

### 3.1.3 木造建物の構造要素試験

## 目 次

### (1) 業務の内容

- (a) 業務題目
- (b) 担当者
- (c) 業務の目的
- (d) 5 ヶ年の年次実施計画（過去年度は、実施業務の要約）
- (e) 平成17年度業務目的

### (2) 平成17年度の成果

- (a) 業務の要約
- (b) 業務の実施方法
  - 1) 構造要素実験
  - 2) 地震観測
- (c) 業務の成果
  - 1) 構造要素実験
  - 2) 地震観測
- (d) 結論ならびに今後の課題
- (e) 引用文献
- (f) 成果の論文発表・口頭発表等
- (g) 特許出願、ソフトウェア開発、仕様・標準等の策定

### (3) 平成18年度業務計画案

## (1) 業務の内容

### (a) 業務題目

木造建物の構造要素試験

### (b) 担当者

所属機関	役職	氏名	メールアドレス
独立行政法人建築研究所	構造研究グループ長	岡田 恒	okada@kenken.go.jp
	上席研究員	河合直人	kawai@kenken.go.jp
	研究員	中川貴文	<a href="mailto:nakagawa@kenken.go.jp">nakagawa@kenken.go.jp</a>
	主任研究官	槌本敬大	tsuchimoto-t92ta@nilim.go.jp
国土交通省			
国土技術政策総合研究所			
信州大学工学部	助教授	五十田博	hisoda@gipwc.shinshu-u.ac.jp
宇都宮大学大学院	助教授	入江康隆	<a href="mailto:iriy@cc.utsunomiya-u.ac.jp">iriy@cc.utsunomiya-u.ac.jp</a>
東京大学	助教授	腰原幹雄	koshi@iis.u-tokyo.ac.jp

### (c) 業務の目的

木造の構造要素（柱梁壁から構成される構面）の荷重変位曲線のデータを破壊に至るまで求める。さらにこの構面に補強を施した場合の効果も調べる。

実際の木造住宅の地震時応答データを取得するため、強震観測を行う。平成14年度に強震計の設置をおこない、観測を始めた。本年度も継続して観測し、データを収集・分析し、地盤と建物の相互作用や振動台における応答との相違を調べる。また、木造建物に汎用化が図れる地震計の開発を併せて行う。

### (d) 4カ年の年次実施計画（過去年度は、実施業務の要約）

#### 1) 平成14年度：

地震観測によるデータ、測定方法などについて調査すると共に、対象の建物として東京都台東区谷中地区の木造住宅、静岡県で耐震補強をした木造住宅、ならびに宇都宮市近郊の比較的新しい木造住宅2棟の合計4棟を選定し、地震計を設置・観測を開始した。

#### 2) 平成15年度：

耐震補強を考えた木造構面の静的載荷試験を行い、E-ディフェンスの補強木造建物実験の準備データとするとともに、破壊に至るまでの荷重変形曲線を求め、木造建物の耐震補強方法の数値シミュレーションの基礎データとした。

宇都宮市近郊の比較的新しい木造住宅について観測データが得られた。解析結果から、木造住宅における地盤建物相互作用による建物周期の伸びは2～8%程度であること、減衰効果はそれほど大きくないこと、また、地盤上の最大加速度に対する建物1階におけるその比、すなわち、入力損失は、種地盤上の住宅のほうが種地盤上の住宅におけるものより大きいこと、などがわかった。さらに、木造住宅に汎用化が図れる地震計の検討を行った。

3) 平成16年度：

振動台実験を行った構面の破壊に至るまでの荷重 - 変形曲線や各部の破壊に至るまでの荷重変形関係を求め、木造建物の耐震補強方法の数値シミュレーションの基礎データとした。接合部の破壊に至るまでの実験を行い、荷重 - 変形関係を求めた。

いくつかの観測建物で観測データが得られた。木造住宅における地盤建物相互作用による建物周期の伸びは小さいこと、減衰効果もそれほど大きくないこと、また、これらの振動特性は、地盤種別の影響を受けることなどが判った。さらに、川崎市に強震計が設置できる新たな建物を捜し、建物の属性などを調査すると共に、強震計を無線式で同期できるように簡易化を図った。

4) 平成17年度：

E - ディフェンス震動台実験を行った補強・無補強試験体から抽出・再現した構面の破壊に至るまでの荷重 - 変形曲線や各部の破壊に至るまでの荷重変形関係を求め、木造建物の耐震補強方法の数値シミュレーションの基礎データとする。

新たな地震観測対象建物を選定し、地震計を設置すると共に、観測を継続する。

5) 平成18年度：

E - ディフェンスの木造建物実験で用いられる試験体と同一仕様の、耐震補強前及び耐震補強後の壁構面試験体に対する静的加力試験を行い、破壊に至るまでの荷重変形曲線を求め、破壊過程を明らかにすることにより、E - ディフェンスでの振動実験結果を補う基礎資料を取得し、併せて木造建物の数値シミュレーションのための基礎データとする。

地震観測対象を増やししながら計測を継続する。

(e) 平成17年度業務目的

E - ディフェンスを用いて行われる木造建物の3次元震動破壊実験に関連して、試験体建物における壁体の静的加力時の構造特性に関するデータを取得解析し、E - ディフェンスでの震動破壊実験における木造建物の地震時挙動把握と耐震性能評価の基礎資料とする。併せて、木造建物の耐震設計法および耐震診断・補強方法の開発の基礎資料とし、木造建物の耐震性向上を図る。

地震時の在来軸組工法木造住宅およびその周辺地盤の観測記録から木造住宅の設計用地震動入力決定のための資料を提供すること、及び強震時の住宅の挙動を把握することを目的とする。

## (2) 平成 17 年度の成果

### (a) 業務の要約

E - ディフェンスでの振動実験結果を補う基礎資料を取得し、併せて木造建物の数値シミュレーションのための基礎データとする目的で、E - ディフェンスの木造建物実験で用いられた無補強及び補強試験体から構面を抽出し、静的加力試験を行い、構造性能を把握した。また要素実験で得られた結果から算出した補強・無補強試験体の荷重変形関係と、震動台実験の結果を比較したところ、震動台実験結果のほうが要素実験の足し合わせよりも層せん断力が大きく上回る結果となった。破壊過程は筋かいの震動台実験と一致する箇所もあったが、筋かいや合板の破壊状況で異なる点が多かった。今後は実験結果を利用して、木造建物の数値シミュレーションのための基礎データとする予定である。この他、初年度から行っている強震観測を継続して行ない、振動特性に関するデータを蓄積した。

平成 16 年度までに東京都台東区谷中地区の木造住宅、静岡県で耐震補強をした木造住宅、宇都宮市近郊の比較的新しい木造住宅 2 棟、川崎市に建つ木造 2 階建て住宅、すでに設置済みの 2 棟の、計 7 棟の観測を実施してきた。平成 17 年度は建て替えのため 1 棟から取り外し、新たな建物への取り付けを実施し、計 7 棟で継続して観測を実施した。観測された記録の解析結果から、常時微動時の固有振動数に対し、地震時には固有振動が 5 ~ 10 % 低下すること、木造住宅における地盤建物相互作用による建物周期の伸びは、2 ~ 8 % 程度、減衰効果はそれほど大きくないこと、また地盤上の最大加速度に対する建物 1 階におけるその比、すなわち入力低減は 種地盤上の住宅のほうが 種地盤上の住宅におけるものより大きいことなどが判った。

### (b) 業務の実施方法

#### 1) 構造要素実験

##### a) 試験体

要素実験に用いた試験体（以下要素実験試験体）は E - ディフェンスの震動台実験で用いられた木造軸組構法の建物 2 棟（以下、無補強試験体を A 棟、補強試験体を B 棟と呼ぶ）のうち、構造耐力上重要な壁体 8 箇所を選定して再現した。A 棟、B 棟は兵庫県明石市で実在した築 31 年の 6P×6P の木造軸組構法 2 階建て住宅で、外壁はラスモルタル、木張り下地、内壁は土塗り壁、じゅらく塗り仕上げであった。部材、接合部、土塗り壁、モルタル等の細部仕様は、事前構造仕様調査、破壊後の調査によって確認し、可能な限り再現した。A 棟、B 棟はほぼ同じ間取りで、共通する構面の要素実験試験体は 2 棟の平均的な寸法で再現した。図 1 に A 棟の概観と要素実験試験体の選定箇所を示す。

試験体の概観を図 3 ~ 図 10 に示した。試験体名は図 2 に示した規則により決定した。以下、モルタルの有無、補強・無補強の違いで外周壁、間仕切り壁、補強壁の 3 つのグループに分けて呼称する。試験体の柱高さは 1F を再現したものは 2700mm、2F を再現したものは 2550mm とした。E2P-BC、E2P-BT は筋かいの圧縮側と引張側の破壊性状をそれぞれ把握するため 2 体とした。補強壁 E4P-R、I4P-R の寸法は E4P、I4P と同じで、B 棟に実際に施した補強法、金物を再現した。窓サッシ、軒は該当箇所に木枠をビス留めすることでモルタルの変形拘束として再現した。補強壁試験体に貼った構造用合板は、B 棟の仕様に従い、両脇の柱及び土台との接合部分を受け材仕様とした。間仕切り壁に相当する I4P、I2P、

I4P-R の上部 265mm の天井部分は、土を塗らず空間を設けた。

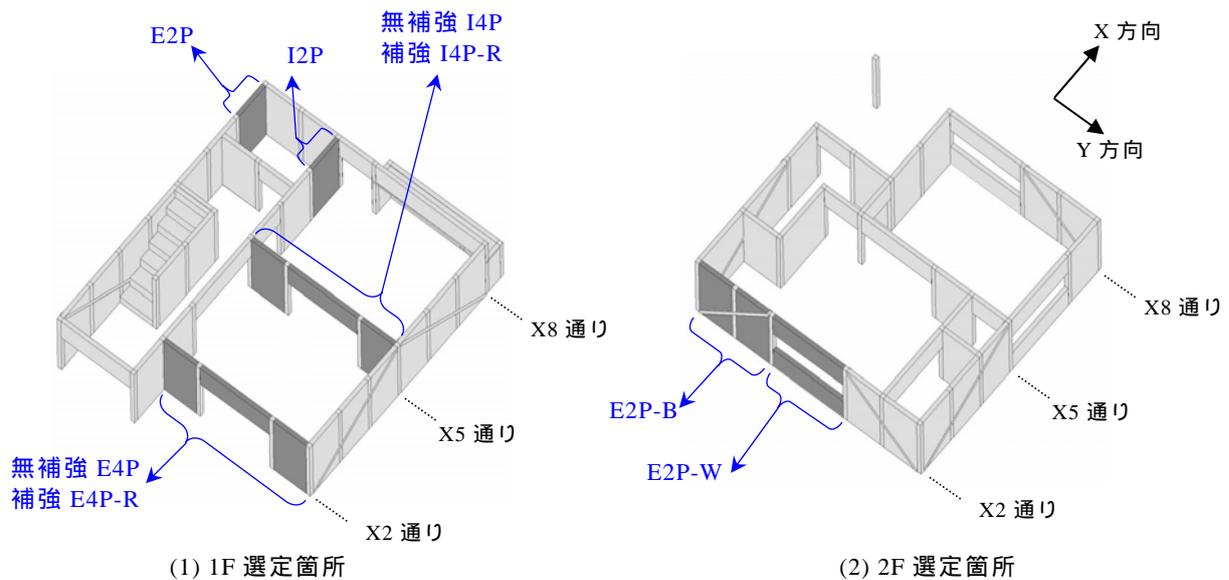


図 1 補強・無補強試験体からの要素実験試験体選定位置



図 2 試験体命名規則

表 1 試験体一覧

	外壁(表)	内壁(裏)	土壁	筋かい	長さ	試験体数	外観
<b>E4P</b>	モルタル	-	全面塗り	-	4P (955, 2015, 950)	1	
<b>E2P</b>	モルタル	-	全面塗り	-	2P (950, 950)	1	
<b>E2P-W</b>	モルタル	-	全面塗り	-	2P (2015)	1	
<b>E2P-BC</b> <b>E2P-BT</b>	モルタル	-	全面塗り	有り 90×30 釘打ち	2P (950, 950)	各1体	
<b>I4P</b>	-	-	部分塗り 上265mm	-	4P (955, 2015, 950)	1	
<b>I2P</b>	-	-	部分塗り 上265mm	-	2P (950, 950)	1	
<b>E4P-R</b>	モルタル	両脇の壁 合板貼り	部分塗り 垂れ壁のみ	有り 90×45 箱型金物	4P (955,2015,950)	1	
<b>I4P-R</b>	両脇の壁 合板貼り	両脇の壁 合板貼り	部分塗り 垂れ壁のみ	有り 90×45 箱型金物	4P (955, 2015,950)	1	

