

木造住宅実大振動実験報告書 (要約版)



平成8年10月

財団法人 日本住宅・木材技術センター

目 次

| | |
|-------------------------------|----|
| はじめに | 1 |
| 第1章 実験計画 | |
| 1. 趣旨 | 4 |
| 2. 実験方法 | 4 |
| 3. 実験の組織・施設 | 6 |
| 4. 実験実施期間 | 6 |
| 第2章 実大静加力実験の成果 | |
| 1. 耐力壁の剛性 | 7 |
| 2. 筋かいの働き | 7 |
| 3. 力学的モデルによる解析と実験成果との比較 | 7 |
| 第3章 実大振動実験の成果 | |
| 1. 固有振動数 | 8 |
| 2. 壁量と損傷 | 8 |
| 3. 最大応答加速度 | 10 |
| 4. 筋かいに生じた軸力 | 11 |
| 5. 柱に作用する軸力 | 12 |
| 6. 柱脚部の浮き上がり | 14 |
| 7. 柱脚部のめり込み | 14 |
| 8. 捻れに与える偏心の影響 | 14 |

第4章 まとめ

| | |
|----------------------|----|
| 1. 試験体の固有振動数 | 16 |
| 2. 実大静加力実験における試験体の剛性 | 16 |
| 3. 試験体の耐震性能 | 16 |
| 4. 加振に伴う建物各部の応答加速度 | 16 |
| 5. 加振に伴い筋かい及び柱に生じた応力 | 17 |
| 6. 柱脚部の浮き上がり | 17 |
| 7. 接合金物の効果 | 17 |
| 8. 捻れに与える偏心の影響 | 17 |
| 9. 外装材及び内装材の耐震性 | 17 |

| | |
|------|----|
| おわりに | 19 |
|------|----|

参考資料

| | |
|----------------------------|----|
| 資料1 委員会名簿及び実験協力 | 22 |
| 資料2 実験施設の概要 | 24 |
| 資料3 試験体の加振スケジュールと実験結果概要一覧表 | 25 |
| 資料4 試験体の立面図及び平面図 | 28 |
| 資料5 試験体の主な仕様 | 32 |
| 資料6 実験データ測定内容と成分数一覧表 | 33 |
| 資料7 実験状況写真集 | 35 |

はじめに

平成7年1月17日早朝に発生した兵庫県南部地震により21万棟の住宅が全半壊し、6,300人をこえる人命が失われた。これら死亡者の多くは木造住宅の倒壊によって圧死したと発表された。中でも木造軸組構法住宅の被害が特に目立ったことから、その耐震性に対する疑問が広がった。

こうした状況の中で、木造軸組構法住宅の耐震性を確認すべきとする要請が関係業界等に広がった。本実験はこうした要請に応えて行ったものである。

本実験では、木造軸組構法住宅に関して、耐震性を立証するとともに地震動に伴う部材や部位の挙動についての多くのデータ得ることができた。

これは、委員や実験に携わっていただいた方々による資金、資材、労力等多くの面からのご支援やご協力の賜であり、ここに厚く謝意を表する。

本報告書は、木造住宅実大振動実験に関する最終報告書の要約版である。最終報告書は、既に速報や中間報告として発表されているものの延長線上にあるものとしてこのたび公表したものである。この冊子はその内容の普及を促進する観点から纏めたものである。この実大実験は、瓦の振動実験やラスモルタルの実験も含むのであるが、この小冊子では、これらの成果の記述は省略することにする。

実験成果を紹介する前に、本実験について読者の理解を深めるために、以下にいくつかの点について説明しておく。

(1) 実験の目的について

阪神・淡路大震災においても現行耐震基準の所要壁量を満たし、かつ住宅金融公庫の仕様書に例示されているような接合金物を使うなど、きちんと建てられた建物は倒壊するなどの大きな被害を受けていないことが震災調査で判明していた。

今回の振動実験のねらいはまず第一に、このような建物について、振動台によってその地震時の揺れ方を再現し、確かに被害が小さいことを確認することであった。

もう一つのねらいは、定量的なデータを得ることである。この実験では、建物の各部の加速度、応力、変位等を直接測定することができるので、これらの成果をこれからの木造住宅の耐震設計施工技術の改善に大いに役立てようとするものである。

(2) 多度津の振動台について

この実験に使用した振動台は、原子力発電の関係施設機器の耐震性を検証するためのもので、その規模・能力からいって世界最大のものである。台の大きさが15m×15mあるので、一般的な木造住宅なら優に一軒をそのまま載せることができる。この振動台はこ

れほどの大きさでありながら、水平・上下2方向同時加振ができる。

また、この振動台では、神戸での最大級の強震記録である神戸海洋気象台の地震動を上記2方向成分についてそのままの大きさで再現できる。

(3) 振動台の加振波形について

この実験においては、何種類かの振動測定が行われている。まず、振動台は静止したままの状態、試験体が自然に極めて微小に揺れる現象（常時微動という。）について測定している。この常時微動測定によって、微小振幅による固有周期や振動モード等を知ることができる。

また、振動台を一定加速度振幅で振動数を少しずつ段階的に変化させながら加振するスイープ加振を行っている。このスイープ加振によって、建物の固有周期や振動モード等を知ることができる。

振動台による実験に使った地震動波形は、一つは神戸海洋気象台の強震記録である。これは最大水平加速度が818ガルであるなど、最も大きいもののひとつである。

もうひとつの波形は、エル・セントロ1940NS（及びUD）という記録で、超高層ビルをはじめとする建物の振動解析にもっとも頻繁に用いられているもので、強震計の記録としては古典的なものである。実験では、この原記録を1.5倍したもので加振した。この結果は神戸海洋気象台の記録波形による加振の場合に比べ試験体に対する破壊力はかなり小さかった。

(4) 現行耐震基準における所要壁量と試験体の壁量について

今回の実験の試験体は、新耐震による壁量に対応するように、耐力壁（筋かい）を入れた。この壁量は、新耐震の考え方に基づいて決められているので、きわめて強い地震時においても、倒壊だけはしないという最低限度の量であるということができる。

今回の実験では、この最低限度の壁量の場合に軸組構法の本造住宅がどの程度の耐震性があるかを検討した。ただし、A棟では、内外装なしの軸組だけの状態での実験を行うために、所要の1.5倍の筋かいを入れている。（その理由は次の非耐力要素の説明を参照のこと。）

(5) 非耐力要素の効果について

現行耐震基準における壁量の規定の前提として、設計用地震力のうちの1/3は耐力壁以外の要素で負担するものと考えている。耐力壁以外の要素とは、あいまいであるが、垂壁、腰壁、内外装材などの非耐力要素である。この前提は、常識的な本造住宅ではほぼ満足されることが既往の静的加力実験の結果からわかっている。

今回の実験において、A棟、B棟とも内外装がついた完成状態で最初の加振を行っているが、これはこの非耐力要素の効果を検討するためである。

(6) ホールダウン金物について

今回の実験の試験体は2階建てであるにも拘わらず、ホールダウン金物を付けている。これは柱脚に生じる引き抜き力を測定するための治具として付けたものである。このため、加振実験においてこのホールダウン金物を締めたり緩めたりした。この結果、ホールダウン金物の効果も調べることができた。

第1章 実験計画

1. 趣旨

阪神・淡路大震災を契機として、木造住宅の耐震性能を科学的、客観的に評価することが求められている。こうした要請に応えるためには、従来のような壁、床、接合部などの部位毎の実験データの整備を図るだけでは不十分であり、実物大の木造住宅そのものに加わる地震力とそれによる変形特性との関係を振動実験により明らかにすることが必要である。このため、当財団は、関係方面の指導と協力を得て、振動台による実大振動実験を行って、木造住宅の耐震性を確認するとともに、木造建築物の精度の高い構造計算のための有力な資料を得ることとする。

2. 実験方法

(1) 試験体の仕様

① 試験体A（以下A棟という。資料5参照）

- ・ 2階建ての木造軸組構法住宅で延べ面積が106㎡である。
- ・ 間取りは、研究における理論との比較のしやすさを考慮して、正方形という単純明快な平面をもつ総2階建ての建物である。
- ・ 耐力壁は二つ割の筋かいのみで構成し、加振方向の壁量は建築基準法に適合する最低水準の1.5倍（以下、壁量1.5倍などという。）とした。
- ・ 外装はサイディング張りとし、内装は石膏ボード張りとした。

② 試験体B（以下B棟という。資料5参照）

- ・ 2階建ての木造軸組構法住宅で延べ面積が133㎡である。
- ・ ありふれた間取りと形態をもつ現実的な建物である。
- ・ 耐力壁は二つ割り筋かいとラス下地板（木ずり）で構成し、加振方向の壁量は1.1とするが、上下階の柱が不一致で南面の開口部が大きく、ある程度の偏心があるため、耐震性に若干問題があると懸念される建物である。
- ・ 外装はラスモルタル塗りとし、内装は石膏ボード張りとした。

(2) 実験方法

① 地震動

兵庫県南部地震における最大級の地震動（神戸海洋気象台の記録によるもの、以下「神戸海洋波」という。）を振動装置で再現して、構造性能と変形挙動の関係のデータを得る。なお、加振は実験建物の東西方向と上下方向の2方向に行っている。

神戸海洋波の規模

| 項目 | 水平方向 | 上下方向 |
|-------|---------|---------|
| 最大加速度 | 8 1 8ガル | 3 3 2ガル |
| 最大速度 | 9 0カイン | 4 0カイン |
| 最大変位 | 2 0 cm | 1 0 cm |

注) ガル : 加速度の単位で、1ガルは 1 cm/sec^2

9 8 0ガルは 1 g (重力加速度)

カイン : 速度の単位で、1カインは 1 cm/sec

② 試験体の加振スケジュール (資料3参照)

完成試験体を対象とした実験のほか、その試験体から部材を外すことにより壁耐力等を減らしたのものについても実験を行った。この過程で、試験体の剛性低下を避けるため、破損した部材の取り替え、釘のゆるみの手直し等の補修を可能な限り行った。

加振スケジュール

| 試験体 | フェーズ番号 | 試験実施日 | 建物の状態 |
|-----|--------|---------|---|
| A棟 | 1 | 1 2月6日 | 完成体 |
| | 2 | 1 2月7日 | 外壁サイディング全部撤去 |
| | 3 | 1 2月8日 | 外壁サイディング及び内壁石膏ボードを全部撤去 |
| B棟 | 1 | 1 1月28日 | 完成体 |
| | 2 | 1 1月29日 | 加振方向外壁モルタル1/3撤去 |
| | 3 | 1 1月29日 | 加振方向外壁モルタル1/3撤去 加振方向内壁石膏ボード1/3撤去 |
| | 4 | 1 1月30日 | 加振方向外壁モルタル1/3撤去 加振方向内壁石膏ボード1/2撤去 加振方向1階の筋かい約1/3撤去 |

③ 実大静加力実験

耐震設計で重要となる応力解析法のための構造モデル化の技術を確立・確認するため各部の静的挙動の詳細なデータを得ることをねらいにA棟を対象として実施した。内外装の壁を付ける前の躯体のみの状態のものを試験体とした。実験施設としては、(財)原子力発電技術機構多度津工学試験所の反力壁を使用した。

④計測方法（資料6参照）

試験体には、要所に加速度計、ひずみ計及び変位計を据えつけ電算機を利用してデータを蓄積した。その規模はA棟で78接続配線数、B棟で103接続配線数とした。

3. 実験の組織・施設

(1) 委員会（資料1参照）

（財）日本住宅・木材技術センターに委員会（委員長：東京大学坂本教授）を設置して、実験の計画立案と実施を行った。

(2) 実験施設（資料2参照）

世界最大級の規模・能力を誇る（財）原子力発電技術機構多度津工学試験所（香川県多度津町）の振動施設を利用して実験を行った。

4. 実験実施期間

平成7年11月28日～同年12月8日

第2章 実大静加力実験の成果

未だ内外装壁が付いていない状態のA棟を対象に、(財)原子力発電技術機構多度津工学試験所の反力壁を使用して静的加力実験を行った。その成果を以下に述べる。

1. 耐力壁の剛性

実験結果からこの試験体の耐力壁の剛性は、壁倍率1の壁で壁長1mあたりに換算すると、1階で0.162~0.330t/cm、2階で0.100~0.147t/cmとなった。この値は、一般に認められている壁倍率1の壁の剛性(短期許容耐力130kg/m、層間変位1/120ラジアンとした剛性)に比べると、1階では、2.3~4.8倍、2階では1.4~2.2倍に当たる。

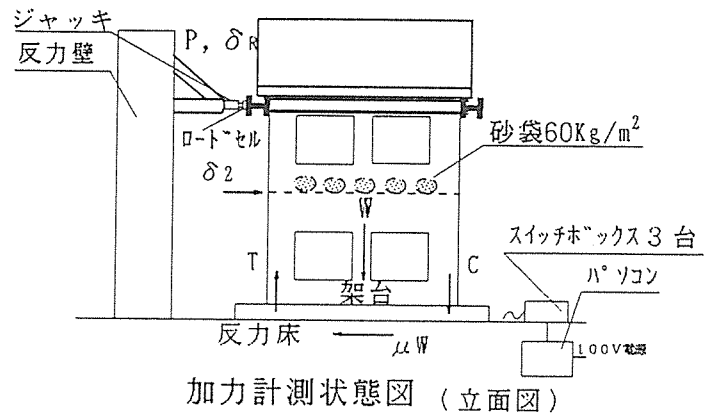
内外装仕上げ材が付いていない状態でこのように高い剛性を示す理由としては、垂れ壁、腰壁、通し柱、補助金物等の拘束効果と考えられる。

2. 筋かいの働き

ひずみゲージから換算される筋かいの軸力による層せん断力負担率は、60~70%程度と小さかった。内外装仕上げ材が付いていない状態ではあるが、腰壁及び垂れ壁による柱や間柱の曲げ拘束効果などが大きかったと推定される。

3. 力学的モデルによる解析と実験成果との比較

力学的モデルによる非線形解析を試みたところ、その応力分布性状は、実験における架構の応力分布とよく一致した。このモデルによる計算によれば、筋かいのせん断力の負担率は、2階では57%、1階では70%で、実験値にほぼ近い。



第3章 実大振動実験の成果

以下A棟とB棟の別に実験成果を記述する。

1. 固有振動数

A棟及びB棟について常時微動測定とスイープ試験により測定した結果を示すと以下の表の通りである。スイープ試験により測定した場合のほうが小さい数値を示している。その差は、A棟では0.6~1.7Hz、B棟では1.4~1.7Hzとなっている。

