

3.1.2 木造建物の耐震性および耐震補強法の評価に関する研究

目 次

(1) 業務の内容

- (a) 業務題目
- (b) 担当者
- (c) 業務の目的
- (d) 5 ヶ年の年次実施計画（過去年度は、実施業務の要約）
- (e) 平成18年度業務目的

(2) 平成18年度の成果

- (a) 業務の要約
- (b) 業務の成果
 - 1) 試験体の選定
 - 2) 模擬地盤実験
 - 3) 試験体の振動特性
- (c) 結論ならびに今後の課題
- (d) 引用文献
- (e) 成果の論文発表・口頭発表等
- (f) 特許出願、ソフトウェア開発、仕様・標準等の策定

(1) 業務の内容

(a) 業務題目

木造建物の耐震性および耐震補強法の評価に関する研究

(b) 担当者

所属機関	役職	氏名	メールアドレス
東京大学生産技術研究所	助教授	腰原幹雄	kos@iis.u-tokyo.ac.jp

(c) 業務の目的

実大在来木造軸組の震動台実験の計画・データ解析などを実施する。試験体の条件検討を行い、実験の効率的な運用を目指す。震動台実験後、得られた実験データを用いて木造建物の倒壊挙動を検討する。実験結果の分析や過去の実験との比較より、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。

(d) 5 ヶ年の年次実施計画

1) 平成14年度：

木造建物の実大試験体を用いた3次元振動台実験の計画・データ解析を行い、木造建物の地震時挙動の把握と耐震性能の評価を行った。

具体的には、多方向入力試験体4体の実大振動台実験・データ解析を行い、木造建物の倒壊プロセスを計測するとともに、多方向入力の影響を把握した。また、部分移築試験体を用いて、既存建物の移築方法、経年変化がおきている試験体の耐震性能を把握した。

2) 平成15年度：

平成14年度の振動台実験結果の分析と既存木造建物調査（新潟県与板市営住宅、静岡県島田市営住宅）から、3月に実施した木造住宅の中規模振動台実験のための、試験体計画、入力地震動計画、計測計画を策定した。

試験体としては、昨年度とは異なる倒壊モードを検証するため、1層崩壊モード試験体、部材崩壊モード試験体、面材張試験体の3体を決定した。

入力地震動は、解析シミュレーションの検証を目的に1方向加振と、実際の挙動を把握するための2方向加振を選択した。

計測は、平成14年度につづき倒壊まで測定可能な画像計測システムを採用した。

3) 平成16年度：

平成14年度に実施した部分移築試験体（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。

また、中規模振動台を用いた実験により、倒壊実験の振動台への影響は、衝撃により計測

波形に乱れは生じるものの振動台への悪影響はなかった。倒壊過程の計測は画像計測法を用いることにより大変形時の試験体の挙動を計測できた。入力地震動の組み合わせについては、上下動の影響は少ない。既存建物の移築については、分割することにより可能であり、E-ディフェンスでの移築倒壊実験は十分可能であることが検証された。

4) 平成17年度：

E-ディフェンスにおける木造建物実験の実施のために、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した。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した。

震動台上に移築された試験体の性能調査（常時微動測定）を行い、移築前の試験体の構造性能との比較を行った。次いで、微小加振実験結果より2棟の建物のうち性能の低いと思われるB棟について耐震補強を行うことを決定した。耐震補強前後には、性能調査（常時微動測定・起振機実験）を行い、耐震補強効果を検証する手法開発の基礎資料を収集した。

5) 平成18年度：

木造建物実験に関する全体の計画およびデータ解析を実施する。耐震診断法の検証と耐震補強効果の確認。また、主に海外へ向けての研究成果の発表および、本業務に必要とする情報の収集などを実施する。

(e) 平成18年度業務目的

実大在来木造軸組の震動台実験の計画・データ解析を実施する。試験体の条件検討を行い、実験の効率的な運用を目指す。震動台実験後、得られた実験データを用いて木造建物の倒壊挙動を検討する。実験結果の分析や過去の実験との比較より、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。

(2) 平成 18 年度の成果

(a) 業務の要約

E-ディフェンスにおいて震動台実験に供する、実大在来木造軸組試験体の計画・準備を実施し、仕様決定にあたり要素実験をおこなうとともに、微動測定をおこない試験体の振動特性を把握、整理した。

既存木造住宅(A 棟)との比較対照から経年劣化の影響に関して検討する試験体(C 棟)では、A 棟の全ての耐震要素を極力忠実に再現することを念頭に、再現試験体を作成した。実測した建物重量はほぼ同程度であり、微動測定から、新築試験体として妥当な固有周期を有することが確認された。

基礎と柱を固定せず、土台と柱の固定程度の金物を用いて、不十分な補強仕様を再現する試験体(D 棟)では、耐震診断をおこない接合金物の配置を決定するとともに、微動測定により、接合金物の低減を行わない試験体(B 棟)との振動特性の比較を行った。微動レベルでは接合部低減による剛性低下は確認されなかった。

模擬地盤(EPS)及び基礎上に設けた試験体の挙動を確認する試験体(D 棟)では、要素実験を実施することにより、比較的悪い地盤を想定した模擬地盤の性能を検討し、地震時における性状把握の基礎資料を得た。

(b) 業務の成果

1) 試験体の選定

a) 試験体概要

既存木造住宅の耐震性を把握するために、

劣化の影響

柱頭・柱脚接合部の不十分な補強による影響

基礎

地盤

を検証できる試験体とした。

劣化の影響を検証するために、平成 17 年度 A 棟と同一仕様の試験体を新築で再現する試験体を C 棟とした。

、 の影響を検証するために、平成 17 年度 A 棟を模擬地盤 + コンクリート製布基礎に緊結した試験体を D 棟とした。D 棟は、複数の因子を組み合わせるため、各通りごとに仕様を変化させている。D 棟平面図を図 1 に示す。

柱頭・柱脚接合部の不十分な補強による影響を検証するために、X2、X5 通りでは、平成 17 年度 B 棟と同様に筋かい・構造用合板による耐震補強を施すが、柱頭・柱脚の接合部は、N 値計算で算出される性能より低い CP-T 金物同等の接合金物(写真 1)を用いる。図 2 に、それぞれの接合部の仕様を示す。これにより、現行の耐震診断法では、柱頭・柱脚の接合部低減係数により耐力壁の耐力が低減される仕様である。しかし、この金物は、ホールダウン金物と異なり基礎コンクリートと緊結されないため耐震補強工事としては容易になるため、こうした不十分な耐震補強建物の地震時の挙動を検証することになる。

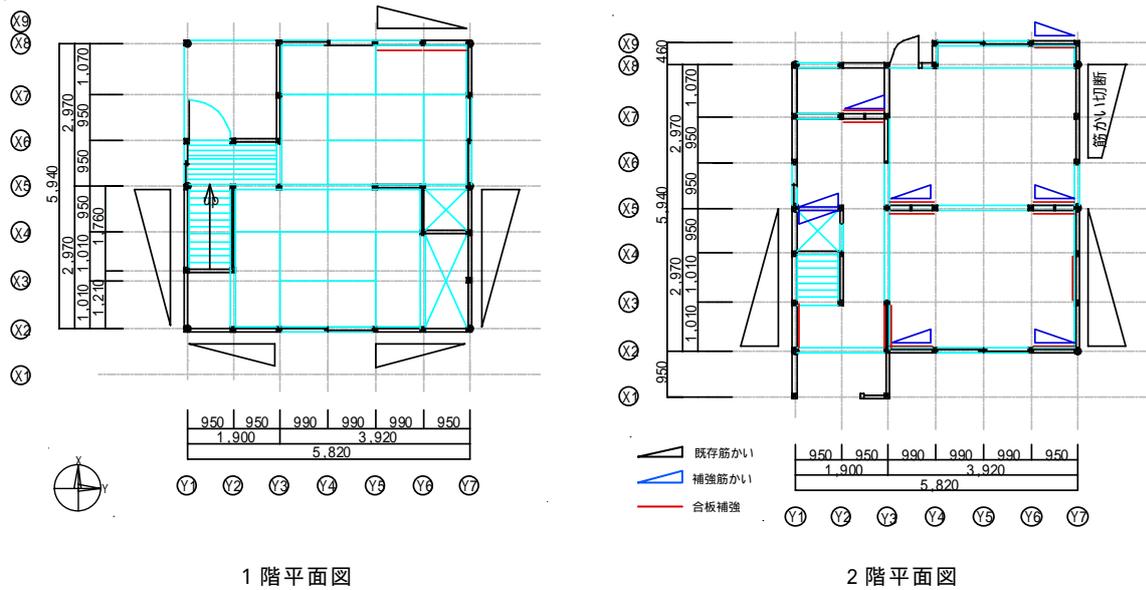


図1 試験体平面図 (D棟)

