プランは解析が容易な田の字形プランとした。軸組の仕様は建築基準法、木造住宅工事共通仕様書をもとに、木造住宅メーカーにヒアリング調査

を行い、その結果を踏まえて、現在最も一般的に行われている仕様・工法を決定し採用した。1階の存在壁量は、建築基準法及び品確法耐震等級1を満足する程度のものでした。余分の耐力が追加されないように、外装材仕上げは施していない。標準試験体の全景を写真1及び写真2に、耐力壁等の配置図を図1に示す。標準試験体の構造特徴は以下のとおりである。



写真1 南西面

写真2 北西面

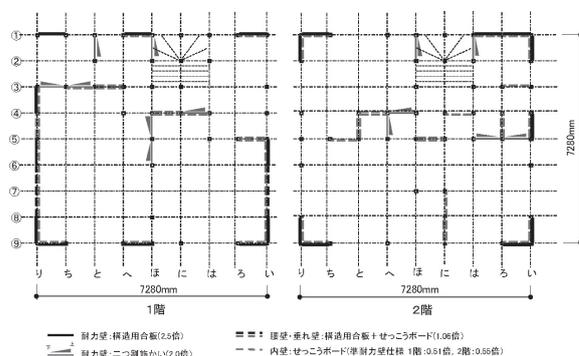


図1 平面図(壁の配置図)

a) 規模

標準試験体は、木造軸組構法による総2階建て住宅とし、平面寸法は桁行・梁間方向とも7.28mで、階高は1階が2.95m、2階が2.83mとした。建物重量は、1階の地震層せん断力係数を0.2としたときの1階の層せん断力が1階に配置した耐力壁の短期許容せん断耐力の合計に等しくなるように、2階床上の積載荷重を決定した。積載荷重には載荷用の鋼板を用い、これを均等に敷き並べて固定した。建物重量と地震力との関係を表1に示す。

表1 建物重量と地震力

階	Wi	ΣWi	αi	Ai	Ci	ΣQi kN
2階	82.9	82.9	0.471	1.228	0.246	20.4
1階	93.1	176.0	1.000	1.000	0.200	35.2

(注) ここで、標準せん断力係数 $C_0=0.2$

$$A_i = 1 + (1 / \sqrt{\alpha_i} - \alpha_i) \times 2T / (1 + 3T)$$

$$T = 0.03 \times h = 0.03 \times 5.9 = 0.177 \text{ sec}$$

$$T_c = 0.6 \text{ より } T < T_c \text{ よって } R_t = 1.0$$

$$C_2 = Z \times R_t \times A_i \times C_0 = 1.0 \times 1.0 \times 1.228 \times 0.2 = 0.246$$

b) 軸組仕口の構造方法

柱と横架材の仕口の構造方法は、N値計算により決定した。通し柱の1階柱脚部には20kN用引き寄せ金物を、2階柱頂部には10kN用引き寄せ金物を接合した。耐力壁の両側に配した管柱には山形プレート、かど金物、又は5kN用のコーナプレートのうち、いずれか1つを接合し、それ以外の管柱にはかすがいを2本接合した。

通し柱と胴差の仕口は短ほぞ差し、梁と梁の仕口は大入れあり掛けとし、それぞれに羽子板ボルトを接合した。

c) 耐力壁の種類

外部の耐力壁及び準耐力壁は、板厚7.5mmの構造用合板1枚張り(N50@150mm)壁とした。内部の耐力壁は45×90mmの筋かいを片側に入れた壁とし、準耐力壁は板厚12.5mmのせっこうボード張り(GNF40@150mm)壁とした。

d) 存在壁量・偏心率

振動台実験において、試験体が1階部分の先行破壊型になるように、1階の存在壁量は建築基準法の必要壁量を満足し、かつ品確法の耐震等級1程度とし、2階は基準法の必要壁量の1.5倍程度にした。偏心率は、1、2階とも0.15を上回らないように設計した。

e) 水平構面の構造

2階床は、落とし込み根太(45×105mm、@455mm)に厚さ12mmの構造用合板張り(N50@150mm)とした。小屋組は5寸勾配の切り妻とし、屋根野地は厚さ12mmの構造用合板野地板(N50@150mm)とした。さらに木製火打ち材(90×90mm)を3.3m²に1本程度になるように配置した。また屋根は粘土瓦葺き(ねじ留め)とし、軒の出を600mm、けらばの出を455mmとした。

(2) 振動台の仕様

実験に使用する振動台は、試験体の大きさ及び重量、加振条件などを考慮し決定される。今回使用した

振動台は、独立行政法人土木研究所の三次元振動台であり、その仕様を表2に示す。

表2 建物重量と地震力

テーブル寸法	8m×8m
搭載重量	定格100tf、最大300tf
最大変位	水平±60cm、鉛直±30cm
最大速度	水平±200cm/s、鉛直±100cm/s
最大加速度	水平±2.0G、鉛直±1.0G
加振周波数	DC~50Hz

(3) 測定方法

測定は、加速度計、変位計(接触型)、ひずみゲージ及びデータ計測システム(CH数256点)を使用して行った。

応答加速度の測定位置を図2に示す。応答加速度の測定は、振動台及び1階床(土台)が中央部のX、Y、Z3方向、2階床及び小屋梁が中央部及び外周部のX、Y、Z3方向の計28点について行った。

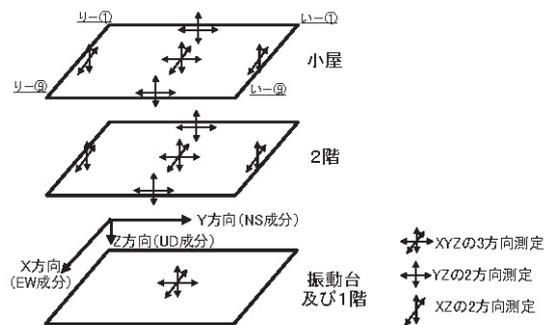


図2 応答加速度の測定位置

層間変位は、図3に示すように測定の対象となる床の上に固定した木製架台に、変位計を水平方向に対して上方45度になるように調整し緊結した後、変位計先端の測定子にピアノ線を取付け、ピアノ線の他端を上階床梁に取り付けた。これより測定対象階の45度方向の変位を測定した。測定した変位は次式により層間変位(水平方向変位)に換算し、測定間距離で除して層間変形角とした。層間変位の測定点数は計14点とした。

この他、振動台と架台・架台と土台の相対水平方向変位8点、1階柱脚と架台の相対上下方向変位及び軸組接合部の相対変位20点、引き寄せ金物の引抜き力9点、軸組材の曲げひずみ・軸ひずみ58点、筋かいの軸ひずみ7点、耐力壁合板のせん断ひずみ24点(合計168点)について測定を行った。なお、振動データのサンプリング周波数は100Hzとした。

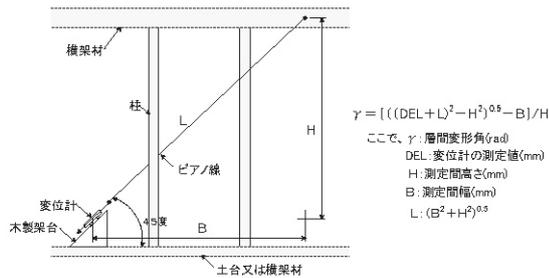


図3 層間変位の測定法

(4) 加振計画

振動台実験に用いる加振波形には、次の種類があり、実験の目的に応じて決定した。加振波形例を図4に示す。

- a) 試験体の振動特性を把握する加振（ステップ加振、ランダム加振、スイープ加振など）
- b) 中地震程度の揺れに相当する加振波形（BCJ波レベル1の1/3縮小波加振、同50%加振、JMA神戸波10%加振など）
- c) 大地震程度の揺れに相当する加振（BCJ波レベル1の200%加振、JMA神戸波50%加振など）
- d) 巨大地震の揺れに相当する加振（JMA神戸波100%加振、同200%加振、新潟県中越地震小千谷波による加振、想定関東地震波加振など）

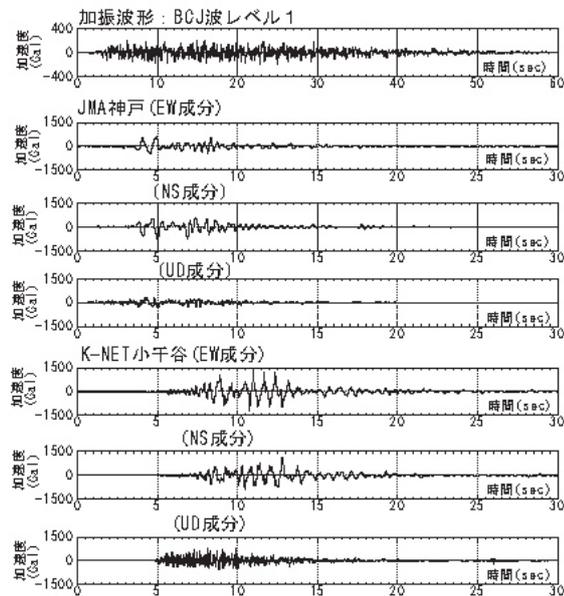


図4 加振波形例

(5) 結果の記録

実験結果として、a) 時刻歴応答波形、b) 試験体の破損状況、c) 振動特性、d) 各部の挙動・応力分布、e) 耐震性能評価、f) その他の必要事項について記載した。

3) 実大木造住宅の三次元振動台実験結果

平成16年度実施した5棟の実大木造住宅の三次元振動台実験結果のうち、振動特性、破損状況及び層せん断力と層間変形角の関係について、その概要を以下に示す。

(1) 標準試験体

a) 振動特性

実験開始前の固有周期は、約0.30秒（3.3Hz）で、減衰定数は4%程度であった。その値は、中地震程度の揺れを想定して行った、BCJ波レベル1の1/3縮小波加振後もほとんど変化しなかった。

b) 破損状況

JMA神戸波100%加振に対して、試験体は大きくねじれて変形し、加振開始約5秒でほぼ倒壊状態に至ったが、倒壊防止用ワイヤーが有効に働き、倒壊は免れた。1階の破損状況をみると、構造用合板張り耐力壁では、合板がくぎ頭によるパンチングシア破壊とくぎ抜けにより軸組からはずれた。筋かいは中央部で座屈破壊し、仕口端部では割裂破壊を生じた。せっこうボードはパンチングシア破壊とくぎ周りの支圧破壊により軸組からはずれ脱落した。外周部管柱の柱頭・柱脚部では、接合金物が著しく変形し、くぎが抜けた。ねじれ振動の大きかった構面では、2階床梁直下の羽子板ボルト孔位置で通し柱（隅柱）が曲げ破壊した。窓形開口部に配置した管柱では、腰壁・垂れ壁の水平力を受けて腰壁位置で柱が曲げ破壊し、柱頭部では柱が割裂破壊した（写真3～写真6）。2階では、せっこうボードのくぎ頭のめり込み、脚部の局部圧縮破壊、及び残留ずれが生じたが、いずれも破損は軽微であった。



写真3 南面の状況



写真4 西面の状況



写真5 柱の曲げ破壊



写真6 筋かいの座屈破壊

c) 層せん断力と層間変形角の関係

JMA神戸波100%加振による1階Y方向(⑨通り)の層せん断力-変形角曲線を図5に示す。変形角曲線は1/40~1/20radまでは、大きなエネルギー吸収のある安定したループを描いた。このループ内で最大耐力が得られた。その値は106kN ($C_0=0.60$)であった。その後、耐力は最大耐力の80~70%に低下し、変形角は1/20radから1/5radまで大きく進展した。この時点で、耐力は急激に低下し、試験体は倒壊状態に至った。2階の変形角曲線は加振終了まで、概ね良好な履歴曲線を描き、最大変形角は1/100~1/40radとなった。

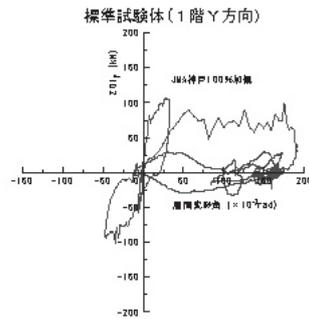


図5 層せん断力-変形角曲線

なお、小屋梁位置の最大応答加速度はX方向が848Gal、Y方向が787Galであった。

(2) 金物工法試験体(写真7)

本試験体は標準試験体に準拠した。標準試験体と異なる主な点は、①軸組仕口に接合金物(柱脚金物、ホゾパイプ金物、梁受け金物)を用いたこと、②壁の合板の板厚を9mmに換えたこと、③2階床組の構造は根太レスとし、板厚28mm合板を使用したことである。

a) 振動特性

実験開始前の固有周期は約0.26秒(3.8Hz)で、減衰定数は7%程度であった。

b) 破損状況

JMA神戸波100%加振に対して、試験体は大きなねじれを伴う変形挙動を示し、試験体は著しい損傷を受けたが、倒壊には至らなかった。1階の破損状況をみると、一般部の構造用合板張り耐力壁では、合板がくぎ抜けによりはがれ、バルコニー直下では合板頂部を横架材で拘束され、合板がせん断変形に追従できず座屈し割れた。筋かい入り壁では、筋かい仕口部で割裂破壊し、中央部では座屈破壊した。これが間柱の曲げ破壊を誘発させ、同時にせっこうボードを落下させた。筋かいの取り付け管柱では、柱脚が割れた。せっこうボードは、くぎ頭によるパンチングシア破壊と脚部で局部圧壊した。変形が大きかった隅柱では、柱脚金物のベースプレートが変形した。2階では、合板の残留ずれ、せっこうボードのくぎ頭のめり込みが生じたが、いずれも破損は軽微であった。

c) 層せん断力と層間変形角の関係

JMA神戸波100%加振による1階Y方向(⑨通り)の層せん断力-変形角曲線を図6に示す。変形角曲線は初期の段階から加振終了時に至るまで、大きなエネルギー吸収のあるループを描いた。最大耐力は163kN ($C_0=0.89$)となり、この時の変形角は1/21radであった。

その後、耐力は著しく低下し、変形角は1/14radまで増大したが、残留変形角は1/554radと比較的小さな値になった。なお、小屋梁位置の最大応答加速度はX方向が1142Gal、Y方向が1480Galであった。

(3) 木造軸組-パネル工法2階建て住宅(写真8)

試験体の平面形状・寸法、壁の配置及び2階床に載荷した積載荷重の考え方は、標準試験体に準拠した。サイディングは試験体の半分に対称になるように取り付け付けた。耐力壁は外周部に倍率5.0、倍率2.5の壁を、内部に倍率3.7の壁を用いた。1階の存在壁量の基準法に対する充足率は、フェーズ1が約3.2倍、フェーズ2が約2.0倍であり、偏心率はそれぞれ0.14、0.15であった。

a) 振動特性

実験開始前の固有周期は、約0.137秒(7.3Hz)で、減衰定数は8%程度であった。フェーズ2では、約0.143秒(7.2Hz)、7%程度に変化した。

b) 破損状況

JMA神戸波100%加振に対して、試験体の各部には損傷は認められなかった。続いて行った想定関東地震波100%加振では、1階の開口部近傍でクロスにしわや切れが生じ、外周部

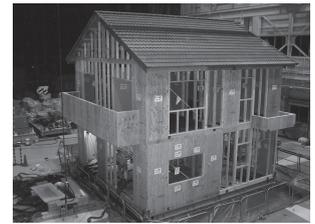


写真7 金物工法試験体

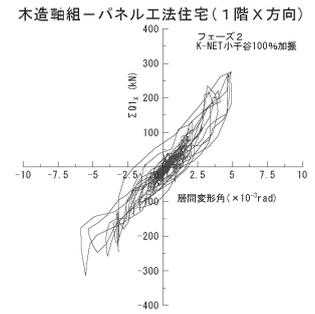


図6 層せん断力-変形角曲線



写真8 木造軸組-パネル化住宅

に取り付けたかど金物の一部でくぎ抜け等が生じた。K-NET小千谷波100%加振では、せっこうボードのねじのめり込みや外周部で合板相互のずれが生じた他、特に問題となる破損は認められなかった。

c) 層せん断力と層間変形角の関係

K-NET小千谷波100%加振による1階X4通りの層せん断力-変形角曲線を図7に示す。変形角曲線は初期の段階から加振終了時に至るまで、安定したエネルギー吸収を示す菱形の履歴曲線を示した。加振時に得られた1階の最大層せん断力は、X方向が313kN ($C_0=1.79$)、Y方向が362kN ($C_0=2.07$)となり、この時の変形角は1/135rad、1/181radとなった。なお、小屋梁位置の最大応答加速度は、X方向が2040Gal、Y方向が2078Galであった。