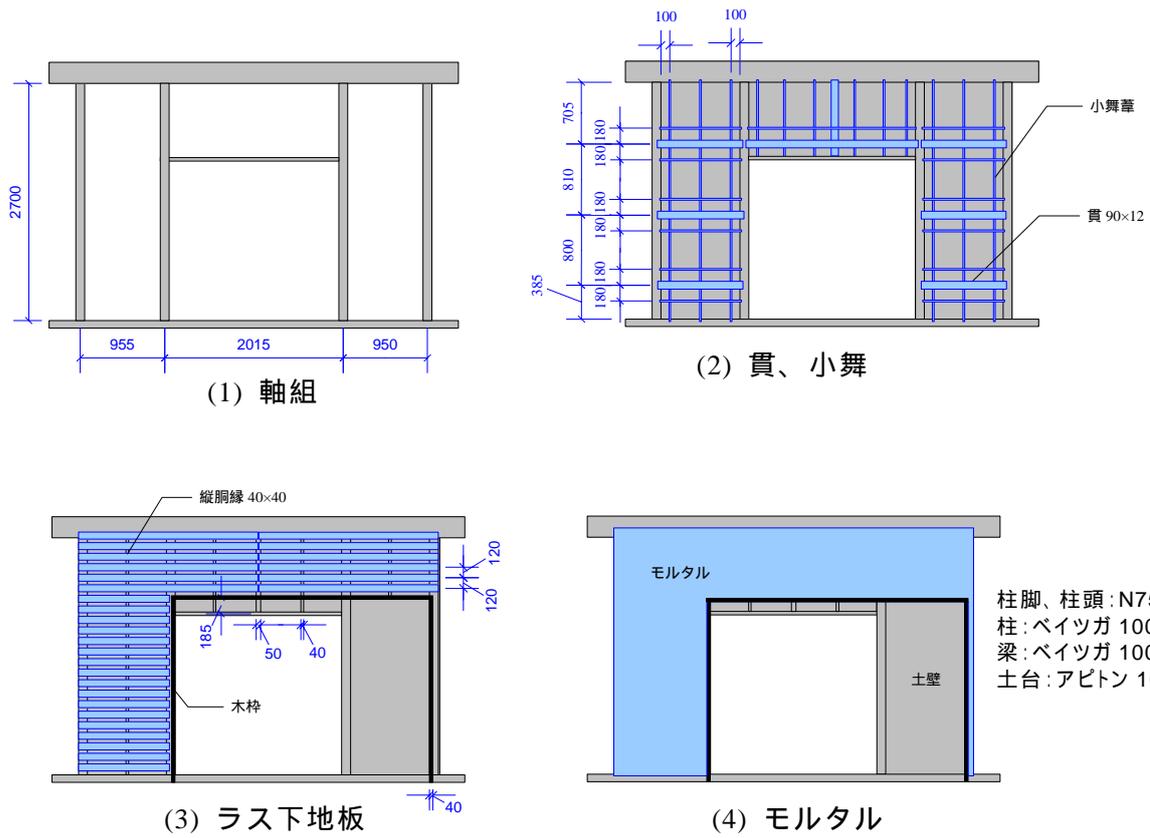


図 3 E4P 試験体の概要

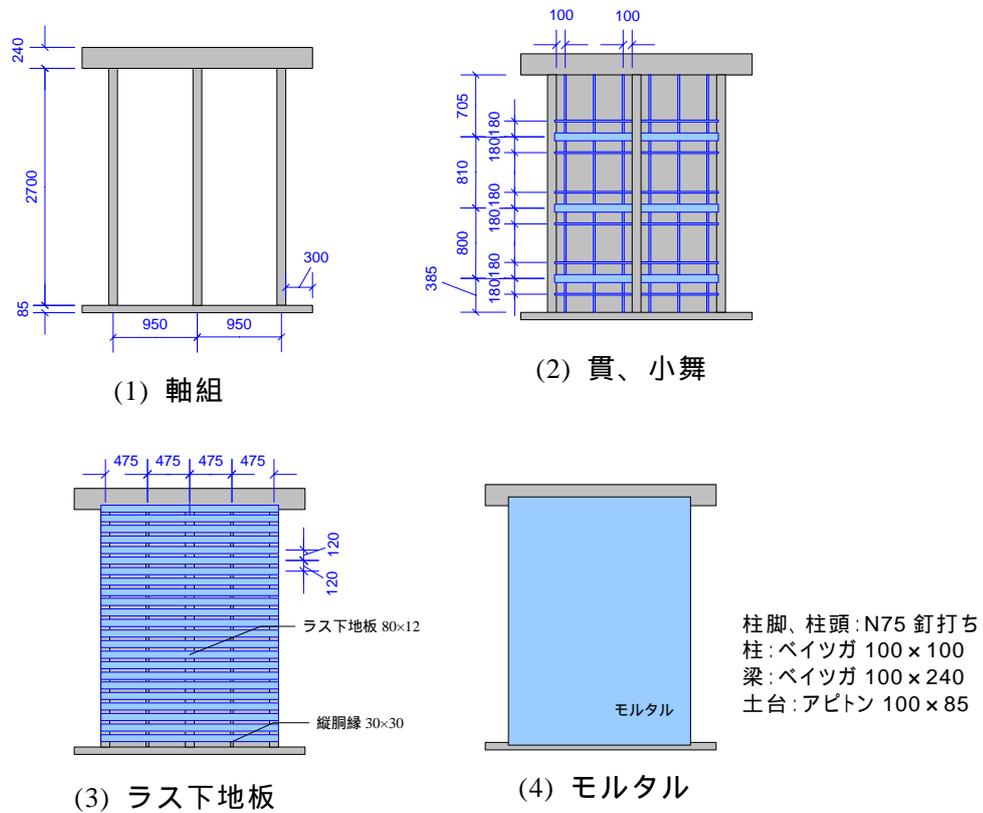
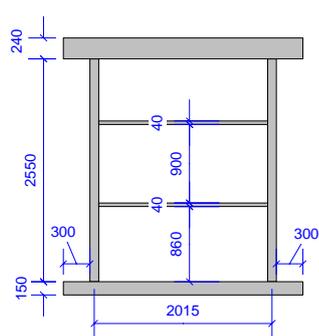
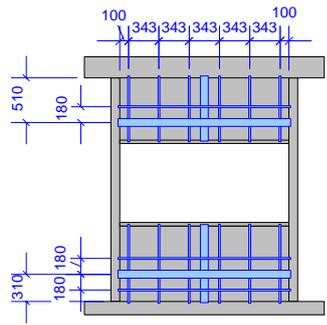


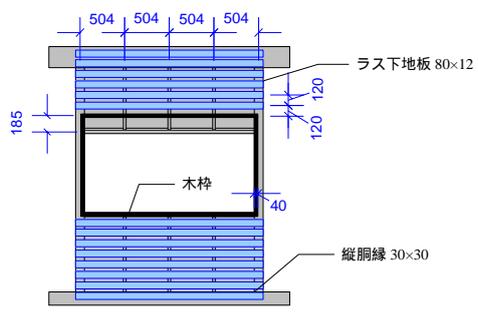
図 4 E2P 試験体の概要



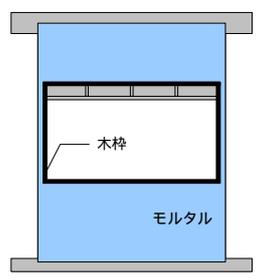
(1) 軸組



(2) 貫、小舞



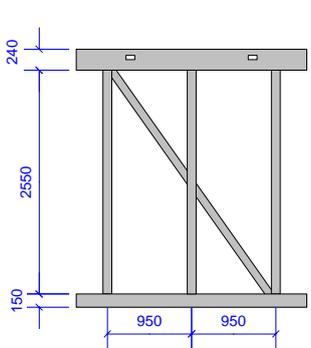
(3) ラス下地板



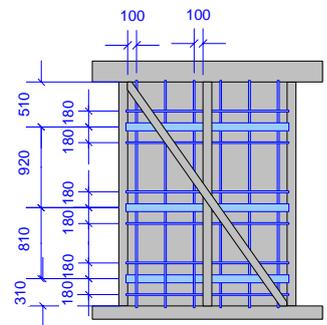
(4) モルタル

柱脚、柱頭：N75 釘打ち  
 柱：ベイツガ 100×100  
 梁：ベイツガ 100×240  
 土台：ベイツガ 100×150

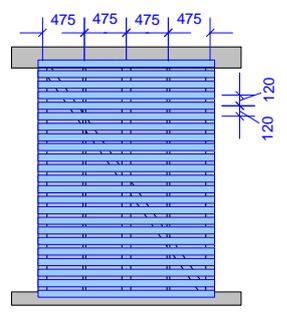
図 5 E2P-W 試験体の概要



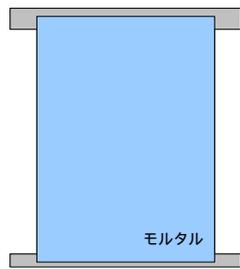
(1) 軸組



(2) 貫、小舞



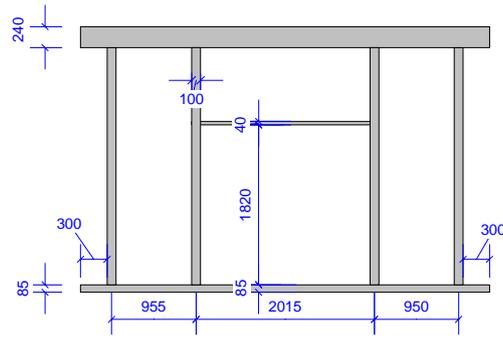
(3) ラス下地板



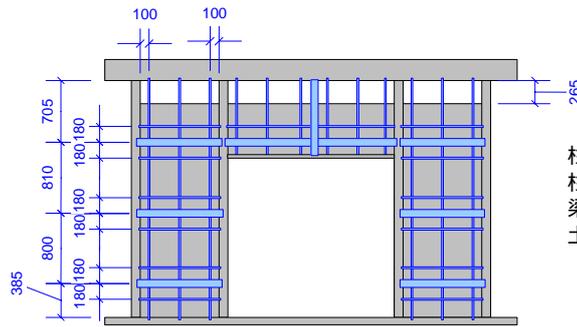
(4) モルタル

柱脚、柱頭：N75 釘打ち  
 柱：ベイツガ 100×100  
 梁：ベイツガ 100×240  
 土台：アビトン 100×85  
 筋かい：ベイツガ 30×90