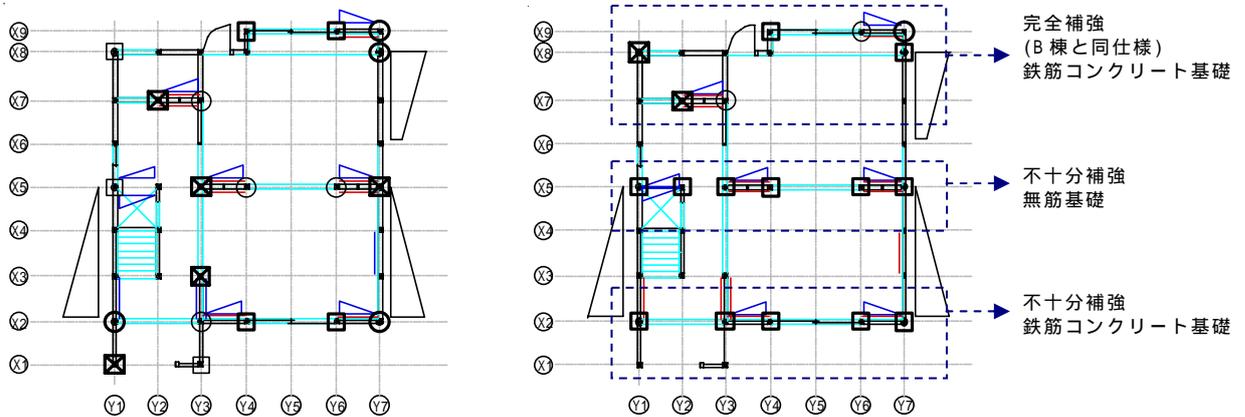


図2 不十分な補強試験体 (D棟) の接合部



写真1 CP-T同等程度 (5.1kN) の接合金物

基礎の影響では、無筋コンクリート基礎のアンカーボルトの抜け出し・コンクリート基礎の曲げ破壊、鉄筋コンクリート基礎のホールダウン金物の挙動を検証するため、X5 通を無筋コンクリート基礎、X8 通・X9 通を鉄筋コンクリート基礎とする。

また、無筋コンクリート基礎の耐震補強工法である、あと施工アンカーによる鉄筋コンクリートの増し打ち工法の地震時挙動を検証するために、Y7 通の基礎はこの工法とする。

図3に基礎伏図、図4に基礎断面図を示す。

地盤の影響については、模擬地盤とコンクリート製の布基礎を設置した試験体を用いて震動台実験を実施する。これまで行われている実大振動台実験では、試験体の土台を鉄骨架台に緊結しているが、実際の建物では、コンクリート製の基礎に緊結されて地盤の上に設置されている。このため、鉛直方向に弾性支持された場合と、固定された場合での挙動の違いを検証する。

模擬地盤は重量 0.16kN/m^3 の発泡系プラスチック材料(以下 EPS)を用いた。基礎下の厚さは 520mm とし基礎周囲は EPS で 250mm 埋め戻した。さらに模擬地盤周囲は鉄骨で補強した。図5に模擬地盤の断面、平面図を示す。平成17年度B棟のX8・X9通と平成18年度D棟のX8・X9通を比較することでその影響を検証する。

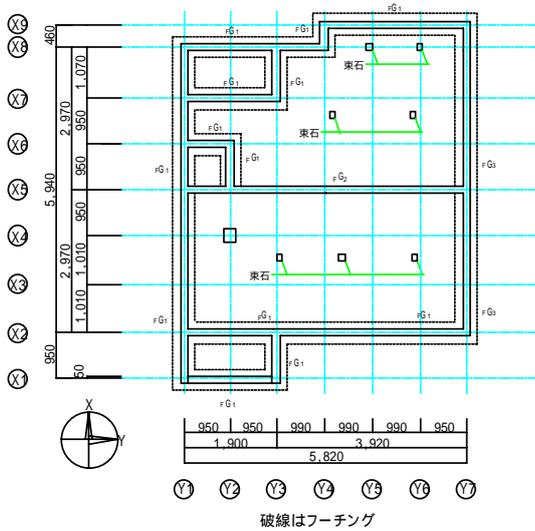


図3 基礎伏図

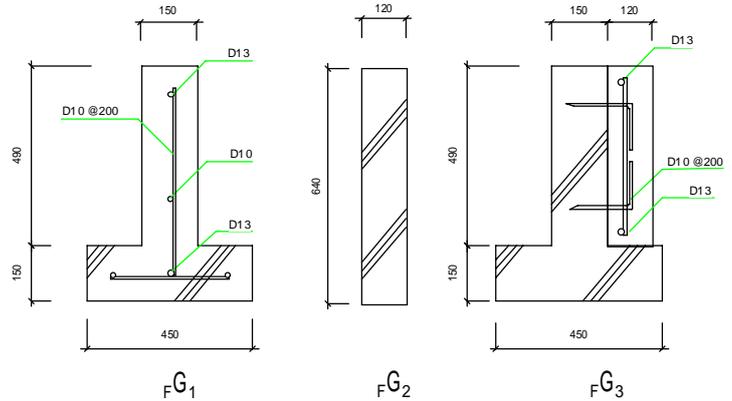
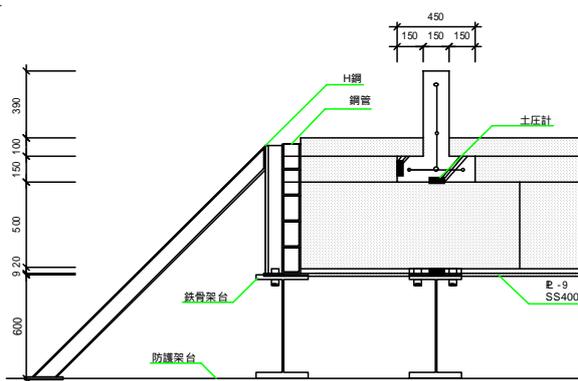
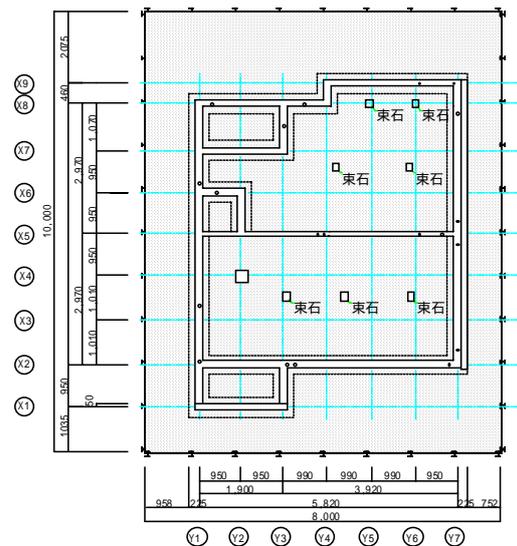


図4 基礎断面図



模擬地盤断面図



模擬地盤平面図

図5 模擬地盤の概要

b) 建物重量

震動台上への試験体の移動工程を利用して、球面座付荷重計 4 基を用いた重量計測を実施した。計測結果を表 1 に示す。試験体重量以外の重量を除いた建物総重量は C 棟 225.2kN、D 棟 218.2kN と算出され、C 棟は A 棟総重量 223.1kN とほぼ同程度であった。この結果から、積載重量設置後の試験体の地震力算定用重量を C 棟 1 層 119.0kN、2 層 91.3kN、D 棟 1 層 115.8kN、2 層 91.4kN と設定する。

c) 耐震診断結果

平成 18 年度試験体 C 棟及び D 棟に関して、「木造住宅の耐震診断と補強方法」¹⁾に基づき、一般診断、及び精密診断のうち保有耐力診断法による診断をおこなった。診断には精密診断に基づく重量（床均し荷重による重量 1 階 219.3kN、2 階 89.5kN）を用いている。この重量は、上述の実績重量に比べて、特に 1 階で大きく、安全側である。表 2 に C 棟、表 3 に D 棟精密診断結果を示す。C 棟 1 階 Y 方向の上部構造評点は、0.48 となり、大地震の際「倒壊する可能性が高い」という診断結果になった。D 棟 1 階 Y 方向の評点は、1.57 となり、大地震の際も「倒壊しない」という結果になった。

表 1 試験体の重量

		C 棟	D 棟
荷重計による計測値		255.3 kN	562.7 kN
建物総重量		225.2 kN	218.2 kN
地震力算定用重量	1 層	119.0 kN	115.8 kN
	2 層	91.3 kN	91.4 kN

表 2 C 棟精密診断結果（保有耐力診断法）

方向	階	必要耐力 (kN)	保有する耐力 (修正前) (kN)	剛性率低減 Fs	偏心低減 Fep	床仕様低減 Fef	保有する耐力 Qd (kN)	充足率 Qd/QR
X	2	21.13	27.27	1.00	1.00	1.00	27.27	1.29
	1	43.85	50.82	1.00	1.00	1.00	50.82	1.16
Y	2	21.13	20.84	1.00	0.97	1.00	20.18	0.96
	1	43.85	21.17	1.00	1.00	1.00	21.17	0.48

表 3 D 棟精密診断結果（保有耐力診断法）

方向	階	必要耐力 (kN)	保有する耐力 (修正前) (kN)	剛性率低減 Fs	偏心低減 Fep	床仕様低減 Fef	保有する耐力 Qd (kN)	充足率 Qd/QR
X	2	21.13	41.22	1.00	1.00	1.00	41.22	1.95
	1	43.85	77.68	1.00	1.00	1.00	77.68	1.77
Y	2	21.13	36.18	1.00	0.88	1.00	31.94	1.51
	1	43.85	68.98	1.00	1.00	1.00	68.98	1.57