固有振動数測定結果一覧表（単位：Hz）

| 試験体別 | 測定方法別 | フェーズ1前 | フェーズ2前 | フェーズ3前 | フェーズ4前 |
|------|-------|--------|--------|--------|--------|
| A棟 | 常時微動 | 5.4 | 3.5 | 2.2 | — |
| | スイープ | 3.7 | 1.9 | 1.6 | — |
| B棟 | 常時微動 | 6.5 | 4.5 | 3.2 | 2.6 |
| | スイープ | 5.1 | 2.8 | — | — |

注) この数値は軒レベルでのもの

2. 壁量と損傷

以下では、特に断りのない場合には、神戸海洋波によりホールダウン金物を緩めた状態で加振した時の損傷状況をフェーズ別に記述する。（実験状況の写真は資料7に添付）

(1) A棟

①フェーズ1

このフェーズの試験体は完成体で壁量は建築基準法の1.5倍である。内外壁の1部にひび割れが見られたが、構造体には目立った損傷は確認されなかった。

②フェーズ2

このフェーズの試験体は完成体から1、2階外壁のサイディングを全て取り去ったものである。内壁のひび割れが進展した。筋かいは1階が加振方向14本中2本が損傷（座屈はらみだし：1本、上部接合部引張り破壊：1本）を受けた。土台には亀裂が多数発生した。特に4隅の通し柱の足元の土台の割れによる損傷が大きかった。1、2階の平均残留変形は1/820（ほとんど1階の変形、以下同じ。）であった。

③フェーズ3

このフェーズの試験体は内外装の壁の総てを撤去したもので、壁量は建築基準法で決められた水準に相当するものと考えられる。筋かいは1階で加振方向14本中10本、2階で加振方向8本中8本が座屈又は引張破断した。4隅の通し柱が2階の床の高さで4本とも折れ目が入った。このように損傷は構造体全体に及んだが、1、2階の平均残留変形は1/240であった。この時の屋根の高さにおける残留変位は、24mm（東方向）である。

(2) B棟

①フェーズ1

このフェーズの試験体は完成体で加振方向の壁量は建築基準法の1.1倍である。

内外装に割れによる若干の損傷があったが、構造面での損傷は柱脚や筋かい金物の釘のわずかな浮き上がり、建物隅部の土台にわずかな破損のほかは認められなかった。また、これまでビルの耐震設計に用いられてきたエル・セントロ波を1.5倍したものによって加振したが、これによる破壊力は神戸海洋波に比べ小さかった。

②フェーズ2

このフェーズの試験体は加振方向のラスモルタル壁を1/3撤去し、壁量を1.0倍とした。

加振方向の筋かい17本中4本（1階11本中3本）が座屈変形（折損せず）し、接合金物の若干の変形や釘の抜け出し、土台の亀裂等の被害が見られた。南側のモルタルは亀裂が顕著となり、外壁1m²当たりの発生ひび割れ本数が急に多くなった。また、石膏ボードは胴縁ごと浮き上がったところがみられた。以上、ラスモルタル壁をが少なくしたことによる影響が躯体に顕著に現れた。

③フェーズ3

このフェーズの試験体は前記ラスモルタル壁1/3撤去に加えて、新たに加振方向の内装の石膏ボードを1/3撤去した。壁量は1.0倍のままである。加振方向の筋かい17本中5本（1階11本中4本）が座屈変形又は端部破断した。そのほか、柱の浮き上がり、接合金物の損傷、土台の割れとめり込みなどが見られた。このように構造材にかなりの損傷が認められたが、1、2階の平均残留変形は約1/2,000（ほとんどは1階の変形、以下同じ。）と極く小さかった。

④フェーズ4

このフェーズの試験体は新たに加振方向の筋かいを1/3撤去し、かつ、残っていた石膏ボードをさらに撤去して、筋かい2/3、ラスモルタル壁2/3、石膏ボード1/2、壁量を0.7倍とした。

北面の柱2本が土台から踏み外し、加振方向の筋かい13本中4本（1階では9本中3本）が座屈折損した。そのほか土台の亀裂、接合部の釘の浮き上がりなど損傷を受けた。このように構造部材がかなり大きく損傷したものの、1、2階の平均残留変形は1/190であった。この時の屋根の高さにおける残留変位は、31mm（東方向）である。

3. 最大応答加速度

(1) A棟

地震波の入力に伴う最大水平応答加速度をみると、概して屋根の位置で最も大きな値を示した。試験体の状況を変えて行ったフェーズごとにみると、フェーズ1のホールダウン金物を締めた状態で神戸海洋波により行った実験の場合が概して最も大きな値を示した。その値をみると、屋根の位置で2,100ガル、2階天井の位置で1,800ガル、2階床の位置で1,400ガルと入力した地震動の最大加速度に比べそれぞれ2.6倍、2.2倍、1.7倍であった。

また、2階天井の位置で、フェーズ1から順に同じく入力地震動との倍率をみると、2.0倍、1.9倍となっている。

フェーズ別位置別最大水平応答加速度の倍率

| フェーズ | 屋根 | 2階天井 | 2階床 |
|------|-------|-------|-------|
| 1 | 2.3 | 2.0 | 1.5 |
| 1 | (2.6) | (2.2) | (1.7) |
| 2 | 2.0 | 1.9 | 1.5 |
| 3 | 0.8 | — | 0.8 |

注：1）倍率＝最大水平応答加速度÷入力地震動の最大加速度（818ガル）

2）上の式の中の最大応答加速度値は、複数の測定点のうち最大のものをを用いた。

3）（ ）の値はホールダウン金物を締めた状態での値を示す。

(2) B棟

地震波の入力に伴う最大水平応答加速度値をみると、A棟と同様に、概して屋根の位置で最も大きな値を示した。試験体の状況を変えて行ったフェーズごとにみると、フェーズ2のホールダウン金物を緩めた状態で神戸海洋波により行った実験の場合が最も大きな値を示した。その値をみると、屋根の位置で2,200ガル、2階天井の位置で2,300ガル、2階床の位置で1,550ガルと入力地震動の最大加速度に比べそれぞれ2.7倍、2.8倍、1.9

倍であった。

また、2階天井の位置でフェーズ1から4まで、順に同じく入力地震動の倍率をみると、2.1倍、2.8倍、2.3倍、1.8倍となっている。

フェーズ別位置別最大水平応答加速度の倍率

| フェーズ | 屋根 | 2階天井 | 2階床 |
|------|-------|-------|-------|
| 1 | 2.1 | 2.1 | 1.7 |
| 1 | (2.0) | (1.8) | (1.4) |
| 2 | 2.7 | 2.8 | 1.9 |
| 2 | (2.4) | (2.3) | (1.8) |
| 3 | 2.6 | 2.3 | 1.7 |
| 4 | 1.7 | 1.8 | 1.4 |

注：1) 倍率 = 最大水平応答加速度 ÷ 入力地震動の最大加速度 (818ガル)

2) 上の式の中の最大応答加速度値は、複数の測定点のうち最大のものを用いた。

3) () の値はホールダウン金物を締めた状態での値を示す。

4. 筋かいに生じた軸力

(1) A棟

筋かいに生じた軸力の最大応答値をみると、フェーズ1では、ホールダウン金物を締めると隅角部の筋かいの軸力は20～70%増となり筋かいに大きな応力が生じていることがわかった。フェーズ1での多くの測定箇所でもっとも大きな値を示したものをみると、圧縮で4.0 t (1階南面の西隅、N0.2)、引張で1.9 t (1階南面の西隅、N0.3)であった。また、各フェーズを通じて最も大きな数値を示したものとしては、圧縮では6.5 t (1階南面中央部、フェーズ3、N0.8)、引張では3.6 t (2階北面の西隅、フェーズ3、N0.8)であった。

(2) B棟

筋かいに生じた軸力の最大応答値をみると、フェーズ1では、ホールダウン金物を緩めたときの方が締めたときより大きな値を示した。そのうち、最大のものをみると、圧縮で2.8 t (1階南面居間の東側)、引張で1.0 t (1階南面居間の西側)であった。また、各フェーズを通じて最も大きな数値を示したものとしては、圧縮では5.2 t (1階南面居

間の東側、フェーズ4、NO.10)、引張では1.8 t (1階南面居間の東側、フェーズ3、NO.8)であった。

このように、A棟及びB棟の双方について筋かいに生じた軸力は、かなり大きな値であったことが分かる。しかしその値は、それぞれの実験の間で損傷状態の差異ほどには顕著な差は現れていない。それにも拘わらず筋かいが多く損傷を受けたり受けなかったりしたのは、石膏ボードやサイディングが筋かいの面外座屈を防止する役割を果たしたためと考えられる。

また、筋かいに生じた軸力をみると、総じてフェーズ1から2、3とその番号を増すにつれて次第に増加していく傾向を示している。これは建物の剛性が低下していくことに大きく影響を受けているものと考えられる。

筋かいに生じた軸力の最大値 (単位：トン)

| 階数 | フェーズ | 試験 NO. | | A 棟 | | B 棟 | |
|----|------|--------|----|-------|-------|-------|-------|
| | | A棟 | B棟 | 引 張 | 圧 縮 | 引 張 | 圧 縮 |
| 1 | 1 | 2 | 3 | 1.5 | 4.0 | 1.0 | 2.8 |
| | 1 | 3 | 2 | (1.9) | (3.8) | (0.8) | (1.8) |
| | 2 | 6 | 7 | 1.3 | 3.1 | 1.8 | 4.3 |
| | 2 | — | 6 | — | — | (1.7) | (3.0) |
| | 3 | 8 | 8 | 2.6 | 6.5 | 1.8 | 4.2 |
| 4 | — | 10 | — | — | 1.6 | 5.2 | |
| 2 | 1 | 2 | 3 | 1.8 | 3.5 | 0.6 | 0.7 |
| | 1 | 3 | 2 | (1.7) | (4.6) | (0.5) | (0.5) |
| | 2 | 6 | 7 | 2.1 | 3.9 | 1.3 | 3.0 |
| | 2 | — | 6 | — | — | (1.3) | (2.6) |
| | 3 | 8 | 8 | 3.6 | 4.5 | 1.3 | 1.9 |
| 4 | — | 10 | — | — | 1.4 | 2.0 | |

注：1) 上の表の最大値は、複数の測定値のうちの最大のものである。

2) () の値はホールダウン金物を締めた状態での値を示す。

5. 柱に作用する軸力

(1) A棟

柱に作用する軸力の最大応答値(1階部分)をみると、フェーズ1、NO.2のホールダウ

ン金物を緩めた実験では、最大応答値のうち最も大きな値は、圧縮では1.1 t（1階南面の西隅通し柱）、引張では1.7 t（1階南面の中央部管柱）であった。また、各フェーズを通じて最も大きな数値を示したものとしては、圧縮では1.8 t（1階南面の西隅通し柱フェーズ1、N0.3）、引張では4.7 t（1階南面の西隅通し柱フェーズ1、N0.3）であった。

柱の軸力で特徴的なのは、ホールダウン金物を取り付けた隅通し柱には、極めて大きな引張力が作用したということである。すなわち、北面及び南面における西隅の通し柱には、最大でそれぞれ3.9 t、4.7 tという大きな引張力が作用していた（フェーズ1、N0.3）。

(2) B棟

柱に作用する軸力の最大応答値（1階部分）をみると、フェーズ1、N0.3のホールダウン金物を緩めた実験では、最大応答値のうち最も大きな値は、圧縮では1.7 t（1階北面の西及び東の隅通し柱）、引張では1.0 t（1階及び2階の北面の東隅の柱）であった。また、各フェーズを通じて最も大きな数値を示したものとしては、圧縮では3.2 t（1階北面の西隅通し柱、フェーズ2、N0.7、ホールダウン金物を緩めていた。）、引張では2.4 t（1階北面の西隅通し柱、フェーズ2、N0.6、ホールダウン金物を締めていた。）であった。

B棟の場合も、ホールダウン金物を締めた状態のときの実験ではそうでないときの実験に比べ北側ではかなり大きな引張力が作用していた。

柱に生じた軸力の最大値（単位：トン）

| 階数 | フェーズ | 試験 NO. | | A棟 | | B棟 | |
|----|------|--------|----|-------|-------|-------|-------|
| | | A棟 | B棟 | 引張 | 圧縮 | 引張 | 圧縮 |
| 1 | 1 | 2 | 3 | 1.7 | 1.1 | 1.0 | 1.7 |
| | 1 | 3 | 2 | (4.7) | (1.8) | (1.4) | (1.6) |
| | 2 | 6 | 7 | 1.6 | 1.3 | 1.2 | 3.2 |
| | 2 | — | 6 | — | — | (2.4) | (3.1) |
| | 3 | 8 | 8 | 1.4 | 1.6 | 1.8 | 2.8 |
| 4 | — | 10 | — | — | 1.7 | 2.8 | |
| 2 | 1 | 2 | 3 | 1.7 | 1.4 | 0.9 | 0.9 |
| | 1 | 3 | 2 | (2.8) | (0.9) | (0.8) | (0.7) |
| | 2 | 6 | 7 | 1.8 | 1.3 | 1.2 | 1.5 |
| | 2 | — | 6 | — | — | (1.2) | (1.1) |
| | 3 | 8 | 8 | 1.2 | 2.3 | 1.4 | 1.9 |
| 4 | — | 10 | — | — | 1.7 | 1.9 | |

注：1）上の表の最大値は、複数の測定値のうち最大のものである。

2）（ ）の値はホールダウン金物を締めた状態での値を示す。

6. 柱脚部の浮き上がり

(1) A棟

柱脚部の浮き上がりの最大値をみると、フェーズ1、N0.2の実験（ホールダウン金物を緩めている。）では12mm（1階南面の西隅通し柱）、フェーズ3の実験（ホールダウン金物を緩めている。）では33mm（1階南面の東隅通し柱）が最も大きな数値であった。

なお、ホールダウン金物を締めて行ったフェーズ1の実験では、北西隅の通し柱におよそ4tの引き抜き軸力が生じたが、その場合の柱脚の浮き上がりは3.5mmに留まっている。これはホールダウン金物が大きな役割を果たしたことを示している。