図 6 E2P-BC、E2P-BT 試験体の概要



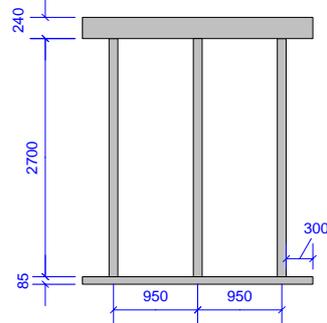
(1) 軸組



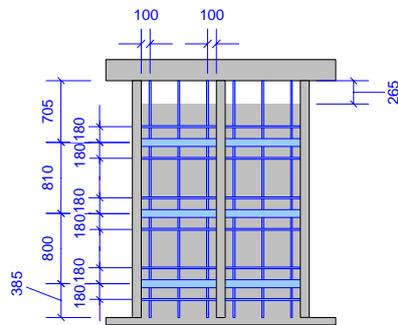
(2) 貫、小舞

柱脚、柱頭：N75 釘打ち  
 柱：ベイツガ 100×100  
 梁：ベイツガ 100×240  
 土台：アビトン 100×85

図 7 I4P 試験体の概要



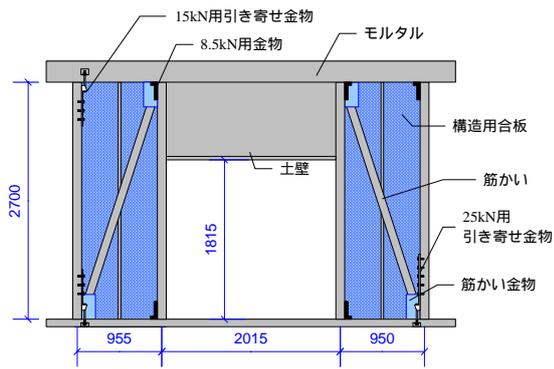
(1) 軸組



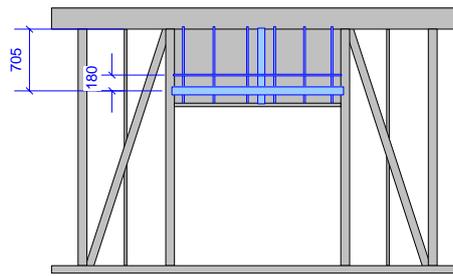
(2) 貫、小舞

柱脚、柱頭：N75 釘打ち  
 柱：ベイツガ 100×100  
 梁：ベイツガ 100×240  
 土台：アビトン 100×85

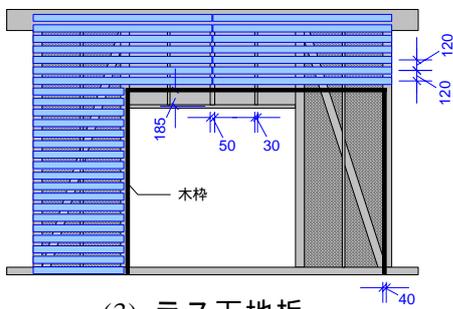
図 8 I2P 試験体の概要



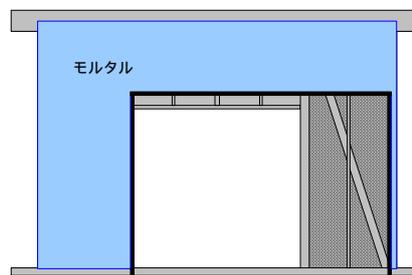
(1) 軸組



(2) 貫、小舞



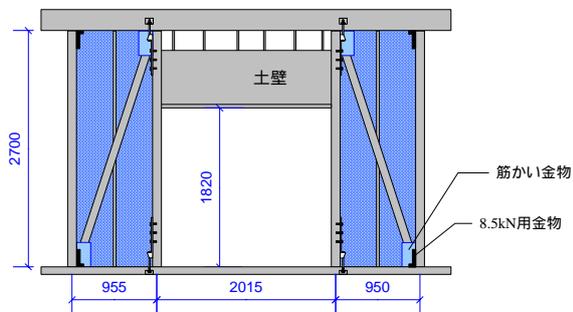
(3) ラス下地板



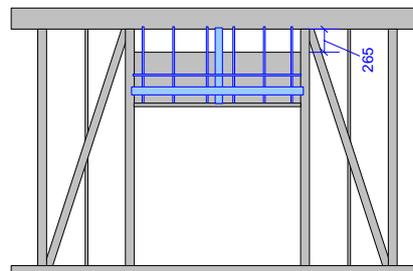
(4) モルタル

柱脚、柱頭：補強金物  
 柱：ベイツガ 100×100  
 梁：ベイツガ 100×240  
 土台：アピトン 100×85  
 筋かい：ベイツガ 45×90  
 構造用合板：JAS2 級 9mm 厚  
 内壁側に N50 釘打ち  
 (土台、両脇柱は受け材仕様)

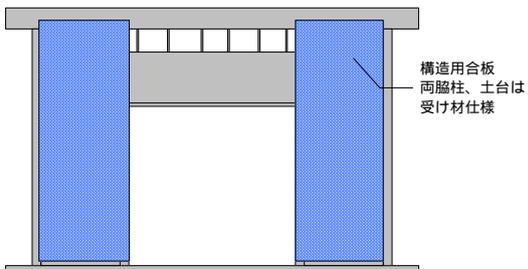
図 9 E4P 試験体の概要



(1) 軸組



(2) 貫、小舞



(3) 合板貼り(表)

柱脚、柱頭：補強金物  
 柱：ベイツガ 100×100  
 梁：ベイツガ 100×240  
 土台：アピトン 100×85  
 筋かい：ベイツガ 45×90  
 構造用合板：JAS2 級 9mm 厚  
 外壁内壁両面に N50 釘打ち  
 (土台、両脇柱は受け材仕様)

図 10 E2P 試験体の概要

## b) 実験方法

実験は図 11 に示したように、試験体の土台を固定した後、梁にアクチュエータ、加力用鋼棒を介して水平力を与える試験装置を用いて実施した。加力サイクルは、性能評価機関業務方法書<sup>1)</sup>を元に大変形域での繰り返しを加え、見かけのせん断変形角が 1/600, 1/450, 1/300, 1/200, 1/150, 1/100, 1/75, 1/50, 1/40, 1/30, 1/20, 1/15 rad. で 3 回ずつ (1/40 ~ 1/15 は 1 回ずつ) の正負交番繰り返し加力とした。その後は 50mm 変位が進むごとに 1 回ずつ正負に加力し、ジャッキストロークの限界まで変形させた。試験体は負側 (引張側) にシフトさせて設置するか、加力サイクルの終了時にジャッキを延長させるなどして、正側 (圧縮側) により長く加力できるシステムとした。桁と土台の間には上下端がピンで連結される簡易タイロッド (写真 1~2) を試験体左右両側に設置し、柱脚、柱頭接合部の浮き上がりを拘束した。以降、アクチュエータに近い壁を左側、遠い壁を右側の壁と呼ぶこととする。

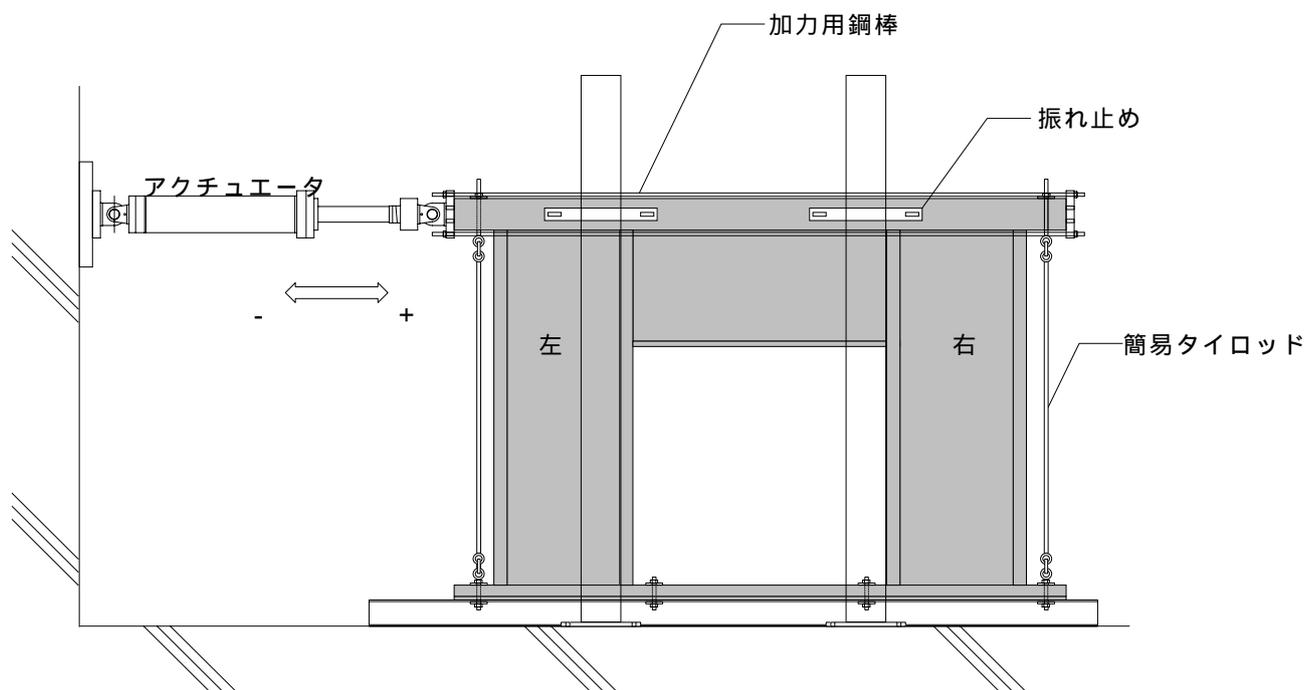


図 11 試験装置



写真 1 簡易タイロッド下端部



写真 2 簡易タイロッド上端部

## 2) 地震観測

平成 17 年度は建て替えのため 1 棟から取り外し、新たな建物への取り付けを実施し、計 7 棟で継続して観測を実施した。

(c) 業務の成果

1) 構造要素試験

a) 荷重変形関係

外周壁試験体 (E4P、E2P、E2P、E2P-W、E2P-BC、E2P-BT)、間仕切り壁試験体 (I4P、I2P)、補強壁試験体 (E4P-R、I4P-R) の荷重変位曲線を図 12 に包絡線で示した。また荷重変位履歴を図 13~14 に示した。荷重変位曲線から算出した試験体の特性値を表 2 にまとめた。