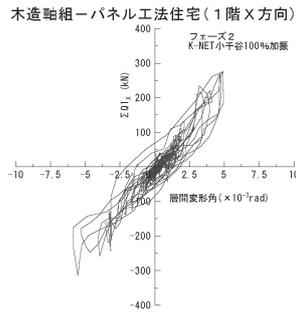


図7 層せん断力-変形角曲線

(4) CAPS構法2階建て住宅(写真9)

試験体は、CAPSパネル(板厚7.5mmの構造用合板にポリスチレン製断熱材を接着接合したもの)を小屋、床、壁の下地材に用いた木造2階建て住宅である。1階は8.0×8.0m正方形平面で、2階は6.0×7.0mの長方形平面とし、東面・西面・南面は1mずつセットバックしている。耐力壁は構造合板と筋かい(45×105mm、たすき掛け)を併用した構造で、内外装仕上げ材はほぼ全面に施した。なお、積載荷重は600N/m²とした。

a) 振動特性

実験開始前の固有周期は、約0.14秒(7.1Hz)で、減衰定数は11%程度であった。

b) 破損状況

JMA神戸波100%を2回、K-NET小千谷波100%を1回、さらにJMA神戸波200%を2回加振した結果、クロスのしわ、クロスの盛り上がり、クロスの切れ、及びサイディングの割れ(JMA神戸波200%で生じた)など、内外装材に軽微な破損が生じたが、特に問題となる破損は生じなかった。なお、本試験体については、振動台実験終了後、静的加力により引き倒し実験を行っている。

c) 層せん断力と層間変形角の関係

JMA神戸波200%加振による1階Y方向の層せん断力-変形角曲線を図8に示す。変形角曲線は安定したエネルギー吸収を示す菱形の履歴曲線を示した。加振時に得られた1階の最大層せん断力は、X方向が500kN ($C_0=2.29$)で、Y方向が602kN ($C_0=2.75$)となった。この時の変形角はそれぞれ1/102rad、1/119radとなった。なお、小屋梁位置の最大応答加速度は、X方向が2782Gal、Y方向が3112Galであった。

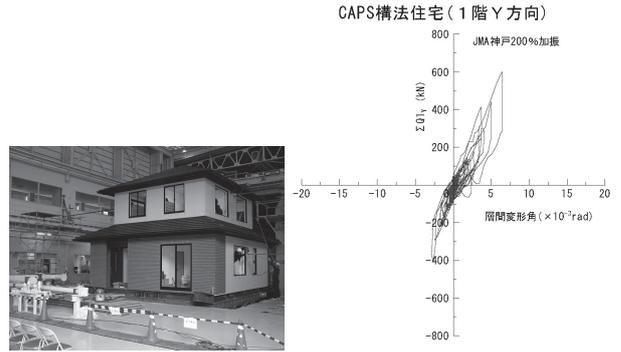


写真9 CAPS構法住宅 図8 層せん断力-変形角曲線

(5) 軸組3階建て住宅(写真10)

試験体の平面形状は1, 2階が6.37×7.28m、3階が6.37×6.37mで、軒高8.18mの3階建て木造住宅である。試験体の主な構造特徴としては、①金物工法、②1方向ラーメンフレーム、③構造用単板積層材と構造用集成材の併用、④余耐力となる外装材仕上げを設けず、構造体のみとした、の4点である。また試験体に載荷した荷重は、内外装仕上げ材などを含めた固定荷重と地震力算定用の積載荷重600N/m²とした。1階の存在壁量の基準法に対する充足率は約1.9倍であった。

a) 振動特性

試験体フェーズ2の固有周期は約0.22秒(4.5Hz)で、減衰定数は11%程度であった。

b) 破損状況

JMA神戸波100%加振に対して、試験体はねじれを伴う挙動を示した。耐力壁の合板のくぎ抜け及びくぎの破断が観察された。くぎ抜けは2階においても観察された。せっこうボード耐力壁では、せっこうボードの割れ及びパンチングシア破壊などの損傷が見られたが、躯体に影響を及ぼすような破損は見られなかった。

c) 層せん断力と層間変形角の関係

JMA神戸波100%加振による1階X方向の層せん断

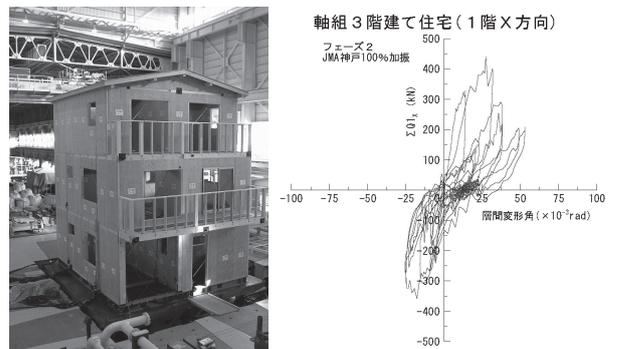


写真10 3階建て住宅 図9 層せん断力-変形角曲線

力-変形角曲線を図9に示す。変形角曲線は1/31radまで、大きなエネルギー吸収のあるループを描いた。このループ内で最大耐力442kN ($C_0=1.60$) が得られた。その後、耐力は210kNまで低下し、最大変形角は1/19radに達した。残留変形角は1/75radであった。なお、小屋梁位置の最大応答加速度はX方向が2521Gal、Y方向が1309Galであった。

4) 平成17年度の研究会活動計画

研究会では、平成17年度も5体の実大木造住宅の振動台実験を計画している。5体のうちの1体は標準試験体Ver.2である。標準試験体Ver.2は、昨年度の標準試験体をベースに、①壁の合板の板厚を7.5mmから9.0mmに変更し、②準耐力壁を追加して、品確法の耐震等級2相当にしたものである。

標準試験体Ver.2の実験は、6月7日に一般公開した。その層せん断力-変形角曲線を図10に示した。他の4体は参加企業の試験体である。その特徴は高倍率壁による大開口を有するプラン、制震装置による耐震補強を計画したプラン、セットバック・オーバーハングしたL字形プランなど、大変興味深い実験内容で、これらの実験は8月以降に実施する。これらの実験結果も機会があれば、本誌にて紹介したい。

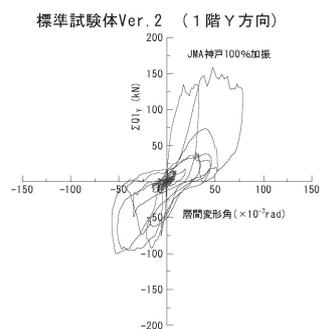


図10 層せん断力-変形角曲線

【参考文献】

- 1) 2階建て木造軸組住宅の三次元振動台実験報告書 2005.3
- 2) SSLOCK金物を軸組仕口に用いた2階建て木造軸組住宅の三次元振動台実験報告書 2005.3
- 3) I.D.S工法による2階建て木造軸組住宅の三次元振動台実験報告書 2005.3
- 4) CAPS構法による2階建て木造軸組住宅の三次元振動台実験報告書 2005.3
- 4) 3階建て木造軸組構法住宅の三次元振動台実験報告書 2005.3
- 5) 大橋好光他、「実大木造住宅の振動台実験手法に関する研究(その1~13)」、日本建築学会大会、2005年9月

免震住宅の振動台実験

平野 茂

●(株)一条工務店

免震住宅の研究開発は阪神大震災を機に本格的な取り組みが始まった。実大住宅モデルを用いての振動台実験は、現在までに7棟を実施している。実験は、種々の免震装置を用い、さらに地盤環境の違いによる検証や、さらに上部架構においても2階建や3階建の他、様々なトライアルやモデル化したテストを繰り返している。試験建物が実大モデルであったこと、さらには地震の揺れを再現できる施設が有ったからこそ実現し普及に至ったと言えるのかもしれない。以下に一つの実験例を紹介する。

1) 実験概要

(1) 試験体建物の規模

試験体は、総2階建て(建築面積:69.56㎡、延べ床面積:130.83㎡)の実大軸組構法木造住宅を使用した。写真1に試験体の全景を示す。免震装置の種類と配置状態、免震装置の荷重支持条件などにより4つの仕様(Stage I~Stage IV)を設けた。各仕様を表1に示す。試験体の主な仕様として、耐力壁要素は筋かい(ベイマツ:45×105)、2階床は火打ち金物に転ばし根太+構造用合板(t=12mm)捨て貼り、外壁はサイディング(t=12mm)、内壁は石膏ボード(t=12.5mm)、屋根については免震層の仕様でStage I~Stage IIIまでは屋根荷重に相当する砂袋を適宜積載し、Stage IVは実際に屋根瓦を葺いた。また、Stage IIIにおいて建物重量の偏心が、応答に与える影響を確認するために、1階南面の外壁外側に振動台に積載可能な5tの偏心荷重を載荷した。尚、この実験は1997年に実施した。

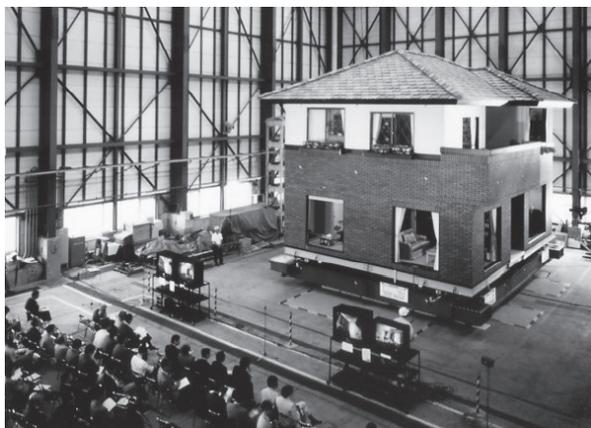


写真1 試験体の全景

(2) 免震装置

免震層は、上部荷重を支持する滑り支承と、復元力を得るための天然ゴム系積層ゴム支承によって構成した。滑り支承はテフロンとステンレス板により滑り面を形成し、摩擦係数(μ)=0.04、変形限界 ± 30 cmとした。積層ゴム支承は荷重支持の条件として有無の2種類を用意した。建物重量を支持しないことを前提とした「A」は、主として弾性バネとしてのみ機能する。荷重を支持させた「B」は、水平剛性を調整するために積層ゴム内部直径13cmの空洞を設け、積層ゴムの圧縮破壊を防止する目的でそこに200枚のナイロン板を封入させた。いずれも内部ゴムのせん断弾性係数Gは1.3kgf/cm²である。各装置は水平ブレースを擁した鉄骨格子梁に取り付けられ、積層ゴム支承を建物4隅に配置した。滑り支承については滑り支承全支持の場合は計12基、積層ゴム支承にも荷重を支持させる場合は4隅の滑り支承を除いて計8基配置した。

表1 試験の種類と免震装置の仕様

ステージ	積層ゴムタイプ	滑り支承	偏心荷重
I	A	12	無
II	B	8	無
III	B	8	有
IV	B	12	無

2) 試験体の加振・測定方法

(1) 試験方法

使用した加振装置は(株)ハザマ技術研究所の大型三軸振動台を用いた。実験の方法について下記に示す。

- 加振入力はX、Y、Z方向の3次元の自由度を有する油圧式振動台(35tonf剛体試験体載荷単軸加振時、最大ストローク:X=30cm、Y=15cm、Z=10cm、最大速度X=105cm/s、Y=60cm/s、Z=50cm/s)である。
- 振動台の制御は、伝達関数を用いた反復入力補償方式で、振動台システムの伝達特性を試加振によりあらかじめ推定し、数回の反復加振により加振信号を補正した。
- 加速度計の配置は、振動台上の試験体平面中央位置のX、Y、Z方向と、1、2階床レベルおよび小屋梁レベルの試験体外周のX、Y方向、さらに1

階床レベルの四隅のZ方向、合計24箇所とした。
また、室内に適宜配置された家具類にも21箇所に
加速度計を取り付けた。

- d) 柱や筋かいの軸組に生じる応力を測定するため
に、Y0、Y4、Y8の3つの壁線上の筋かいと柱の
各部材の4面にひずみゲージを貼付け、部材の軸
方向ひずみを測定した。
- e) 各試験の前後に試験体の中小振幅レベルでの固有振
動数を測定した。この時の入力波としては、30gal
のホワイトノイズと、人力による加振も実施した。
- f) 実地震波で揺れる試験体建物の実体験に基づく振
動の感覚評価は、1階あるいは2階の室内で建物
内部の様子を確認すると共に、被験者として揺れ
を体験した。
- g) 加振後は、目視により建物の損傷と、家具什器類
の被害状況を検証した。
- h) 測定された加速度から試験体の各部の最大応答や
応答変位などを求め建物の振動性状を推察した。

(2) 入力波(入力地震動)

使用した加振装置は直交する水平2方向(X・Y軸)
と上下方向(Z軸)の同時入力が可能であり、試験体
平面の長辺方向をX軸、短辺方向をY軸とした。振
動台加振における入力波は、地震波、模擬地震動波、
およびホワイトノイズ波である。実地震波としてEl
Centro 25kine、及び平成7年兵庫県南部地震時に神戸
市中央区の神戸海洋気象台で観測した地震記録Kobe
(JMA)、1995を使用した。Kobe (JMA)、1995を用
いた実験は1/4スケール(25kine)、1/2スケール
(50kine)、原波(90.2kine)の3段階について実施した
が、原波についてはX方向の原波NS成分818galとZ
方向の原波UD成分332galをフルスケールとし、Y方
向は原波EW成分617galを約2/3スケールダウンした
430galにて実験を行った。これは、EW方向については、
振動台の変位ストロークが不足したためである。

模擬地震動は、既報⁽¹⁾で用いられたII種地盤模擬地
震動で、Taft1952を原波とし、フーリエ位相特性を変
化させずに速度応答スペクトルが所定のターゲットス
ペクトルに適合するよう振動特性を定めた。ターゲッ
トスペクトルは文献⁽²⁾に示されるII種地盤の地層構
成について、文献⁽³⁾に従って想定される地表波の速
度応答スペクトルを作成し、その上限を包絡するよう
に定めた。地震動の強さは第II種地盤模擬地震動で
工学的基盤における最大速度を25kineとしたレベル1
(Art 12)とレベル2の50kine (Art 22)とした。特に、
レベル2の目標波は、X方向成分877gal、Y方向成分

692gal、Z方向成分347galでいずれも神戸海洋気象台
波を上回り、かつ最大加速度に近い加速度域が連続し
て発生する入力波で、本実験の中では建物にとって最
も厳しい加振条件である。

模擬地震波はArt12、Art13、Art22、Art23の4種
類とし、それぞれの略は以下の通りである。

Art12：第2種地盤模擬地震動 レベル1

Art13：第3種地盤模擬地震動 レベル1

Art22：第2種地盤模擬地震動 レベル2

Art23：第3種地盤模擬地震動 レベル2

ホワイトノイズ波は試験体の中小振幅レベルでの固
有振動数を測定するために30galで入力した。地震波
はそれぞれNS、EW、UDの3成分を持ち、NS成分を
X軸、EW成分をY軸、UD成分をZ軸に入力し、一方
向のみの加振も実施している。

(3) 非免震加振による比較検証

同じ試験体建物を使用し、非免震状態での振動実験
も実施している。目的としては、免震化した建物との
振動性状の違いや被害状況の比較検証、免震性能の評
価を行うこととしているが、非免震状態における建物
の耐震性能の評価や被害の発生状況の検証も行った。

実験の順番としては、先に免震化の試験を行った後、
非免震化させ実施した。非免震化は基礎と土台を振動台
と緊結するため、鉄骨のH形を使用し、建物を免震装置
の高さ分だけ鋼束で持ち上げた状態でボルト接合した。