2) 模擬地盤実験

a) 模擬地盤の概要

試験体では、実際の地盤に近い構造性能をもつ模擬地盤を用いることとした。模擬地盤に要求される性能は、以下の3点である。

建物を実地盤同様に弾性支持すること

地盤崩壊に相当する模擬地盤の破壊をしないこと

建物を滑らせないこと

上記の条件を満たす模擬地盤材料として、EPS(発泡スチロール)の種類と厚さを決定した。またこの模擬地盤の特性を検証するために、以下のような要素実験をおこなった。

b) 目標とする地盤

D棟模擬地盤の再現目標とする地盤として、表4に示す地盤を想定した。この地盤のN値は「小規模建築物基礎設計の手引き」(日本建築学会)²⁾より表5に示すように5程度であると推定される。

表4 目標地盤の特性値

地盤種類	盛土
長期許容支持力度	41.2 kN/m ²
地盤反力係数	14000kN/m ³

表5 各種地盤のN値

地盤種類	N値
粘性土	2~4
砂質土	~5
ローム土	~3

また、「建築基礎構造設計指針」(日本建築学会)³⁾より砂質土のヤング係数、水平地盤反力係数を求めると、ヤング係数EはN値から以下の略算式によって求められる。

$$E=14(\text{kg}/\text{cm}^2)=1400N(\text{kN}/\text{m}^2)$$

よって、N値を5とすると、ヤング係数は

$$E=1400 \times 5=7000 (\text{kN}/\text{m}^2)$$

である。

また、砂質地盤の水平地盤反力係数 k_h は以下の式によってN値より求められる。

$$k_h=0.8E_0B^{-3/4} (\text{kg}/\text{cm}^3)$$
$$E_0=7\bar{N}(\text{kg}/\text{cm}^2) \quad B: \text{杭幅}(\text{cm})$$

$$B=1\text{cm} \text{ とすると、} \quad k_h=28\text{kg}/\text{cm}^3=280000\text{kN}/\text{m}^3$$

$$B=100\text{cm} \text{ とすると、} \quad k_h=0.89\text{kg}/\text{cm}^3=8900\text{kN}/\text{m}^3$$

となる。

c) 推定される D 棟の重量と接地圧の検討

平成 17 年度の試験体 B 棟の吊り上げ重量から、D 棟の重量 W と接地圧を推定した。

$$\begin{aligned} \text{建物重量 } W &= \text{吊り上げ重量} + 1 \text{ 階積載重量} + \text{基礎重量} \\ &= 255.8 + 20.7 + 116.9 = 393.4 \text{ [kN]} \end{aligned}$$

基礎底面積 S_f は、 $S_f = 14.1[\text{m}^2]$ より

$$\text{接地圧} = 393.4 / 14.1 = 27.9 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

と推定した。

d) 平板載荷試験

模擬地盤に用いる EPS と再現目標とする地盤を比較し、ヤング係数、許容圧縮応力度、地盤反力係数を明らかにした。

試験体の寸法は 800mm × 800mm × 500mm とした。カタログによる試験体の EPS の物理特性は表 6 に示す。

実験方法は試験体を載荷板を用いて圧縮をおこなった。各試験体で載荷板の形状と、載荷方法を異にした。それぞれの試験体に対する載荷方法は表 7 に示す。なお試験体 No.1 では最大荷重を 150kN/m² として、地盤の平板載荷試験と同様に 8 段階に分けて載荷した。実験の模式図を図 6 に、載荷の状態を写真 2 に示す。

表 6 EPS の物理特性

品目	D16
単位体積重量	0.15~0.17 kN/m ³
許容圧縮応力度	35 kN/m ²
ヤング係数	3500 kN/m ²
摩擦係数 (EPS とモルタル)	0.67
摩擦係数 (EPS と同土)	0.66

表 7 平板載荷試験体一覧

No	載荷板 (mm)	載荷方法
1	300	一定速度
2	300	8 段階
3	300	繰り返し
4	150 × 800	一定速度

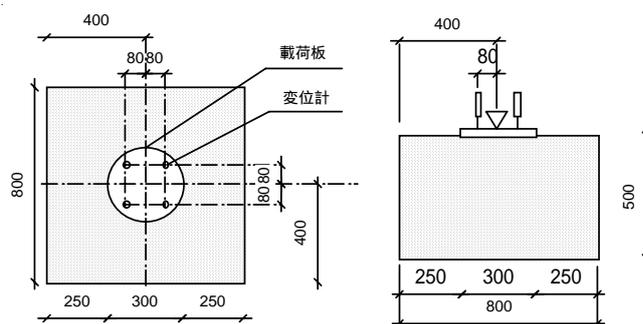


図 6 平板載荷試験模式図

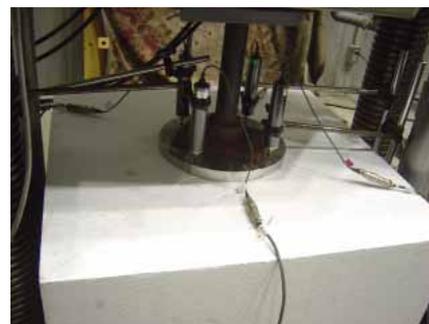


写真 2 平板載荷試験

実験の結果から得られた EPS の荷重変形関係を図 7 に示す。試験体 No.1 の結果から、模擬地盤の地盤反力係数は 27300kN/m³ と算定した。

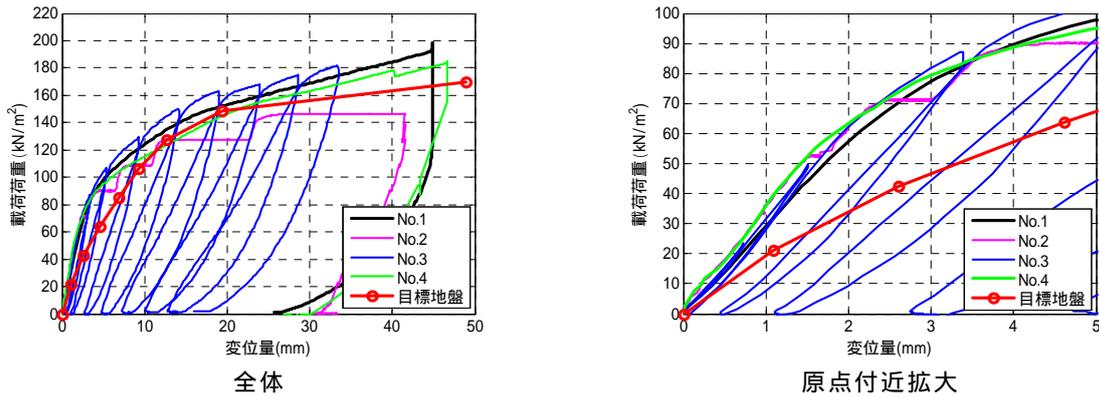


図7 荷重-変形関係

e)せん断試験

EPSのせん断強度、せん断剛性及びEPSを直接打設した場合の、コンクリートとEPSの付着強度を明らかにするため、模擬地盤のせん断試験をおこなった。

試験体は鉄板にEPSを接着し、その上にコンクリートを直接打設して作成した。鋼板の厚さは12mm、EPSはD16、厚さ500mm、底面積450mm×800mmとした。コンクリートはEPS上に直接打設し、その厚さは150mmとした。またコンクリート中に全ねじボルトを配置し、加力点とした。

実験は鉄板を固定し、コンクリート部分に埋め込んだ全ねじボルトにジャッキを連結し、せん断耐力が低下するまで水平方向に加力した。

せん断試験の模式図を図8に示す。

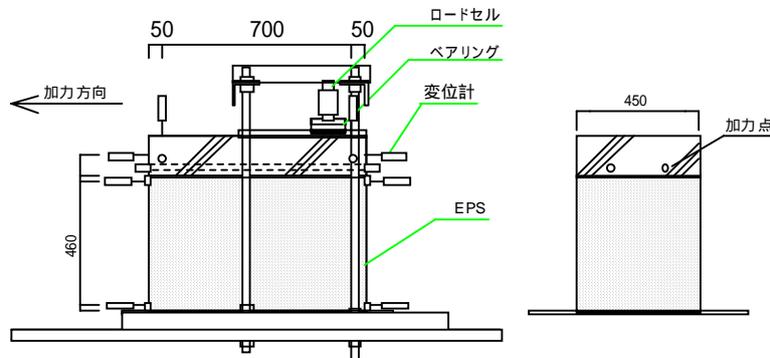


図8 せん断実験 試験体図

実験の結果から得られた荷重とEPSの水平方向の変形量の関係を図9に示す。試験体は鉄板とEPSの接着面がすべるように破壊し耐力を失った。

最大荷重とそのときの変位、鉄板とEPSの接着面のせん断耐力、及び5mm変形した時の割線剛性を表8に示す。

平成17年度の試験体B棟の1階土台上では最大2040Galの加速度が測定された。同等の加速度がD棟にも生じたとすると、D棟の建物重量は393.4kN、接着面の面積は80m²であるので模擬地盤の接着面にかかるせん断力は10.2kN/m²と予想された。接着面のせん断耐力が予想されるせん断力を上回るため、模擬地盤がせん断力によって破壊することはないといえる。