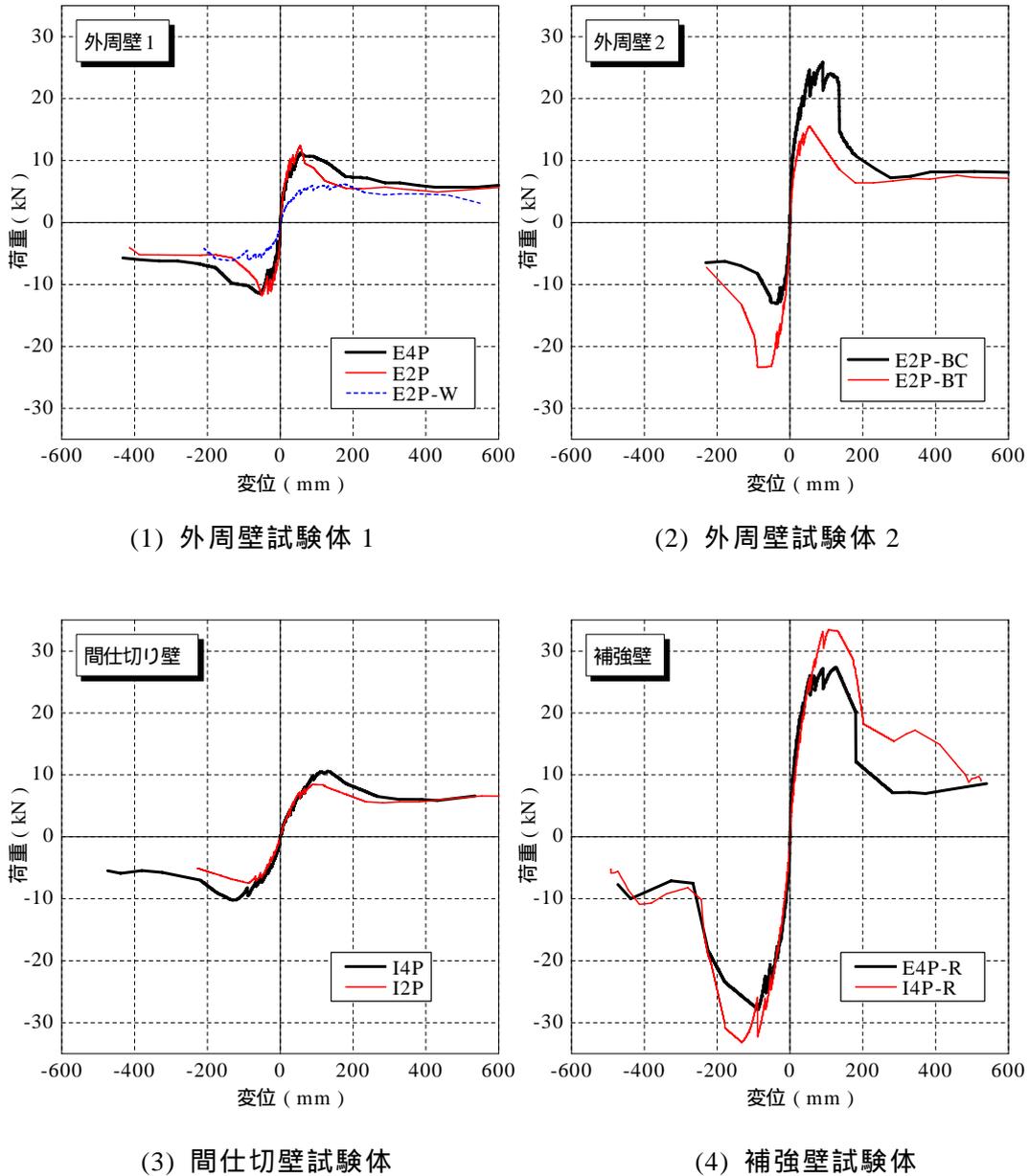
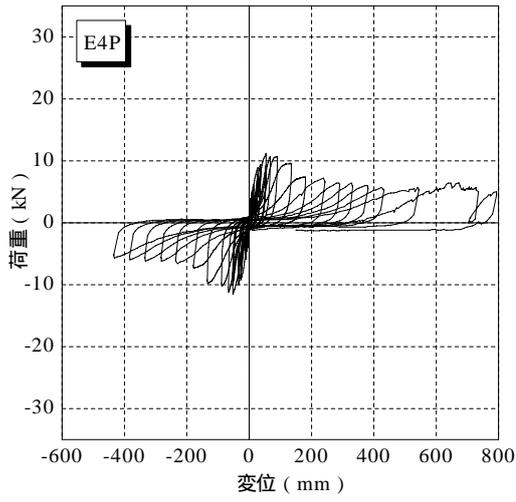
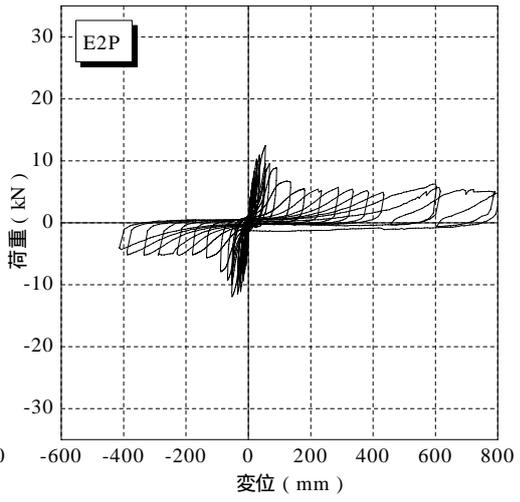


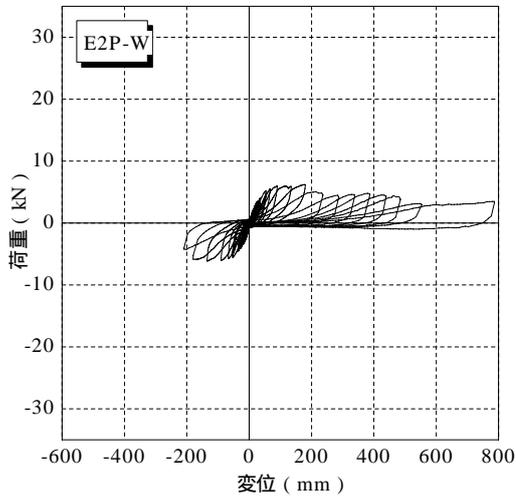
図 12 荷重変位曲線の包絡線



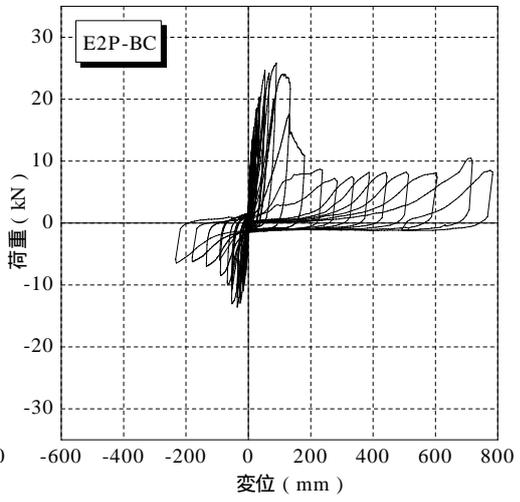
(1) E4P



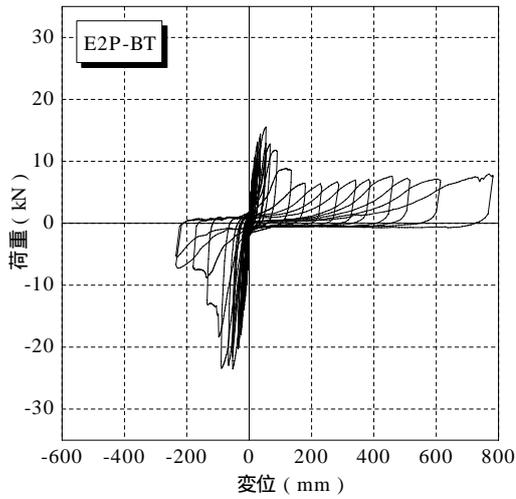
(2) E2P



(3) E2P-W



(4) E2P-BC



(5) E2P-BT

図 13 荷重変位履歴 1

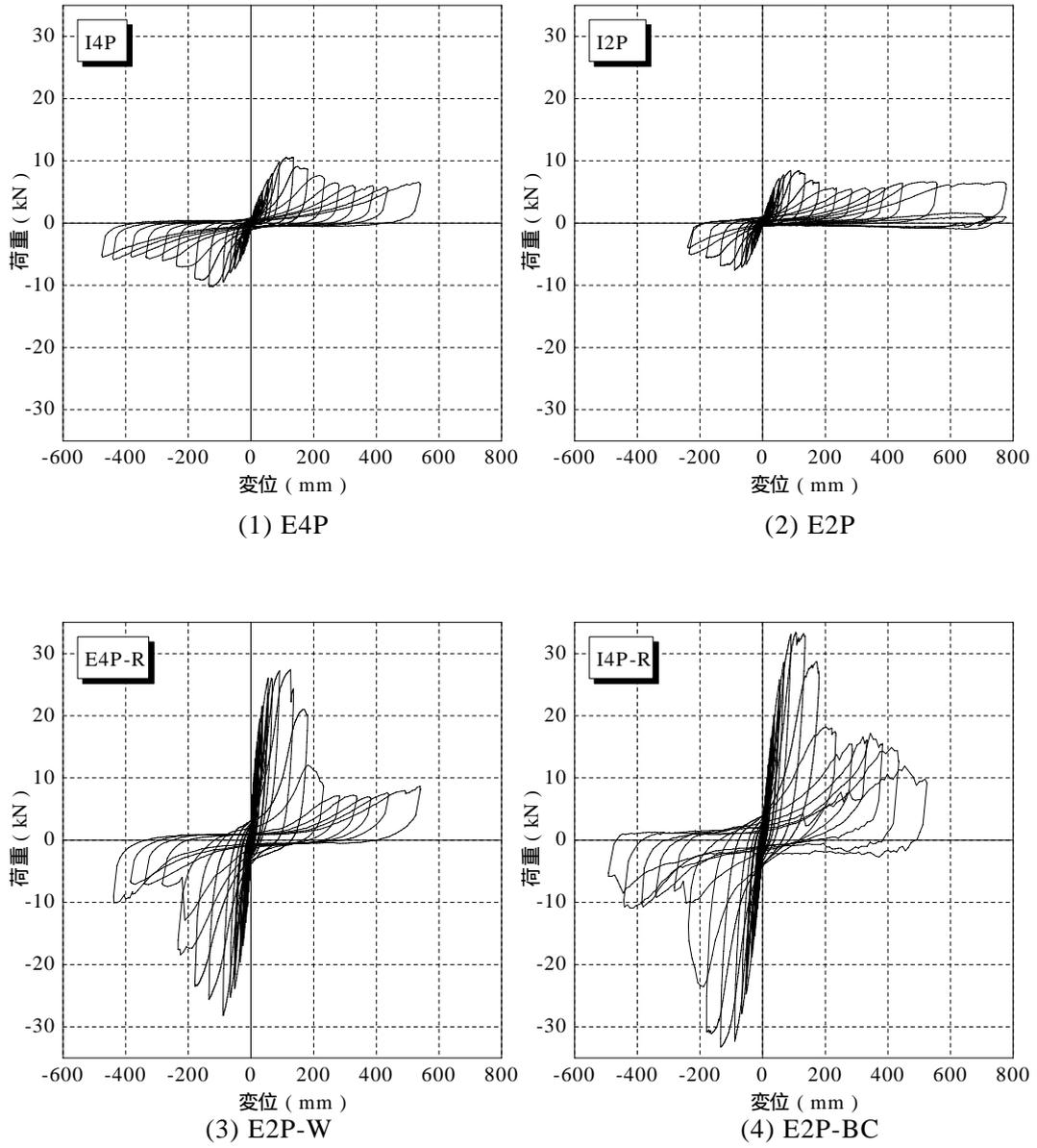


图 14 荷重変位履歴 2

表 2 各試験体の構造特性

試験体名	最大耐力 (kN)	剛性 (kN/mm)	降伏耐力 (kN)	降伏変位 (mm)	終局耐力 (kN)	終局変位 (mm)	塑性率
E4P	11.35	0.410	6.78	16.52	10.28	143.0	5.71
E2P	12.20	0.737	7.15	12.12	10.53	65.1	4.60
E2P-W	6.18	0.164	3.36	22.59	5.57	211.4	6.11
E2P-BC	25.84	1.070	13.24	12.38	22.56	134.8	6.39
E2P-BT	15.54	0.624	8.61	13.80	13.99	90.3	4.03
I4P	10.41	0.161	5.22	32.68	9.26	198.1	3.45
I2P	8.01	0.145	5.33	36.70	7.32	180.0	3.58
E4P-R	27.78	0.723	16.03	23.26	25.12	176.0	5.03
I4P-R	33.32	0.556	18.60	33.46	30.50	186.4	3.40

外周壁試験体 E4P、E2P はどちらも剛性が高く、変形の比較的小さい段階（50mm 付近）で最大耐力に達し、徐々に耐力が低下している。モルタルの浮き上がりが 50～90mm 付近で顕著に見られることから、50mm 付近がモルタルの最大耐力の発生地点であることが予想される。E4P は掃きだし開口と戸袋の箇所にはモルタルが存在しないが、全面にモルタルを塗った E2P と最大耐力はあまり変わらず、E2P の方が最大耐力後の耐力の顕著な低下がみられた。

間仕切り壁試験体 I4P、I2P では初期剛性は比較的低く、変形が進んだ段階（100～150mm 付近）で最大耐力に達し、緩やかに耐力が低下している。土塗り壁の強度特性と、両試験体とも土塗り壁上部に天井部分のクリアランスがあることから、変形追従性が高いことが原因と考えられる。最大耐力がモルタルの存在する外周壁 E4P、E2P とあまり変わらないのは、間仕切り壁のほうが外周壁よりも中塗り分の 10mm 程度土塗り壁が厚いことが原因と考えられる。

補強壁試験体 E4P-R、I4P-R では変形が 90mm に達した付近から、モルタルの浮き上がり、右側の筋かいの面外座屈が顕著になり、100～150mm 付近で最大耐力に達し、筋かいの座屈破壊、合板の釘接合部の破壊等が起こり、耐力が徐々に低下しはじめる。押し側（+）引き側（-）で比較すると、左側の筋かいはラス下地板、合板による座屈の抑制効果があり、左側の筋かいが圧縮筋かいとなる引き側（-）では最大耐力後も耐力の低下が緩やかであることがわかる。