(2) B棟

柱脚部の浮き上がりの最大値をみると、フェーズ1の実験（ホールダウン金物を緩めている。）では8mm（1階北面の東側柱、引き抜き軸力1.0t）、フェーズ4の実験（ホールダウン金物を緩めている。）では51mm（1階北面の西隅通し柱、引き抜き軸力1.0t）が最も大きな数値であった。

この測定は柱脚部と土台の間の変位であるが、このほかに、目視観察やビデオ観測で土台自体の浮き上がりも見られた。

なお、ホールダウン金物を締めて行ったフェーズ1の実験では、北東隅の通し柱に1.4tの引き抜き軸力が生じたが、その場合の柱脚の浮き上がりは1.4mmに留まっている。また、柱には最大で2.4tの引き抜き軸力が生じたが、その場合の柱脚の浮き上がりは4.5mmであった。これはホールダウン金物が大きな役割を担ったことを示している。

7. 柱脚部のめり込み

この記述はB棟についてのものである。

柱脚部のめり込みの最大変位は、フェーズ1では1mm以下の部位が多いが、最も大きな数値を示す南側の西の隅角部でホールダウン金物を緩めた状態では2mmとなっている。以下、この場所で同様に推移をみると、フェーズ2では6mm、フェーズ3では5mm、フェーズ4では6mmとなっている。

8. 捻れに与える偏心の影響

偏心しているのはB棟だけであるので、ここではB棟について述べる

初期のフェーズ1の試験体の加振方向の偏心率は0.16であったが、この偏心の影響で、南側の軒の位置での最大応答加速度の1.4倍となっており、かなりの大きさの捻れの力が作用していたと見込まれる。しかし、軒の最大変位からは捻れの影響がみられない。

また、ラスモルタル壁を1/3撤去し偏心率を0.19としたフェーズ2の実験でも、そうした大きな捻れの影響が観測されていない。

このように振動による最大変位が南側と北側で差違が認められなかったのは、ラスモルタル外壁の剛性が寄与したことや建物の長辺方向の加振であったことなどによるところが大きいと考えられるが、今後の詳細な検討が必要である。

第4章 まとめ

1. 試験体の固有振動数

A棟、B棟とも、入力地震動による振動実験の前後に常時微動測定とスイープ加振によって、固有周期（ $1 \div$ 固有振動数）を求めている。その結果、完成状態から仕上げ材を取り去って行くのに応じて固有周期が長くなる様子が定量的に得られた。

また、入力地震動による加振の前後で、損傷に伴って周期が長くなる様子についても、有益なデータが得られた。

2. 実大静加力実験における試験体の剛性

A棟については、振動実験の前に、軸組だけの状態で静的水平加力実験を行った。耐力壁単体に関する既往の実験結果から推定される剛性と比べて、数倍の剛性を持っている。これは、垂壁、腰壁、通し柱、補助金物等の拘束効果と考えられる。

また、力学的モデルによる非線形解析を試みた結果、その応力分布は実大静加力実験における架構の応力分布とよく一致した。

3. 試験体の耐震性能

A棟、B棟とも、入力地震動による最初の加振実験では、内外装材にわずかなひび割れ程度の被害しか生じなかった。

このことは、現行耐震基準を守り、常識的に建てられた軸組構法の木造住宅は、兵庫県南部地震のような極めて強い地震に対しても、大きな被害を免れ得ることを示している。

同時に、これらの試験体においては非耐力要素の効果が一般に見込まれている $1/3$ よりもはるかに大きいことを示唆している。

A棟については、軸組のみの状態で加振を行ったが、倒壊には至らなかった。

このことは、現行耐震基準の所要壁量が、倒壊を防止するという最低限度の規定としてはおおむね妥当であると同時に、この壁量だけで、耐力壁以外に非耐力要素が含まれない場合、今回の兵庫県南部地震のような極めて強い地震においては、非常に大きな被害を生じる可能性が高いことを示している。

4. 加振に伴う建物各部の応答加速度

神戸海洋波の加振に伴って生じる最大水平応答加速度をみると、A棟、B棟とも早い段階のフェーズの時に最も大きな値を示している。この値を2階天井の位置でみると、A棟ではフェーズ1のときに最大で1,800ガル、B棟ではフェーズ2のときに最大で2,300ガルであった。これは、それぞれ入力地震動の2.2倍、2.7倍の増幅率である。このことは健全な状態の木造住宅が、極めておおきな水平力に耐えられることを示している。

5. 加振に伴い筋かい及び柱に生じた応力

A棟、B棟のすべてのフェーズを通じて、筋かいの軸力の最大値（1階部分）は、圧縮で6.5 t、引張りで3.6 tであった。同じく柱については、圧縮で3.2 t、引張りで4.7 tであった。かなり大きな軸力が働いている。

6. 柱脚部の浮き上がり

柱脚部の浮き上がりの最大応答値は、フェーズが進むにつれて大きくなる傾向を示した。計測した通し柱の最も大きな値としては、A棟で33 mm、B棟で51 mmを示した。

フェーズ1の完成体でホールダウン金物で4隅を締めたときの実験では、A棟で3.5 mm、B棟で1.5 mmと小さな値に留まった。また、B棟ではホールダウン金物の付いていない下屋部で柱が引き抜けて踏み外したのがあり、ホールダウン金物の効果を間接的に確認できた。

7. 接合金物の効果

本実験では、加振中における建物の瞬間的な最大変位は、400mm程度と大きかったが、加振終了後における残留変位は20～30mm程度（いずれも軒の位置）とかなり小さかった。接合部には住宅金融公庫の仕様相当の接合金物を使っており、その効果によるところが大きかったものと考えられる。接合部は耐力もさることながら、変形性能も重要である。（本実験では接合金物により筋かい端部がねばり強さを示した。）

B棟においてホールダウン金物の付いていない下屋部の柱脚部では、かど金物が土台の割れにより離れ、柱が土台から踏み外してしまい、引っ張りだけでなく圧縮に対する抵抗も失ってしまった。出隅部の接合金物は、かど金物では耐力やねばり不足となることを示すものである。最小限、踏み外しが起こらないような仕様の接合を行うことが重要である。

8. 捻れに与える偏心の影響

B棟については、現実的な間取りとしたため、耐力壁の配置に偏りのある、いわゆるある程度偏心した構造となっているが、偏心による変形への影響は明確でない。

9. 外装材及び内装材の耐震性

A棟の外装材は、無機系のサイディングであるが、完成状態である最初のフェーズでは、ほとんど損傷が見られなかった。層間変位に対する追従性が高いせいであろう。

B棟の外装材は、ラスモルタル塗りであるが、完成状態である最初のフェーズでは、ごくわずかなひび割れしか生じなかった。これは、ラスモルタル壁が木造住宅の耐震性に少なからず寄与していることを示唆している。

内装材はA棟、B棟とも石膏ボードである。完成状態ではごくわずかな損傷がみられただけである。これは、石膏ボードが外装のラスモルタル壁同様、木造住宅の耐震性に少な

からず寄与していることを示唆している。

おわりに

本実験では、木造軸組構法住宅の耐震性を確かめることができたこと、及び振動の結果住宅各部に生じた加速度、変位、応力等の状況を詳細に把握することができたことから、初期の目的を達成し得たと考えている。

この成果は既にビデオ、パンフレット等に取り纏め、木造軸組構法住宅の信頼性回復のために活用してきた。今後ともこのデータを活用して木造軸組構法住宅の発展に寄与するよう努めることとしたい。

最近、建築基準法を従来の仕様規定的な内容から性能規定的な内容へと移行しようとする動きが強まっているが、このような中で、木造軸組構法住宅の設計手法もこれまでのように簡略法のみによるのではなく、詳細な設計も行えるよう各種の技術開発を図っていくことが緊急に必要となっている。今回の実験データはこうした対応を図る上での貴重な資料として活用されることになるが、そのほか木造軸組構法住宅に関する多くの技術開発の資料としても活用されるものである。

このように本実験の成果が、木造住宅の普及や技術開発等に広く活用されることを通じて、消費者の利益に資することができ、それがひいては木造住宅・木材関係業界の発展に寄与することになれば幸いである。

参 考 资 料

委員会名簿及び実験協力

1. 木造住宅実大振動実験委員会委員名簿

| | | |
|--------|-------|--------------------------|
| 委員長 | 坂本 功 | 東京大学大学院工学系研究科建築学専攻 教授 |
| 委員 | 難波蓮太郎 | 工学院大学建築学科 教授 |
| 〃 | 宮澤 健二 | 工学院大学建築学科 助教授 |
| 〃 | 大橋 好光 | 東京大学大学院工学系研究科建築学専攻 助手 |
| 〃 | 岡田 恒 | 建築研究所耐風研究室 室長 |
| 〃 | 高木 任之 | (社)日本木造住宅産業協会 専務理事 |
| 〃 | 西谷嘉寿夫 | (社)全国木材組合連合会 専務理事 |
| 〃 | 長谷川匡則 | (社)日本ハウズビルダー協会 専務理事 |
| 〃 | 中川 勝 | (社)全国中小建築工事業団体連合会 専務理事 |
| 〃 | 佐藤 太郎 | 全国陶器瓦工業組合連合会 専務理事 |
| 〃 | 渡邊 益美 | (社)全日本瓦工事業連盟 理事長 |
| 〃 | 飯地 稔 | (社)石膏ボード工業会 専務理事 |
| 〃 | 池本 孝 | (社)日本左官業組合連合会 副会長 |
| 〃 | 平松 義久 | 新日本住研(株) 専務取締役 |
| 〃 | 新居 健二 | (株)中央住宅 木造工事部 生産課長 |
| 〃 | 中川 敏 | 松下電工(株)住宅システム事業推進部課長 |
| 〃 | 凌 克臣 | 中国木材(株)開発課 係長 |
| 〃 | 上田 善規 | フクビ化学工業(株)開発本部 部長 |
| 〃 | 田辺 英男 | 日本化成(株)技術開発本部 技術部次長 |
| 〃 | 平野 茂 | (株)一条工務店 研究開発部 副長 |
| アドバイザー | 臼井 浩一 | 建設省住宅局住宅生産課木造住宅振興室 課長補佐 |
| 〃 | 井上 勝徳 | 建設省住宅局建築指導課 課長補佐 |
| 〃 | 長江 恭博 | 林野庁林政部林産課 課長補佐 |
| 事務局 | 牧 勉 | (財)日本住宅・木材技術センター試験研究部 部長 |
| 〃 | 林 晃正 | (財)日本住宅・木材技術センター主任研究員 |

2. 躯体振動実験分科会 委員名簿

| | | | |
|--------|-------|-----------------------|----------|
| 主査 | 坂本 功 | 東京大学大学院工学系研究科建築学専攻 | 教授 |
| 委員 | 難波蓮太郎 | 工学院大学建築学科 | 教授 |
| 〃 | 宮澤 健二 | 工学院大学建築学科 | 助教授 |
| 〃 | 前川 秀幸 | 職業能力開発大学校建築学科 | 講師 |
| 〃 | 大橋 好光 | 東京大学大学院工学系研究科建築学専攻 | 助手 |
| 〃 | 岡田 恒 | 建築研究所耐風研究室 | 室長 |
| 〃 | 河合 直人 | 建築研究所耐風研究室 | 主任研究員 |
| 〃 | 神谷 文夫 | 森林総合研究所構造性能研究室 | 室長 |
| 〃 | 福本 雅嗣 | (社)日本木造住宅産業協会 | 技術開発副委員長 |
| 〃 | 西谷嘉寿夫 | (社)全国木材組合連合会 | 専務理事 |
| オブザーバー | 平松 義久 | 新日本住研(株) | 専務取締役 |
| 〃 | 佐治 孝利 | 建設省住宅局住宅生産課木造住宅振興室 | 係長 |
| 〃 | 小豆畑達哉 | 建設省住宅局建築指導課 | 係長 |
| 〃 | 松下 英之 | 林野庁林政部林産課 | 係長 |
| 事務局 | 牧 勉 | (財)日本住宅・木材技術センター試験研究部 | 部長 |
| 〃 | 林 晃正 | (財)日本住宅・木材技術センター | 主任研究員 |

3. 実験協力

本実大振動実験の実施に当たっては、委員会参加の団体及び企業からの資金協力をいただいた（林業関係についてはこのほか多くの団体及び企業にご支援をいただいた。）ほか、多くの団体や企業から資材及び労力面の協力をいただいた。

実験施設の概要

1. 実験施設の名称

(財)原子力発電技術機構多度津工学試験所

2. その概要

(1) 原子力発電所の耐震性に関する国民の不安を解消していくため、実機を模倣した大型試験体の加振実験を行うことにより、原子力発電施設の耐震安全性、信頼性を実証することを主な目的として設置されたもの。

(2) 振動台の性能及び規模は世界最大級であり、本施設は6年の歳月をかけて昭和57年7月に完成した。

(3) 実験棟の大きさ

床面積：4100m² 45m(幅)×90m(長さ)×38m(高さ)

(4) 振動台施設の仕様

①最大積載重量 : 1,000トン

②加振方向 : 水平と垂直の2軸同時加振

③振動台寸法 : 15m×15m

④最大ストローク : 水平200mm

: 垂直100mm

⑤最大加速度 : 水平2,666ガル

(500ト/時) 垂直1,333ガル

⑥最大加振力 : 水平3,000トン

垂直3,300トン

⑦最大速度 : 水平75.0cm/s

垂直37.5cm/s

試験体の加振スケジュールと実験結果概要一覧表

(A 試験体・B 試験体)