室内には免震時と同じ条件で家具・家電製品や什器
類を適宜配置したのみで固定していない。

3) 実験結果

(1) 非免震状態の実験結果

非免震時の加振中の状況や加振後の損傷を観測した
主な結果は、以下の通りである。

a) 最大応答加速度と建物に発生した被害の関係

最大応答加速度はひずみゲージ型加速度計(5G
用)にて測定し、建物の被害は各加振後、目視に
より被害の程度をその都度観測したものである。
各試験の結果、1、2階とも300galを境に部分的な
被害が発生し始め、600galを超えると内装仕上げ
材にクラックが発生すると見なし得る結果が看守
された。1000galを超えると、内壁の石膏ボード
や外壁のサイディングに亀裂が発生した。最大応
答加速度は、2階天井が最大の応答加速度1700gal
を観測し、入力加速度の2倍を超える値が観測さ
れ、一部の筋かい壁にも被害が出た。

b) 層間変形角(層間変位)と被害の関係

応答層間変位は各階床面（1階床、2階床、2階天井）の2つの加速度計による測定値を平均して重心位置の相対加速度を求め、それらの差をとって各層の絶対加速度を求め、それを2回積分することによりもとめた。1、2階とも層間変形角 $1/300 \sim 1/200$ radから内装材や外壁に部分的な被害が発生し始め、 $1/120$ radを超えると内装仕上げ材にクラックが発生した。 $1/50$ radを超えると、内壁の石膏ボードや外壁のサイディングに亀裂が発生した。また、1・2階とも層間変形角に対する被害の発生状況は同等であった。層間変位は、入力加速度の大きさと比例して大きくなっている。Kobe (JMA) 原波でX方向の一層で1回目は、5.9cm（約 $1/51$ rad）が2回目の加振で12.0cm（約 $1/25$ rad）となった。これは、筋かいの座屈破壊による強度低下と考えられるが、1回目の加振で内外装に使用された二次部材のボード等のクラックや損傷やそれを留め付けた釘接合部が浮き出し耐力が低下していた影響も少なくないと考えられる。

c) 建物内部の様子

①人工地震波1/5

人工地震波でレベル1 (Art 12) の最大加速度の $1/5$ 入力であるが、加速度レベルから換算すると震度4～5程度に相当する。建物本体においては内外部とも損傷の発生は確認されなかった。家具・什器類においては、家具の上に置いたコケシや人形、本棚の中の本などが転倒し、テーブル上のコップ類や小物類が若干移動した。

②El Centro 25kine

加速度レベルは震度5～6に相当する。2階の南面に相当する掃き出し窓の垂れ壁部では、下地石膏ボードのジョイント部の仕上げクロスに極めて僅かなクラックが2箇所発生した。家具・什器類においては、1、2階共に本棚及び机上の本が転倒し、小物類が落下した。

③Kobe (JMA) 25kine

建物本体において、室内は石膏ボードジョイント部にクラックが多数発生し、外装はサイディングの釘が浮き出る現象も発生していた。また、タイル仕上げを施した一部にクラックが発生していた。しかし、残留変形はなく、外部から見て主要構造部に著しい損傷を与えたような被害は認められなかった。

④Kobe (JMA) 50kine

加速度レベルは震度6強～7に相当する。室内は、リビングのテレビがサイドボードより転がり落ち、玄関の傘立てが倒れた。家具の転倒は無いが、

フローリング床の場合に水平に移動した物もあった。家具の上に置いたコケシや本、重心の高い置物などが転倒・落下した。建物外部及び内部においては、石膏ボードのジョイント部のクロス仕上げ面にしわやクラックが目立ち始め、2階の外壁サイディングでは開口部に切り欠いた入り墨部で部分亀裂や釘の浮きが一部発生した。また、加振の繰返しの影響によりクラック部が明瞭になった。主要構造部については損傷が確認されなかった。

⑤Kobe (JMA) 原波

建物は全体的に1次振動モードでしなるように大きく揺れた。建物内部は家具の転倒が激しく、リビングではサイドボードよりテレビが落下し、サイドボード上の装飾品も殆どが落下した。ダイニングテーブルは横にスライドし、テーブル上のワイングラス等は飛散した。キッチン内は吊り戸内の食器類の殆どが扉を押し広げ落下した。キッチンカウンターの上に置かれた電気調理機器や什器類も激しく床に飛散した。和室においては、洋服タンスが転倒しタンス上に置かれた収納箱類なども飛散し、鴨居に掛けた額も外れ落ちた。2階子供室は本棚の転倒や、壁に掛けられた額・時計が落下し、ステレオ等の電化製品が飛散した。主寝室側においてはドレッサーや洋服タンスが転倒し、収納壁の扉の殆どが開き、内部の収納物が散乱していた。また、ペンダントタイプの照明器具については、天井に衝突する現象が発生していた。

(2) 免震状態の実験結果

非免震状態の実験結果と動的挙動を調べ、免震性能の評価を行った結果を要約すると、以下の通りである。またさらに、非免震時の加速度応答との比較を図1に示す。

a) 免震時の固有振動数は非免震時と比べ約20%ほど長周期の値を示した。4隅の積層ゴム支承に荷重を支持させた場合は、さらに20%程度長周期となった。なお、全体を通し繰返し行われた実験による固有振動数の変化は見られなかった。

b) 入力加速度が上昇しても免震建物の最大応答加速度は、200gal前後でほぼ一定であった。800galを超える入力加速度に対しても、最大応答加速度は、200gal前後であり、約 $1/4$ の揺れに低減された。なお、2階天井面については非免震状態で最大1700galに達したのに対し、免震化することにより約 $1/10$ に低減された。

c) 神戸海洋気象台波レベルの地震動を複数回受けて

も、免震性能が低下しないことが判明した。すなわち、800gal程度の余震を受けても被害を受ける危険性は無いと言える。

- d) 免震状態においては最大応答加速度の値は各階であまり変わらず、1階床面と2階天井面が同等で、2階床面は、それよりやや小さな値を示していた。
- e) 免震装置は、等価周期の長いほうが最大応答加速度は小さな値を示し、免震効果が高い結果となった。
- f) 1階の層間変位はKobe (JMA) 原波で、非免震は59mm (約1/51rad)、免震は2mm (約1/1500rad) 以下であり、免震化することにより約1/30に低減された。
- g) 層せん断力係数は非免震の場合、上階へ行くほど大きくなり、また入力加速度に比例して値が大きくなる傾向が見られ、Kobe (JMA) 原波の加振ではX方向2層で1.75であった。これに対して免震の層せん断力係数も入力加速度が大きくなる程、上階へ行く程大きくなる傾向はあるものの、0.2前後と非免震に比べて約1/8の値であった。
- h) 免震時の建物内においては、いわゆる大地震が発生しても長周期の揺れが感じられるが、揺れによる恐怖感の発生は無いと言える。
- i) 非免震時と比較すると家具の転倒や、内部の什器類が居室内に飛散することもなく、免震化は、住戸内の安全性を確保する上でも効果的である。
- j) 総合的に評価した結果、本実験で用いた免震装置によって木質構造の免震化が可能であることが検証され、耐震性向上を図る上で有力な手法の一つであることを確認した。

また、震動台実験ならではのと言える試験として、免震時の建物内部の様子を観測するために、観測強震波 (Kobe (JMA) 原波) で揺れる試験体建物内の1階床 (椅子に座る) と2階床 (床面に着座) のそれぞれで被験者として振動を体験した。体感結果を要約すると以下の通りである。

- k) 左右に大きくゆっくりと体が振られるように揺れが感じられ、あたかも未舗装の田舎道をサスペンションの効いた大型バスで走行しているかのような感覚であった。
- l) 上下動は、小刻みな振動を感じる程度であった。
- m) 1・2階床面とも揺れによる体感には差が感じられなかった。
- n) 地震発生時でも屋内の歩行は十分に可能であった。
- o) 建物への被害発生が危惧されたり、内部の家具や什器類が転倒し、人体に危害を与えるような恐怖心は感じられなかった。

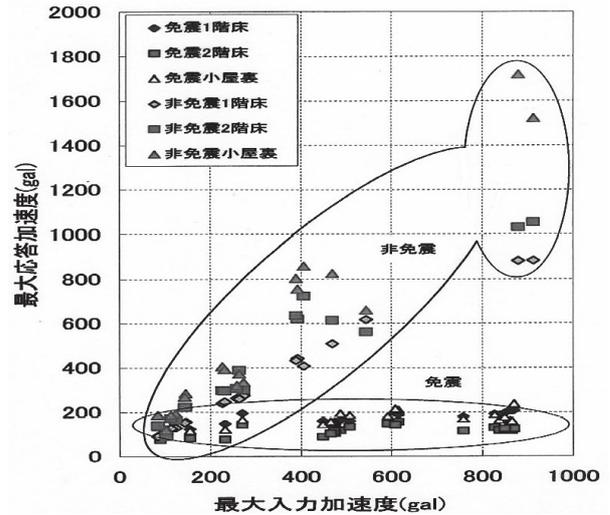


図1 免震と非免震の比較

4) おわりに

(株)一条工務店の免震住宅は、2000年4月に本格的な販売を開始した。2005年5月末には、1500棟の受注に達し、着工数は1300棟を超えた。主な供給エリアは、静岡県を中心に神奈川・愛知の3県で、全体の約7割を占めている。この結果は想定東海地震に対する警戒心・関心の高さを示したものだと言える。現在までに、東海エリアで免震効果が発現するに至るような大きな揺れを伴う地震の発生は無いが、2003年7月宮城県北部連続地震や、2005年3月福岡県西方沖の地震では、その免震効果が実証されている。また、2004年10月の新潟県中越地震においては、新潟市内に建築された免震住宅に住む施主より感謝の言葉を頂戴した。当地は震源より遠隔地であり免震効果が発現するほど大きな地震動は発生しなかったものの、免震住宅に住まうが故の安心感に守られ、揺れの恐怖心を取り除かれた、との報告であった。新潟県中越地震で亡くなられた40名の内、実に半数を超える方々の死亡原因が地震の揺れが引き起こす恐怖心に影響されたものと報告されていることを考え合わせると、住宅の免震化による効能は、その性能が発現するか否かだけでなく、精神的効果によっても評価されるべき、という教訓を得た。言うまでもなく、この教訓は実大振動台実験のみでは得ることが出来なかったものである。

(文献)

- (1)平野 茂、三宅辰哉、深堀美英、花井 勉、坂本 功：日本建築学会構造系論文集 第529号 (2000-3)
- (2)日本建築学会：地震荷重－地震動の予測と建築物の応答 (1992)
- (3)建設省建築研究所、日本建築センター：設計用地震動作成手法技術指針 (案) (1992)

木質接着パネル構法住宅における制振構造に関する研究 － 制振住宅の実大振動台実験 －

梶川 久光

●ミサワホーム株式会社

本稿は、住宅に用いた制振構造に関する研究の最近の取り組みとして、昨年(2004年)に(株)大林組技術研究所にて行われた木質接着パネル構法住宅における実大振動台実験に関する、研究の背景と目的、粘弾性ダンパー、制振装置(制振耐力壁)の概要、及び実大振動台実験概要とその実験結果の一部について、日本建築学会大会学術講演梗概集(2005年)に搭載されたものをもとにしてまとめたものである。なお、本研究は明治大学野口研究室とミサワホーム(株)技術部の共同研究として行われたものである。

1) はじめに

近年、地球規模で地震活動の活発な時期を迎えており、日本においてもここ数年間で「新潟県中越地震」を始めとして多くの大地震が発生している。また、今後30年程度の間には東海地震、東南海地震、南海地震、宮城県沖地震等の大地震が発生すると考えられている。このような状況において、建築物(住宅)の耐震性能の向上は急務と考えられる。これらの住宅の耐震性能の向上に関する要求事項については、以下の内容が考えられる。

- 建築基準法の想定範囲を超える巨大地震が発生した際における建物の倒壊の防止
- 近年頻繁に発生する大地震に対する建物被害の軽減(財産価値の維持)
- 内外装材(仕上材)の被害軽減に伴うライフサイクルコストの縮減や住人の不安感の軽減
- 地震防災上の最重要課題とされる日本の住宅の約70%を占めると言われている既存不適格建物の耐震補強(現行法レベルの耐震性能の確保)

これらの住宅における要求事項に対する地震防災対策の有効な技術として、旧来の耐震設計とは異なる免震構造や制振構造が考えられる。

免震構造については、住宅においてもかなり普及してきているが、建設費用(コスト)、液状化しやすい地盤の対策、隣地境界とのクリアランス確保等の諸条件があり、また、既存不適格建物の耐震補強の観点からは現実的にかなり難しいと考えられる。一方、制振構造については、住宅(特に、木質建物)では実用化に向けた取り組みが遅れている状況であるが、コスト

を低く抑えられる可能性があり、また、耐震補強についても可能であると考えられることから、広範な普及を考えたときには大いに有効な技術と考えられる。

以上の事から、本研究においては、木質建物、その中でも木質接着パネル構法住宅を対象とした制振建物の実大振動台実験を行い、制振建物の大地震時における挙動の把握と有効性の確認を目的として研究を行った。ここで、図1に地震リスクとコストの関係を示す。

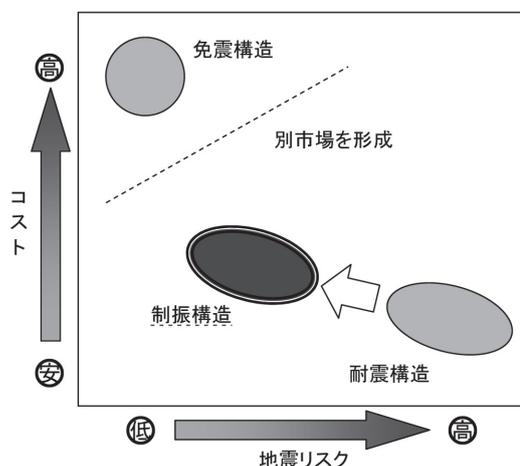


図1 地震リスクとコストの関係

2) 粘弾性ダンパー

本研究においては、制振構造の広範な普及と汎用性を考え、制振耐力壁を高減衰、かつ高剛性にするための出来る高減衰ゴム製の粘弾性ダンパー(以下、粘弾性ゴム)を対象として研究を行った。

本粘弾性ゴムの主な性状として、等価剛性については、せん断変位がゴムの厚みに対して100%以下の領域においては、せん断変位の増加に伴い低下する傾向にあるが、それ以降ではほぼ同じ値を示す。また、等価粘性減衰定数については、せん断変位がゴムの厚みに対して10%以下の領域においてはばらつきが見られるが、せん断変位の増加に伴う顕著な違いは見られず約25%である。更に、温度が -20°C ～ $+60^{\circ}\text{C}$ の範囲において、等価剛性は温度の増加に伴い次第に低下する傾向にあるが、等価粘性減衰定数については顕著な違いは見られず、また、粘弾性ゴムの形状の違いについては、

等価剛性、及び等価粘性減衰定数のいずれについても顕著な違いは見られない。

3) 制振耐力壁

木質建物においては、木のめり込みや接合部のアソビが発生しやすい架構であるため、それに合った制振装置が必要となる。そこで、制振耐力壁を木質接着パネル構法建物に取り込むに当たり、微小な層間変形に対して粘弾性ゴムを出来るだけ大変形させることの出来る複合テコを応用した、変形拡大機構付加型の制振耐力壁を開発した。

図2に本研究で用いた制振耐力壁(制振装置)の変位拡大機構を示す。制振耐力壁はせん断変形すると、サイドパネルが上下に変形することによりセンターパネルが回転変形する機構となっている。制振耐力壁の中央付近の支点間距離を小さくし、センターパネルの上下に配置した粘弾性ゴムの距離を大きくすることにより、制振耐力壁がせん断変形すると粘弾性ゴムに大きな変形を生じさせることが可能となる。また、写真1に制振耐力壁の静的水平加力実験の状況を、図3に制振耐力壁と木質接着パネル耐力壁の1枚当たりの荷重と見掛けのせん断変形角の関係をそれぞれ示す。制振耐力壁の最大耐力は、80kN弱と非常に大きく、また、荷重と変位の関係は、粘弾性ゴムにより初期から非常に大きなループを描いている。このループは、木質接着パネル耐力壁のように塑性することにより描くループとは異なるため、再現性を有する(何度でも同じループを描く)。