## b) 破壊過程

写真 3 にモルタルの破壊状況を示した。E4P、E4P-R では掃き出し開口の左上隅から亀裂が進展し、左側のモルタルが剥落した。E2P、E2P-BC、E2P-BT では、モルタルに亀裂は生じず、どの試験体も  $1/20\text{rad}$  付近でモルタルが一度に剥落した。E2P-W では開口部下側のモルタルは剥落したが、開口部上側のモルタルは、浮き上がりは観測されたが、枠がストッパーとなり最後までラス下地板に付いたままであった。



(1) E4P 左



(2) E4P 左



(3) E2P



(4) E4P-R 左



(5) E2P-W 下側



(6)モルタル剥落後のタッカー釘

写真 3 モルタルの破壊状況

写真 4 に各試験体の土塗り壁の破壊状況を示した。どの試験体も変形が 50mm 付近から貫、間渡し竹の上下端に沿って亀裂が生じ、徐々に土が剥がれ落ち始めた。E4P では裏面にモルタルのある左側の土塗り壁のほうが、右側よりも初期の亀裂が軽微であった。また E4P に比べて I4P は土塗り壁上部に空間があるため同じ変位でも土壁の損傷は少なかった。大変形時には土塗り壁上部で面外への浮き上がりや、貫のめり込み、折損が観察された。



(1) 貫付近の破壊状況



(2) E4P 右 1/20rad 変形時



(3) E4P 左 1/20rad 変形時



(4) E4P 1/15rad 変形時



(5) I4P 1/15rad 変形時



(6) 面外への浮き上がり



(7) 貫のめり込み



(8) 貫の折損

写真 4 土塗り壁の破壊状況

写真5に補強壁E4P-R、I4P-Rの破壊状況を示した。E4P-Rは右の筋かいが始めに座屈し、折損した。左の筋かいはラス下地板による拘束が大変形時までであったが、下端の接合部で柱が破壊した。I4P-Rの左の壁では筋かいの座屈に伴って、受け材が浮き上がり始め、座屈破壊に至った。右側の壁では土台、桁に割裂が生じ、壁全体が回転したため、筋かいの座屈は観察されなかった。



(1) E4P-R 右 筋かい座屈破壊



(2) E4P-R 左 筋かい端部破壊



(3) I4P-R 左 受け材のはずれ



(4) I4P-R 左 間柱の割裂



(5) I4P-R 左筋かい座屈



(6) I4P-R 右 土台の割裂



(7) I4P-R 右 桁の割裂

写真5 補強壁の破壊状況

写真 6 に外周壁 E2P-BC、E2P-BT の筋かいの破壊状況を示した。E2P-BC の筋かい圧縮時はラス下地板の押さえつけ効果により座屈は観察されず、筋かい上端部が桁を破壊することで耐力が低下し始めた。E2P-BT の筋かい圧縮時でも座屈は観察されず、筋かい下端が土台を破壊しながら踏みはずす破壊過程が観察された。E2P-BC、E2P-BT の筋かい引張時は、端部が釘打ちのみであるため、変形初期で釘の引き抜けが観察された。



(1) E2P-BC 筋かい上端



(2) E2P-BT 筋かい下端



(3) E2P-BT 筋かい引張



(4) E2P-BT 大変形時

写真 6 E2P-BC、E2P-BT の破壊状況

c) 荷重変形関係の震動台実験結果との比較

構面の耐力加算則を用いて、要素実験の結果と振動台実験の結果の比較を行った。図 15 に示したように、偏心を考慮せず、同一変位時の耐力を足し合わせることで荷重変形関係を算出した。図 16 に示したように試験体重量によるめりこみを考慮した傾斜復元力、P-効果<sup>2)</sup>を文献<sup>2)</sup>を参考にして考慮に入れた。B 棟の 1F 補強壁のうち本要素実験には含まれていない箇所は文献<sup>3)</sup>の値を参考にして足し合わせた。震動台実験の層せん断力 - 変位関係は 1F、2F の平均加速度に地震力算定用重量 (1F : 119.1kN、2F : 91.4kN) をそれぞれ乗じ、加算することで算出した。

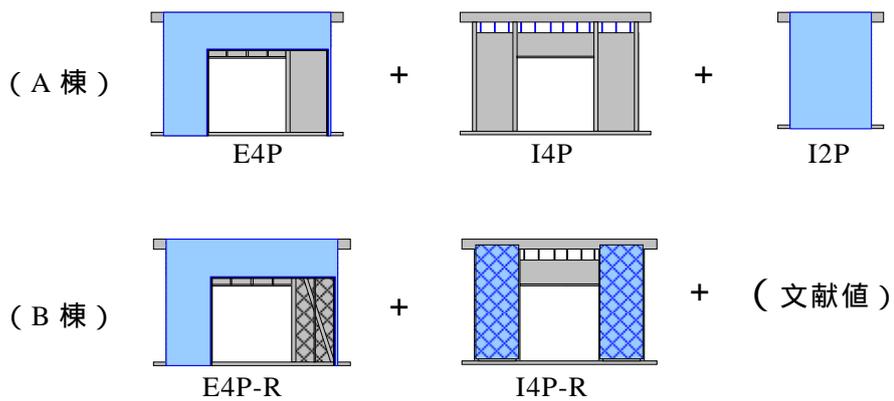


図 15 耐力の足し合わせ

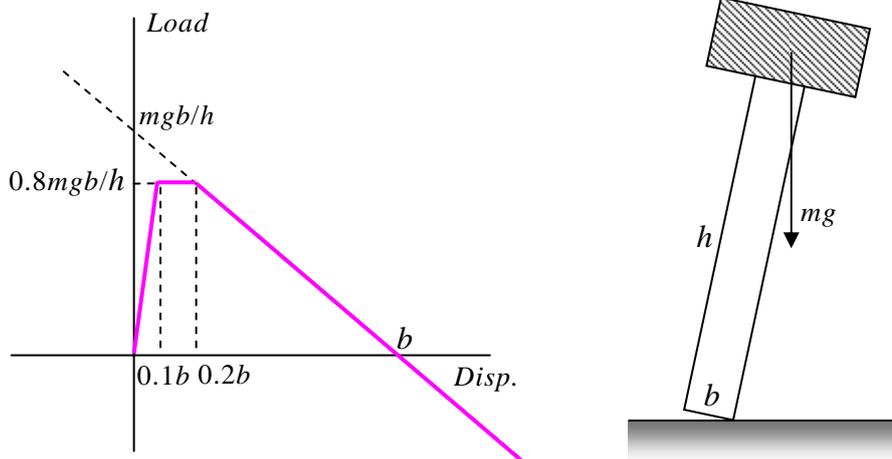


図 16 傾斜復元力と P - 効果<sup>2)</sup>

図 17、図 18 に震動台実験の JR 鷹取波 NS100%加振時の Y 方向の層せん断力 - 変位関係と、要素実験の足し合わせ結果を示した。参考までに建防協の耐震診断<sup>2)</sup>の保有水平耐力計算法による加算結果も併せて示した。

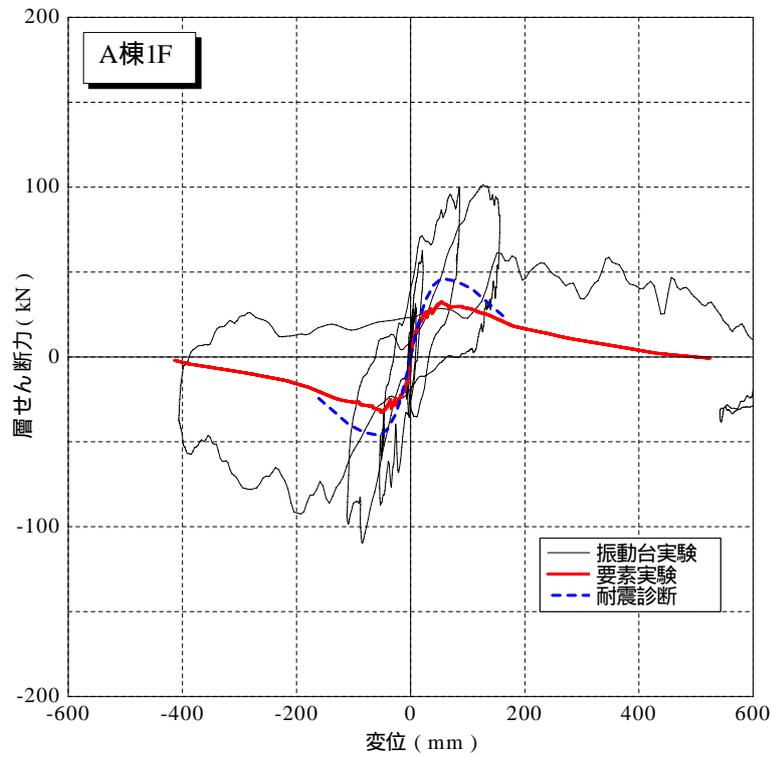


図 17 A 棟 1F Y 方向層せん断力 - 変位関係の比較

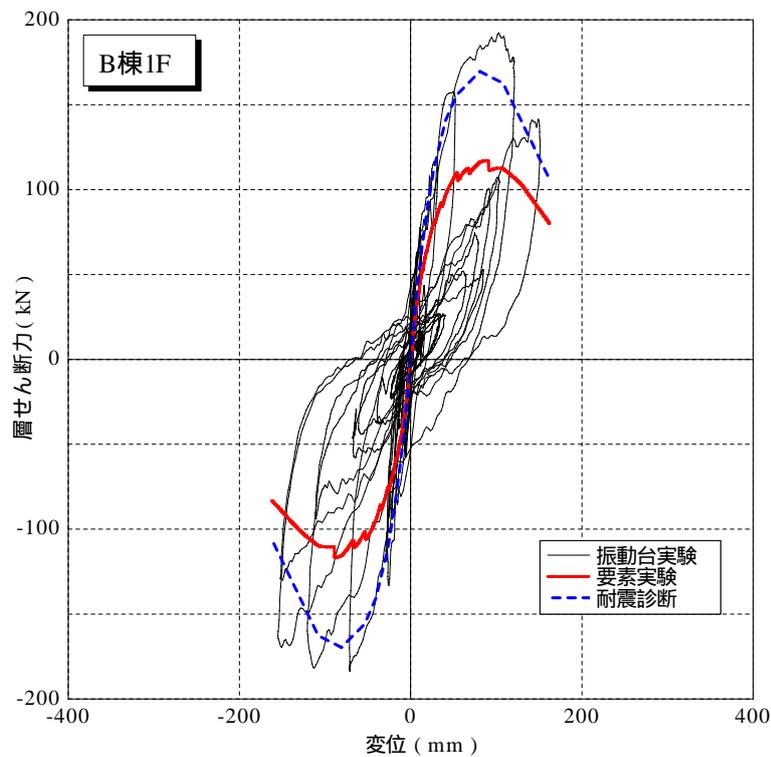


図 18 B 棟 1F Y 方向層せん断力 - 変位関係の比較

A 棟、B 棟ともに震動台実験結果のほうが要素実験の足し合わせよりも層せん断力が大きく上回っている。これはモルタルの寸法効果、粘性減衰の影響、構造物の 3 次元変形による拘束の影響、壁体の再現の精度等が原因として考えられる。最大せん断力が発生する変位は概ね一致していた。

#### d) 破壊過程の震動台実験との比較

写真 7 に一回目加振 (JR 鷹取波 100%) 後の B 棟の破壊状況の一例と、要素実験の破壊状況を示した。B 棟は一回目加振で最大で 1F の Y 方向に 1/15rad.前後の層間変形を経験している。B 棟の X2 通りでは、筋かいが上端で引き抜けて、合板が剥がれているが (写真 7(1)) 対応する E4P-R の 1/15rad.変形時には筋かいの座屈破壊が観察されている (写真 7(4))。X2 通りのモルタルの亀裂箇所は要素実験と同じであった (写真 7(3))。B 棟の X5 通りの壁は合板、筋かいともに特に破壊箇所は観察されなかったが、対応する I4P-R では 1/15rad.変形時に (写真 7(5)) 受け材の浮き上がりが観察された。これらの違いは加力履歴が震動台実験と一致していないことが原因の一つとして考えられる。