1. 用語の解説

| 用語 | 内容 |
|-------------------------------------|---|
| フェーズ | 建物側の実験条件のことで、実験に供する建物の状態を同一にしているものをまとめるための用語である。 |
| スイープ | 正弦波スイープ試験のことで、試験体に小さいレベル（本試験では30ガルの加速度とした。）の正弦波振動を、周波数を徐々に変化させながら加えることによって、試験体の基本的な振動特性、即ち固有振動数、減衰率などを測定する試験である。 スイープ試験の結果をHz（ヘルツ、1秒間に1回の周波数であれば1Hzという。）で示した数値は、当該フェーズでの共振周波数である。 なお、（ ）に示した共振周波数は、スイープ試験の前に行った常時微動測定による観測値である。 |
| 常時微動測定 | 建物は外部から力を加えなくとも、極めて微小に揺れる現象（常時微動という）がみられる。この微小振幅の振動を測定することをさす。この測定によって建物の固有振動数などを知ることができる。 |
| 神戸海洋 | 兵庫県南部地震時に神戸海洋気象台で観測された強震計記録のことで、その最大加速度は水平方向で818ガル、上下方向で332ガルであった。 |
| エル・セントロ (エル・セントロ1940 NS(+UD)) | 1940年にアメリカのカリフォルニアで記録された地震動観測波で超高層建築物などの振動解析に最も頻繁に用いられてきたもので、いわば古典的かつ代表的なものである。 その最大加速度は水平方向340ガル、上下方向203ガルである。 今回の実験ではこの波形を1.5倍したものを再現した。 |
| ホールダウン金物 | この試験では基礎と柱を緊結する金物を指す。一般に木造3階建てに用いられている金物である。 |
| 建物の状態 | 試験体の仕様を参照のこと。 |
| 壁量 | 建築基準法施行令の規定による必要壁量を1.0としたときに試験体が有する壁量。 |
| 偏心 | ここでは偏心率のことで、耐力壁の配置のバランスの良否を示す数値である。目安として0.15以下であれば良好、それを超え0.3以下であれば不良、0.3を超える場合は極めて不良とされている。 |
| 最大加速度 | ここの欄の数値は試験体の2階小屋梁（2階天井）の位置で測定された数値である。 |

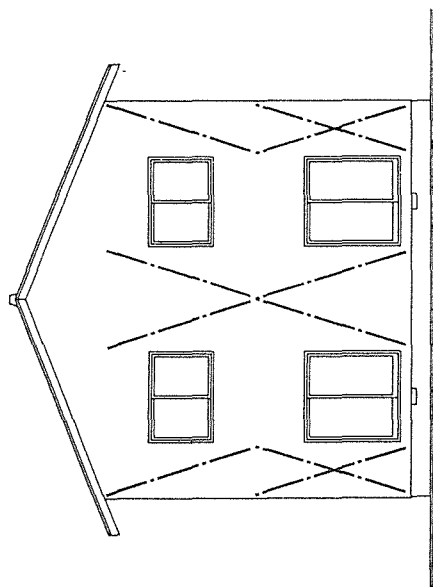
2. A 試験体

| 月日 フェーズ NO. | 試験 NO. | 入力 地震動 | 建物の状態 | | | | | ホール ダウン 金物 | 最大加 速度 Gal | 結 果 |
|-------------------|-----------|-----------|--------------|-----|----|----|-----------------|------------------|------------------|--|
| | | | 筋かい | 壁量 | 偏心 | 外壁 | 内装 | | | |
| 12月6日 フェーズ1 | 1 | スイープ | 有 | 1.5 | 無 | 有 | 有 | 緩 | 184 | 3.7Hz (常時微動5.4Hz) |
| | 2 | 神戸海洋 | | | | | | 〃 | 1,648 | 筋かい金物の釘抜出し、土台割れ 石膏ボード亀裂若干 サイディング1部に微細亀裂 棟瓦半分落下 (大まわし留付部分) |
| | 3 | 神戸海洋 | | | | | | 締 | 1,784 | ホールダウン金物曲がる、土台割れ進行 筋かい金物釘浮き、石膏ボード亀裂 サイディング亀裂進行 ホールダウン金物損傷 変形1/1440 |
| | 4 | IL・セントロ | | | | | | 〃 | 1,080 | 石膏ボード亀裂進行する。 |
| 12月7日 フェーズ2 | 5 | スイープ | 有 | 1.5 | 無 | 無 | 有 一部張り 直し | 緩 | 111 | 1.9Hz (常時微動3.5Hz) |
| | 6 | 神戸海洋 | | | | | | 〃 | 1,542 | 筋かい座屈はらみだし・引張破壊各1本 筋かい金物釘抜出し 胴差割れ、石膏ボード割れ 土台割れ多し 変形1/820 |
| 12月8日 フェーズ3 | 7 | スイープ | 有 | 1.5 | 無 | 無 | 無 | 緩 | 162 | 1.6Hz (常時微動2.2Hz) |
| | 8 | 神戸海洋 | 加振方向 全部取替 | | | | | 〃 | 1,771 | 筋かい破損 (加力方向1F 14本中10本、 2F 8本中8本) 筋かい金物釘抜出し、4隅の通し柱折損 変形1/240 |

3. B 試験体

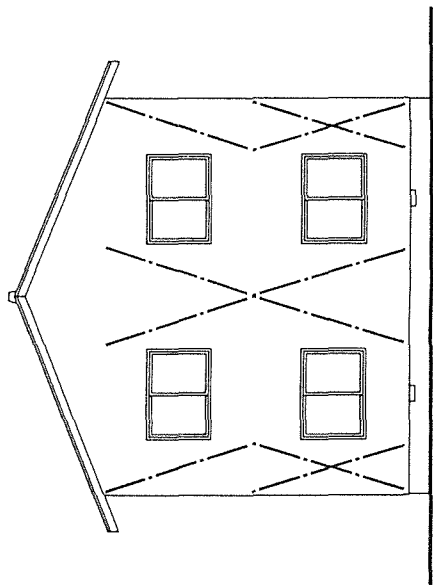
| 月日 7x-ズ NO. | 試験 NO. | 入力 地震波 | 建物の状態 | | | | | ホール ダウン 金物 | 最大加 速度 Gal | 結 果 | | | | |
|-------------------|-----------|-----------|---------------------|--------------------------|------|-------------|-------------------|------------------|------------------|--|--|---|-------|-------|
| | | | 筋かい | 壁量 | 偏心 | 外壁 | 内装 | | | | | | | |
| 11月28日 7x-ズ1 | 1 | スイープ | 有 | 1.1 | 有 | 有 | 有 | 締 | 307 | 固有振動数5.1Hz（常時微動6.5Hz） 被害なし、モルタル、石膏ボードの割れ若干 | | | | |
| | 2 | 神戸海洋 | | | EW | | | | | | | | 緩 | 1,513 |
| | 3 | 〃 | | | .157 | | | | | | | | 緩 | 1,722 |
| | 4 | エルセントロ | | | NS | | | | | | | | 〃 | 1,108 |
| | | | | | .129 | | | | | 同上、被害ほとんど進行せず | | | | |
| 11月29日 7x-ズ2 | 5 | スイープ | 有 | 1.0 | 有 | 2/3 1部撤去 | 有 | 締 | 143 | 固有振動数2.8Hz（常時微動4.5Hz） | | | | |
| | 6 | 神戸海洋 | | | EW | | | | | | | 〃 | 1,861 | |
| | | | | | .188 | | | | | | | | | |
| | | | | | NS | | | | | 筋かい金物の釘浮き 間柱に亀裂、土台に亀裂 | | | | |
| | | | | | .130 | | | 緩 | 2,295 | 筋かいの座屈変形（破壊はない。） 1F 11本中3本、2F 6本中1本、土台亀裂 | | | | |
| 11月29日 7x-ズ3 | 8 | 神戸海洋 | 有 | 1.0 | 有 | 2/3 1部撤去 | 2/3 1部撤去 | 〃 | 1,881 | （常時微動3.2Hz）筋かい 1F 11本中4本座 屈変形、1本破壊、2F 6本中1本破壊 残留変形角1/2000（1F部分1/900） | | | | |
| | 9 | エルセントロ | | | EW | | | | | | | 〃 | 1,014 | |
| | | | | | .188 | | | | | 筋かい 1F 11本中座屈変形3本、破壊1本 筋かい金物の釘浮き、2F目立った損傷なし 残留変形角1/2000（1F部分1/900） | | | | |
| | | | | | NS | | | | | | | | | |
| | | | | | .130 | | | | | | | | | |
| 11月30日 7x-ズ4 | 10 | 神戸海洋 | 0.6 1部撤去 （1階） | 0.7 | 有 | 2/3 | 1/2 更に撤去 | 〃 | 1,449 | （常時微動2.6Hz）、柱2本踏み外し 南面の筋かい座屈折れのため、モルタル剥 離が発生、筋かい 1F 9本中座屈折損3本 2F 4本中座屈折損1本 残留変形角1/190（1F部分1/90） | | | | |
| | | | | | EW | | | | | | | | | |
| | | | | | .038 | | | | | | | | | |
| | | | | | NS | | | | | | | | | |
| | | | | | .133 | | | | | | | | | |
| 12月1日 7x-ズ5 | 11 | 神戸海洋 | 0.3 1部撤去 （1階） | 0.5 合板 補強 | 有 | 2/3 | 1/2 更に1部 撤去 | 〃 | 1,145 | （常時微動2.8Hz） モルタルが破壊した1階の半間分の壁2ヶ 所のモルタルを更に撤去。 モルタル撤去した全部分に、筋かいに代え て合板を釘打し、補強したが、そのうち、 南面の4枚が落ち、北面の2枚が大きくは らんだ。 北面の土台の破壊が大。 1F南北面の柱脚金物がほぼ全て座屈と釘抜 残留変形角1/180（1F部分1/80） | | | | |
| | | | | 合板壁倍 率を 0.5と した | EW | | | | | | | | | |
| | | | | | .124 | | | | | | | | | |
| | | | | | NS | | | | | | | | | |
| | | | | | .138 | | | | | | | | | |

試験体 A 立面図

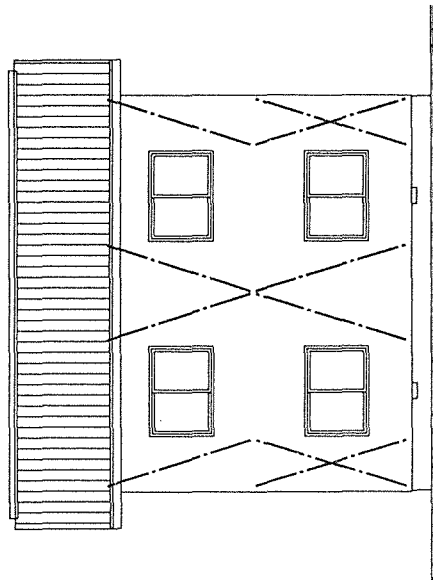


南側立面図

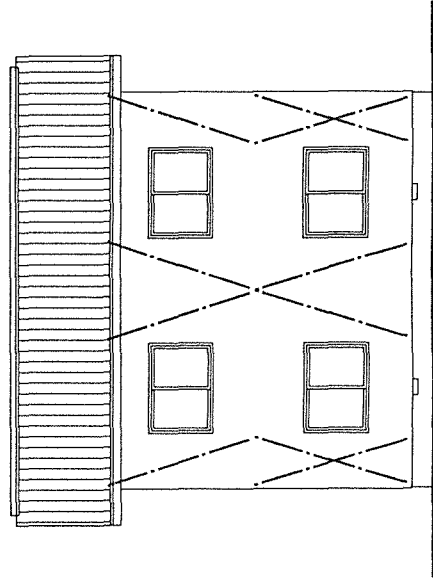
加振方向 (←→+上下)



北側立面図

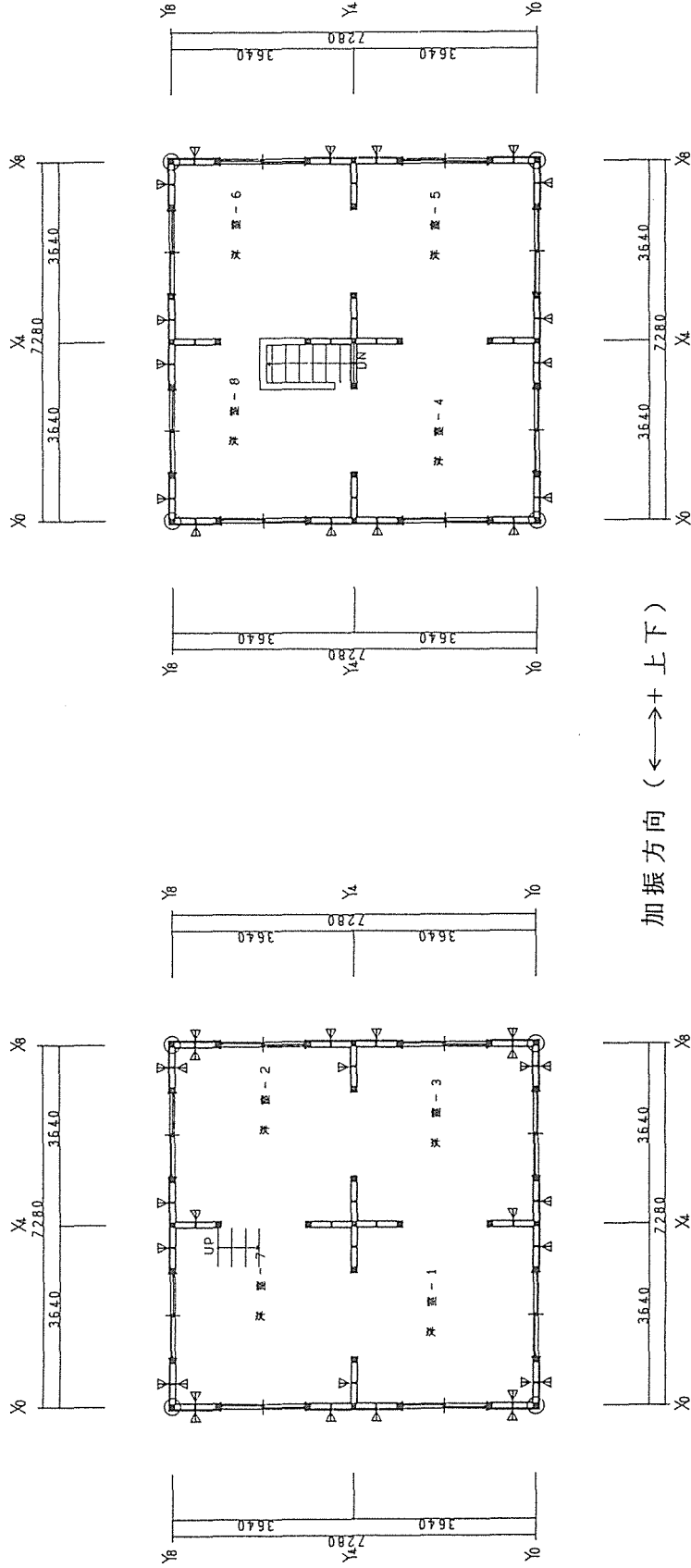


東側立面図



西側立面図

試験体 A 平面図

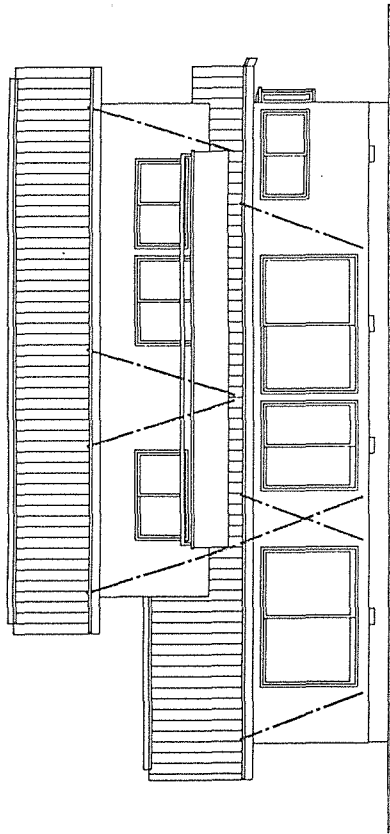


加振方向 (←→+上下)