4) 制振住宅の実大振動台実験

実大振動台実験は、制振耐力壁を取り込んだ木質接着パネル構法建物の大地震時における挙動の把握と有効性の確認を行うため、実際のモデルプランとして販売している建物(A棟)と構造検討を目的とした整形プランの建物(B棟)の2棟行った。本稿では、2棟の実大振動台実験の内、B棟について以下に述べることとする。

写真2に試験体の全景を示す。

(1) 試験体概要

図4、及び図5に試験体の各階平面図、及び立面図をそれぞれ示す。試験体は、木質接着パネル構法による切妻屋根の2階建の実大建物で、平面形状は通り芯で7,280mm×7,280mm、高さは軒高で5,276mmである。外壁については窯業系サイディング張りによる仕上げとし、内装については石膏ボード張りとしている。また、切妻屋根についてはスレート葺きによる仕上げとした。

入力地震波の主な加振方向はX方向の一方加振であり、制振耐力壁もX方向に並べて設置している。耐力壁と制振耐力壁の構造状態(フェーズ)の変化は、1階X方向のみで

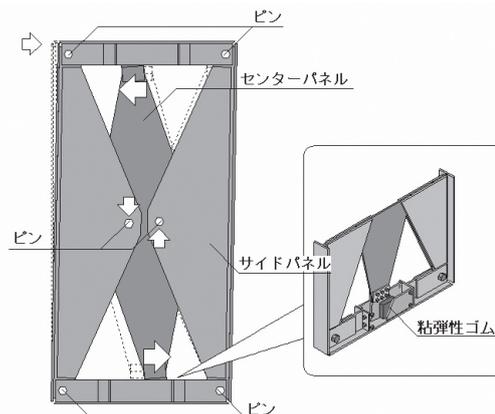


図2 制振耐力壁の変位拡大機構

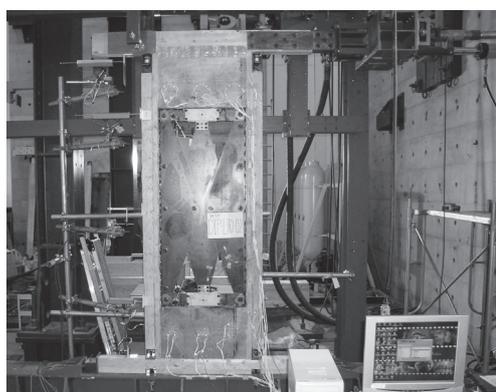


写真1 制振耐力壁の静的水平加力実験

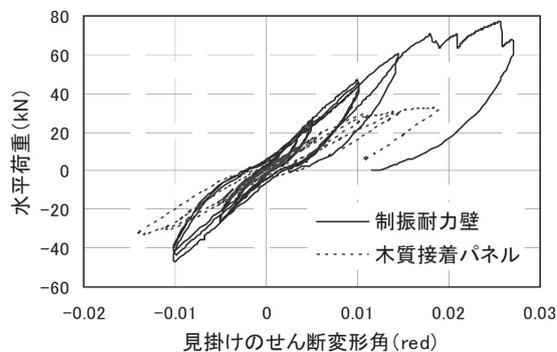


図3 荷重と見掛けのせん断変形角の関係

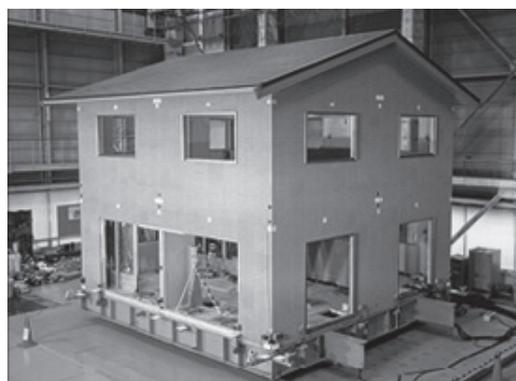


写真2 試験体の全景

行っており、1階Y方向、及び2階については実験を通して変化させていない。試験体名の設定を図6に、耐力壁、及び制振耐力壁の設定を図7に示す。試験体のパラメータは、Y0通り、及びY8通りにおける耐力壁の枚数による3種類と、Y0'通り、及びY4通りにおける制振耐力壁の粘弾性ゴムの設置個数による4種類とで、計12のフェーズからなっている。W44とW22は無偏心の状態であり、W24は偏心した状態となる。ただし、制振耐力壁そのものは常に設置した状態であり、粘弾性ゴムの設置の有無によって制振耐力壁のパラメータとしている。したがって、粘弾性ゴムを設置していない制振耐力壁それ自体でも剛性を有しているため、無偏心を想定した試験体でも若干の偏心を有している。また、試験体W22-D00については、制振耐力壁を上下のLVL部分で切断し、建物と絶縁している。よって、この試験体が真に制振耐力壁の無い耐力壁のみの状態となっている。

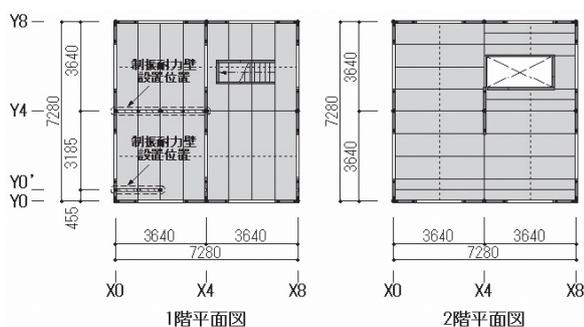


図4 各階平面図

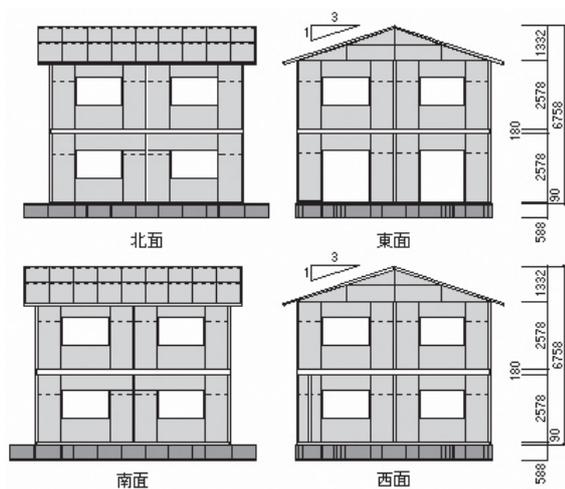


図5 立面図

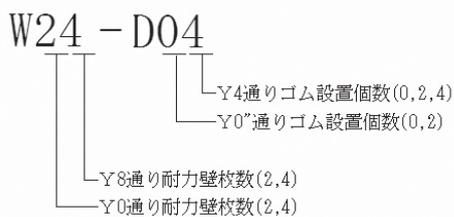


図6 試験体名の設定

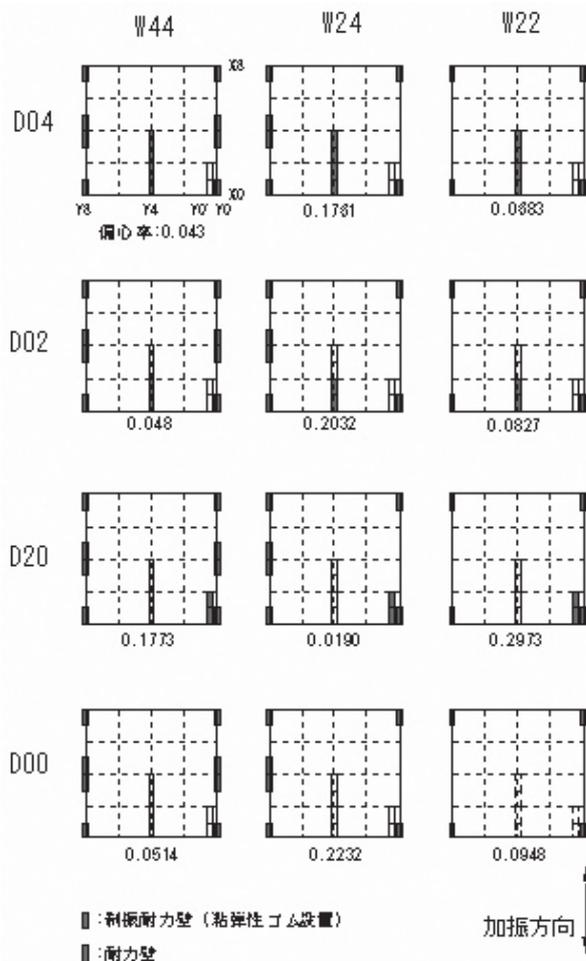


図7 耐力壁・制振耐力壁の設定

(2) 実験方法

実験は、振動台を使った加振と微動測定の種類について行っている。振動台の入力地震動には、Imperial Valley地震 (NS成分)、神戸海洋気象台観測波 (NS成分)、建築センター模擬地震波 (Level1)、建築センター模擬地震波 (Level2) の4波の加速度振幅を補正したものを用いている。入力波の一覧を表1に示し、試験体の種類と実際に行った入力波の組み合わせを表2に示す。また、試験体の各フェーズの前には、固有値検索のために振動台でインパルス波加振とホワイトノイズを用いたランダム波加振を行っている。ここで、耐力壁脚部のアンカーボルト、及び緊結ボルトについては、耐力壁のフェーズの変更後に全て締め直している。

計測については、耐力壁脚部の引抜力と鉛直変位、応答加速度、層間変位、耐力面材の応力、及び制振耐力壁の挙動と粘弾性ゴムの温度変化等のデータを得るため、歪ゲージ付きボルト、圧電式加速度計、歪ゲージ、歪式変位計、レーザー変位計、及び熱伝対を用いており、計192チャンネルの計測器を設置している。

表1 入力波一覧

名称	入力加振波	最大加速度 (gal)
randomX(Y)-30	ランダム加振(それぞれX, Y方向)	30
impulseX(Y,Z)-200	インパルス加振(それぞれX, Y, Z方向)	200
impulseX(Y,Z)-1200	インパルス加振(それぞれX, Y, Z方向)	1200
impulseZ-1000	インパルス加振Z方向	1000
sin-30	正弦波 30gal	30
sin-200	正弦波 200gal	200
sin-800	正弦波 800gal	800
sin-1200	正弦波 1200gal	1200
El-centro-150%	ImperialValley地震 NS方向 1940 150%	342
KobeNS-100%	神戸海洋気象台観測波 NS方向 1995 100%	818
BCJL1-100%	建築センター模擬地震波 Lv1 100%	198
BCJL2-100%	建築センター模擬地震波 Lv2 100%	356
BCJL2-150%	建築センター模擬地震波 Lv2 150%	533
BCJL2-200%	建築センター模擬地震波 Lv2 200%	711

表2 加振一覧

試験体	入力波							
	impulse	sin	El-centro-150	KobeNS-100	BCJL1-100	BCJL2-100	BCJL2-150	BCJL2-200
W44	D04	○	○	○	○	○	○	○
	D02	○	○			○		
	D20	○	○			○		
	D00	○	○			○		○
W24	D04	○	○	○	○			○
	D02	○	○			○		○
	D20	○	○			○		○
	D00	○	○			○		○
W22	D04	○	○	○	○			○
	D02	○	○			○		○
	D20	○	○			○		○
	D00	○	○			○	○	○

(3) 実験結果

図8に1階のY4通りにおける荷重-変形関係、及び1階のY4通りの変形が最大となった時刻におけるY4通りの変形図を示す。試験体はW44-D04、W24-D04、及びW22における制振耐力壁の4つのフェーズであり、入力地震波はBCJL2について示している。

W22における荷重-変形関係についてみると、D00→D02→D04の順に傾きがきつくなっており、制振耐力壁によって剛性が高められていることが分かる。また、履歴ループについてもD00→D02→D04の順に膨らんでおり、制振耐力壁によって履歴による減衰が高められていることが分かる。次に、変形図についてみると、D00の1階では25.9mmと大きく変形しているのに対し、制振耐力壁を2枚設置したD02では8.6mmまで変形が抑えられていることが分かる。一方、2階については、1階の耐力壁、及び制振耐力壁の変化に対してあまり大きな変化は見られない。

5) まとめ

本稿では、木質接着パネル構法住宅における制振住宅の実大振動台実験から得られた実験結果概要について述べた。本研究においては、制振耐力壁を設置することにより建物の変形を大きく抑制でき、また、履歴による減衰も大きくなり粘弾性ゴムが有効に働いていることが確認できた。これにより、木質接着パネル構法住宅において、制振耐力壁は大地震において大いに有効であることが確認できた。

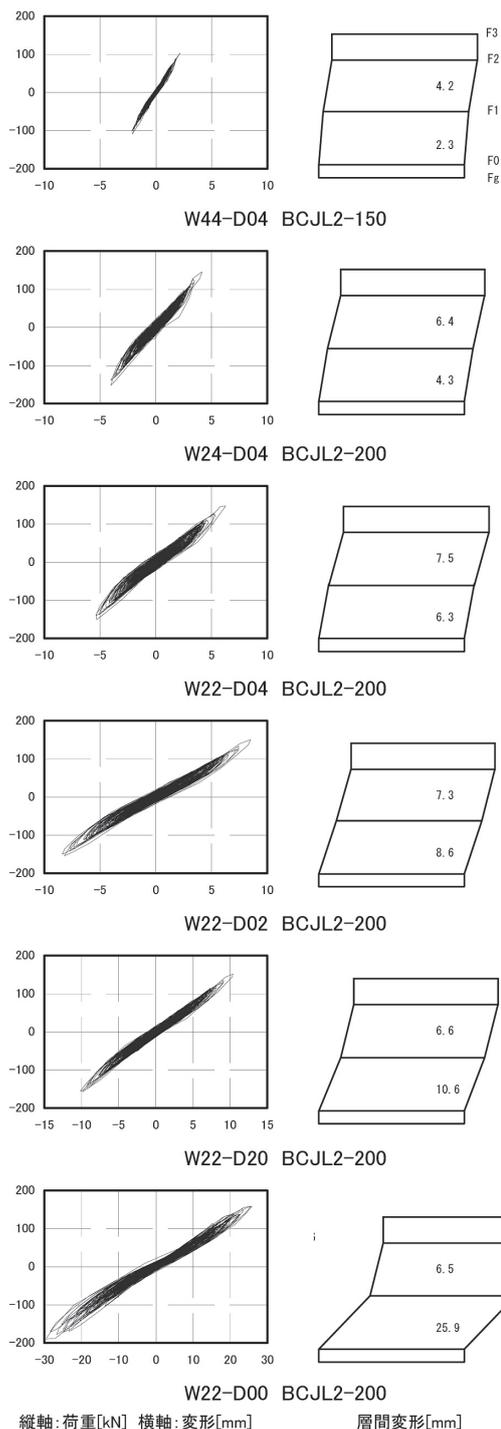


図8 荷重-変形関係・変形図

6) 今後の課題(取り組み)

本研究においては、対象建物が木質接着パネル構法住宅に限られているため、今後、制振耐力壁の広範な普及と木質建物の耐震性能の向上の観点から、建物の剛性、及び耐力の異なる他の構法による木質建物や、既存不適格建物に対する適切な粘弾性ゴム、及び制振耐力壁の量等に対して研究を進める必要があると考えられる。

木質ハイブリッド構造の地震時挙動

五十田 博

●信州大学

1. はじめに

木質複合建築構造技術（通称：木質ハイブリッド構造）の開発¹⁾は、平成11年度から5カ年間の計画で建設省総合技術開発プロジェクト（当時）として開始された。対象とした構造は、図1に示すような、木質材料と非木質材料を組み合わせた木質ハイブリッド部材から構成される構造、非木質構造と木質構造が組み合わされた構造などで、信頼性の高い高性能な部材や中層建物や壁の少ないこれまでにない木質構造の開発を目標とした。現在、プロジェクトは実用化に向けた研究に移行し、ここ1年で枠組壁工法による耐火構造や1階を鉄筋コンクリート造として2～5階を木質ハイブリッド部材とした5階建て建物（写真1）が実現に向けて動き出している²⁾。