(1) B 棟一回目加振後 X2 通り



(2) B 棟一回目加振後 X2 通り



(3) B 棟一回目加振後 X2 通り



(4) E4P-R 1/15 rad 変形時



(5) I4P-R 1/15 rad 変形時

写真 7 破壊過程の震動台実験との比較

## 2) 地震観測

### a) 観測住宅および観測記録

地震観測を行っている住宅の建物外観を写真8に、建物概要を表3に示す。住宅 No. 2 は建て替えのため、2005年10月に観測終了、新たに2005年11月から、住宅 No. 8 で観測を開始した。

平成16年度報告書においては、2000年7月以来、宇都宮市の4棟いずれかの住宅で観測された計測震度1以上の地震総数は65個であると報告した。本年度は、記録が蓄積されたことに鑑み、解析対象を計測震度2以上とし、それらの震央位置を、図19に、地震概要を、表4に示す。平成17年度に観測されたのは、No.46～No.71の26個である。なお、表4中の 印は、3測点全てで同時観測された地震を示す。



住宅 No.1



住宅 No. 2



住宅 No. 3



住宅 No. 4 (宇都宮市)



住宅 No. 5 (東京都)



住宅 No. 6 (静岡県)



住宅 No. 7 (川崎市)



住宅 No. 8 (宇都宮市)

写真8 観測住宅の外観

表 3 観測住宅概要

2006.5.23現在

住宅番号	1	2	3	4	5	6	7	8
竣工年月	1990.4	1994.11	1995.6	1994.11	1903?	1971	1980	2005.10
延べ床面積(m <sup>2</sup> )	169	190.7	241.9	195.9		161.08	129.62	206.36
屋根材	スレート	瓦	瓦	瓦	瓦	瓦	瓦	瓦
壁材	A L C 50	アルミ サイディング グ	きづれパネル +モルタル 、タイル	A L C 37	下見板	モルタル	モルタル	サイディング グ +タイル
基礎形式	べた	べた	べた	べた				べた
地盤種別								
地震計設置年月	2000.7	2000.7	2003.10	2003.6	2003.9	2003.9	2004.1	2005.10
観測記録数*	31	34	48	26	2		2	8
うち3点で観測	(18)	(33)	(47)	(18)				(8)
P . G . A (Gal)	157	31	90	41				35

\*計測震度2以上

空欄は、不明または未整備

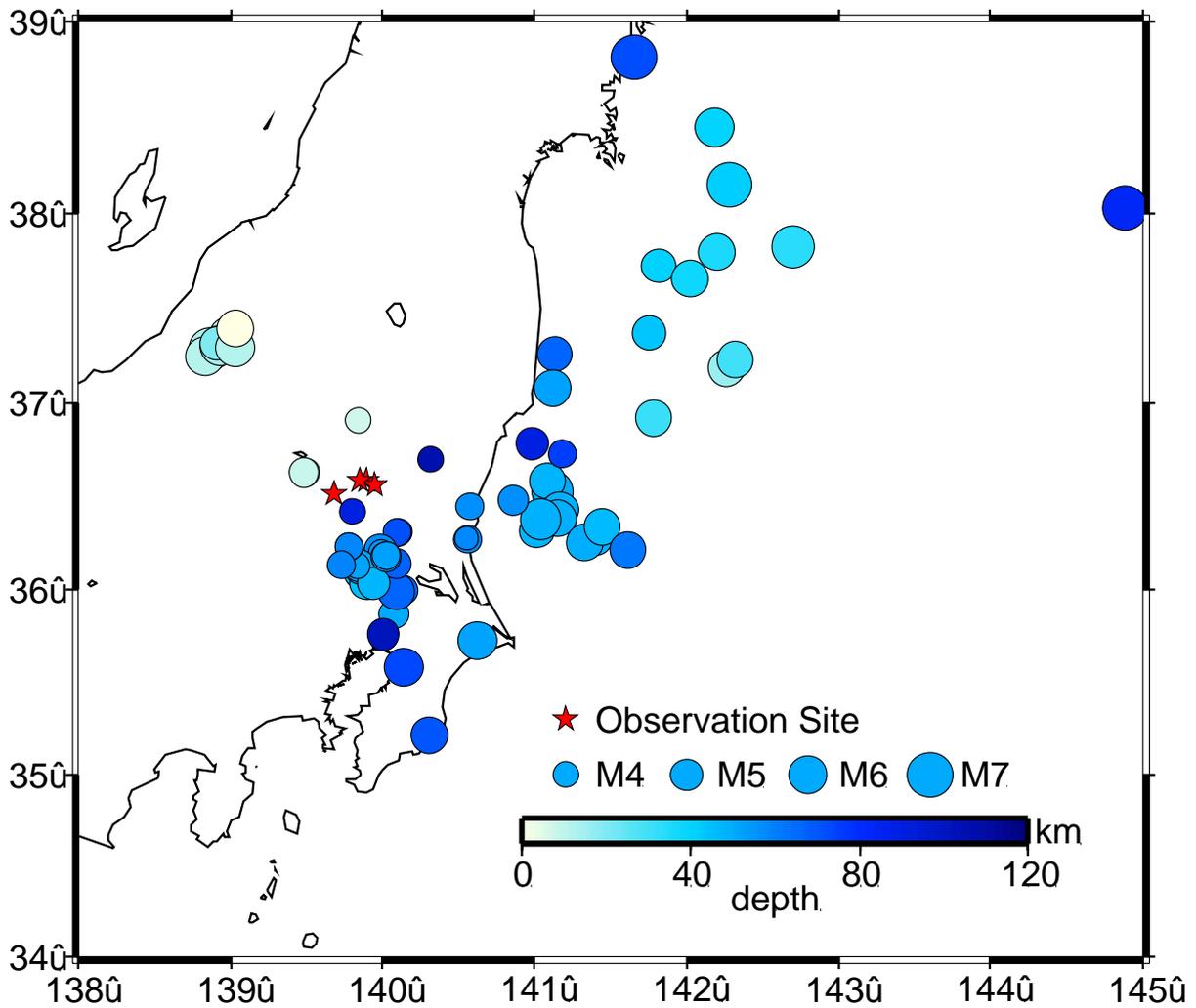


図 1 9 観測地震の震央位置

表4 観測地震の概要

震度2以上を観測した地震のカタログ

Eq. No.	Epicenters						Recorded Earthquakes & its Intensities					
	date	time	Latitude	Longitude	Depth (km)	Mag.	House No.1	House No.2	House No.3	House No.4	House No.8	
							Ik	Ik	Ik	Ik	Ik	
1	2000/07/21	03:39	36.53N	141.12E	49.37	6.4			3.4			
2	2001/02/25	06:53	37.19N	142.26E	15.83	5.9	1.3	1.9				
3	2001/07/20	06:02	36.16N	139.82E	55.17	5.0			2.3			
4	2001/09/25	04:35	36.31N	140.10E	70.89	4.4	2.2	1.5				
5	2001/09/25	04:57	36.31N	140.10E	71.22	4.4	2.4	1.5				
6	2001/10/02	17:19	37.73N	141.82E	40.76	5.5			1.5			
7	2001/10/18	06:30	36.08N	139.86E	49.02	4.4	2.9	1.6				
8	2002/02/12	22:44	36.59N	141.09E	47.79	5.7	2.7					
9	2002/06/14	11:42	36.21N	139.98E	56.99	5.1			3.0			
10	2002/07/13	21:45	36.00N	140.13E	65.45	4.8	2.6	1.6				
11	2002/07/24	05:05	37.23N	142.32E	30.00	5.9			1.8			
12	2002/12/23	05:31	36.20N	139.99E	54.71	4.2	1.9					
13	2003/03/13	12:12	36.09N	139.86E	47.26	5.0	4.1	2.8				
14	2003/05/06	23:48	36.03N	139.91E	45.55	4.2			1.5			
15	2003/05/12	00:59	35.87N	140.07E	49.92	4.6	2.2					
16	2003/05/26	18:24	38.82N	141.65E	72.03	7.1	2.9	2.8				
17	2003/09/20	12:54	35.22N	140.30E	69.96	5.8			1.9			
18	2003/10/31	10:06	37.83N	142.70E	33.35	6.8				1.7		
19	2003/11/12	17:26	33.17N	137.06E	397.8	6.5	3.0	2.2	2.8	2.1		
20	2003/11/15	03:43	36.43N	141.17E	48.4	5.8	2.3	2.1	2.2	1.1		
21	2004/01/23	18:01	37.26N	141.13E	65.87	5.3			1.6		1.9	
22	2004/02/04	04:10	35.99N	140.08E	65.13	4.2				2.0	1.7	
23	2004/03/11	11:34	36.32N	141.01E	47.52	5.3				1.7	-	
24	2004/04/04	08:02	36.39N	141.16E	48.99	5.8				2.4	1.9	
25	2004/04/28	18:16	36.91N	139.84E	7.50	4.0				1.6		
26	2004/05/16	19:53	36.70N	140.31E	105.08	4.1				2.1		
27	2004/05/29	12:47	37.66N	142.02E	37.75	5.9				1.6	-	
28	2004/07/10	20:07	36.08N	139.89E	48.21	4.7	3.2	1.9	2.4	2.1		
29	2004/09/01	11:49	36.92N	141.78E	31.08	5.6				1.8	-	
30	2004/10/06	23:40	35.99N	140.09E	65.97	5.7	2.9	2.4	2.9	2.9		
31	2004/10/07	22:01	36.27N	140.56E	58.57	4.4				1.9	1.4	
32	2004/10/11	10:39	36.28N	140.56E	57.85	3.8				1.7		
33	2004/10/17	02:19	36.27N	141.40E	47.75	5.5				1.5		
34	2004/10/17	03:54	36.26N	141.33E	49.01	5.7	-			1.7		
35	2004/10/23	17:56	37.29N	138.87E	13.08	6.8	3.1	2.9	2.8	2.2		
36	2004/10/23	18:03	37.35N	138.99E	9.38	6.3	2.5	2.4	1.9			
37	2004/10/23	18:11	37.25N	138.83E	11.52	6.0	1.4			1.7		
38	2004/10/23	18:34	37.30N	138.93E	14.17	6.5	2.9	3.1	2.7	2.2		
39	2004/10/23	23:34	37.31N	138.91E	19.88	5.3				1.5		
40	2004/10/27	10:40	37.29N	139.03E	11.60	6.1	2.8				1.8	
41	2004/11/08	11:15	37.40N	139.03E	0.00	5.9				1.7		
42	2005/01/01	05:13	36.78N	140.98E	89.45	5.0			1.8	3.6	2.2	
43	2005/02/08	11:29	36.14N	140.09E	66.99	4.8	2.6	1.7	2.6	2.3		
44	2005/02/16	04:46	36.04N	139.90E	45.38	5.4			1.9		2.5	
45	2005/02/23	21:58	36.11N	139.85E	49.62	4.4	2.5				2.2	
46	2005/04/04	02:57	37.37N	141.75E	43.7	5.3	2.6	1.7	2.4			
47	2005/04/11	07:22	35.73N	140.62E	51.51	6.1				1.9		
48	2005/05/08	15:04	36.63N	139.49E	9.67	4.5				1.6	1.9	
49	2005/05/14	00:14	36.45N	140.57E	56.61	4.4			1.5	2.2	1.6	
50	2005/05/15	15:55	36.63N	139.48E	8.83	4.8			1.8	2.7	2.0	
51	2005/07/23	16:34	35.58N	140.14E	73.08	6.0	2.8	2.1	2.7			
52	2005/07/28	19:15	36.13N	139.85E	51.12	5.0			2.1		2.7	
53	2005/08/08	00:06	36.34N	141.45E	46.03	5.6				1.6		
54	2005/08/16	11:46	38.15N	142.28E	41.63	7.2			3.4	3.0	2.8	
55	2005/08/17	09:30	36.42N	139.80E	89.98	4.1			1.5	1.8		
56	2005/10/16	16:05	36.04N	139.94E	47.12	5.1			1.9	2.5		
57	2005/10/19	20:44	36.38N	141.04E	48.32	6.3			2.6	2.9	2.4	
58	2005/10/22	22:12	37.08N	141.12E	51.96	5.6		観測終了		1.7	観測開始	
59	2005/10/31	02:31	36.13N	139.84E	51.12	4.2	1.9			1.4	1.7	
60	2005/11/12	06:02	36.48N	140.86E	56.6	4.6	1.8			1.7		
61	2005/11/15	06:38	38.03N	144.89E	83	7.1				1.9	1.8	
62	2005/12/17	03:32	38.45N	142.18E	39.91	6.1				1.6	1.8	
63	2005/12/28	18:46	36.18N	140.03E	53	4.8	3.6			3.5	2.3	
64	2006/01/14	15:30	36.19N	140.03E	52.43	4.3				2.1	1.5	
65	2006/01/18	23:25	37.80N	142.20E	35.94	5.7				1.5		
66	2006/02/01	20:35	35.76N	140.00E	101	5.1	2.4			2.1	1.5	
67	2006/02/03	13:37	36.21N	141.61E	62.08	5.9	-			1.5		
68	2006/03/10	17:55	36.73N	141.18E	75.24	4.5					1.5	
69	2006/04/02	20:46	36.23N	139.78E	58.56	4.3	2.3			2.5		
70	2006/04/20	12:40	36.23N	139.78E	58.42	4.3				2.7	2.0	
71	2006/05/01	16:00	36.14N	139.73E	58.97	4.4				1.5	1.5	