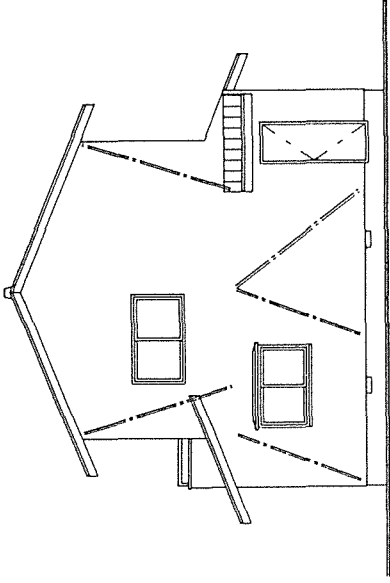
2 階平面図

1 階平面図

試験体 B 立面図

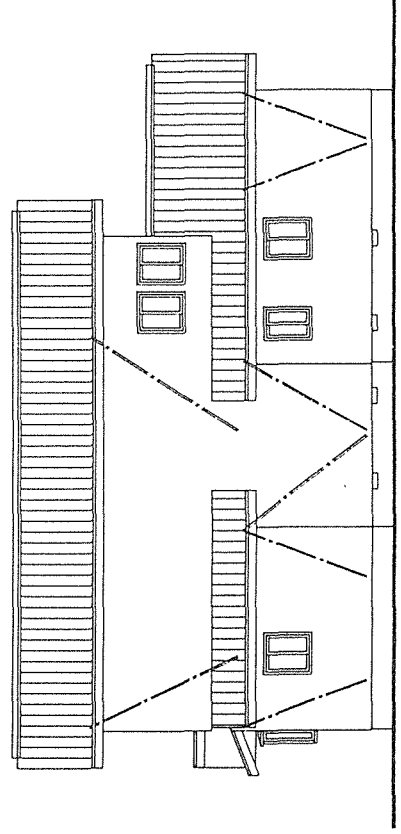


南側立面図

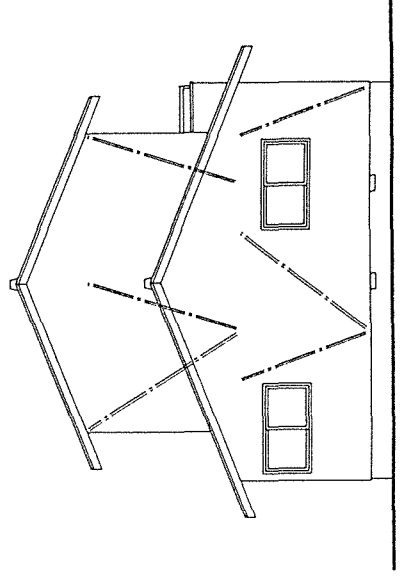


東側立面図

加振方向 (← → + 上下)

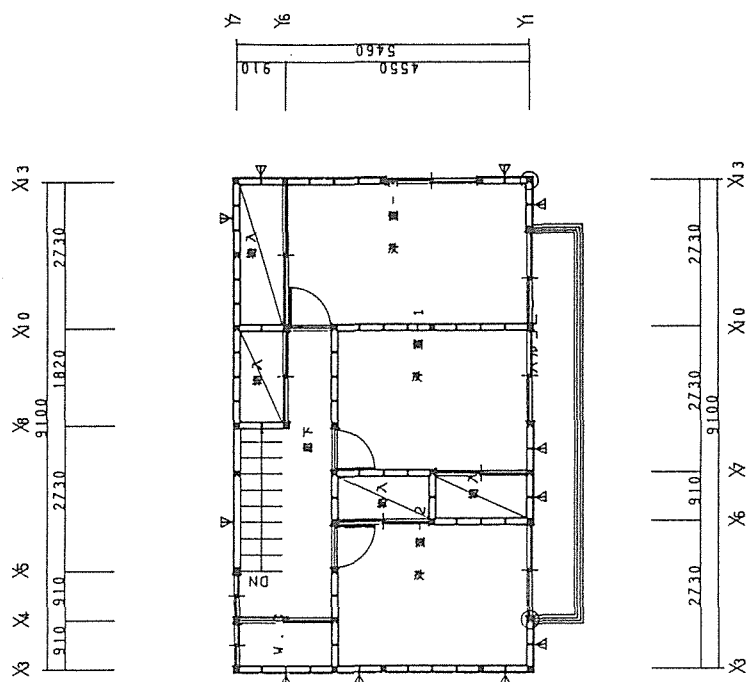


北側立面図

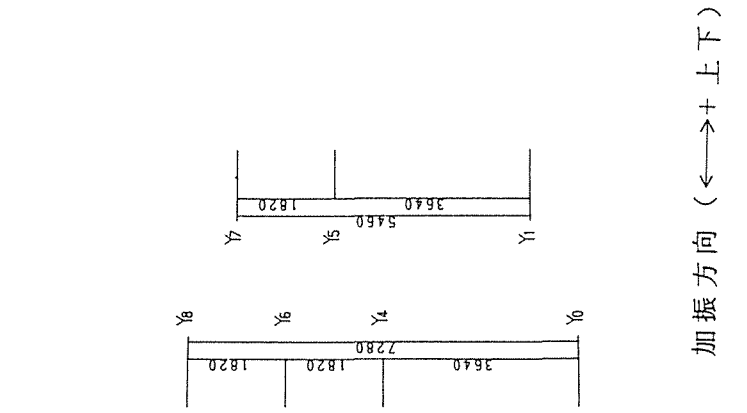


西側立面図

試験体 B 平面図



2階平面図



1階平面図

加振方向 (← → + 上下)

試験体の主な仕様

| 部位 | A試験体（単純プラン） | B試験体（現実的プラン） |
|-------|--|-------------------------|
| 小屋 | 野地板：合板12mm | |
| 外装 | サイディング | ラス下地モルタル |
| 床 | 合板 12mm | |
| 金物 | 概ね金融公庫程度（Z金物） | |
| 筋かい | 2つ割（45×105mm） | |
| 主要構造材 | 管柱：スギ(105×105)、通し柱：ヒノキ(120×120)、梁・桁等の横架材：米松(105×105～330)、根太・垂木・間柱等：スギ。 | |
| 内装仕上げ | 東南隅の部屋のみ | LD室のみ |
| | 石膏ボード：A，Bとも 12.5mm（壁） 9.5mm（天井） 床：カーペット敷き | |
| 床面積 | 約106㎡ | 約133㎡ |
| 壁量 | 基準法の1.5倍 | 基準法の1.1倍 |
| 偏心 | ほとんど0 | 0.15程度（0.15以下ならバランスがよい） |

<資料6>

実験データ測定内容と成分数一覧表

(単位：成分数)

| 試験体 | 加速度 | 筋かい 柱の歪み | ホールダウン 金物の歪み | 柱の浮き 上がり | 梁の 曲げ | モルタル外 壁の歪み | 合計 |
|-----|-----|-------------|-----------------|-------------|----------|---------------|-----|
| A | 20 | 38 | 4 | 8 | 8 | — | 78 |
| B | 21 | 40 | 4 | 8 | — | 30 | 103 |

- 注：1) 成分数（チャンネル）は、測定機器よりデータをとるためにコンピューターに接続配線する数を示すもの。
- 2) 加速度の測定は、建物の各部のゆれを明らかにするためのもので、1階床、2階床、2階天井及び屋根にそれぞれ測定点を設定した。
- 3) ホールダウン金物とは、この実験では基礎と柱を緊結する金物を指している。