木質ハイブリッド構造のうち、地震動に対する性能確認を実験的に要した主たる構造は、写真2に示すようなRC造コアに開放的な壁を余り持たない木質フレームを併用した構造である。この構造は、これまで構造のセオリーからは外れる偏心を許容している。地震力の伝達は、床の面内せん断性能に大きく依存し、さらに木質構造とRC造の接合には大きなせん断力、ならびにねじりモーメントが作用する。

本報では、そのような平面的併用構造に対して実施した振動台実験について報告する。

2. 平面的併用の振動台実験の概要

試験体は壁式RC造のコアに木造半剛節ラメンフレームが取り付け立面的建物である。いずれの試験体もコアの平面は2m×4m、木造フレームの平面は8m×4m、階高さは約3mである。

対象とした試験体のパラメータを図2に示した。試験体は計3体である。そのうちの2体は、床の面内剛性の違いによるRC造コアへの水平力の伝達を検討することを目的に、木造床とRC造床をパラメータとした平屋建て試験体である。そして、もう1体は、木造床の場合、RC造コアに取り付いた木造部分が地震動によって大きく振られることが予想され、過大変形による予想外の挙動や危険の発生について確認することを目的とした2階建ての試験体である。

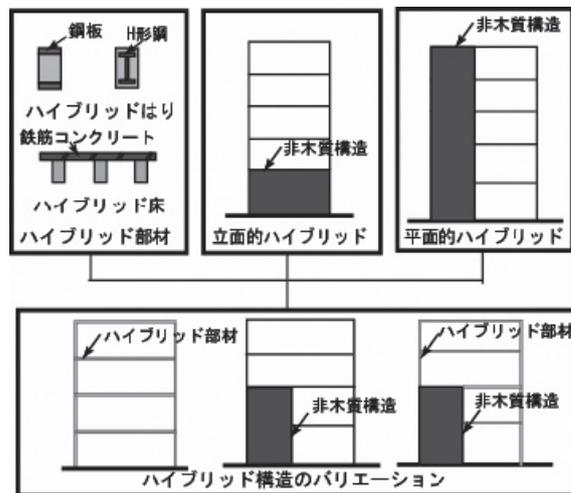


図1 木質ハイブリッド構造の組み合わせ



写真1 木質ハイブリッド構造5階建て

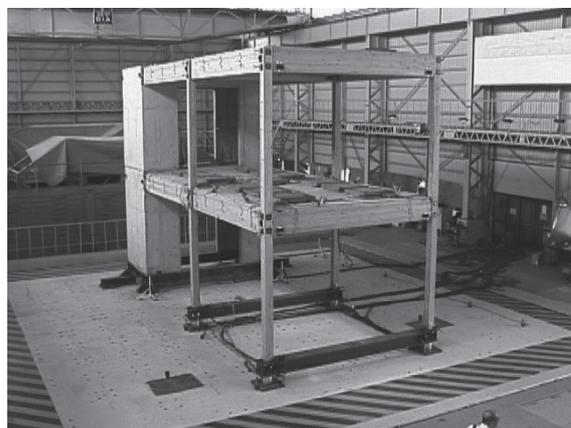


写真2 2F建て試験体

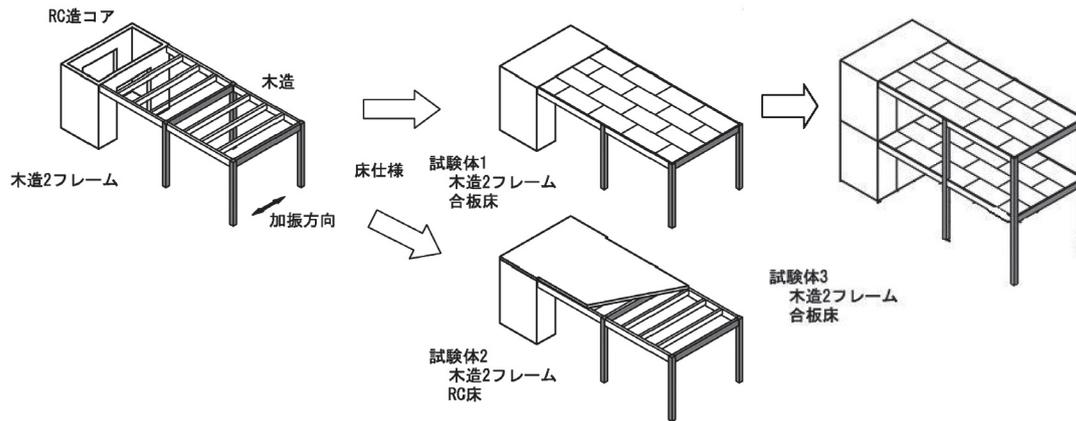


図2 振動台実験の試験体

木造床の場合には、24mm厚の構造用合板を用い、RC床にはD10@100のシングル配筋で床厚さを80mm確保した。接合部は柱脚接合部を含め引きボルト接合部とし、柱はり接合部ではM16ボルトを上下2本、柱脚では1本で留めた。参考までに静的加力実験で得られたモーメント-接合部回転角関係を図3に示す。RC造コアと木造フレームの接合は、はり部分では接合金物用いて、M20ボルト2本で固定し、床部分は小ばりを介してM12ボルト5本によって固定した。そのほか主要部材の樹種、断面を整理して表1に示した。積載荷重は、居室、事務所、教室等を想定して、1100kN/m²分の鋼製の錘を床に載せ固定した。なお、木造床では防音等の配慮から合板床の上にモルタル等が施工されることが考えられるため、厚さ40mmの均しモルタルを見込んで積載を増やした。

加振は、大地震の設計用地震動である日本建築センター模擬地震動レベル2（以下BCJ波）を入力した後、1995年の兵庫県南部地震の際に神戸海洋気象台で観測された地震波のNS成分（以下Kobe波）の入力を基本とした。

また、本実験では木造フレームとRC造コアの地震力の分担を求めることが重要であるため、それぞれのせん断力を直接計測できるように木造フレームとコアと振動台の間に鋼製のはりを介してロードセルを設置した。実際にロードセルで測定されるせん断力には鋼製のはりの質量とその加速度によるせん断力が付加される。その値はRCコアでは最大6.8%、木フレームでは15.5%を占めるが、以後の考察ではその分を無視していることに注意されたい。

3. 実験結果

3-1) 破壊性状 1階建てでは木床、RC床ともに大地震を想定した3回の入力で見立った損傷は見られなかった。2階建てでも大地震を想定した地震動を2回入力し

たが、残留変形もなく、目立った損傷は見られなかった。そこで、Kobe波の1.1倍の地震動を入力した。結果、コアと木造の接合部分で破壊が見られた（写真3）。コア部分の破壊は、木はりともRC造はりを接合するための鋼材がコンクリートに衝突したとき、つまり圧縮の際に生じた。はりの破壊は引きボルト固定部分で、ねじれによる材軸直交方向の力によって生じた。また、小はりともRCコアを留めているM12せん断ボルトの破断が確認された。

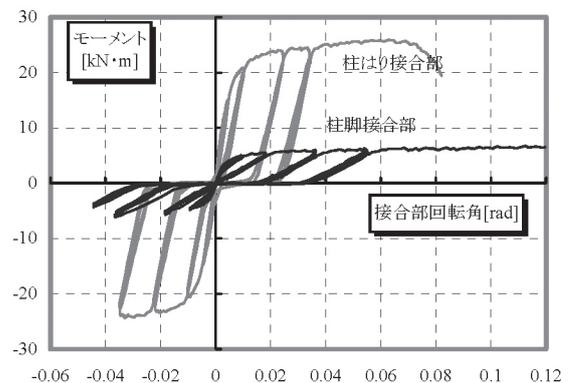


図3 引きボルト接合部の構造性能

表1 部材断面

柱	カラマツE105-300	170×170
大はり	カラマツE105-300	120×450@4000
小はり	カラマツE105-300	120×300@1000



木造部分の破壊



RC造部分の破壊

写真3 破壊性状

3-2) 応答変位 図4に1階建て試験体のBCJ波入力時の応答変位を示す。3試験体共に変形は木造部分に集中しており、コア部分の変形はごく僅かである。床仕様の違いを比較すると、木造部分の最大応答は木床で19mm程度、RC床で14mm程度、一方RCコアの変位は、それぞれ約1mmと約2mmとなった。これは、木床では木造部分が大きく揺られ、RC床では木造部分が負担する外力をRC部分が負担した結果と考えられる。階数の違いでは1階建てと、2階建ての1階部分では顕著な差は見られなかったが、2階建てでは1階部分と2階部分が逆方向へ変形する併進2モードが観察された。

3-3) 応答加速度とせん断力 表2には日本建築センター波の任意の時刻における荷重分担を示した。表中には各構面の負担面積と応答加速度を乗じた値(ゾーニングと表記)、層の全質量と応答加速度より求めた質量を加振方向のフレームの剛性に応じて分配した値(剛性比と表記)を併せて示した。また、ゾーニングと剛性比に対する実験結果の比も示した。ゾーニングは床が柔床と仮定した場合であるが、実験Y1構面の木床で7割、RC床で5割、Y2構面で各々2割の負担にとどまっており、その分がコア部分へ床を介して伝えられた。Y3構面とY4構面を比較すると、Y3構面がゾーニングの場合、剛性比の場合のいずれでも実験値が大きくなっており、床の力の伝達、振れの影響を設計時には考慮する必要がある。

4. おわりに

関連の分科会、ワーキンググループでは、本解析で示したように単純化された状態に対して、地震時挙動を追跡するような外力は求められようが、その外力を伝え、構造としての一体性が確保できるか、特に如何に接合部や床の強度・剛性を確保するかということが、再三議論された。例えば、立面的ハイブリッド構造では、連層耐力壁の転倒モーメントをどう伝えるか、平面的ハイブリッド構造では、地震時に剛くて強いRC造に力を伝達できる接合部や床が現実的に可能なのか、さらに実挙動がイメージできるか、ということが議論された。これらは、机上の計算ばかりでなく、実験的に、さらには実例を通して検討を深めていく必要がある、木質複合構造の安全性を確保し、健全な普及を促進するため、継続的な検討が望まれるところである。

なお、実験結果の追跡を目的とした解析的な検討が参考文献³⁾に示されているので、興味のある方は参照願いたい。

<謝辞> 本研究は「木質複合建築構造技術の開発」(委員長:坂本功東京大学教授)複合システムWG(主査:和田章 東京工業大学教授)における研究の一環として実施されたものである。関係各位に深甚なる謝意を表します。また、変位測定では東京電機大学藤田聡教授、並びに東京都立高専古屋治助教授の協力を得ました。記して感謝の意を表します。

<参考文献>

- 1) 例えば、木質複合建築構造技術の開発 平成16年度報告書 構造分科会 財団法人日本建築センター
- 2) 例えば、日経アーキテクチャー 2005年6月27日号
- 3) 五十田博ほか 木質複合建築技術の開発-木造とRC造が平面的に組み合わせられた構造の振動台実験 -日本建築学会大会学術講演梗概集 2004.8

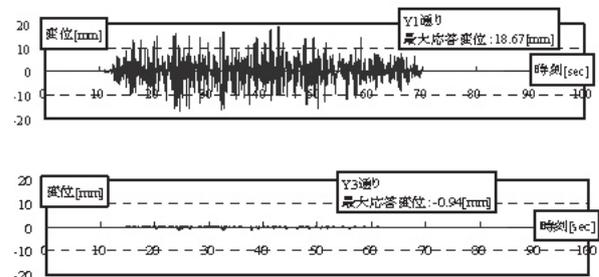
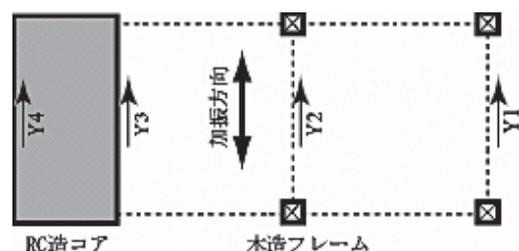


図4 時刻歴変位応答の比較

表2 外力の分担 (記号は下図参照)

木造床	Y1	Y2	Y3	Y4
実験(A)	2.3	2.1	33.2	24.5
ゾーニング(B)	3.5	9.7	31.2	20.3
剛性比(C)	0.1	0.1	31.4	30.5
A/B	0.7	0.2	1.1	1.2
A/C	23.0	21.0	1.1	0.8

RC造床	Y1	Y2	Y3	Y4
実験(A)	2.2	2.2	43.0	29.6
ゾーニング(B)	4.5	13.4	28.8	19.9
剛性比(C)	0.1	0.1	39.0	37.8
A/B	0.5	0.2	1.5	1.5
A/C	44.0	44.0	1.1	0.8



動き始めた世界最大の三次元震動破壊実験施設 (E-Defense)

井上 貴仁、森 利弘

●独立行政法人防災科学技術研究所

1. はじめに

E-ディフェンスとは、独立行政法人防災科学技術研究所が、兵庫県三木市に建設した実大三次元震動破壊実験施設の愛称である。EはEARTH(地球)を表し、地球規模で地震防災をとらえるとともに、人々の生命と財産を守る研究開発への期待が込められている。

E-ディフェンスの計画は、平成7年1月17日に起こった阪神・淡路大震災(直下型地震、マグニチュード7.3)が契機となった。この震災により、死者の数は6,433人にも及び、建物、高速道路、港湾施設等、数多くの構造物に未曾有の被害が発生し、「なぜこんなに壊れてしまったのか」、「壊さないためにはどうすればよいのか」を再検討する必要に迫られた。その結果、これまでの施設では不可能であった実物大の構造物の破壊までを研究できる究極の実験施設が建設される運びとなった。

平成10年までの4年間をかけて、実験装置一部の開発試験を実施した後、平成12年3月に現地工事に着手し、約5年の歳月をかけて完成、今年度(平成17年度)秋から本格実験を開始する。

2. E-ディフェンスの目的と役割

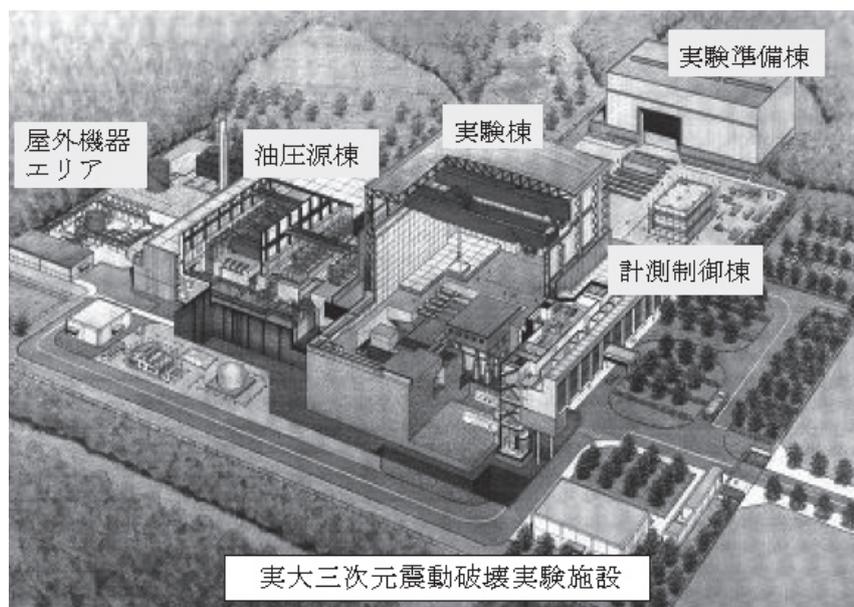
E-ディフェンスの目的は地震時における、①破壊の再現、②破壊の予測、③破壊の防止である。