地盤，1階，小屋裏の3測点で観測された記録  
1，または，2測点で観測された記録

また、表 5 には川崎 K 邸で観測された記録を示した。なお、他の建物でも観測記録があるが、現段階では整理途中であるため、本報告には記載していない。

表 5 川崎 K 邸の観測記録

観測日	マグニチュード	震源	震度	地動最大加速度				応答最大加速度				固有振動数			
				X1F (gal)	Y1F (gal)	X2F (gal)	X2R (gal)	Y2F (gal)	Y2R (gal)	X (Hz)	X2F-d (mm)	Y (Hz)	Y2F-d (mm)		
2005 2 16	04:46:36.1	M5.3	茨城県南部	3	20	22	31	51	44	58	4.077		4.761		
2005 6 1	19:05:59.2	M4.1	東京湾	1	13	5	17	25	8	12	4.590		5.371		
2005 7 23	16:34:56.3	M6.0	千葉北西部	3	38	46	48	123	58	76	3.882		4.395		
2005 7 23	16:42:21.9	M4.2	千葉北西部	1											
2005 7 28	19:15:35.0	M5.0	茨城県南部	2											
2005 7 30			常時微動								5.200	0.006	5.762	0.004	

震度は、川崎多摩区登戸

## B) 観測記録の考察

### 観測記録およびフーリエスペクトル

このうち、観測地震記録のうちの代表例として、表 4 中に青字で示す地震 No. 5 1 (2005.7.23、震央；千葉県)を選び、その波形を、住宅 No. 1、2、3 ごとに、図 2 0 に示す。また、フーリエスペクトル、および、それらの比も、同様に、住宅ごとに、図 2 1 の上段、および、下段に示す。住宅 No. 4 では、観測されなかった。

図 2 0 から、種地盤上の住宅 No. 1、3 でのほうが種地盤上の住宅 No. 2 におけるよりも、応答加速度が大きいことが分かる。フーリエスペクトル比(図 2 1 の下段)から、地盤建物相互作用の特徴の一つである周期の伸び(実線と一点鎖線のピーク振動数の差)は、住宅 No. 2 の NS (梁間)方向で、わずかに認められる程度である。

川崎 K 邸で得られた観測地震記録のスペクトル比の結果を図 2 2 に示す。入力加速度が大きくなるにつれて、固有振動数は低くなることはこれまでの結果と同様である。

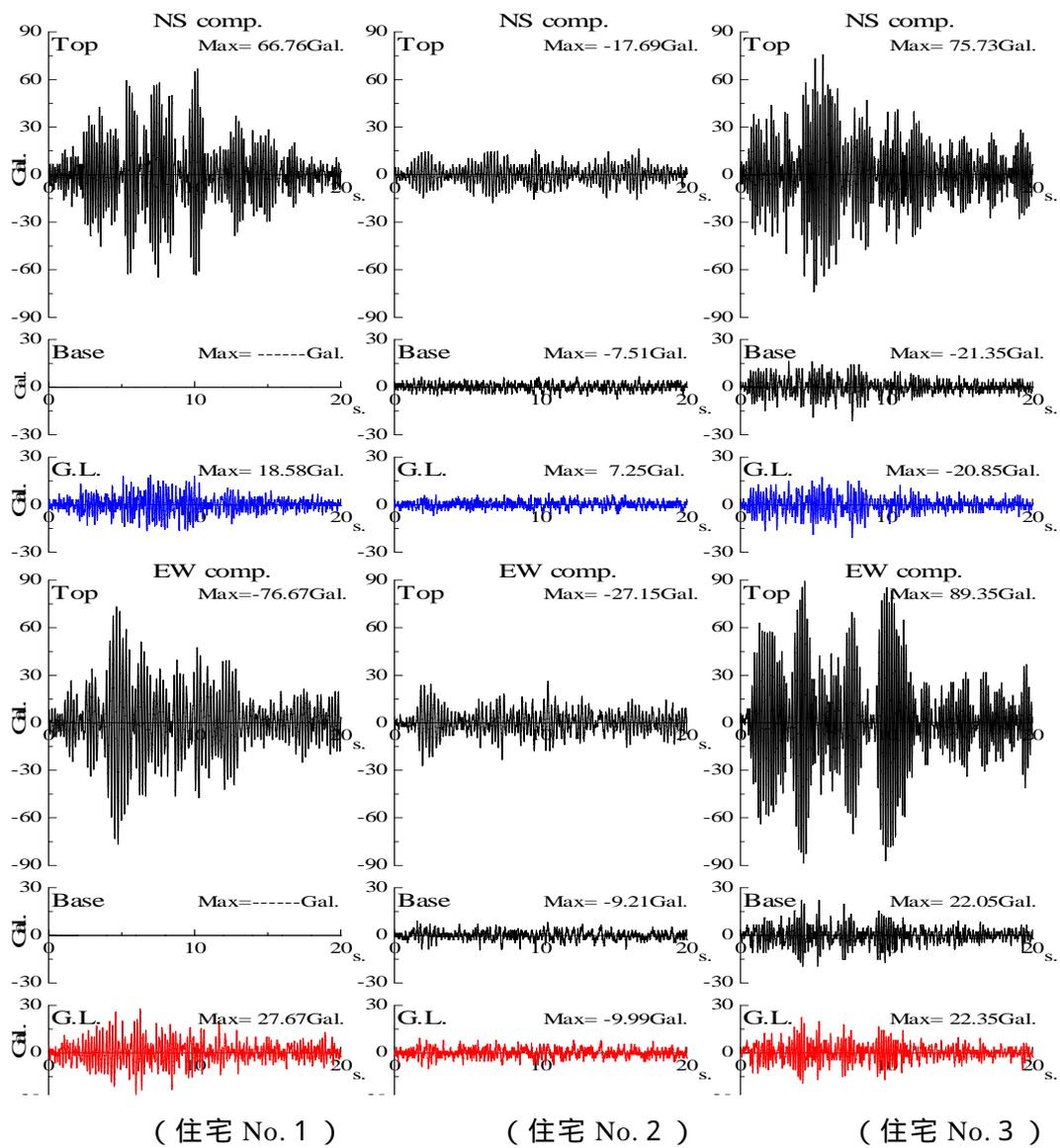
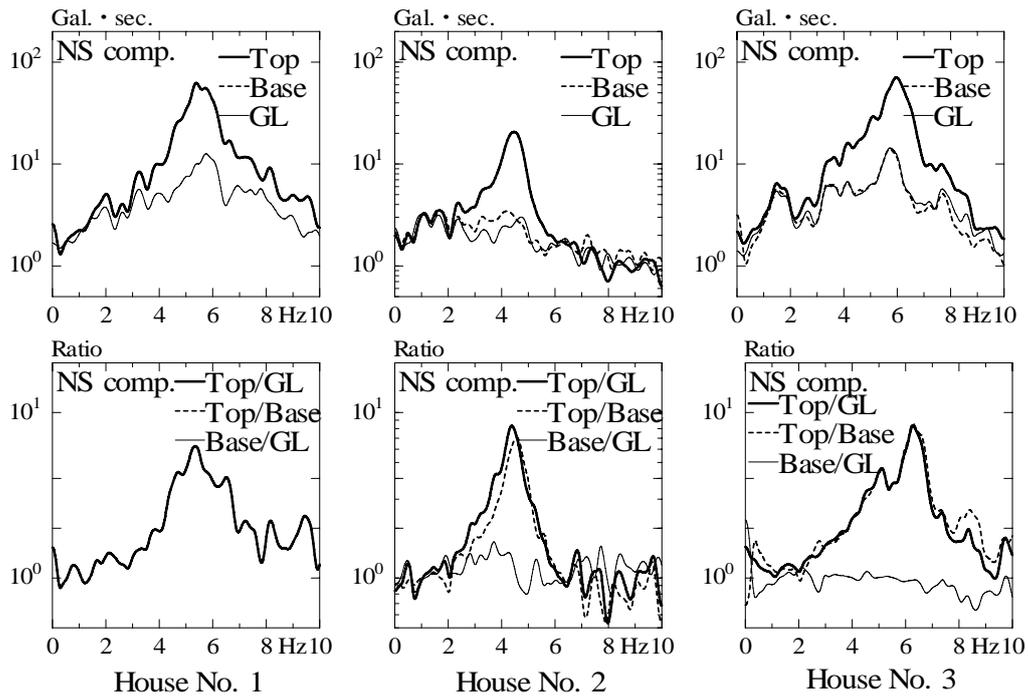
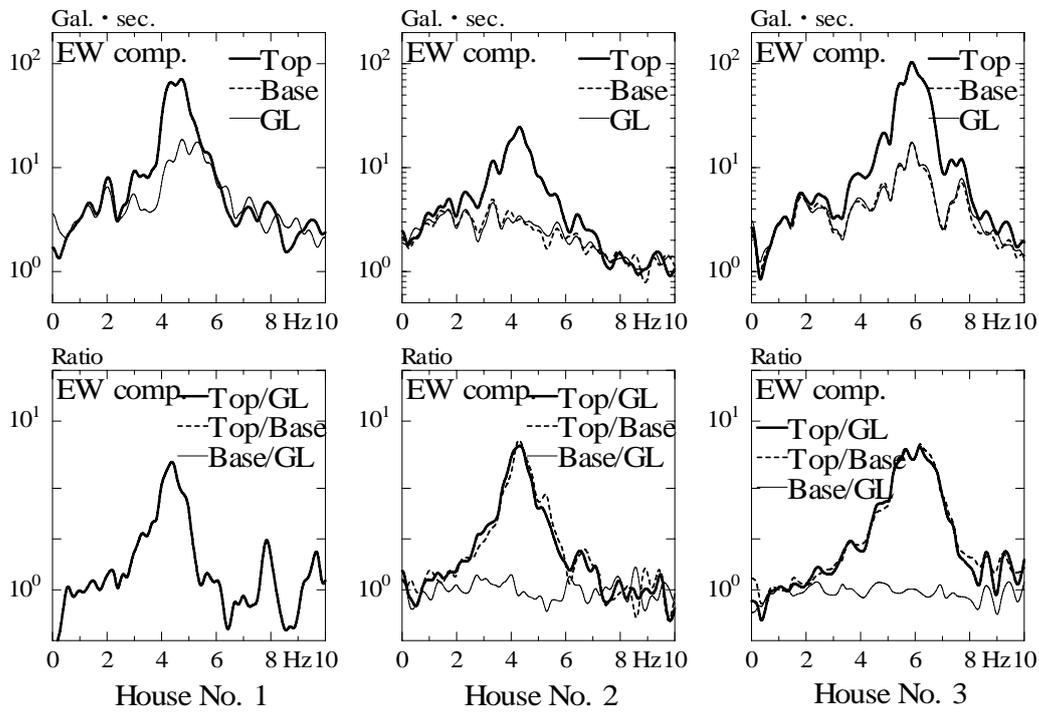