資 料 7

実 験 状 況 写 真 集

木造住宅実大振動実験の写真集

< A 試験体 >

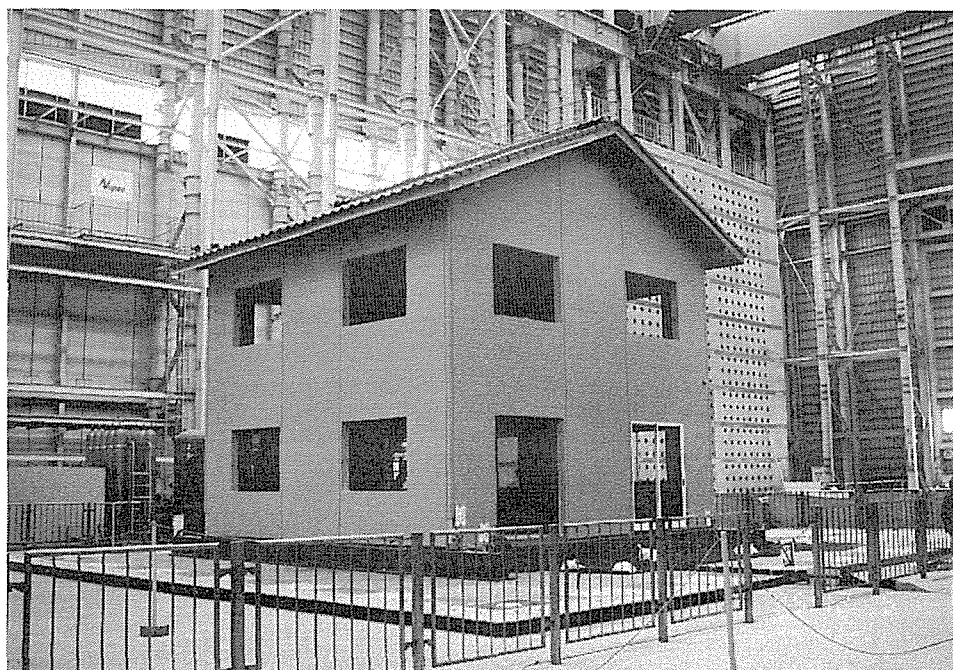


写真 A - 1 試験体 A の振動台への据え付け状況

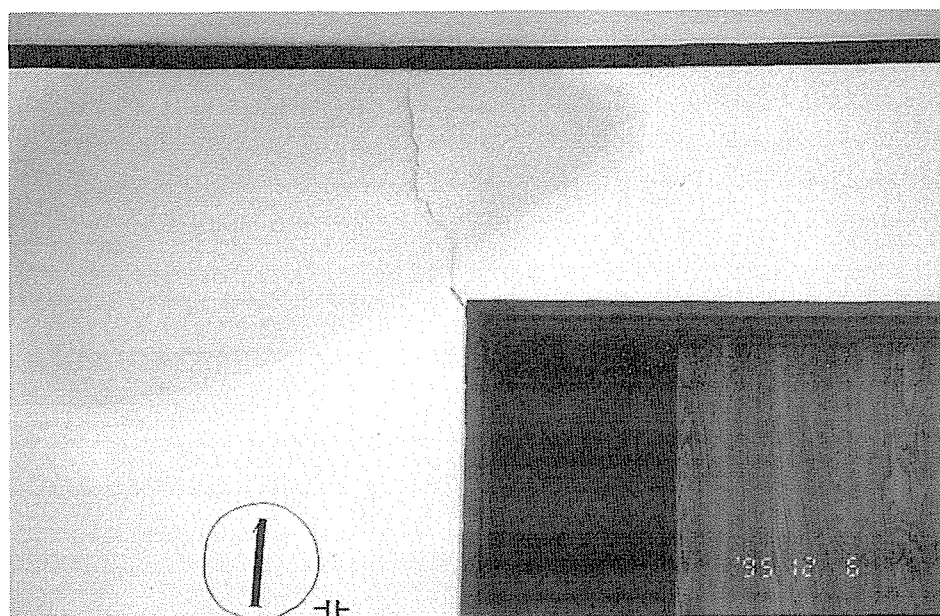


写真 A - 2 フェーズ 1、N0.2 終了後
内装クロス仕上げの亀裂

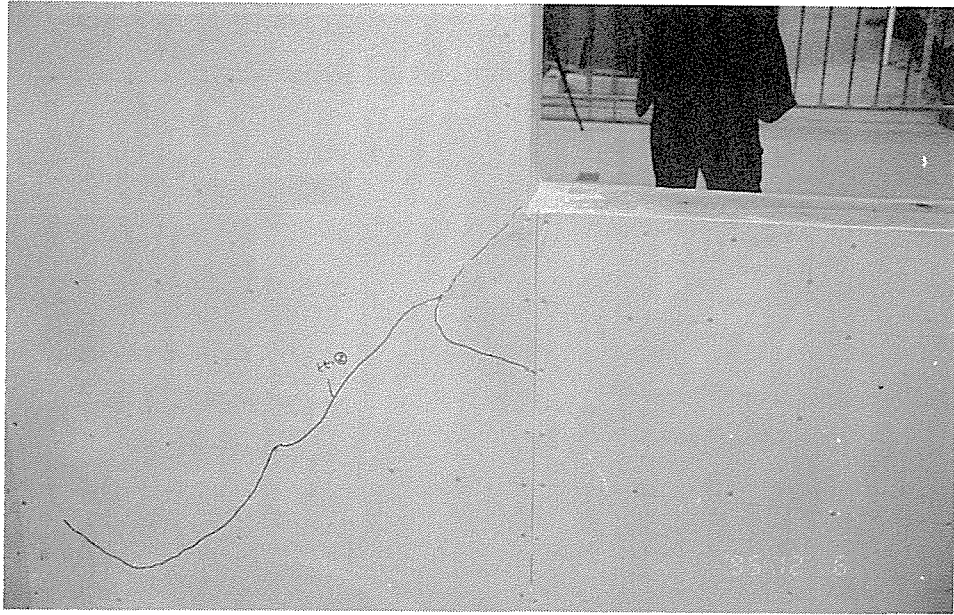


写真 A - 3 フェーズ 1、NO.2 終了後
石膏ボードの亀裂

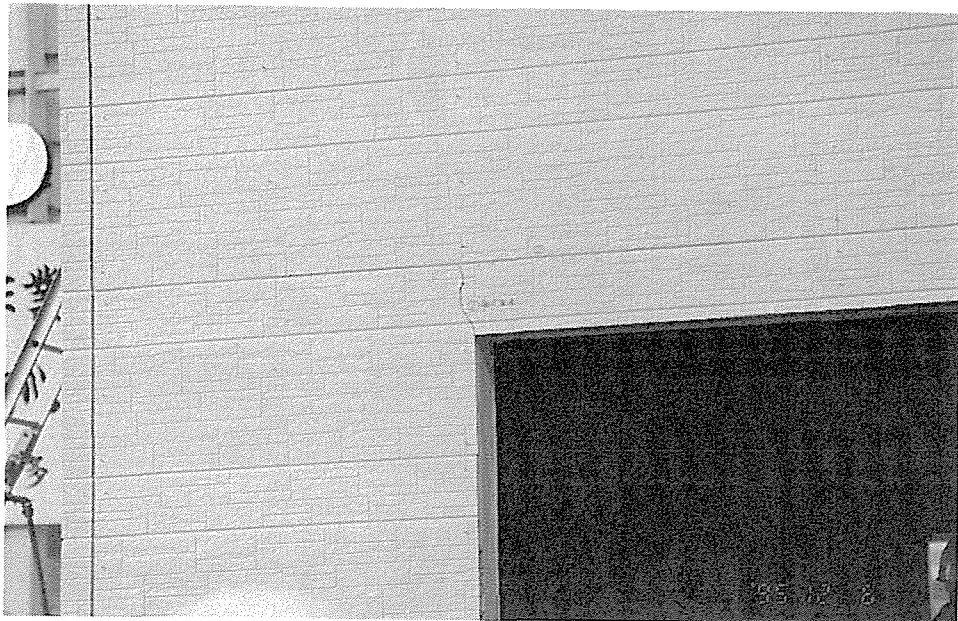


写真 A - 4 フェーズ 1、NO.2 終了後
サイディングの亀裂

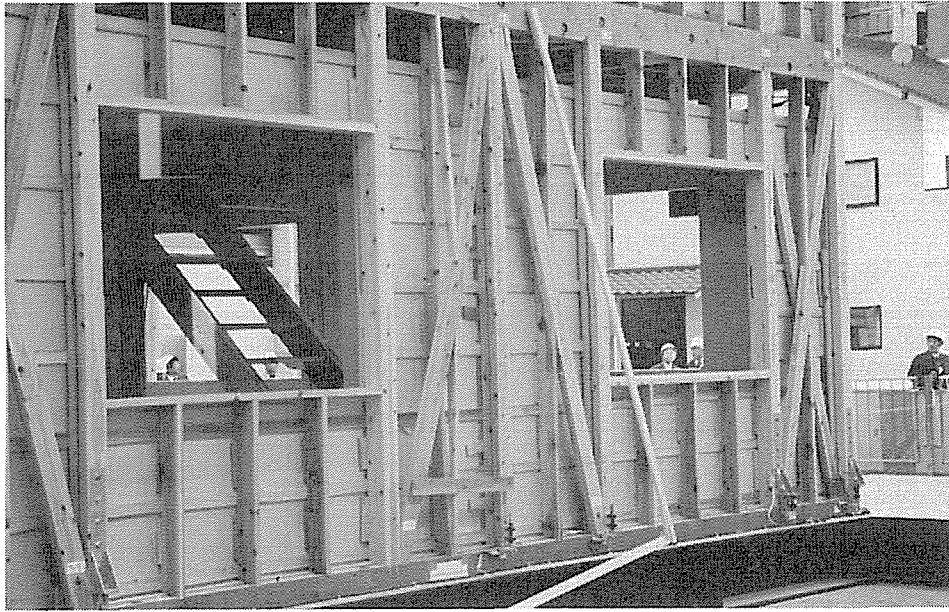


写真 A - 5 フェーズ 2、NO.6 終了後
筋かいの座屈

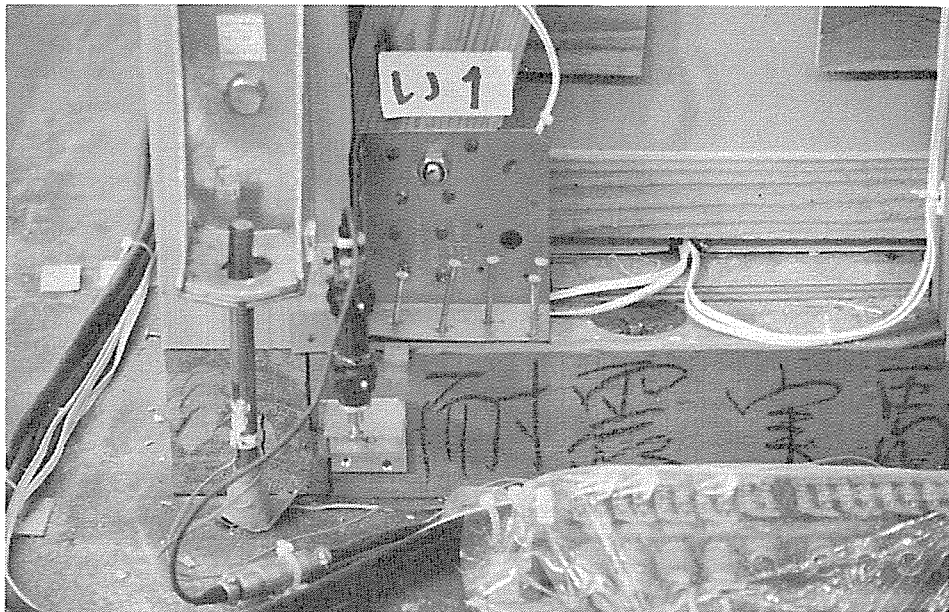


写真 A - 6 フェーズ 2、NO.6 終了後
隅角部の筋かい金物の釘抜出



写真 A - 7 フェーズ 2、N0.6 終了後
胴差の割れ

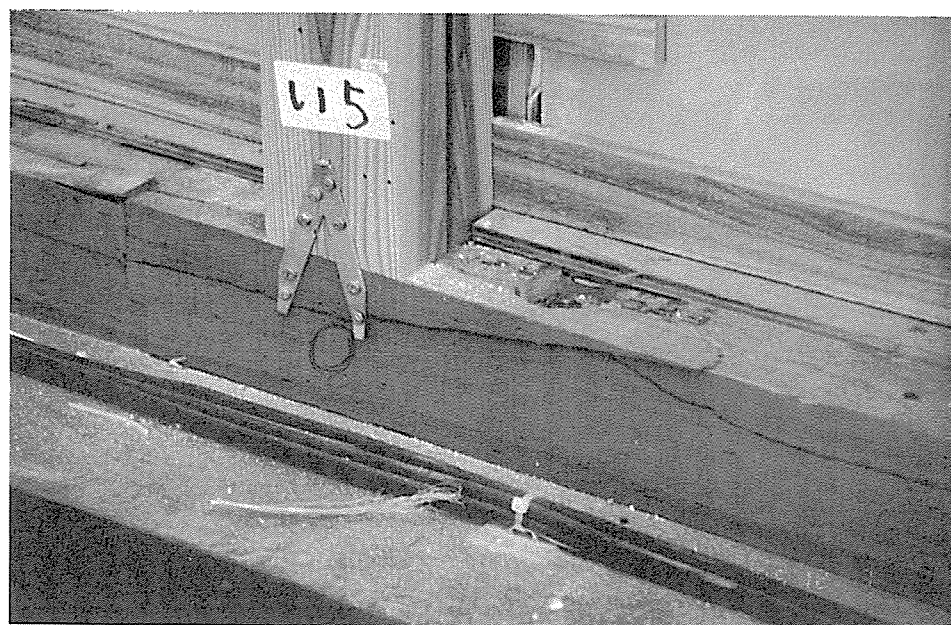


写真 A - 8 フェーズ 2、N0.6 終了後
土台の割れ

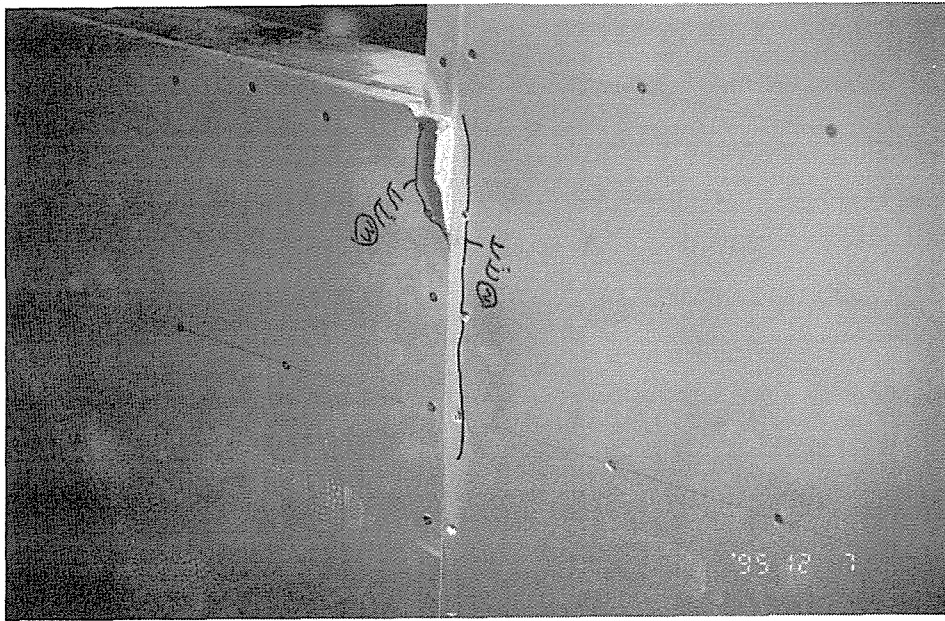


写真 A-9 フェーズ 2、NO.6 終了後