表 8 せん断実験結果

最大荷重	12.3kN
最大荷重時の変位	17.2mm
接着面のせん断耐力	34.2kN/m ²
5mm 変形時の剛性	1.47kN/mm

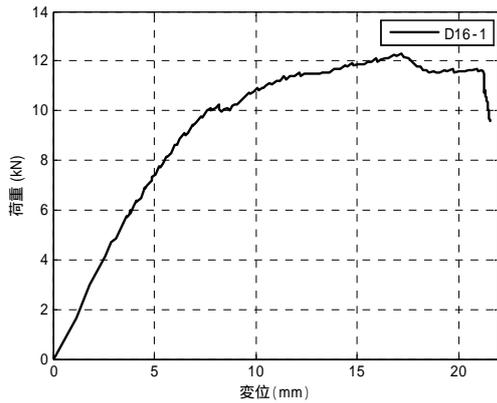


図 9 せん断実験の荷重変形関係

f) 振動台実験

模擬地盤の振動特性を検証するため、振動台実験をおこなった。

試験体は鉄板の上に EPS を接着しその上にコンクリートを打設したものである。EPS の寸法は 800mm × 1600mm × 500mm、コンクリート部分の寸法は 450mm × 1600mm × 150mm である。

また、コンクリートの底面に D 棟と同等の接地圧がかかるようコンクリート上に錘を設置した。D 棟の模擬地盤にかかる接地圧は 27.9kN/m²とした。本実験における試験体ではコンクリート部分の底面積は 0.72m²であるから、必要な重量はコンクリート部分の重量を含めて、

$$27.9 \times 0.72 = 20.1 \text{ kN}$$

である。実際に載荷された重量は錘が 17.5kN、コンクリートが 2.6kN、計 20.1kN であった。

試験体の図面を図 10 に、実際の実験の様子を写真 3 に示す。

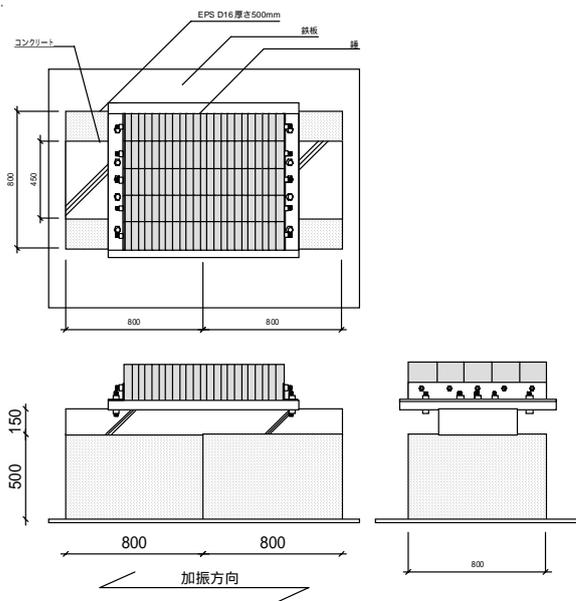


図 10 振動台実験試験体図面



写真 3 振動台実験

加振は試験体の長辺方向に 1 方向加振とした。

加振は 5 回とし、加振波は目標最大加速度をそれぞれ 30Gal、100Gal、200Gal、400Gal、1000Gal のランダム波とする。それぞれの加振波の周波数特性を図 11 に示す。

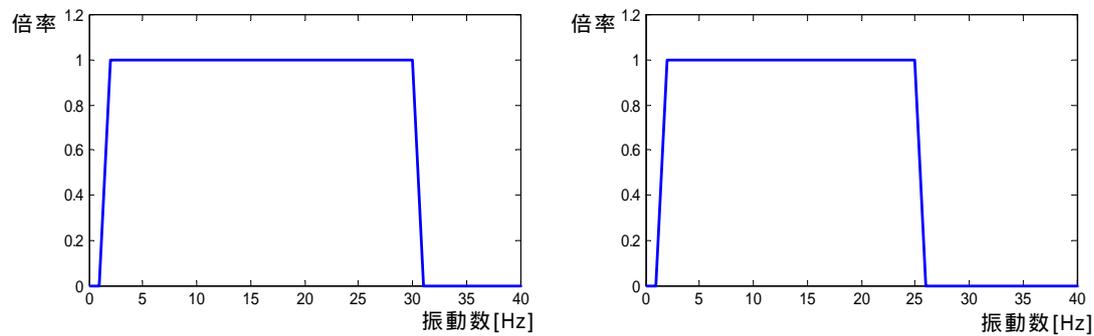


図 11 加振波の周波数成分 (左 30 ~ 400Gal, 右 1000Gal)

コンクリート上での加速度応答倍率を表 9 に示す。

目標加速度を 400Gal で加振したとき 1000Gal とで加振したときのコンクリート上の水平方向と鉛直方向の加速度のスペクトルを図 12 に示す。

各加振時のコンクリート上での応答加速度と水平変位の関係を図 13 に示す。

表 9 コンクリート上での加速度応答倍率

加振	30Gal	100Gal	200Gal	400Gal	1000Gal
加速度応答倍率	1.61	2.07	1.95	1.88	1.21

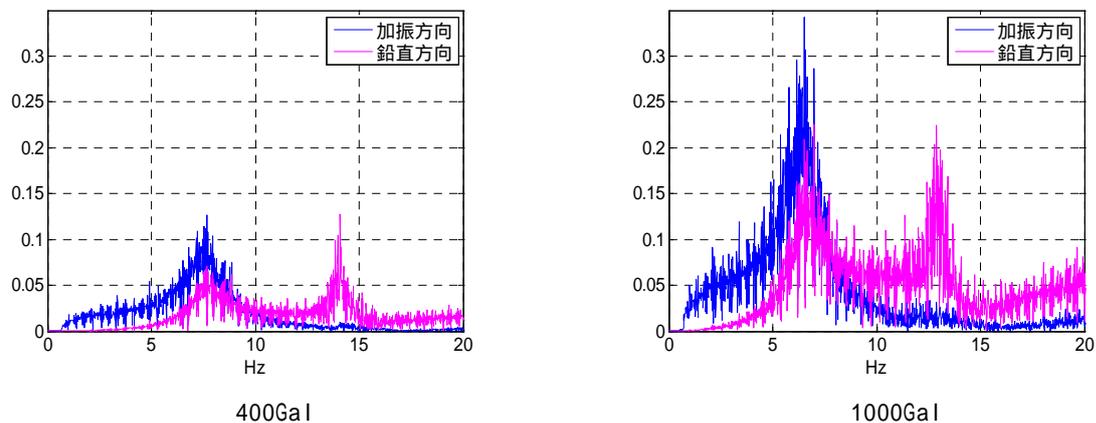


図 12 コンクリート上の加速度のスペクトル

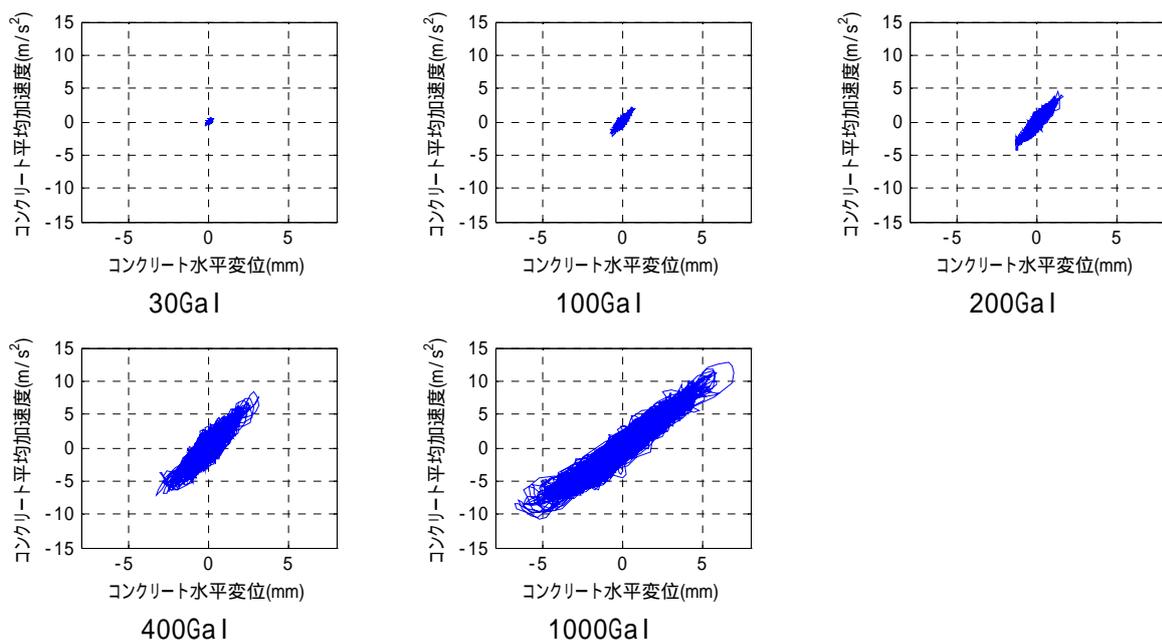


図 13 コンクリート部分での応答加速度と水平変位関係

図 12 より 400Gal で加振したときと 1000Gal で加振したときの卓越振動数を比較すると、加振方向鉛直方向ともに 1000Gal のほうが低くなっていることが分かった。

目標 1000Gal で加振中にロッキングによって鉄板と EPS の接着面が一部剥離したことが観察された。図 13 で負側の傾きが緩やかになったのは接着剤が剥がれ試験体が浮き上がったためであると考えられる。