図 2 0 地震 No. 5 1 (2005.7.23、震央；千葉県) の各住宅での観測波形



N S ( 梁間 ) 方向



E W ( 桁行き )

( 住宅 No.1 )

( 住宅 No.2 )

( 住宅 No.3 )

図 2 1 フーリエスペクトルとそれらの比

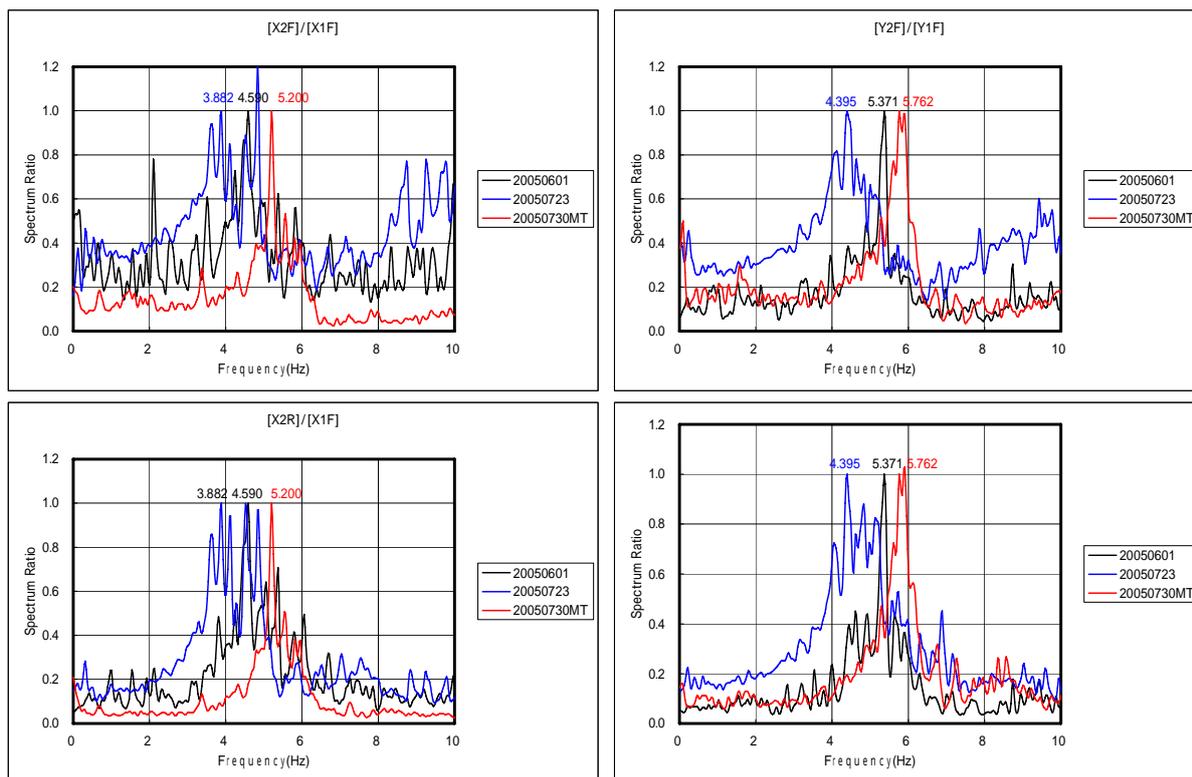


図2 2 スペクトル比(凡例 1文字目:方向、1F:1階、2F:2階、RF:小屋)

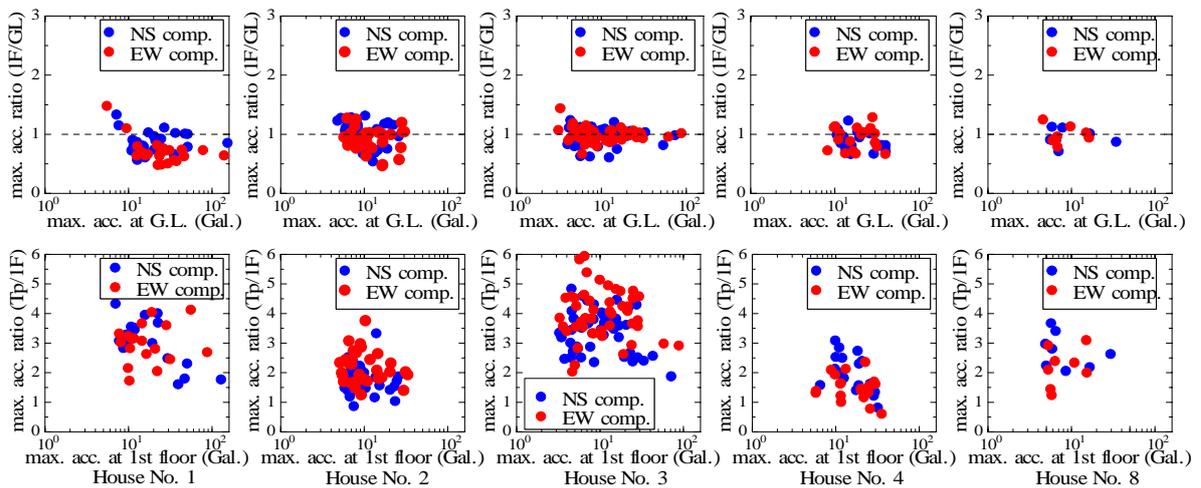
次に、8棟の住宅について、フーリエスペクトル比(3Ffor2F/1F)から求めた常時微動時と地震時の固有振動数の平均値を、表6に太字で示す。参考のために、常時微動時の固有振動数も併記する。まず、常時微動時の固有振動数は、古い木造住宅(No.5)を除くと、5~7Hzであることが分かる。この振動数は、地震時に、5~10%低下する(周期が延びる)。この低下した振動数は、住宅No.1および2において地震後すぐに実施した常時微動測定から、地震を経験する前の値に回復していることを確認している。<sup>4)</sup>

表6 フーリエスペクトル比から求めた常時微動時と地震時の固有振動数

住宅番号		1	2	3	4	5	6	7	8
NS(梁間)	Microtremo	6.40	5.23	5.63		3.76	6.52		6.54
	<b>Earthquake</b>	<b>5.76</b>	<b>4.69</b>	<b>5.37</b>	<b>4.47</b>				<b>5.84</b>
EW(桁行)	Microtremo	5.18	5.04	6.66		3.86	5.35		5.86
	<b>Earthquake</b>	<b>4.79</b>	<b>4.30</b>	<b>6.01</b>	<b>4.27</b>				<b>5.74</b>

**最大加速度振幅比** 2000.7~2006.5に観測された計測震度2以上の地震記録に関して、地盤での地震記録の最大加速度に対する建物1階のその比、および、1階の最大加速度に対する小屋裏のその比を、住宅ごとに求め、図23に示す。上段の図から、住宅No.1においては、0.5~1.0に分布していること、住宅No.2~4、8では、1.0附近に分布していることが分かる。この値が、1.0以下になるということは、入力大きさが低減されることを意味するので、木質住宅においては、入力低減は小さいといえる。また、下段の

図からは、建物内での増幅率は、住宅 No. 1 と 3 においては 3.0 附近、住宅 No. 2 と 4 においては 2.0 附近、住宅 No. 8 に置いては 2.5 附近であることが分かる。ここでは、種地盤上の住宅のほうが、建物内の加速度増幅率は小さいという結果が得られた。加速度増幅比に関しては、柱梁接合部の固定度、耐力壁の仕様の違いなど他の要因も考えられるので、詳細については今後の観測結果待ちである。また、大きな地震になるほど、この増幅率が小さくなっていく（右下がり）傾向が認められる。



(住宅 No. 1)      (住宅 No. 2)      (住宅 No. 3)      (住宅 No. 4)      (住宅 No. 8)

図 2-3 最大加速度の比（上段；1F/GL、下段；小屋裏/1F）

地震時の在来軸組工法木造住宅およびその周辺地盤の観測記録から、木造住宅の設計用地震動入力決定のための資料を提供すること、また、強震時の住宅の挙動を把握することを目的として、平成 12 年度に 2 棟（宇都宮市）、平成 15 年度に 5 棟（うち 2 棟は宇都宮市、他は東京都、静岡県、川崎市に各 1 棟）に設置し、平成 17 年度に 1 棟を追加し、合計 8 棟の在来軸組構法木造住宅において地震観測を行っている。

これまでに観測された記録の解析結果から、常時微動時の固有振動数に対し、震度 5 弱程度までの地震時には固有振動が 5 ~ 10 % 低下すること、木造住宅における地盤建物相互作用による建物周期の伸びは、2 ~ 8 % 程度、減衰効果はそれほど大きくないこと、また、地盤上の最大加速度に対する建物 1 階におけるその比、すなわち、入力低減は、種地盤上の住宅のほうが種地盤上の住宅におけるものより大きいことなどが判った。<sup>5)</sup>

(d) 結論ならびに今後の課題

- 1) 補強・無補強試験体の各構面の構造性能を把握することが出来た。
- 2) 震動台実験と要素実験の構面の加算則の荷重変形関係の比較の結果、A 棟、B 棟ともに震動台実験結果のほうが要素実験の足し合わせよりも層せん断力が大きく上回る結果となった。
- 3) 破壊状況は筋かいの震動台実験と一致する箇所もあったが、筋かいや合板の破壊状況で異なる点が多かった。
- 4) 今後は実験結果を利用して、木造建物の数値シミュレーションのための基礎データとす

る予定である。

- 5) 8棟の在来軸組工法木造住宅において、これまでに観測された計測震度2以上の71個の地震記録の解析結果から、木造住宅における地盤建物相互作用による建物周期の伸びは小さいこと、減衰効果もそれほど大きくないこと、また、これらの振動特性は、地盤種別の影響を受けることなどが判った。今後も継続して、築年数、構法、地盤種別の異なった多様な住宅において地震観測を行う計画である。最終的には、地震時の住宅応答の特徴を統計的に捉え、住宅用地震入力決定のための資料を提供する予定である。

(e) 引用文献

- 1) (財)日本建築センター：ビルディングレター、2003年1月号、pp. 27-32.
- 2) (財)日本建築防災協会：木造住宅の耐震診断と補強法、pp278-286 (2005)
- 3) 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、pp38-39 (2004)
- 4) 入江康隆、野俣善則：観測記録に基づく木造2階建て住宅とRC造5階建て建物の動的相互作用、日本建築学会構造系論文報告集、No.548、2001.10
- 5) Irie Y., Nomata Y. "The dynamic soil-building interaction and the reduction of input motion of contemporary timber houses", J. of 13<sup>th</sup> WCEE, Vancouver, B.C., Canada, August 1-6, 2004

(f) 成果の論文発表・口頭発表等

著者	題名	発表先	発表年月日
中川貴文 河合直人 槌本敬大 岡部実	震動台による既存木造住宅の耐震性能検証実験その15 移築補強・無補強試験体実験の再現要素実験との比較	2006年度日本建築学会大会 学術講演梗概集	平成18年9月(予定)

(g) 特許出願、ソフトウェア開発、仕様・標準等の策定

- 1)特許出願  
なし
- 2)ソフトウェア開発  
なし
- 3) 仕様・標準等の策定  
なし

(3) 平成18年度業務計画案

E - ディフェンスの木造建物実験で用いられる試験体と同一仕様の、耐震補強前及び耐震補強後の壁構面試験体に対する静的加力試験を行い、破壊に至るまでの荷重変形曲線を求め、破壊過程を明らかにすることにより、E - ディフェンスでの振動実験結果を補う基礎資料を取得し、併せて木造建物の数値シミュレーションのための基礎データとする。

地震観測を継続し、地震時の住宅応答の特徴を統計的に捉え、住宅用地震入力決定のための資料を提供する。