①の破壊の再現は、阪神淡路大震災で発生した構造物の種々の破壊を再現し、その発生メカニズムを解明することが、破壊の予測や破壊の防止の出発点となるという意味で、本施設の最も基本的な目的となっている。この場合、「破壊した状態」という結果よりも、そこに至るまでの「破壊過程」に関するデータを得ることが重要である。無傷にとどまるレベル、損傷が起きるレベル、そして完全に倒れるレベルまでの一連の破壊プロセスのデータを各構造物について得ることができるので、地震後における構造物の被害調査とは違った意味あいがある。

②の破壊の予測は、破壊を考慮した設計技術の開発検証といった広い意味と、個々の構造物のモデルに基づく破壊の数値シミュレーション技術の検証に有効なデータを提供するという二つの側面がある。さらに、今後は既存構造物の耐震診断やモニタリングがますます重要になると予想されるが、そのような診断や検査の結果が正しいかどうかは実際の地震が来るまでは本当の意味ではわからない。E-ディフェンスにおいては限られたケースではあるが、そのような検証を行うことが

できる。例えば、既存の木造住宅を解体してE-ディフェンスに持ち込み、試験体として再度組み立てを行い、震動実験を実施することにより、木造住宅の耐震性およびその耐震診断の検証が可能となる。

③の破壊の防止についてはこれまでもさまざまな耐震補強技術や免震、制振技術が開発され実用化されてきているが、部材要素としての性能確認は行われていても、構造物に組み込まれたシステムとしての検証は充分であるとは言い難い。今後、普及しやすい合理的かつ経済的な技術開発を進めなければならないが、システムとしての性能確認、限界性能の確認にはE-ディフェンスが非常に有効である。



図一 E-ディフェンスの全体図(鳥瞰図)

3. 実験施設の特徴

E-ディフェンスは、図1に示すように主に4つの棟と屋外機器エリアから構成されている。

(1) 震動台

E-ディフェンスの中央に位置する実験棟(60m×87m×高さ43m)に、震動台を設置している。この震動台の上に木造建物、鉄筋コンクリート建物、橋梁などの構造物を設置し、地震による揺れを再現させ、構造物が破壊するまでの実験を行うことができる。

震動台の基本仕様を表1に示す。平面寸法は、長さ20m×幅15mの長方形である。構造物の実際の形状を考慮し、台の面積を効率良く使用できるようにしている。また、どのような構造物に対しても性能が有効に使えるように水平二方向(X, Y)の性能は同等としている。

一般に剛性の高い構造物では加速度が破壊の起因となるが、その後の破壊の進行には速度などの影響も大きい。また、比較的柔い構造物では、変形が十分に出ることが破壊の条件となり入力加速度のピーク値が大ききだけでは破壊の再現が難しい。さらに免震などの破壊を防ぐ技術検証を実施することも踏まえ、本施設では加速度仕様をやや控えめに設定する一方、大きい速度と変位の実現を可能にしている。

表1 震動台の基本仕様

項目	仕様	
最大搭載質量	1,200ton	
搭載面積	20m×15m	
駆動方式	アキュムレータ蓄圧/電気油圧制御	
加振方向	水平	鉛直
最大加速度 (最大質量搭載時)	900cm/s ² 以上	1,500cm/s ² 以上
最大速度	200cm/s	70cm/s
最大変位	±100cm	±50cm
許容モーメント	水平軸周り	上下軸周り
	150MN・m以上 ¹	40MN・m以上 ²

*1: 鉛直軸980cm/s²加振時、*2: 水平1軸最大加速度時

(2) 加振機

この世界最大規模の三次元震動台を揺らすために水平方向には合計で10台の加振機(X, Y方向にそれぞれ5台)、鉛直方向には合計で14台の加振機が付いている(図2参照)。加振機は大揺動の三次元継手(球面継手)を介して震動台と接続している。

水平加振機の構造は復動型油圧シリンダであり、1台あたりの出力は4,410kN、ストロークは±100cmであ

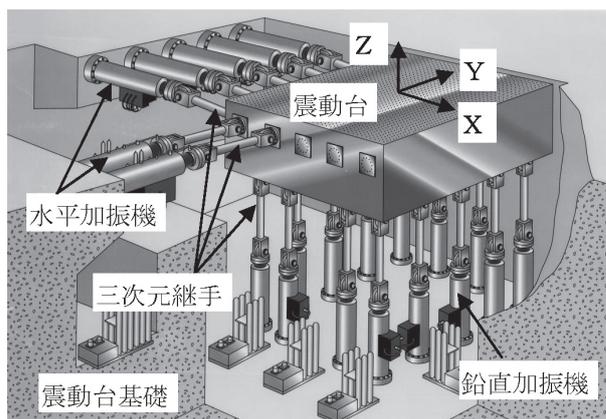


図2 震動台の主要構造

る。中立状態でシリンダ後端からピストン先端までの全長は8.7mである。各加振機は、電気油圧サーボ弁によって駆動されるが、速度200cm/sを実現するために15,000L/minの高速サーボ弁を各3台ずつ装備している。

鉛直加振機は震動台下部周辺部に沿って配置している。出力は水平加振機のそれと同じであるが、ストロークは±50cmである。また、速度70cm/sを出すために水平加振機と同じサーボ弁を各1台ずつ装備している。また、震動台等の自重を支えるバランスシリンダを内蔵している。なお、鉛直加振機には、水平加振によって特に高い試験体に生じる回転力(転倒モーメント)に抵抗する力が必要であるために、合計で14台の加振機を配置している。

(3) 三次元継手

震動台と加振機を機械的につなぐ場合、加振機は一方方向の運動しかできないので、震動台を三次元に動かすためには、いわゆるユニバーサルジョイントが必要となる。このため、リング両端に球面軸受けを持つ全長7.1mの三次元継手を両者の間に設置している。

(4) 油圧供給系機器

実験棟に隣接した油圧源棟(57m×77m×高さ21m)に主油圧ポンプユニットと主アキュムレータユニットを設置している。

主油圧ポンプユニットには同一性能のユニットを4式設置している。各ユニットは1台のガスエンジンとこれによって駆動される12台の油圧ポンプから構成され、高圧の作動油を主アキュムレータに蓄圧したり、また直接加振機に送ることができる。環境性と経済性に配慮し、ガスエンジン(天然ガス)を採用した。

油圧ポンプユニットのみの作動油量では、低速度の加振にしか対応できない。そこで、主アキュムレータユニットには20台のアキュムレータを設け、合計で20,000Lの作動油を蓄圧し、加振機に必要な流量を

高速で供給する。これにより、兵庫県南部地震での観測記録など大きな速度をもつ地震動を再現できる。

屋外機器エリアには、主タンクの作動油を主油圧ポンプユニットに送り込む補助ポンプ、タンク内作動油を熱交換機で冷却する装置、清浄化のためのフィルタ循環装置などを設置している。

4. E-ディフェンスの現況

E-ディフェンスでは今年度（平成17年度）秋からの本格実験に先立ち、現在（7月26日時点）は震動台の上に本格実験時と同程度の試験体を搭載し、その状態での震動台の各種性能を確認する総合性能試験を実施中である。平成16年度には無負荷（試験体を搭載しない条件）での震動台の総合性能試験を実施し、各種の基本性能を確認した。

実験状況を写真1に示す。試験体は、5層の鉄骨フレーム構造で、柱は鋼管、梁はH形鋼で構成している。試験体寸法は高さ20m、幅12m、奥行き9m、総質量は約600トンである。この試験体は、プレースの取り外しを行うことにより試験体の固有振動数を変化させることができ、各固有振動数での震動台再現波形精度の違いを確認することができる。また、試験体の重心が高い重量構造物の場合、水平加振により試験体に生じる転倒モーメントが、震動台のピッチングやローリングなどの回転を誘起し、試験体に作用すべき水平力が震動台と試験体の剛体的な回転に消費され、試験体の変形が緩和されてしまう恐れがある。このため、高さ20mの試験体を用い、このような挙動の有無の確認が負荷試験での重要な試験項目となっている。

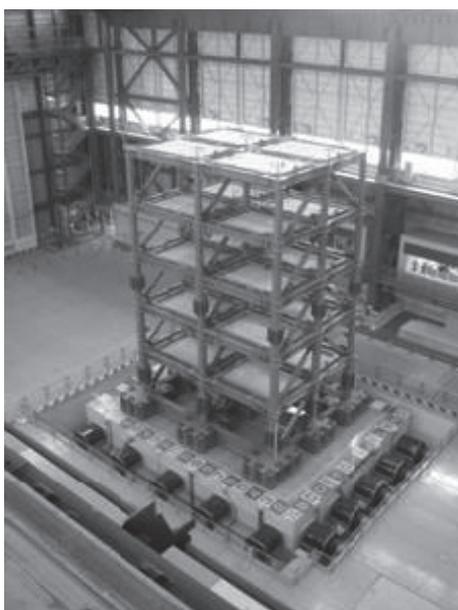


写真1 負荷試験の状況

5. おわりに

E-ディフェンスの運営は、図3に示すように、運営協議会、利用委員会などの支援の元に防災科学技術研究所が実施することとしている。

E-ディフェンスでの利用研究課題については、これまでもいくつかの委員会、検討会が設けられ各種の提案が審議されてきているが、現在は、文部科学省「大都市大震災軽減化特別プロジェクト」の震動台活用による耐震性向上研究として、三つの実大実験（鉄筋コンクリート建物、地盤基礎、木造建物）が計画され、この秋から本格実験を開始する予定である。また、E-ディフェンスでは、米国科学財団の支援を受け、全米で展開する耐震工学プロジェクト（通称：NEES）との包括的研究協力協定を結ぶ交渉に入っており、この交渉と連携して鋼構造物、橋梁構造物等に関する日米共同研究の準備を進めている。このようないわば国主導型の研究に加え、試験課題の公募や受託研究、また国際協力による実験の実施など幅広い利用を図る必要があり、そのために必要な体制や使用条件などを利用委員会を中心に審議している。

研究を研究で終わらせるのではなく、その成果を実践技術へと転移し、より安全で安心な国土づくりに貢献していくことがE-ディフェンスに課せられた使命である。E-ディフェンスが生み出す成果が国民に幅広く理解されるように、E-ディフェンスを活用していきたい。

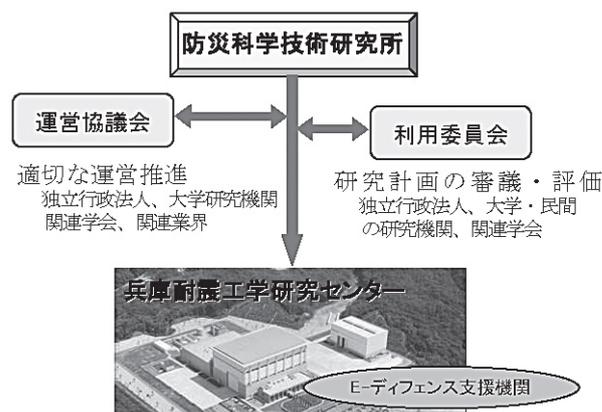


図3 E-ディフェンスの運営組織体制

第9回世界免震制振セミナー参加報告

田川 泰敬

●東京農工大学

1. はじめに

平成17年6月13日(月)から16日(木)までの4日間、第9回世界免震制振セミナー(9th World Seminar on Seismic Isolation, Energy Dissipation and Active Vibration Control of Structures)が神戸ポートピアホテルにて開催された。本セミナーは、建築/土木構造物、原子力施設、機器等の免震・制振の分野に特化した内容を扱う国際セミナーであり、当該研究に携わる研究者・技術者にとっては、連日、各国の振動制御技術の現状について最新かつ充実した内容の知見が得られるセミナーとなった。

2. 本会議の経緯と概要

本セミナーは、1989年にサンフランシスコで行われたイタリア、アメリカ、日本の3国による耐震技術に関する国際セミナーを発端としており、この時は原子力施設の免震を主な内容として行われた。その後は、奈良(1991年)、イタリアのカプリ(1993年)、チリのサンチャゴ(1995年)、イタリアのタオルミーナ(1997年)、韓国の済州島(1999年)、イタリアのアッシジ(2001年)、アルメニアのエレバン(2003年)と、2年毎に開催されてきた。1999年の済州島のセミナーまでは、International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMiRT)のPost-Conferenceとして開催されてきたが、2001年のアッシジからは、独立したセミナーとして開催されている。今回のセミナーは、免震、制振技術を最も建築/土木構造物および機器に適用している日本で開催され、また、阪神淡路大震災から10年を経過した神戸に会場を設定したことで当該セミナーの開催場所としては、非常に相応しい会場設定であったと思われる。

セミナーの企画・運営は、主として日本振動技術協会(JAVIT)により行われ、JAVITの会長である東大生研の藤田隆史先生(写真1)がセミナーのChairmanを務められた。

22カ国より161名の参加があり、盛況な会議となった。参加者の国別内訳は次の通りである。

Armenia : 1, Belgium : 1, Brazil : 1, China : 5,

France : 3, Germany : 4, Greece : 1, India : 5, Italy : 16, Japan : 84, Korea : 10, Kyrgyz : 1, Macedonia : 2, Mexico : 5, New Zealand : 1, Russia : 3, Slovenia : 2, Spain : 2, Taiwan : 6, Turkey : 3, UK : 1, USA : 4。



写真1 Chairmanを務められた藤田隆史先生

3. 会議の内容

本セミナーは、一般の国際会議によく見られるような同時に複数のセッションを平行開催する形式は採らず、1会場(1室)のみで午前・午後各2回のオーラルセッションを行う形式を採っており、平行開催時のように他セッションを気にすることもなく集中してセッションに参加できることから、参加者にとっては非常に効果的な形式のセミナーであった(写真2:オーラルセッションのディスカッション風景)。

各オーラルセッションでは、免震・制振に関する19カ国の最新の情報について紹介が行われた。報告した国は、次の通りである。

Armenia, Brazil, Chile, China, France, Germany, India, Italy, Japan, Korea, Macedonia, Mexico, New Zealand, Russia, Spain, Taiwan, Turkey, UK, USA。

Session1~5では、各国の建築構造物への免震・制振の適用・研究開発状況、設計方法などについて、日本、イタリア、中国、アルメニア、アメリカ、メキシコ、チリ、ロシア、マケドニア、韓国、ニュージーランド、インド、トルコ、台湾の14カ国が報告を行った。Session6



写真2 オーラルセッション会場



写真3 ポスターセッション風景

～Session7では、アクティブ、セミアクティブ、ハイブリッド形式の制振構造について、日本、イタリア、韓国、アメリカ、ドイツ、中国の6カ国が。Session8～9では、原子力関連施設、港湾クレーンなどの工業設備、化学プラントの耐震技術の状況について、日本、フランス、ロシア、アメリカ、イタリアの4カ国がプレゼンテーションを行った。また、Session10～13では、建築／土木構造物と機器の耐震・耐風技術に関するプロジェクトや開発状況について、日本、韓国、スペイン、アメリカ、メキシコ、ブラジル、イタリア、イギリス、ドイツの9カ国が、最後のSession14では、免震構造物設計入力波、構造物への長周期成分を含む入力波の影響、長周期構造物などについて、イタリア、日本、中国の3カ国が報告を行った。

本セミナーでは、オーラルセッションとともに、午前・午後1回のポスターセッションも行われた(写真3)。1日目：23件、2日目：24件、3日目：25件があり、いずれの日も熱心な質疑応答が行われる光景があちこちで見受けられた。また、同会場では、Technical Exhibitionが併設され、こちらも、日本20企業、ドイツ2企業の合計22企業のブースが並び、最先端の免震・制振装置が展示された。ポスターセッションと機器展示が同じ会場であったことが功を奏し、両イベント共、常時かなり多くの参加者が見受けられた。

Oralセッション最終日の3日目は、Banquetが企画され、和太鼓の演奏、そして、会場全体を巻き込んだ阿波踊りで大いに盛り上がり、盛況の内に幕を閉じた。

最終日は、テクニカルツアーが企画され、午前中は、本年1月から運営を開始した防災科学技術研究所の世界最大の振動台(三次元震動破壊実験施設：E-Defense)を見学した(写真4)。また、午後からは、大阪のハイブリッドマスダンパーを有するApplause Towerと高層建物免震のDT Towerを見学した。良く