3) 基礎

基礎の仕様の違いによる影響を見るために、各構面で異なる仕様を採用する。

X5 通

フーチングなしの無筋コンクリート布基礎とした。

Y7 通

フーチングつき無筋コンクリート布基礎として施工したのち、立ち上がり部分にケミカルアンカーをうち鉄筋コンクリートによって補強をおこなう。

それ以外の構面

フーチングつき鉄筋コンクリート布基礎とする。ただし構面の補強がおこなわれていない一部の通りの基礎については束だてとした。

3) 試験体の振動特性

a) 既存木造住宅の耐震性能推定

試験体の振動特性を把握するために、常時微動測定を用いて固有振動数を同定する。

既存木造住宅の耐震性能を把握するためには非破壊検査による手法が重要であり、常時微動測定は、有効な手法の一つと考えられている。しかし、木造特有の荷重-変形関係の非線形性から単純に微小変形領域の常時微動測定だけで耐震性を判断するのは難しい。そこで、微動測定による極微小変形領域から、震動台加振による中小変形域までの特性を横並びにすることにより微動測定から大地震時の挙動を推定することを目的とする。試験の全体工程を表 10 に示す。

表 10 微動測定・震動台中小加振試験計画

月	日	Phase No. / Phase / 入力波	試験対象			積載荷重			震動台上での試験		震動台加振試験	
			C棟	D棟	C棟 2F	D棟 2F	D棟 1F	常時 微動	強制加振		中小 加振	大地震波 加振
									人力 加振	起振機 加振		
1	28	0128			0	0	0					
2	1	0201			0	0	0					
	14-15	0214_1			0	0	0					
		0214_2			1/2	1/2	0					
		0214_3			1	1	0					
		0214_4			2	2	0					
	19-20	0219			1	1	1					
	21	0221_No.2			1	1	1					
		0221_No.3			1	1	1					
		0221_No.4			1	1	1					
		0221_No.5			1	1	1					
		0221_No.6			1	1	1					
		0221_No.7			1	1	1					
		0221_No.8			1	1	1					
		21-22	0221			1	1	1				
	28	0228_No.3			1	1	1					
		0228_No.4			1	1	1					
		0228_No.5			1	1	1					
		0228_No.6			1	1	1					
		0228_No.9			1	1	1					
		0228_No.10			1	1	1					
		0228_No.11			1	1	1					
3		3	0303			1	1					
5	0305_No.3			1	1	1						
	0305_No.4			1	1							
	0305_No.6			1	1							
	0305_No.7			1	1							

b) 常時微動測定

i) 調査概要

試験体の基本的な振動特性を把握するため、試験体周囲及び内部の各レベルに速度計（東京測器製 VSE-15）を配して、常時微動測定をおこなう。計測条件を表 11 に示す。計測器の配置を図 14、15 に示す。

表 11 常時微動測定 計測条件

常時微動測定	測定条件	解析条件
Number of Channel	16	
Unit of Data	mm	
Range	0.1	
Sampling Freq.	200/s	
Duration	330sec.	40.96sec.
Points	66000	8192
Filter	-	BandPass(1-50Hz)

1/28 の一部の試験は 14 点で計測する

C棟：16点（震動台防護架台上2点、1階床2点、2階床6点、小屋梁上6点）

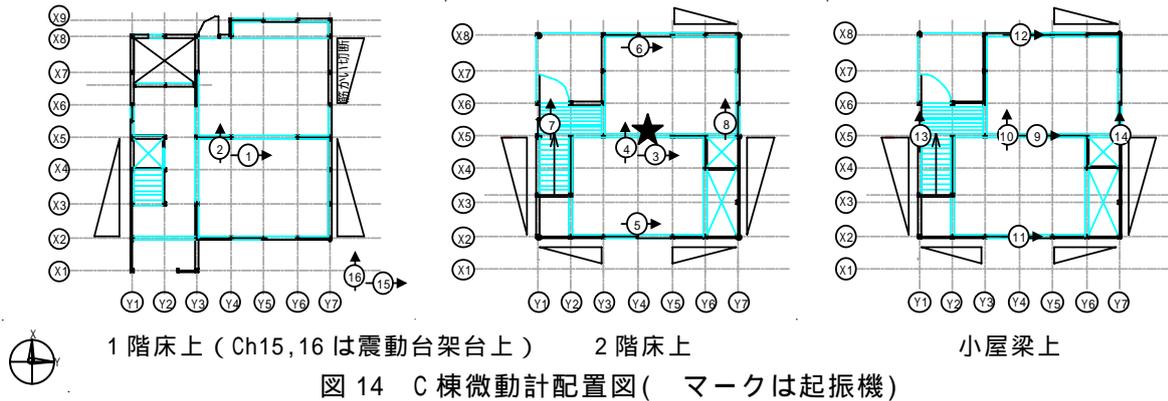


図 14 C棟微動計配置図(マークは起振機)

D棟：16点（震動台防護架台上3点、模擬地盤上3点、基礎1点、1階床上3点、2階床上2点、小屋梁上4点）

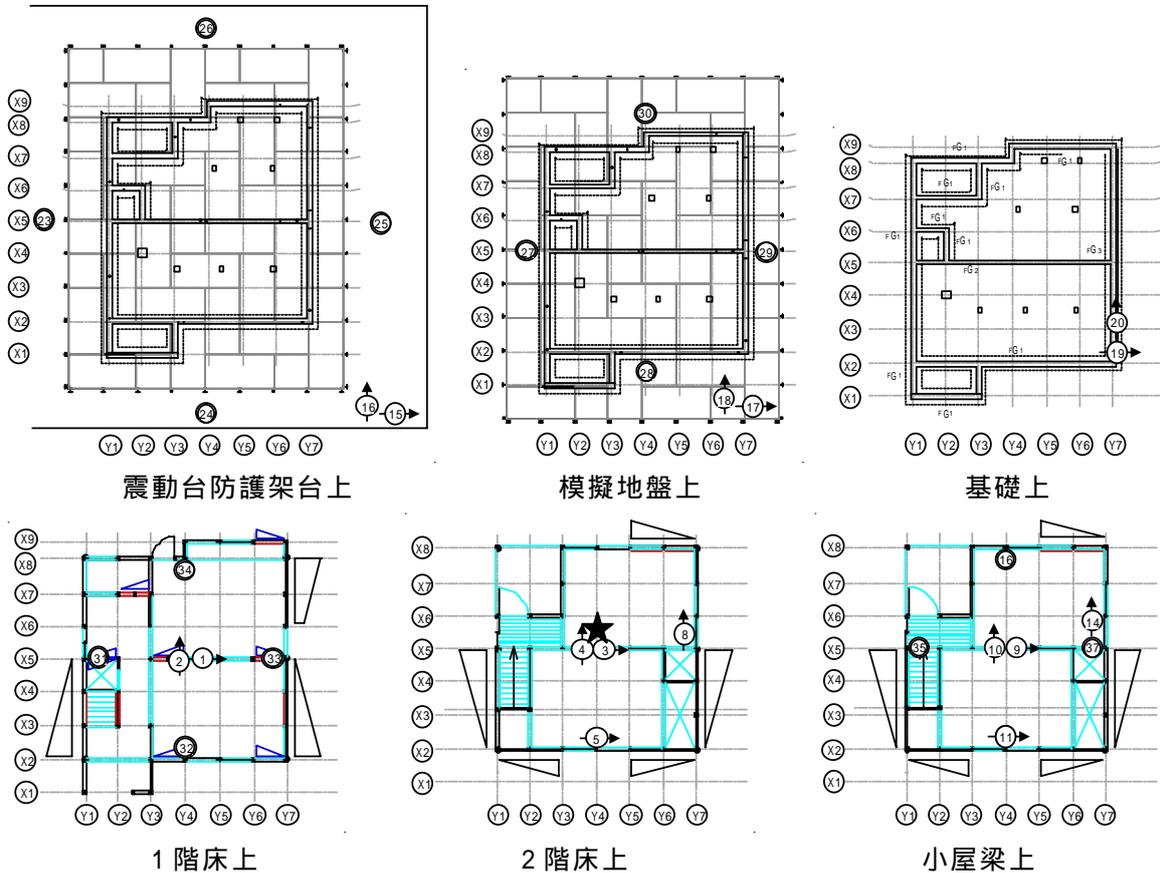
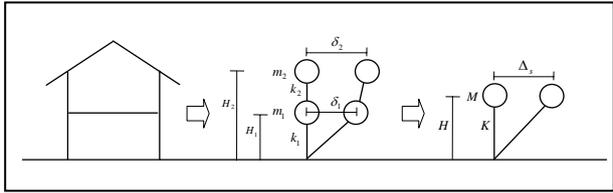


図 15 D棟微動計配置図(マークは起振機)

ii) 常時微動測定結果

震動台上に試験体を設置し、2階床上及び1階床上に加振試験時と同様の積載荷重を配置した段階で、常時微動測定を実施した。C棟については震動台に対するスペクトル比から固有振動数を、D棟についてはフーリエスペクトルから卓越振動数を求めた。建物の剛性は、各階の質量及び変位に基づく一質点モデルの等価剛性として評価する(図16及び(1)~(3)式 他の試験も同様)

図 17 および表 12 に中小入力波加振前の実験結果を示す。Y 方向の固有振動数は C 棟 5.62Hz、D 棟 4.57Hz であった。D 棟のフーリエスペクトルより、地盤と D 棟の卓越振動数が近接しており、D 棟の固有周期に模擬地盤の影響が含まれる可能性が示唆される。