石膏ボードの割れ。開口部コーナー部分に多い。
張り合わせ部分が盛り上がる場合が多い。

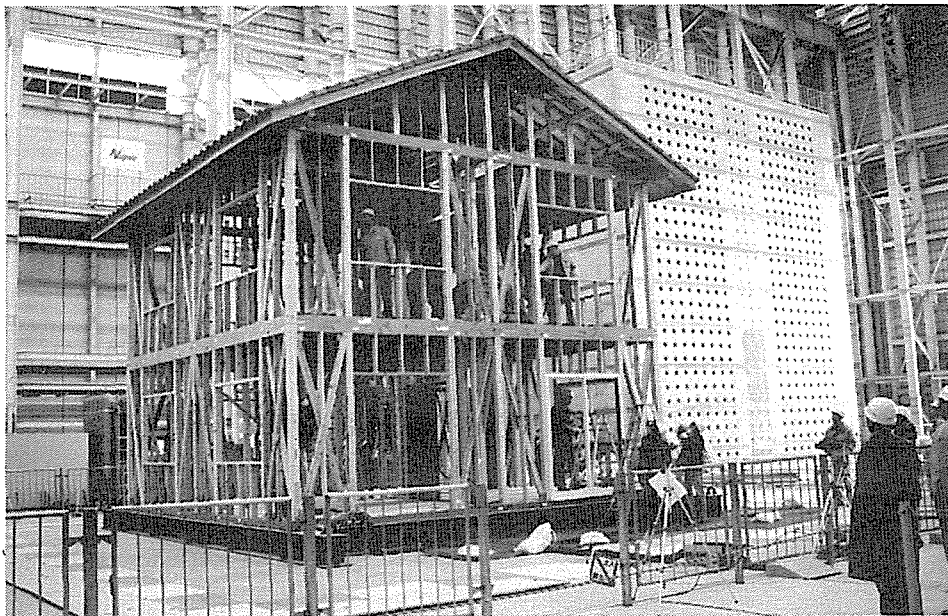


写真 A-10 フェーズ 3、NO.8 終了後の全景

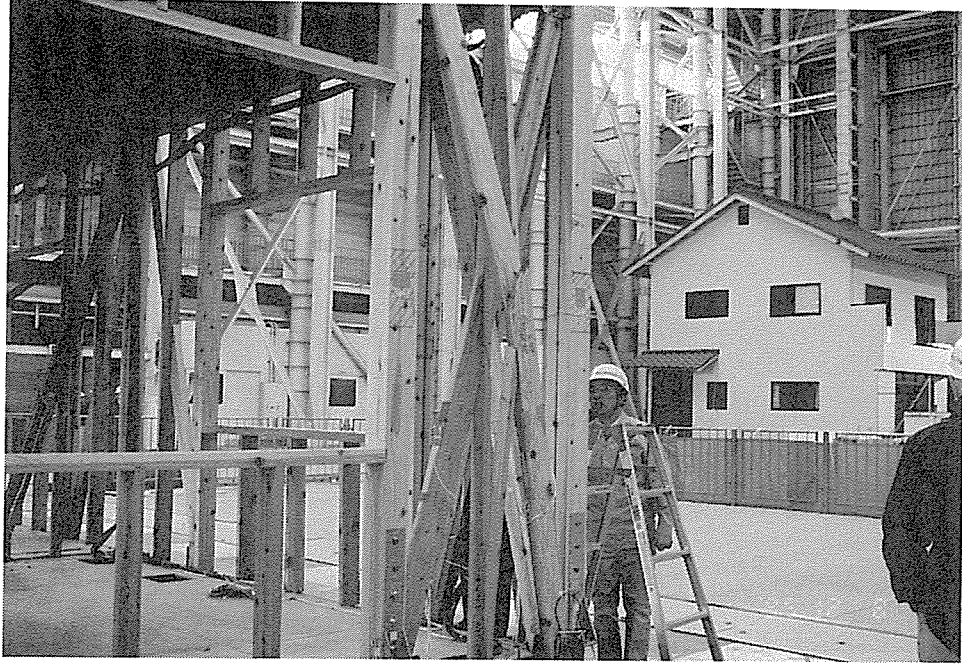


写真 A - 1 1 フェーズ 3、N0.8 終了後
筋かいの座屈

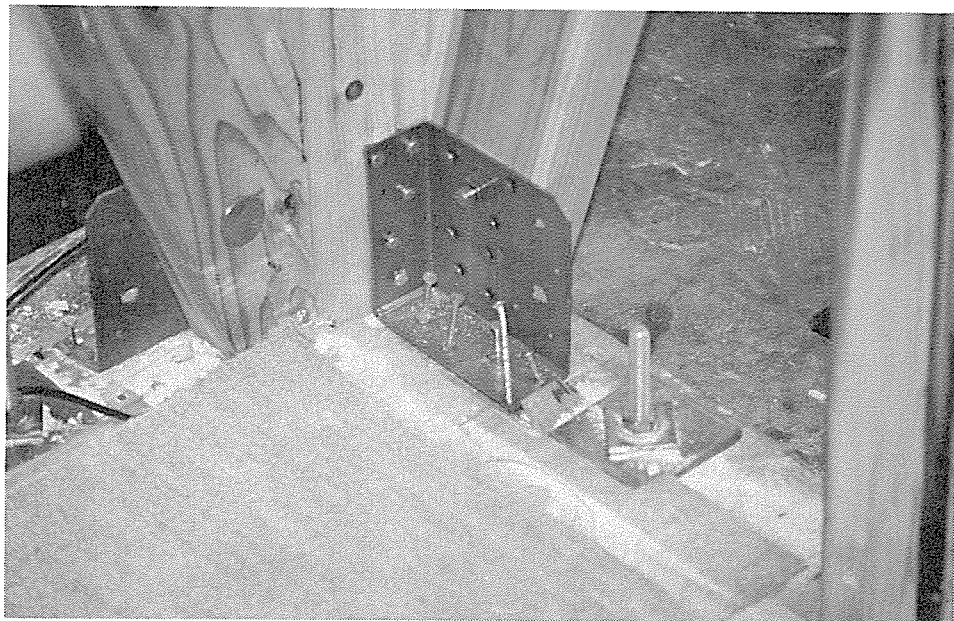


写真 A - 1 2 フェーズ 3、N0.8 終了後
筋かい金物釘抜出

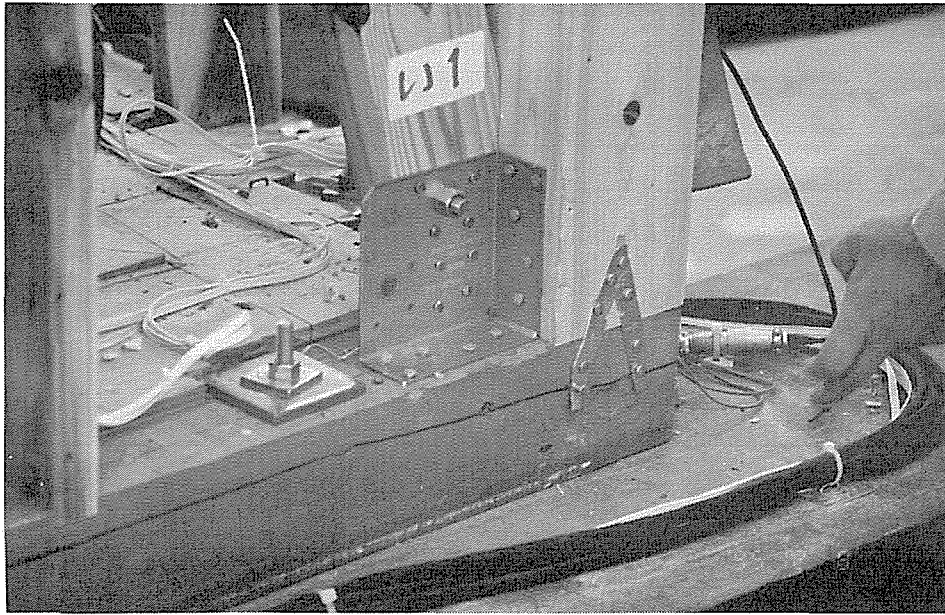
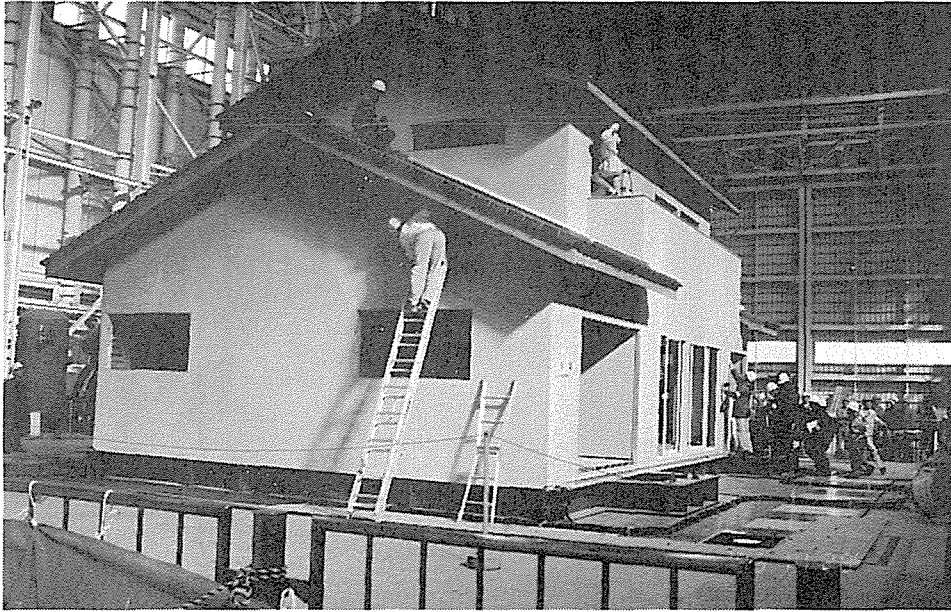


写真 A - 1 3 フェーズ 3、NO.8 終了後
土台の割れ

木造住宅実大振動実験の写真集

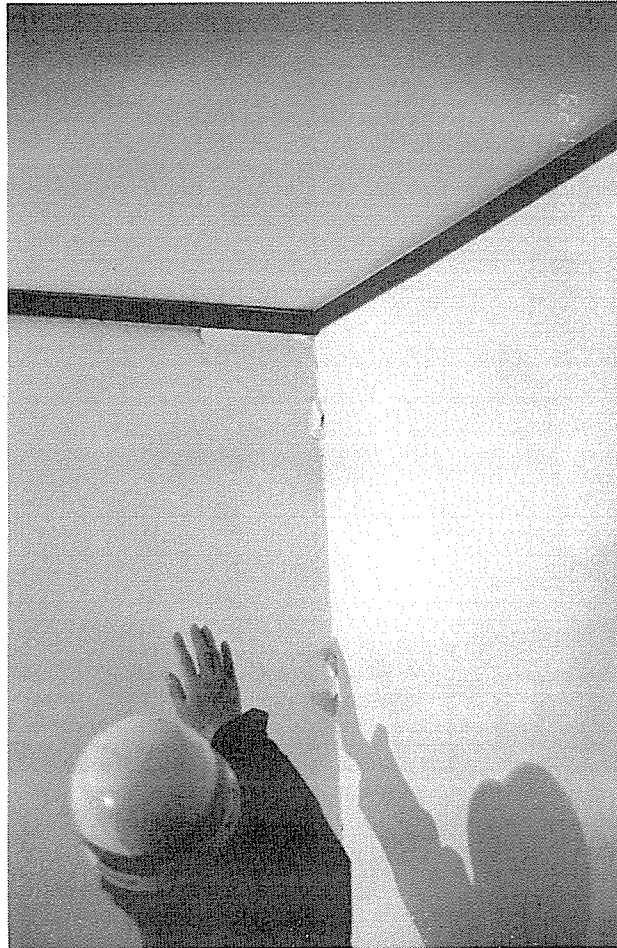
< B試験体 >



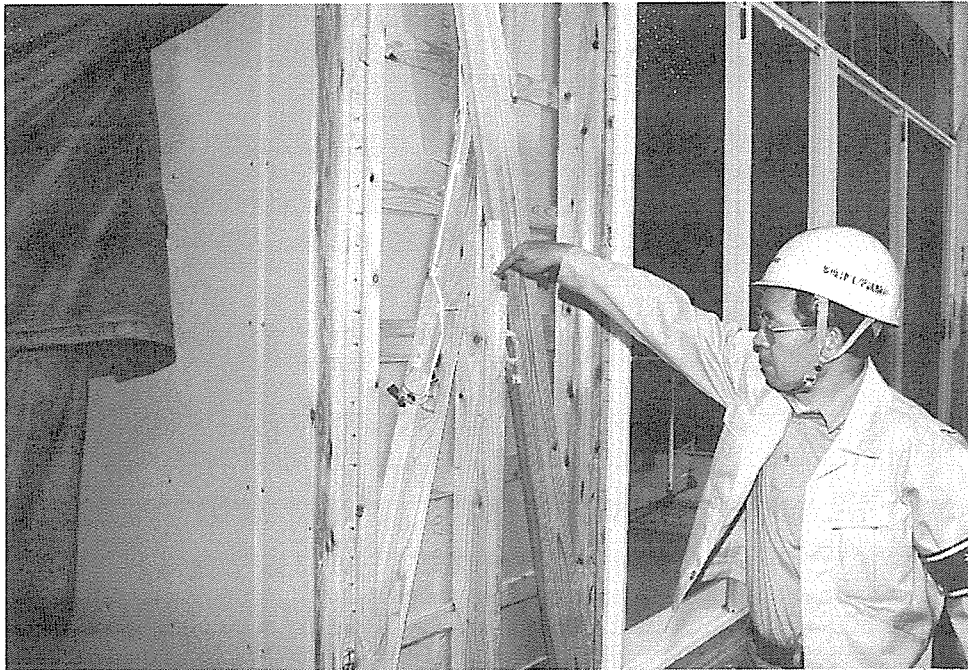
写真B-1 フェーズ1、NO.2終了後



写真B-2 フェーズ1、NO.3終了後
モルタルの割れ



写真B-3 フェーズ1、NO.3終了後
内装クロスの割れ



写真B-4 フェーズ2、NO.7終了後
間柱の座屈

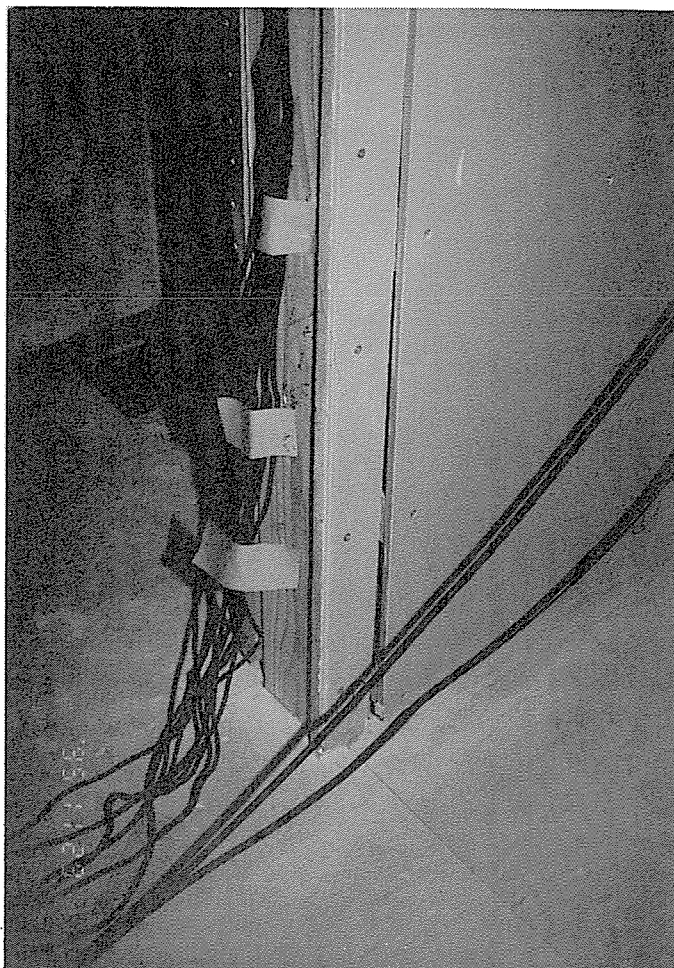
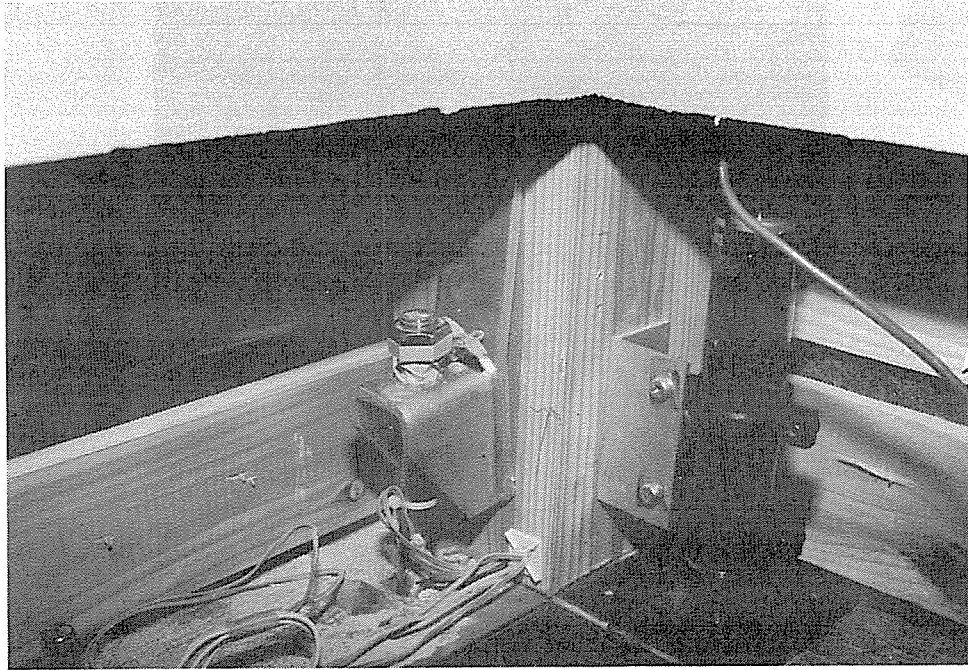