写真4 テクニカルツアーでの集合写真

オーガナイズされた見学コースは参加者にとって、非常に興味深いものであった。

4. おわりに

ここでは、第9回世界免震制振セミナーの参加報告を行った。非常に特化した内容を扱う本セミナーは、当該分野に関係する研究者・技術者にとっては各国の免震・制振技術に関する最新の知見が短期間にまとめて得られる有益なセミナーであった。筆者は、世界免震制振セミナーへの参加は今回が初めてであったが、白熱した質疑応答などに感心させられた。また、今回は本セミナーの実行委員の1人として参加したが、参加者の反応などから推察して、今回のセミナーはこれまでの世界免震制振セミナーと比較しても決して遜色のない、むしろ1、2を争う出来だったのではないかと思う。次回は、2007年イスタンブールで開催の予定である。興味のある方は、是非参加を検討されては。

最後に本報告の作成にあたり、都立工業高等専門学校の高屋治先生には資料の提供などを通じて大変ご協力頂きました。記して謝意を表します。

第5回通常総会講演会・議事

平田 和太／坂本 成弘

●電力中央研究所 ●大成建設

I. 第5回通常総会講演会

第5回通常総会での講演会が2005年5月27日(月)13:30～15:00、建築会館ホール(東京・三田)にて約70名の参加者を集めて開催された。講演のテーマは、2005年3月20日に起きた福岡県西方沖地震で3件の講演が行われた。司会は平田(電力中央研究所)が担当した。以下に講演の概要を紹介する。

【土木関連の被害について、講演者：九州大学大学院工学研究院教授 大塚久哲】

最初に、今回の地震被害の全体概要が紹介され、その後、土木学会(西部支部)と地盤工学会の合同被害調査に基づき土木関連の施設や個別地点についての被害状況が報告された。玄海島での斜面崩壊、道路、護岸の被害、土砂崩落、急傾斜地での家屋被害、志賀島での斜面崩落の様子が報告された。また、博多湾沿いの地盤の液状化、港湾施設の被害状況や地盤の硬軟の境界付近での上水道の被害についての報告があった。橋梁の被害として大きなものは曲線橋の支承部の破損があったが、一日で仮復旧されている。福岡市直下を通る警固断層周辺の地盤構造をもとに、地盤応答解析を行うと、市内の被害の大小が説明できるようである。今回の地震は多くの人にとって地震が来ないと思われたところで地震が起きたもので、福岡で地震が起きれば我が国では地震が起きないところは無いといった意味での警鐘となる。

質問は、1件あり、被害の有った曲線橋の耐震補強の有無についてのものであった。これに対して、橋脚については耐震補強は終わっているが、予定されていた橋桁の変位制限装置の設置工事はまだ済んでおらず、変位制限装置を付けていれば、被害は軽微であったであろうとの回答があった。

【建築関連の被害について、講演者：福岡大学工学部教授 多賀直恒】

今回の地震での建築物の被害状況を概観した後に、特徴的な地震被害について報告があった。震度分布と基盤深さには対応が見られ、福岡市街中心部でも不整形地盤による局地的な地震動増幅の差が生じたと考え

られる。これは建物の被害分布とも対応している。玄海島の被害については、被災度判定では、8割の建物が危険か要注意であり、斜面地形では被災度が高い。石積擁壁が崩れて布基礎が損壊する様子は斜面地形に共通の被害である。被害が集中している福岡市の中心地について建築学会では調査区域を設定して全建物について調査を行っている。鉄骨、RC、SRCでは4分の1に被害が出ている。被害程度は一部破損が主要なもので、新耐震基準前に設計された建物の被害が圧倒的に多い。被害の代表例として、RC建物の柱のせん断破壊、マンションの2次壁の崩壊によるドアの開閉障害が紹介された。窓ガラスが大量に破損した建物では約400枚のガラスが割れて路上に落下したが、休日の午前中で通行人が少なかったため、被害は軽微であった。今回の地震被害は殆ど過去の被害事例に見られるもので、地震被害を想定して対策が充分に行われていなかったことに問題があるともいえる。福岡県の地域係数が0.8であり、確率論的な検討に基づいてるとしても、今後、検討の余地があるのではないかと。

【活断層との関連について、講演者：(独)産業技術総合研究所 活断層研究センター長 杉山雄一】

活断層関連に関して、産業技術総合研究所(産総研)および他の機関で行った調査結果と今回の地震が福岡市直下を通る警固断層の活動に及ぼす影響について報告された。震源域での海底で断層が出現したことを示すデータは得られておらず、産総研による志賀島、海の中道の現地調査でも、地表地震断層と判断される地表変状は認められなかった。地表変状は旧地形や人工海浜と関連する液状化、側方流動や地すべりによるものと判断される。地震地質学的な観点からは、警固断層と今回の震源断層は、別のセグメントであるが、一続きの断層のシステムをつくっていると考えられ、将来断層が動くときには警固断層の部分のセグメントと今回の断層が一緒に動く可能性も考えなければいけない。地震地質学的に見ると今回の地震が起きたことにより警固断層で地震が起りやすくなったといえる。過去の同様な事例として、アラスカ、トルコ、南カリフォルニア、最近のスマトラ島沖地震などが挙げら

れる。今回の地震以前に福岡県が評価した警固断層の活動間隔や最新活動時期をもとに評価した今後30年間の地震の発生確率を評価すると0.4%になるが、今回の地震による影響を ΔCFF という方法を使って試算すると、警固断層を震源とする地震の発生確率は0.4%が7%に増加し、阪神淡路大震災を起こす直前の淡路島の野島断層のレベルとほとんど同じ値となっている。ただし、この値は最新活動時期がいつであったかに大きく影響されるので、今後の調査により、警固断層の活動が本当に憂慮すべき状態にあるのかどうか詰める必要がある。今後の調査として、博多湾の中の断層の両側のコア採取による活動年代、陸上断層のトレンチ調査、博多平野の反射法探査などが各機関で計画されている。

II. 第5回通常総会議事

1. 日時

2005年5月27日(金) 15時10分～16時45分

2. 場所

建築会館ホール

3. 出席者(67名、他に委任状出席584名)

相沢覚・青木繁・五十嵐克也・池田潤一・伊東守・井野盛夫・今井哲久・入倉孝次郎・植竹富一・大塚久哲・大町達夫・翁幸久・小谷俊介・香川尚史・風間基樹・梶間和彦・加藤満・壁谷澤寿海・川島一彦・河村壮一・神田克久・北川良和・工藤一嘉・栗田哲・桑野二郎・後藤洋三・小林喜久二・齋田淳・斎藤賢吉・境茂樹・境有紀・坂本成弘・佐藤勉・佐藤紘志・塩原等・柴田明德・柴田碧・清水義久・尻無濱昭三・鈴木浩平・鈴木哲夫・高田毅士・武村雅之・田蔵隆・東畑郁生・年縄巧・富山隆一・中村晋・中村豊・西岡利道・野中昌明・橋本利昭・橋本徳昭・林康裕・平田和太・樋渡健・藤谷秀雄・三上藤美・水取和幸・水原憲三・宮腰淳一・目黒公郎・安田進・柳井正・吉田望・吉田隆治・渡辺孝英(50音順)

4. 会議の概要および議決

(1) 定足数の確認

出席者が委任状を含めて651名となり総会が成立することが清水理事より報告された(定足数は規約第24条により現在の正会員1202名および法人会員71社の1/3以上で、425名以上)。

(2) 議長指名

規約第16条により会長が議長を務めることが清水理事より説明され、入倉会長が指名された。

(3) 会長挨拶

入倉会長より議案の審議に先立ち挨拶があった。

(概要) この一年は1995年阪神・淡路大震災から10年目

ということで、その記念行事に当学会は幹事学会として積極的に取り組んできた。また、米国に呼びかけに応じ、Earthquake Summitにも参加した。その一方でこの一年間に、日本では新潟県中越地震、福岡県西方沖地震、海外ではスマトラ沖地震が発生し、国内だけでなく国際的な貢献も視野に入れた活動が今後ますます重要になりつつある。そのため今後、若手研究者の会員の拡大を図って活動の幅を広げるとともに、当学会の役割をより明確化することが課題であると考えている。

(4) 議案の審議

(第1号議案：平成16年度事業報告)

平成16年度事業内容について、清水理事より議案書に沿って報告され、入倉議長が本件に関する意見と質問がないことを確認して出席者に承認を諮り、承認された。主な報告内容は以下の通りである。

- ・第4回通常総会を開催し、活動計画の承認を得るとともに、新しい会長、副会長、監事、理事などが選任された。

- ・理事会を8回開催し、平成16年8月開催の世界地震工学会議におけるフォーラムの運営及びState of the Arts論文集発刊、平成16年新潟県中越地震被害調査報告会及びスマトラ沖地震報告会の開催、平成17年1月開催の阪神淡路大震災10周年シンポジウム運営、国連防災世界会議におけるセッション運営及び年次大会の運営、2006年開催予定の日本地震工学シンポジウムの運営、ITインフラ整備、会誌新規発行などについて論議した。

- ・幹事会・委員会活動について概要を報告した。

(第2号議案：平成16年度収支決算報告)

平成16年度収支決算について、鈴木理事より議案書に沿って報告され、いくつかの質疑応答の後、入倉議長が出席者に承認を諮り、承認された。主な質疑応答は以下の通りである。

- ・第1号議案の説明で平成17年3月末現在の正会員数が1255名と報告されたのに対し、本議案資料の収入の部には正会員数1240名と記載されており、食い違いがあるとの質問があった。これに対し、清水理事より、1240名は予算を立てる上で会員数の増減を見込んだものであるとの説明があった。

- ・事業収入の年次大会事業で予算額300万円に対し決算額179.2万円とあるが、その見込み違いの理由について質問があった。これに対し、桑野理事より、300万円の予算は昨年度の収支を参考にして立てたが、阪神・淡路大震災10周年行事と関連して、特別講演会、パネルディスカッション及び懇親会等が年

度の途中に年次大会から切り離されて10周年行事に移行されたため、見かけ上規模が小さいものになったとの説明があった。

・事業報告で国際委員会として阪神・淡路大震災10周年記念行事として国際シンポジウムを開催したと説明されたが、決算上はどのように反映されているのかとの質問があった。これに対し、事務局郡氏より、本シンポジウムは7学会の了解を得て日本地震工学会が幹事学会として開催したものであるため、日本地震工学会の会計とは別会計になるとの説明があった。

(第3号議案：平成16年度監査報告)

平成16年度監査について、柴田監事より適切に会計処理されていることを確認した旨が報告され、入倉議長が本件に関する意見と質問がないことを確認して出席者に承認を諮り、承認された。

(第4号議案：次期会長・副会長・監事選挙結果報告)

平成17年度次期会長・副会長・監事選挙結果が選挙管理委員会渡辺委員長より報告され、入倉議長が本件に関する意見と質問がないことを確認して出席者に承認を諮り、承認された。次期会長に大町達夫氏、副会長に鈴木浩平氏ならびに安田進氏、監事に武村雅之氏が就任する。

(第5号議案：平成17年度役員選任)

役員理事の選任は規約第15条により、正会員の中から会長が選り総会で選任すると定められていることを入倉議長が説明し、9名の理事が退任して新たに9名の理事を選んだ旨を出席者に諮り承認された。退任する理事は壁谷澤寿海・桑野二郎・國生剛治・清水善久・鈴木哲夫・高田毅士・藤田聡・西岡利道・吉田望の各氏、新たに就任する理事は五十嵐克也・風間基樹・坂本成弘・塩原等・田蔵隆・中村晋・橋本徳昭・目黒公郎・森下正樹の各氏である。

(第6号議案：平成17年度役員候補推薦委員会の選任)

役員候補推薦委員会渡辺委員長より、平成17年度役員候補推薦委員会委員の7名の退任を受けて、新たに会員の中から7名を選任した旨の報告があり出席者に承認を諮り、承認された。退任するのは稲田泰夫・加藤大介・川上英二・竹内幹雄・田中仁史・中村晋・福和伸夫の各氏、就任するのは岡田成幸・片岡俊一・坂本成弘・吹田啓一郎・田才晃・中村豊・中山学の各氏である。

ここで、議長が入倉会長から小谷新会長に交代した。

(第7号議案：平成17年度選挙管理委員会委員の選任)

小谷会長より、平成17年度選挙管理委員会委員として天池文男氏及び山中浩明氏の2名を指名した旨の説明があり出席者に承認を諮り、承認された。続いて、

小谷会長より、理事の中からは渡辺孝英理事及び坂本成弘理事の2名を指名する旨の報告があった。

(第8号議案：平成17年度事業計画)

平成17年度事業計画について、渡辺理事より議案書に沿って説明され、質疑応答の後、小谷議長が出席者に承認を諮り、承認された。質疑応答は以下。

・日本地震工学会は事務局長不在という変則的な形でこれまで活動しており問題と感じているが、説明のあった事務局の整備について具体的にはどのようなことを考えているのかとの質問があった。これに対し、渡辺理事より、検討中の段階であるが専任の事務局長を置いて責任ある事務局体制を作りたいと考えているとの説明があった。

(第9号議案：平成17年度収支予算案)

平成17年度収支予算案について、青木理事より議案書に沿って説明され、いくつかの質疑応答の後、小谷議長が出席者に承認を諮り、承認された。質疑応答は以下の通りである。

・収入の部に前期予算額を入れているが決算額はなぜ入れないのかとの質問があった。これに対し、事務局郡氏より、決算額を入れるとの考え方もあるかと思うが、通常はこのような形式が一般的であり、慣例に倣っているとの説明があった。

・事務局整備に管理費の充当が難しいのであれば繰越金をそれに充てることも考えられるのではないのかとの質問があった。これに対し、小谷会長より、本年度収支予算案の作成段階では事務局に専任を置くという考えはなかったが、意見として参考にさせて頂くとの説明があった。

(5) 学会組織概要説明

小谷会長より、総会資料23～26頁の組織図と平成16年度委員会委員名簿について紹介があった。

(6) 新会長挨拶

小谷会長より新会長の挨拶があった。

(概要) 地震工学の分野が成熟してきたため当学会が設立されたと認識しており、この5年間、理事のボランティアもあり、どうにか学会としての活動ができるようになってきた。今後はできるだけ早く専任の職員を置くような事務局の体制を作りたいと考えている。また、当学会の最大の懸案事項は法人化することであり、本年度からWGを設置してその検討を進めたいと考えている。

以上、議事録より(一部修正)。

議事録記録：小林理事

議事録確認：小谷会長、川島副会長

日本地震工学会ニュース No.104 (2005年8月1日配信)

○日本地震工学会・大会-2005 一般発表およびセッションテーマの募集案内

本年度も日本地震工学会では、地震・耐震工学に関連する横断的な幅広い研究課題について発表し討論を深めるために、年次大会を京都(京大会館：<http://www.kyodaikaikan.jp/>)で開催いたします。一般発表、オーガナイズドセッションを予定しております。つきましては、一般発表およびオーガナイズド・セッションテーマを募集いたしますので、奮ってご応募くださるようお願いいたします。詳しくは、ホームページ(<http://www.jaee.gr.jp/convention/index.html>)をご覧ください。

◇主な日程(予定含む)

- ・一般発表・テーマセッション申し込み締め切り：
2005年8月14日(日)
- ・論文投稿締め切り：
2005年9月21日(水)
- ・大会-2005開催期間：
2005年11月21日(月)～23日(水)

○「強震動データの共有化及び活用法に関する研究委員会」をHPに掲載(5/16)

上記委員会について、委員構成や活動報告、委員会議事録をホームページに掲載しました。

<http://www.jaee.gr.jp/news/etc/smdb/index-smdb.html>

○研究委員会の設置について(公募)(4/20)

日本地震工学会では、地震工学分野の調査・研究を進展させ、調査・研究成果を広く国内外に還元して社会の地震防災性向上に貢献することを目的として研究委員会を設置し、各種活動を行っております。現在、4研究委員会が活動を行っていますが、さらに活動を強化するため、新規研究委員会の立ち上げを随時公募しています。