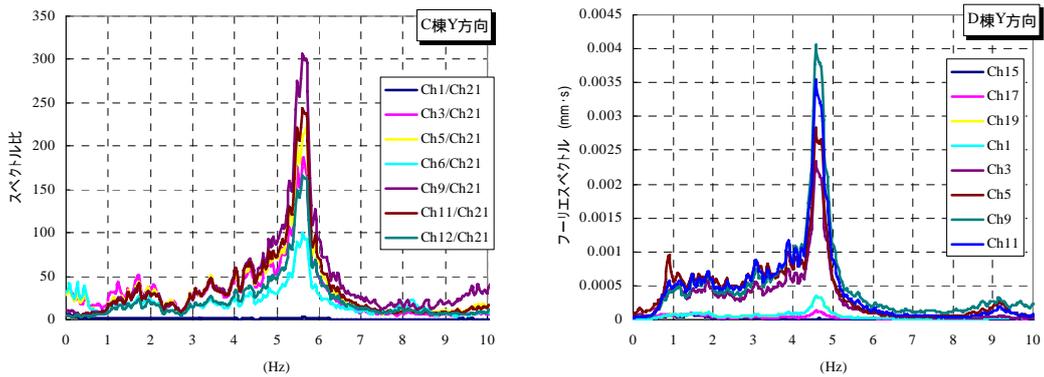


$$M = \frac{(\sum m_i \cdot \delta_i)^2}{\sum m_i \cdot \delta_i} \Lambda \quad (1) \quad K = M \cdot (f \cdot 2\pi)^2 \Lambda \quad (2) \quad \Delta_s = \frac{\sum m_i \cdot \delta_i^2}{\sum m_i \cdot \delta_i} \Lambda \quad (3)$$

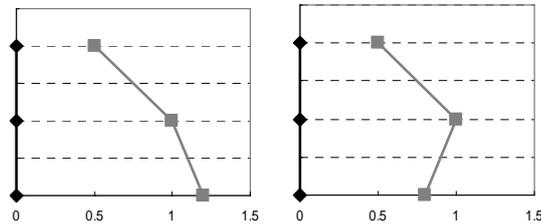
M : 等価質量 K : 等価剛性 m_i : 各層の質量 δ_i : i 層の変形

f : 固有振動数 (卓越振動数) Δ_s : 一自由度系の変形

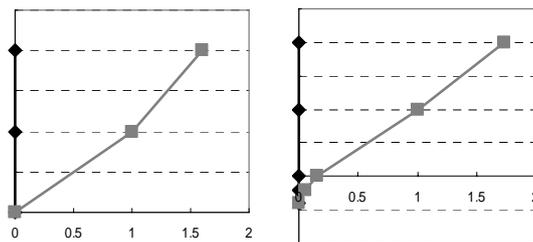
図 16 本研究における剛性の評価方法



a) スペクトル比、フーリエスペクトル



b) 平面モード (C 棟)



c) 立面モード

図 17 常時微動測定結果

表 12 常時微動測定結果

方向	棟	振幅 (10^{-6} rad.)	固有振動数 (Hz)	剛性 (10^6 kN/rad.)
Y 方向	C 棟	1.20	5.62	0.110
	D 棟	1.62	4.57	0.072

c) 人力加振による自由振動実験

常時微動測定で得られた固有振動数を目標に、X、Y 各方向に加振を行い自由振動波形を取得、振幅減衰比により減衰定数を同定する。加振力を加える柱は、C、D 棟とも 2 階 X5-Y3 柱とする。X 方向の一部の測定では、測定時間中に数度の衝撃加振を加えることにより、自由振動波形を取得した。微動計の配置は常時微動測定と同様である。人力加振試験計測条件を表 13 に示す。

表 13 人力加振試験 計測条件

人力加振試験	測定条件		解析条件
Number of Channel	16		
Unit of Data	mm		
Range	0.1		
Sampling Freq.	200/s		
Duration	60sec.		
Points	12000		
Filter	-		BandPass(1-50Hz)

1/28 の一部の試験は 14 点で計測する

図 18 及び表 14 に中小入力波加振前の実験結果（自由振動波形）を示す。Y 方向の固有振動数は C 棟 5.59Hz、D 棟 4.61Hz であった。

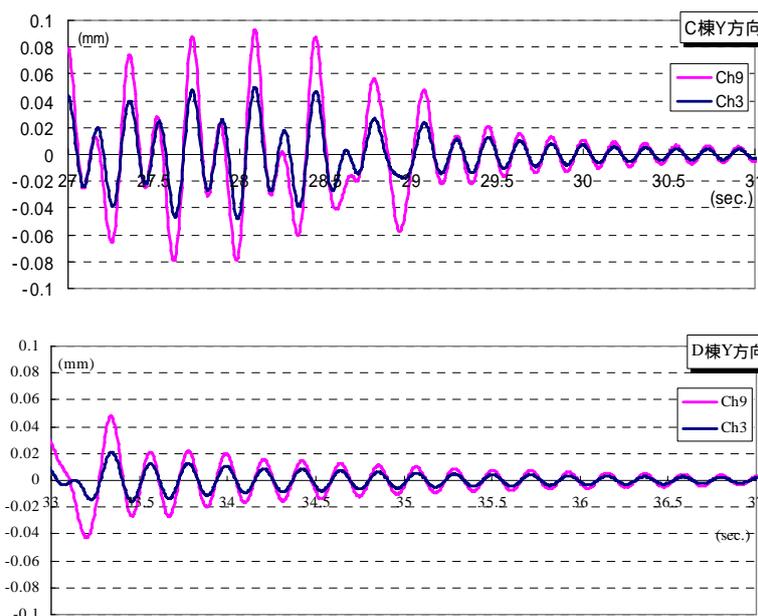


図 18 人力加振試験による自由振動波形

表 14 人力加振試験結果

方向	棟	振幅 (10^{-6} rad.)	固有振動数 (Hz)	剛性 (10^6 kN/rad.)	減衰定数
Y 方向	C 棟	20.4	5.59	0.108	0.018
	D 棟	8.3	4.61	0.070	0.024

d)起振機加振実験

常時微動によって得られた卓越振動数を目安に、加振周波数は3～10Hzまで600秒間スイープ波加振により共振点探索をおこない、共振周波数を把握する。次にこの共振周波数を用いて共振加振（正弦波加振）した後、加振後急停止により自由振動波形を取得し、振幅減衰比より減衰定数を把握する。微動計の配置は常時微動測定と同様である。起振機は図14、15に示すマークに、加速度計は および と同じ場所に配置した。起振機加振試験計測条件を表15及び表16に示す。

図19及び表17に中小入力波加振前の実験結果（共振曲線）を示す。Y方向の固有振動数はC棟5.01Hz、D棟4.54Hzであった。

表15 起振機加振試験（共振点探索） 計測条件

共振点探索	測定条件		解析条件
Wave	Swept Sine		
Number of Channel	16+3		
Unit of Data	gn,mm		
Sampling Freq.	160/s		
Duration	600sec.		51.2sec.
Points	96000		8192
Filter	-		BandPass(1-50Hz)

表16 起振機加振試験（共振点加振） 計測条件

共振点加振	測定条件		解析条件
Wave	Sine		
Number of Channel	16+3		
Unit of Data	gn+mm		
Sampling Freq.	160/s		
Duration	60sec.		
Points	9600		
Filter	-		BandPass(1-50Hz)

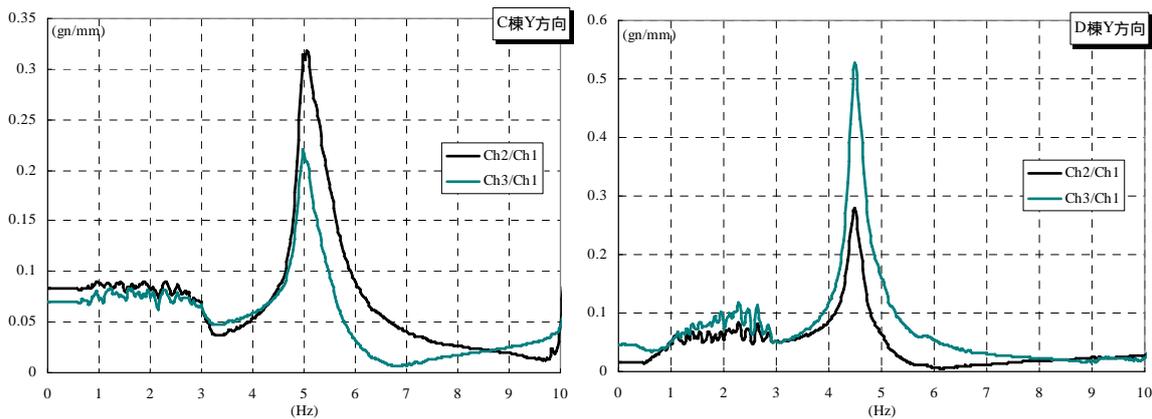


図19 起振機加振試験による共振曲線

表17 起振機加振試験結果

方向	棟	振幅 (10 ⁻⁶ rad.)	固有振動数 (Hz)	剛性 (10 ⁶ kN/rad.)
Y 方向	C 棟	37.22	5.01	0.088
	D 棟	30.34	4.54	0.070

e) 震動台中小加振試験

試験体の中小変形域での振動特性を把握するため、中小規模の入力波を用いた震動台加振試験（以下、震動台中小加振試験）を実施する。使用する入力波は、ホワイトノイズ（30～113Gal）、スイープ波（20Gal）及び JR 鷹取（30Gal）であり、原波形に対して倍率を乗じることにより段階的に加振レベルを調整する。加振計画は表 10 の通りである。計測には試験体内外に配した加速度計を使用する。計測条件を表 18 に示す。