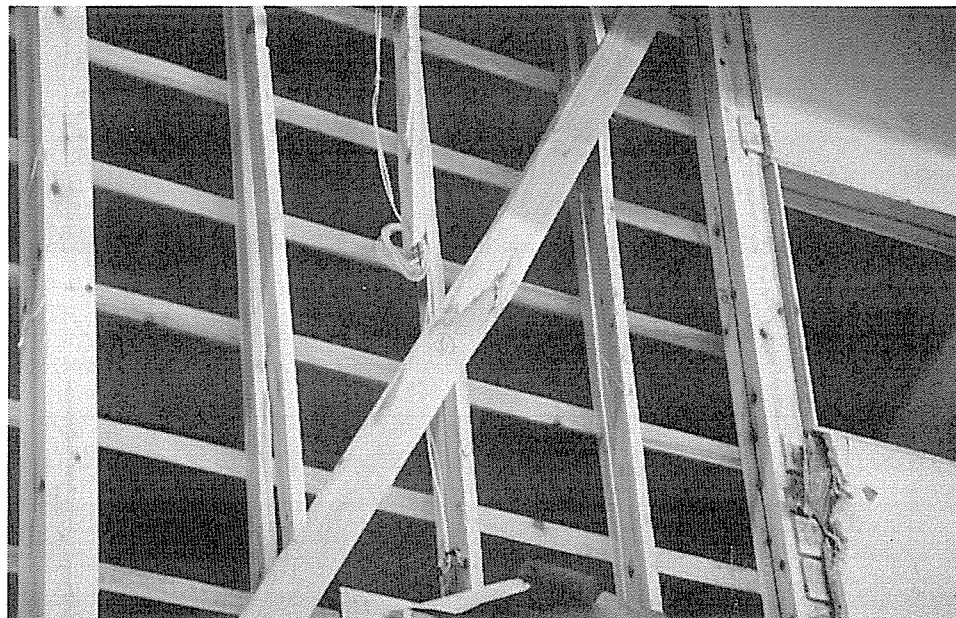
写真 B - 5 フェーズ 2、N0.7 終了後
石膏ボードの剥離



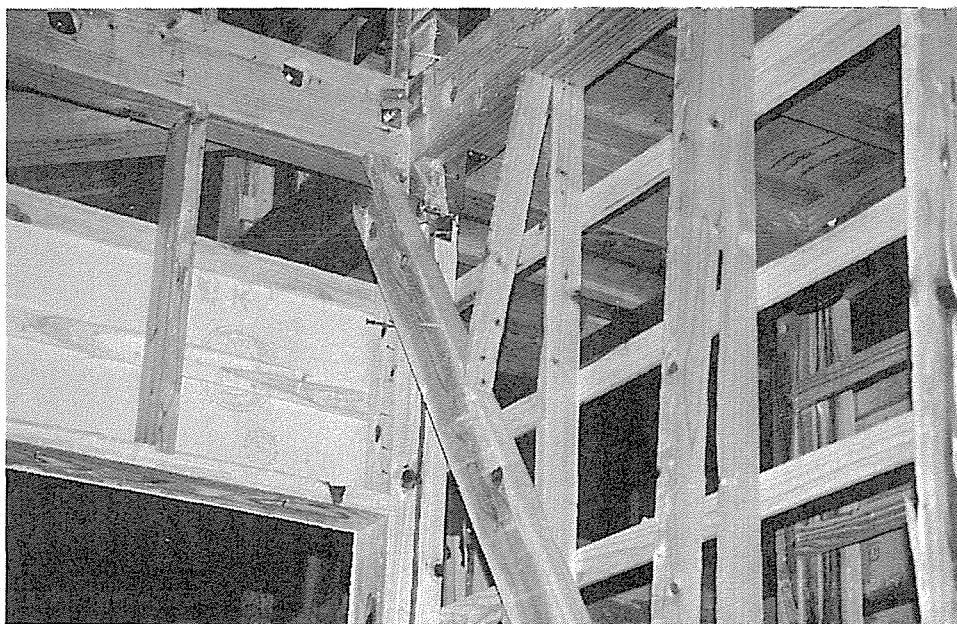
写真 B - 6 フェーズ 2、N0.7 終了後
石膏ボードの亀裂



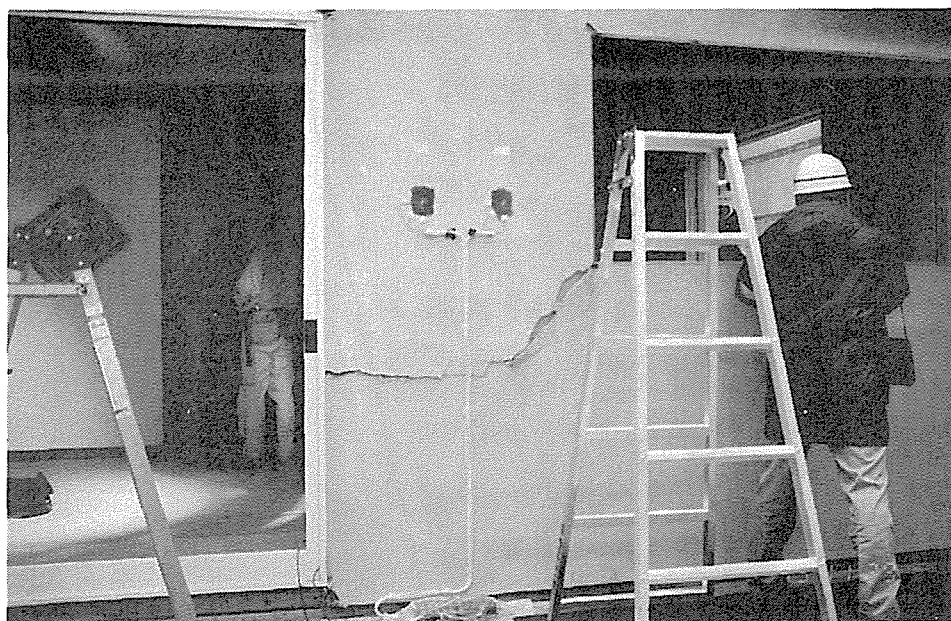
写真B-7 フェーズ2、NO.7終了後
ホールダウン金物の留め金の変形



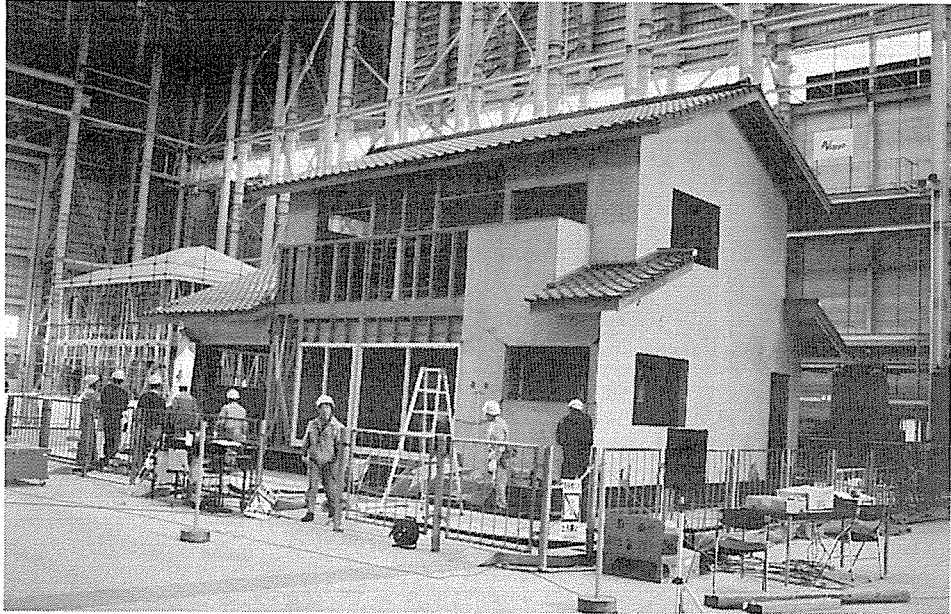
写真B-8 フェーズ3、NO.8終了後
筋かいの座屈



写真B-9 フェーズ4、N0.10終了後
補強した隅角部の柱の引き抜け状況



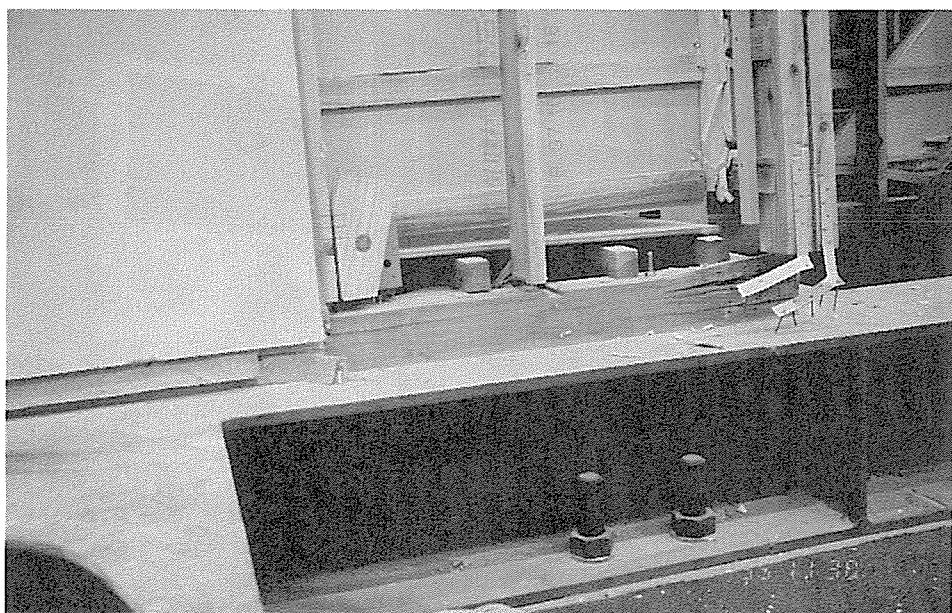
写真B-10 フェーズ5、N0.11実験前の状況



写真B-11 フェーズ4、NO.10終了後



写真B-12 フェーズ4、NO.10終了後
筋かいの座屈



写真B-13 フェーズ4、N0.10終了後
補強した隅角部の柱の引き抜け状況



写真B-14 フェーズ5、N0.11実験前の状況

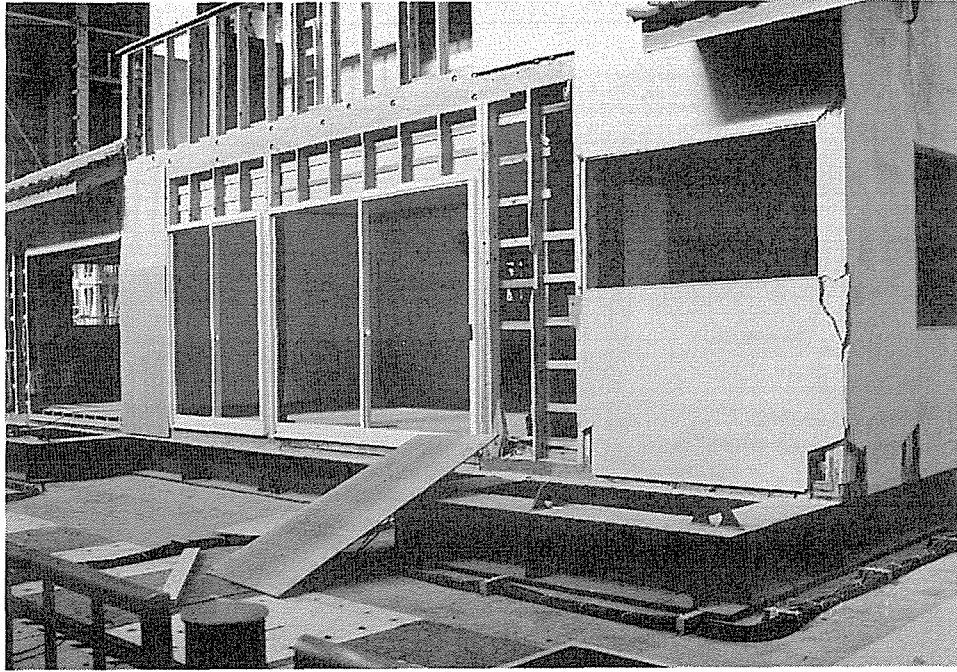


写真 B - 1 5 フェーズ 5、N0.11 終了後
筋かいに代えて釘打ちした合板の剥落

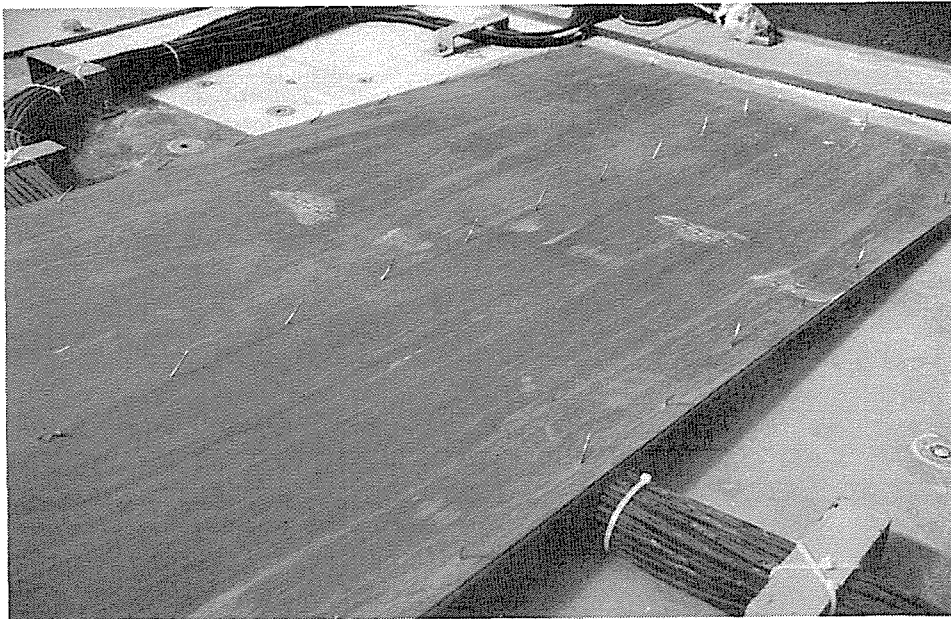


写真 B - 1 6 フェーズ 5、N0.11 終了後
剥落した合板の状況



財団法人 日本住宅・木材技術センター

〒107 東京都港区赤坂2丁目2番19号
アドレスビル 4階

TEL 03-3589-1788(代表) FAX 03-3589-1766