条件等詳細については下記を参照して下さい。

<http://www.jaee.gr.jp/journal/koubo.html>

○委員会報告書の刊行

性能規定型耐震設計法に関する研究委員会では、平成16年度の報告書「性能規定型耐震設計法-性能目標と限界状態はいかにあるべきか-」を刊行しました。

詳細は下記を参照してください。

<http://www.jaee.gr.jp/journal/performance/scope.html>

《お知らせ》

○地震学の分野で活躍されたBruce Bolt教授(カリフォルニア大学Berkeley校)が7月21日(現地時間)に亡くなりました。ここに氏のご冥福をお祈り致します。

詳しくは下記をご参照下さい。

http://www.berkeley.edu/news/media/releases/2005/07/25_bolt.shtml

○日本学術会議メカニクス・構造研究連絡委員会 地震工学専門委員会の平成16年度活動報告(7/14)
詳しくは下記をご参照下さい。

<http://www.jaee.gr.jp/news/etc/etc.html>

○新潟県中越地震の強震観測波形の公開

土木学会がJR東日本と道路公団による新潟県中越地震の強震観測波形(川口インター、川口変電所、長岡駅、十日町駅など)のダウンロードサイトを開設しています。パスワード申請のためのユーザ登録が必要ですが、ご関心のある方は下記URLを参照下さい。

<http://download.jsce.or.jp/>

○Earthquake Engineering and Structural Dynamics 論文募集

国際地震工学会の公式論文集であるEarthquake Engineering and Structural Dynamicsでは常時論文を募集しております。

現在、カリフォルニア大学のArmen Der Kiureghian教授を客員編集者に迎え、電力施設およびライフラインシステムに関する特集号の論文を募集しております。興味のある方は、

<http://www3.interscience.wiley.com/cgi-bin/>

jabout/1922/CallForPapers.html.
の論文募集欄(Call for Papers)をご覧ください。

《地震災害情報》

<2005年チリ北部の地震>の関連情報>

○2005年6月13日、チリ北部でマグニチュード7.8 (USGS)の地震が発生しました。
6月14日現在死者11名、負傷者が200人以上出ています。

<http://www.jaee.gr.jp/news/disaster/2005chili.html>

<2005年福岡県西方沖地震の関連情報>

○2005年3月20日10:53ころ福岡県の西方沖、玄界灘を震源とするマグニチュード7.0の地震が発生しました。震源の深さは9km(暫定値)、福岡県福岡市中央区、東区前原市、佐賀県みやく町において震度6弱を観測しました。3月22日7:30の消防庁の発表によると、この地震による死者は1名、負傷者は675名、全壊住家17棟、半壊住家159棟、一部損壊住家2115棟などの被害が発生しています。

http://www.jaee.gr.jp/news/disaster/2005hukuoka_W.htm

○東京電機大学の調査グループによる現地の地盤被害調査の写真や調査メモ

<http://www.yasuda.g.dendai.ac.jp/news050322/news050322.htm>

○東京工業大学都市地震工学センターによる福岡県西方沖で発生した地震の調査速報

http://www.enveng.titech.ac.jp/seo/2005Fukuoka_1streport.pdf

http://www.enveng.titech.ac.jp/seo/2005Fukuoka_2ndreport.pdf

http://www.enveng.titech.ac.jp/seo/2005Fukuoka_3rdreport.pdf

http://www.enveng.titech.ac.jp/seo/2005Fukuoka_4threport.pdf

http://www.enveng.titech.ac.jp/seo/2005Fukuoka_5threport.pdf

○地震調査研究推進本部2005年3月20日福岡県西方沖の地震の評価

http://www.jishin.go.jp/main/chousa/05mar_fukuoka/index.htm

○内閣府 福岡県西方沖を震源とする地震について (第26報)

(平成17年4月21日18時00分現在)

http://www.bousai.go.jp/kinkyu/050320jishin_fukuoka/jishin_fukuoka_26.pdf

<2004年スマトラ地震の関連情報>

○2004/12/26のスマトラ地震に関する情報をホームページに掲載しています。

<http://news.jaee.gr.jp/news/disaster/2004sumatra.html>

○EERI(米地震工学会)がWorld Housing Project Newsletter(3/1発行)でスマトラ地震に関しての情報を発信しています。

http://www.eeri.org/lfe/clearinghouse/sumatra_tsunami/observ1.php

この他、組石造建物の耐震化のガイドライン、世界各国の地震危険度や建物種類などが下記で紹介されています。

<http://www.world-housing.net/Tutorials/Tutorial.asp>
<http://www.world-housing.net/>

○外務省 「スマトラ沖大地震及びインド洋津波被害」

http://www.mofa.go.jp/mofaj/area/asia/sumatra_tsunami.html

○国土交通省研究機関等スマトラ島沖地震ポータルサイト

国土交通省に係る7機関で、スマトラ島沖地震災害への技術支援等に関するホームページを開設しています。

<http://www.mlit.go.jp/sumaportal/index.htm>

<新潟県中越地震関連情報>

○平成16年新潟県中越地震に関する情報をホームページに掲載しています。

<http://www.jaee.gr.jp/news/disaster/2004niigata.html>

<防災マップ・予測地図など>

○内閣府中央防災会議

・地震防災マップの公表について(内閣府(地震・火山対策担当))

http://www.bousai.go.jp/oshirase/h17/050106_kouhyou/kouhyou.html

・1982 長崎豪雨災害報告書「災害教訓の継承に関する専門調査会」の公表(3/28)

<http://www.bousai.go.jp/oshirase/h17/050328nagasaki.pdf>

○地震調査研究推進本部

・中央構造線断層帯(金剛山地東縁-和泉山脈南縁)の地震を想定した強震動評価

について(7/19)

http://www.jishin.go.jp/main/kyoshindo/05jul_chuokozosen/index.htm

・パンフレット「地震を知ろう ～地震災害から身を守るために～」(6/20)

・「全国を概観した地震動予測地図」報告書(4/13更新、5/2訂正、6/3訂正)

5/10、地震動予測地図に関するデータが下記アドレスで公開されています。

<http://www.j-shis.bosai.go.jp/>

・2005年3月20日福岡県西方沖の地震の評価(4/13)

・活断層の評価(標津断層帯等10断層帯の長期評価・他)(4/13)

<http://www.jishin.go.jp/main/index.html>

《公募》

○東京工業大学都市地震工学センター特別教育研究プロジェクト研究員(ポスドク)の募集

・研究分野:首都圏での震災軽減のための実践的な研究

・任期:原則単年度で最長5年間

詳しくは下記をご参照下さい。

http://www.cuee.titech.ac.jp/openings/info_17/pd17_sp.html

○東京理科大学工学部建築学科教員の募集

・専門分野:建築材料・生産

・採用予定:2006年4月1日付

詳しくは下記をご参照下さい。

<http://www.tus.ac.jp/utility/boshuu/kyoin/>

《行事案内行事予定・論文募集(関連学協会を含む)》

○第10回JSSIフォーラム

主催:(社)日本免震構造協会

後援:日本地震工学会ほか

日時:9月9日(金)13:00~17:00

場所:東商ビル7F国際会議場

詳細は下記参照

<http://www.jssi.or.jp/koshu/koshu.htm>

○2005年活断層調査成果および堆積平野地下構造調査成果報告会の開催

開催日:平成17年11月10日(木)、11日(金)

会場:こまばエミナースホール(東京都目黒区大橋2-19-5)

主催:文部科学省

問い合わせ・申込先:

〒101-0064 東京都千代田区猿楽町1-5-18 千代田ビル5階

(助)地震予知総合研究振興会 地震調査研究センター
活断層・地下構造報告会係

電話:03-3295-1501 FAX:03-3295-1507

○「土木学会による実務者のための耐震設計入門」平成17年度セミナー

主催:土木学会(担当:地震工学委員会地震防災技術普及小委員会)

日時:8月1日(月)、2日(火)(2日間、両日共9:00~19:00)

場所:土木会館AB会議室/東京都新宿区四谷一丁目無番地

○「土木学会による実務者のための耐震設計入門」平成17年度札幌セミナー

主催:土木学会(担当:地震工学委員会地震防災技術普及小委員会)

日時:10月21日(金)(1日間:900~18:50)

場所:北海道開発土木研究所 講堂(札幌市豊平区平岸1条3丁目1番地34号)

○「第8回地震防災技術懇話会」のご案内

主催:土木学会(担当:地震工学委員会地震防災技術普及小委員会)

日時:9月16日(金)、16:00~18:00

場所:土木会館講堂/東京都新宿区四谷一丁目無番地

講演:「1995年兵庫県南部地震での第一次提言提案の頃」

東京大学名誉教授 田村重四郎先生

※上記3行事の問合せ先:土木学会事務局研究事業課

今村 玲子(imamura@jsce.or.jp)

tel:03-3355-3559(内線252)

fax:03-5379-2769

○第55回理論応用力学講演会 講演募集

開催日 2006年1月24日(火)～26日(木)

開催場所 京大会館(〒606-8305 京都市左京区吉田河原町15-9)

<http://news-sv.aij.or.jp/nctam/>

○その他の行事等は下記のページをご覧ください。

<http://www.jaee.gr.jp/news/information/index.html>

JAEE NEWSのバックナンバーは

http://www.jaee.gr.jp/news/back_number/index_b.html

で御覧いただけます。

JAEE NEWSへのお問い合わせ・ご意見は admin@news.jaee.gr.jp にお寄せください。

入会・資料等の問い合わせは、

事務局 (office@general.jaee.gr.jp, 電話：03-5730-2831, FAX：03-5730-2830) にお寄せください。

年間カレンダー

日本地震工学会 主催・共催・関連団体行事予定一覧

2005年8月現在

2005年 9月1日～3日	日本建築学会大会	近畿大学
9月4日～7日	EURODYN 2005 (Sixth European Conference on Structural Dynamics)	パリ
9月6日	第8回応用力学シンポジウム	東京大学
9月7日～9日	土木学会全国大会	早稲田大学
9月9日	第10回JSSIフォーラム	東京
9月10日	地震地盤工学に関する最近の発展に関する国際会議	大阪
9月12日～16日	第16回国際地盤工学会議	大阪国際会議場
9月14日～16日	IABSE (International Association for Bridge and Structural Engineering) Symposium on Structures and Extreme Events - 250 years later, in memory of the 1755 Lisbon earthquake -	リスボン
9月16日	「第8回地震防災技術懇話会」	土木学会
9月16日～18日	第22回歴史地震研究会	江戸東京博物館
9月28日～29日	First International Congress on Earthquake & Lightweight Construction	イラン
10月19日～21日	2005年度日本地震学会秋季大会	北海道大学
10月21日	「土木学会による実務者のための耐震設計入門」平成17年度札幌セミナー	札幌
10月26日～28日	EVACES2005 (Experimental Vibration Analysis for Civil Engineering Structures)	フランス
11月1日～4日	1755年Lisbon 地震の250年記念国際会議	リスボン
11月21日～23日	日本地震工学会・大会-2005	京都
11月25日	鋼コンクリート合成構造の接合部の応力伝達機構と設計法に関するセミナー	建築学会
11月30日	鋼構造性能設計シンポジウム	建築学会
2006年 3月9日～11日	防災に関する国際シンポジウム (ISMD 2006)	高知工科大学
2006年 3月10日～11日	ACEE2006 (Asia Conference on Earthquake Engineering)	フィリピン
2006年 4月18日～22日	100th Anniversary Earthquake Conference -Commemorating the 1906 San Francisco Earthquake-	アメリカ
2006年 7月23日～27日	ASME (米国機械学会) Pressure Vessels and Piping Conference 2006	カナダ
2006年 8月14日～17日	STESSA2006 (Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas)	東京
2006年 9月3日～8日	First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology	スイス

下記の企業・団体は日本地震工学会の法人会員(2005年度)として、地震工学の発展に貢献されています。

日本地震工学会会長 小谷 俊介

【特級】

株式会社大林組
鹿島建設株式会社
関西電力株式会社
大成建設株式会社
東京電力株式会社
社団法人プレハブ建築協会

【A級】

株式会社奥村組
株式会社熊谷組
四国電力株式会社
社団法人静岡県建築士事務所協会
清水建設株式会社
株式会社竹中工務店
中部電力株式会社
戸田建設株式会社
社団法人土木学会
株式会社阪神コンサルタンツ
社団法人文教施設協会
社団法人日本建築学会
財団法人日本建築センター

【B級】

安藤建設株式会社
危険物保安技術協会
株式会社建設技術研究所大阪本社

社団法人建築業協会
国土交通省国土技術政策総合研究所
ジェイアール東海コンサルタンツ株式会社
全国建設労働組合総連合
社団法人全国地質調査業協会連合会
損害保険料率算出機構
中央復建コンサルタンツ株式会社
電源開発株式会社
財団法人電力中央研究所
東亜建設工業株式会社
東急建設株式会社
株式会社東京建築研究所
東京鉄鋼株式会社
東電設計株式会社
飛鳥建設株式会社
財団法人日本建築防災協会
日本原子力発電株式会社
株式会社ニュージェック
独立行政法人防災科学技術研究所
株式会社安井建築設計事務所

【C級】

財団法人愛知県建築住宅センター
財団法人大阪建築防災センター
小田急建設株式会社
基礎地盤コンサルタンツ株式会社
社団法人高層住宅管理業協会

構造調査コンサルティング協会
独立行政法人港湾空港技術研究所
財団法人国土技術研究センター
五洋建設株式会社
株式会社CRCソリューションズ
株式会社システムアンドデータリサーチ
株式会社篠塚研究所
ジェイアール西日本コンサルタンツ株式会社
株式会社スリーエーコンサルタンツ
株式会社ダイヤコンサルタント
財団法人地域地盤環境研究所
千葉県耐震判定協議会
株式会社社長大東邦ガス株式会社
東洋建設株式会社
株式会社日建設計
社団法人日本ガス協会
社団法人日本建築構造技術者協会
財団法人日本建築設備・昇降機センター
財団法人日本建築総合試験所
社団法人日本免震構造協会
株式会社福田組
株式会社本間組
真柄建設株式会社
財団法人宮崎県建築住宅センター

(各級五十音順)

正誤表

創刊号に訂正がございました。以下のように訂正し、お詫びいたします。

掲載頁	箇所	誤	正
17	図6	図6 地盤変上(沈下)による漏洩検知導管の損傷	図7 高圧ガス設備等耐震設計基準による耐震設計手順
43	写真4	(左から:前崎氏、三上氏、皆川氏)	(左から:三上氏、前崎氏、皆川氏)

編集後記:

阪神淡路大震災から10年を迎えた本年は、我が国にとり重要な地震防災技術に関する様々な企画が開催されております。このような情勢のなか、本号では、前号の機械系耐震技術に引き続き、主として木造建築物の耐震技術に焦点を当てて特集をまとめました。本号を編集中も宮城県南部でM7.2の地震が発生し、建築物の被害や交通機関の乱れが生じ、耐震対策の発展が急務であることを再認識させてくれました。

今後も、地震防災技術に携わる研究者・技術者のお役に立つよう会誌の内容の充実に努力する所存です。次号は、土木系耐震技術をクローズアップした特集を企画する予定です。次号以降もご期待頂ければ幸いです。勿論、皆様からの投稿も大歓迎です。また、学会では今、本誌と電子媒体による情報発信をどのように工夫し、組み合わせれば会員の皆様のニーズに的確に応えられるか、検討を進めているところです。会員の皆様からの積極的なご提案をお待ちしております。

日本地震工学会会誌編集委員会委員長 森下正樹(核燃料サイクル開発機構)
同幹事 古屋治(東京都立工業高等専門学校)

編集委員

委員長	森下 正樹	核燃料サイクル機構
委員	古屋 治	都立工専
委員	渡邊 鉄也	埼玉大学
委員	五十田 博	信州大学
委員	大保 直人	鹿島建設(株)
委員	中瀬 仁	東電設計(株)

日本地震工学会誌

2005年8月31日発行

編集・発行 日本地震工学会
〒108-0014 東京都港区芝5-26-20 建築会館
TEL 03-5730-2831 FAX 03-5730-2830