表 18 震動台中小加振試験 計測条件

共振点加振	測定条件	解析条件
Wave	WhiteNoise, SineSweep, JR_Takatori	
Number of Channel	29(C棟) 39*(D棟)	
Unit of Data	gn+mm	
Sampling Freq.	160/s	
Duration	60sec.	
Points	9600	
Filter	-	BandPass(1-50Hz)

2/21 の試験は D 棟の計測に使用する加速度計は 37 台

図 20 及び表 19 にホワイトノイズ 750%加振における実験結果を示す。Y 方向の固有振動数は C 棟 3.61Hz、D 棟 4.00Hz であった。

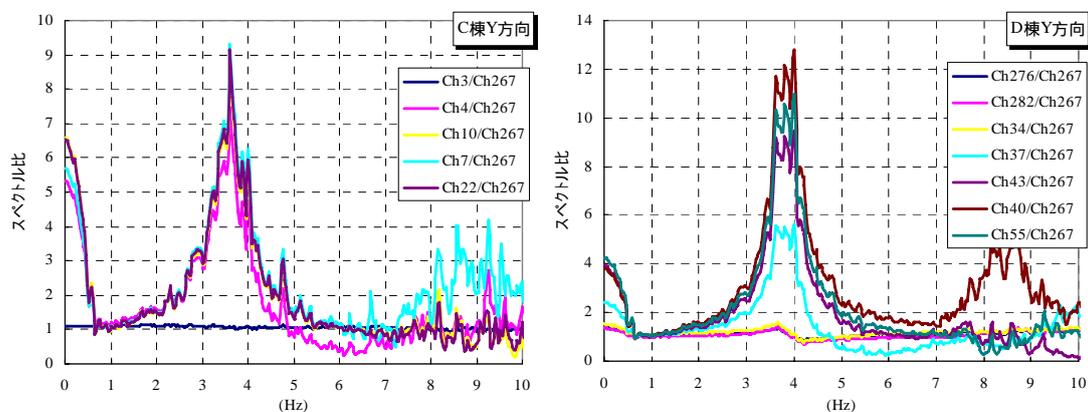


図 20 震動台中小加振試験によるスペクトル比

表 19 震動台中小加振試験結果（ホワイトノイズ 750%（113Gal）加振時）

方向	棟	振幅 (10^{-6} rad.)	固有振動数 (Hz)	剛性 (10^6 kN/ rad.)
Y 方向	C 棟	1703.4	3.61	0.045
	D 棟	1534.0	4.00	0.056

f) 既存木造住宅の非線形性

木造特有の荷重-変形関係の非線形性から単純に微小変形領域の常時微動測定だけで耐震性を判断するのは難しい。本研究では、微動測定による極微小変形領域から、震動台加振による中小変形域までの特性を横並びにすることにより、微動測定結果に基づき大地震時の挙動を推定する。震動台の大地震波加振結果による荷重変形関係と比較することにより、この推定精度を検討する。

図 21 に C 棟及び D 棟の剛性と対応する変形の関係を示す。中小加振経験後の剛性低下は C 棟で顕著であり、常時微動測定で 12%にのぼる。D 棟には大地震波加振経験後、同じく常時微動測定で 53%の減少が確認される。図より両試験体とも剛性の変形依存性が顕著である。

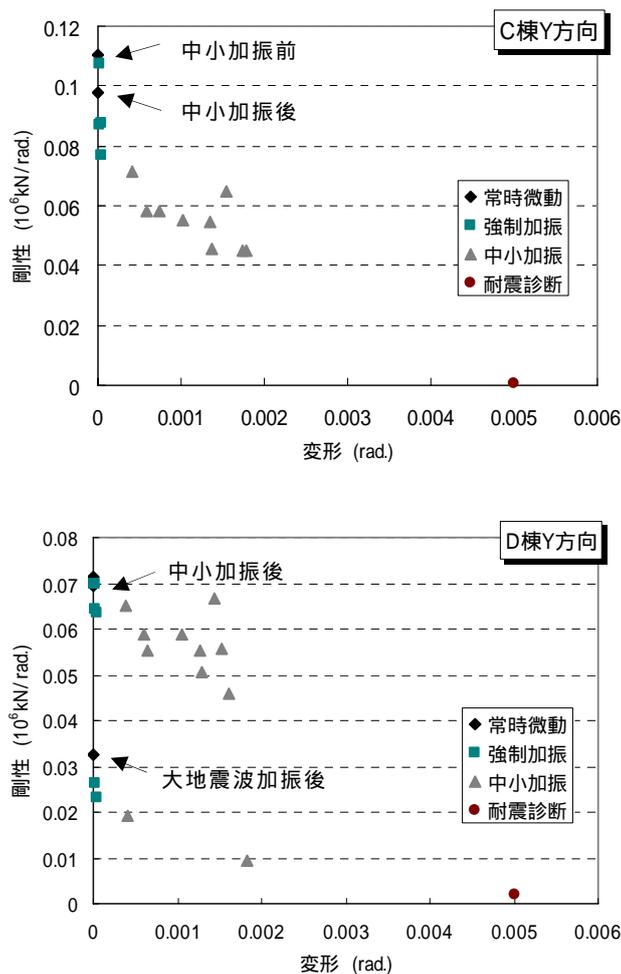


図 21 微動測定結果に基づく試験体の剛性 変形関係

g) 建物重量の同定

建物重量を同定することは、試験体の復元力特性を把握する上で重要であるが、木造住宅では構成要素が多く複雑であり、特に困難を極める。本研究では、試験工程中のうち建物剛性に変動の無い状態で、段階的に積載重量を変化させ、各時微動測定をおこなう。固有振動数と設置重量の関係から建物重量を推定する。さらにクレーン計測による建物重量と比較することにより、推定精度を検討する。

微動測定として、常時微動測定及び人力加振試験を実施する。積載重量を表 20 に示す 4 段階に設定する。荷重の設置は 2 階床に、構造用合板及び足場板を重ねて敷き並べることによりおこなう。

表 20 C、D 棟 微動測定時の積載重量 (単位: kN)

Phase	0214_1	0214_2	0214_3	0214_4
1 階床上	-	-	-	-
2 階床上	-	10.37	20.74	41.74
小屋上	-	-	-	-

本項目のみ、試験体重量、剛性及び固有振動数の関係が、(4)式で表せるものと仮定する。

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k}{m}} \quad \Lambda (4)$$

f : 固有振動数、 m : 建物重量 (1 層と 2 層の地震力算定用重量の合計)、 k : 建物剛性

重量の異なる 2 つの段階 (i 、 j) において、建物剛性に变化がないと仮定した場合、建物剛性 k 及び建物重量 m_i 、 m_j は、(5) ~ (8) 式の関係で表せる。

$$k = m_i \cdot (f_i)^2 \cdot (2\pi)^2 = m_j \cdot (f_j)^2 \cdot (2\pi)^2 \quad \Lambda (5)$$

$$\Delta m = m_j - m_i \quad \Lambda (6)$$

$$\Leftrightarrow k = \frac{\Delta m}{\left(\left(\frac{1}{f_j}\right)^2 - \left(\frac{1}{f_i}\right)^2\right)} \cdot (2\pi)^2 \quad \Lambda (7) \quad m_i = \frac{k}{(f_i)^2} \cdot \frac{1}{(2\pi)^2} \quad \Lambda (8)$$

表 20 に示す 4 つの段階のうち、各 2 段階の試験結果を用い、上式より建物重量を推定する。推定に使用する常時微動測定及び人力加振試験の結果を表 21、表 22 に示す。

表 21 積載重量を変化させた各段階の常時微動測定結果

C 棟	X 方向	Y 方向	D 棟	X 方向	Y 方向
0214_1	8.57	5.93	0214_1	6.06	4.91
0214_2	8.42	5.86	0214_2	6.03	4.79
0214_3	8.28	5.74	0214_3	5.93	4.66
0214_4	7.47	5.79	0214_4	5.69	4.71

表 22 積載重量を変化させた各段階の人力加振試験結果

C 棟	X 方向	Y 方向	D 棟	X 方向	Y 方向
0214_1	8.26	5.84	0214_1	5.99	4.91
0214_2	8.20	5.81	0214_2	5.88	4.71
0214_3	8.00	5.71	0214_3	5.81	4.66
0214_4	7.14	5.71	0214_4	5.38	4.64

単位: (Hz)

表 23、24 に建物重量の推定結果を示す。

前述の実績重量(C棟 1層 119.0kN、2層 91.3kN、計 210.3kN、D棟 1層 115.8kN、2層 91.4kN 計 207.2kN)に対して、この±20%以内を適当な推定範囲と考えた場合、重量変化が最少の 10.37kN 程度であった場合も、良好に同定されたケースがある。

一方で、建物重量(積載重量)の増加量に比べて、変化前の固有振動数に対する固有振動数の変動量は小さいため、固有振動数が高い建物(方向)では、重量変化量が少ない場合は建物重量を過大に、重量変化が多い場合は過小に評価してしまう可能性がある。常時微動測定、人力加振試験の2つの試験方法による推定精度の相違には、特に見られなかった。

表 23 常時微動測定による建物重量推定結果

C棟	X方向	Y方向	D棟	X方向	Y方向
0214_1 0214_2	299.6	407.9	0214_1 0214_2	1248.0	200.8
0214_1 0214_2	287.8	298.4	0214_1 0214_2	499.2	193.1
0214_1 0214_4	143.3	811.2	0214_1 0214_4	313.3	494.1
0214_2 0214_3	289.3	241.3	0214_2 0214_3	314.6	195.6
0214_2 0214_4	115.7	1235.4	0214_2 0214_4	253.3	1004.7
0214_3 0214_4	92.5	-1245.1	0214_3 0214_4	238.6	-1015.0

表 24 人力加振試験による建物重量推定結果

C棟	X方向	Y方向	D棟	X方向	Y方向
0214_1 0214_2	631.8	1252.8	0214_1 0214_2	285.1	122.8
0214_1 0214_2	309.1	480.5	0214_1 0214_2	341.4	193.1
0214_1 0214_4	123.3	967.0	0214_1 0214_4	173.5	351.1
0214_2 0214_3	208.0	299.7	0214_2 0214_3	440.7	490.8
0214_2 0214_4	99.0	906.6	0214_2 0214_4	159.2	989.0
0214_3 0214_4	82.6		0214_3 0214_4	123.8	2024.3

赤枠は推定精度±20%以内の結果

単位：(kN)

h) 移築試験体と新築試験体の比較

C棟と平成17年度試験体A棟の振動特性を比較し、微小変形域において、試験体の経年劣化の影響を把握する。表25に中小加振前の常時微動測定、強制加振試験結果及び中小加振結果を示す。いずれの測定においてもC棟の卓越振動数・剛性がA棟を上回る。モルタル接合部の経年劣化などが微小変形域における振動特性に影響を与えた可能性が示唆される。

表25 新築/移築 無補強試験体の振動特性(中小加振前)

		対象	振幅 (10^{-6} rad.)	固有振動数 (Hz)	剛性 (10^6 kN/rad.)
常時微動	Y方向	C棟	1.20	5.62	0.110
		A棟	1.26	4.59	0.071
人力加振	Y方向	C棟	2.04	5.59	0.108
		A棟	-	-	-
起振機加振	Y方向	C棟	37.22	5.00	0.088
		A棟	25.03	4.12	0.058
震動台 中小加振*	Y方向	C棟	1733.41	3.61	0.045
		A棟	1838.94	2.30	0.018

*ホワイトノイズ 750%(113Gal)加振時

i) 耐震補強効果の把握

ア) 構造用合板施工の効果

D棟に関して補強用の構造用合板施工前後の振動特性を比較し、微小変形域における合板補強の影響について検討する。表26に常時微動測定及び強制加振試験結果を示す。いずれの試験においても卓越振動数の変化量は微小である。合板等の施工による壁補強効果を微動測定により確認した場合、補強前後の剛性向上率は低く評価される傾向にあるが、今回も同様の結果であった。

表26 D棟 Y方向 補強用合板施工前後の振動特性

	D棟 合板補強	振幅 (10^{-6} rad.)	固有振動数 (Hz)	剛性 (10^6 kN/rad.)
常時微動	無	0.71	4.71	0.077
	有	0.89	4.81	0.079
人力加振	無	27.12	4.69	0.075
	有	23.56	4.71	0.075
起振機 加振	無	33.03	4.54	0.071
	有	50.71	4.69	0.075

イ) 接合金物有無の効果

耐震補強後のD棟と平成17年度試験体B棟の振動特性を比較し、微小変形域における接合金物の多少の影響に関して検討する。表27に中小加振経験後の常時微動測定、強制加振試験結果及び中小加振結果を示す。両棟の卓越振動数・剛性は試験間でばらつきがあるが、中小加振試験ではD棟がB棟を上回った。理由として、モルタル壁の仕様、経年劣化、地盤との連成の影響などが挙げられ、この試験からでは金物の多少による剛性の向上は確認できない結果となった。

表 27 補強 / 不十分な補強試験体 の振動特性 (中小加振後)

	対象	振幅 (10^{-6} rad.)	固有振動数 (Hz)	剛性 (10^6 kN/rad.)
常時微動	B 棟	0.44	4.66	0.072
	D 棟	1.00	4.49	0.069
人力加振	B 棟	36.26	4.29	0.062
	D 棟	19.03	4.43	0.064
起振機 加振	B 棟	30.70	4.33	0.061
	D 棟	35.41	4.30	0.064
震動台 中小加振*	B 棟	1424.70	2.27	0.045
	D 棟	1625.60	3.64	0.046

*ホワイトノイズ 750%(113Gal)加振時

ウ) 耐震補強の効果

震動台設置時点での D 棟と C 棟の振動特性を比較し、微小変形域における耐震補強の影響について検討する。表 28 に中小加振前の常時微動測定、強制加振試験結果及び中小加振結果を示す。常時微動測定では D 棟の卓越振動数・剛性が C 棟を下回るが、変形域の大きい中小加振試験下では若干上回る。D 棟の補強効果は模擬地盤の影響等により微動測定レベルでは明らかにはならず、 $1/600$ rad.程度の変形域で初めて把握される結果となった。

表 28 新築無補強 / 不十分な補強試験体の振動特性 (中小加振前、加振中)

	対象	振幅 (10^{-6} rad.)	固有振動数 (Hz)	剛性 (10^6 kN/rad.)
常時微動	C 棟	1.20	5.62	0.110
	D 棟	2.19	4.57	0.071
人力加振	C 棟	2.04	5.59	0.108
	D 棟	8.33	4.61	0.070
起振機 加振	C 棟	37.22	5.00	0.088
	D 棟	30.34	4.54	0.070
震動台 中小加振*	C 棟	1733.41	3.61	0.045
	D 棟	1534.04	4.00	0.056

*ホワイトノイズ 750%(113Gal)加振時

(c) 結論ならびに今後の課題

既存木造住宅の耐震性を把握するために、劣化の影響、柱頭・柱脚接合部の不十分な補強による影響、基礎の影響、地盤の影響を検証できる試験体を計画し震動台実験を実施した。具体的には、

C棟：平成17年度A棟を新築で再現した建物

D棟：平成17年度A棟を壁の補強はB棟と同様とするが、柱頭・柱脚の接合部の仕様が不十分な建物。この建物を模擬地盤＋コンクリート製布基礎の上に設置。

とした。この2棟をJR鷹取を用いて複数回加振することにより倒壊までの挙動を計測・観察できた。

実験に先立ち、模擬地盤の性能をN値5程度の砂質地盤（地耐力30kN/m²）に相当するものとしてEPS（D16厚さ520mm）を選定した。あわせて解析用のデータとして、静加力実験、振動台実験により模擬地盤の諸定数を計測し、今後の地盤付き建物の挙動解析の有用なデータとすることができる。

また、既存木造住宅の耐震性能把握のために、常時微動から起震機加振、中小地震波加振などの異なる変位振幅での固有振動数を計測し、データ収集を行った。木造住宅の荷重-変形関係の非線形性から、単に常時微動計測による固有振動数だけでは、木造住宅の耐震性能を把握することは困難であったが、複数の変形域での固有振動数計測と耐震診断結果などの情報とあわせることによって耐震性能を評価する可能性が残されている。

今後、こうした診断技術による既存木造建物の耐震性能把握や、建物重量の同定法などが確立できれば、実測可能な耐震診断技術の開発が期待される。

(d) 引用文献

- 1) 「木造住宅の耐震診断と補強方法」、日本建築防災協会、2004年
- 2) 日本建築学会編集：小規模建築物基礎設計の手引き、日本建築学会、1998年
- 3) 日本建築学会編集：建築基礎構造設計指針、日本建築学会

(e) 成果の論文発表・口頭発表等

著者	題名	発表先	発表年月日
荒木康弘、腰原幹雄、五十田博、坂本功	既存木造住宅の耐震性向上に関する総合的研究 その51 拡張個別要素法を用いた静的・動的実験における倒壊過程の追跡	日本建築学会 大会学術講演梗概集	2006.09
福本有希、腰原幹雄、坂本功、杉本健一、青木謙治、槌本敬大	震動台による既存木造住宅の耐震性能検証実験 その10 移築補強・無補強試験体実験の振動特性	日本建築学会 大会学術講演梗概集	2006.09
Koshihara Mikio, Araki Yasuhiro, Isoda Hiroshi, Sakamoto	A Study of Collapsing Process of Wood Conventional Houses -Shaking Table Tests of Real Size Models-	WCTE2006 9th World Conference on Timber Engineering	2006.08

Isao			
Yasuhiro Araki, Mikio Koshihara, Isao Sakamoto, Hiroshi Isoda	A study on dynamic performnces of wooden houses considering the break of joints	WCTE2006 9th World Conference on Timber Engineering	2006.08

(f) 特許出願、ソフトウェア開発、仕様・標準等の策定

1)特許出願

なし

2)ソフトウェア開発

名称	機能
なし	

3) 仕様・標準等の策定

なし