

木造住宅の倒壊モードの解明と耐震性能評価法の確立

A CLARIFICATION OF COLLAPSE MODES AND AN ESTABLISHMENT OF EVALUATION METHODS OF EARTHQUAKE RESISTANT PROPERTIES ON WOODEN HOUSES

主査 槌本 敬大
 委員 安藤 直人 有馬 孝禮
 中島 史郎 岡崎 泰男
 中村 昇

Ch. Takahiro Tsuchimoto
 mem. Naoto Ando Takanori Arima
 Shiro Nakajima Yasuo Okazaki
 Noboru Nakamura

[研究論文要旨]

[SYNOPSIS]

木質構造物の破壊、倒壊の可能性を判定するべく非線形動的応答解析を導入するにあたって、木質構造躯体の荷重の流れ、動的破壊機構の実験的探求を目的として、載荷試験、解析等を行った。その結果得られたことを抜粋すると以下ようになった。

- 軸組構法実大住宅構造物の静的水平載荷試験から、
- 1) 各壁線変形量の差異は偏心率の大小に巨視的には依存するものの、同一偏心率でも変形量分布に大きな差が生まれる場合もあり、偏心率では精確に評価し得ない。
 - 2) 2階小屋梁載荷時に下屋部分はその直近内側の壁線に追従して変形するが、2階床梁載荷時には追従せず、小屋組の水平構面剛性はかなり低い。
 - 3) 水平構面の有無は変形量分布の均等化に大きく影響するが、床面材料の複層化の寄与は小さく、高剛性化には根太施工方法等からの抜本的な改善が必要である。
 - 4) 加力方向に直交する耐力壁も、建物の剛性、耐力への寄与は無視し得ない。
- ことが判明し、筋違い壁の振動台上での破壊実験から、
- 5) 本実験に供した筋違い壁は約1.5～2 kNまでの水平力に対して、筋違いや柱が引き抜けて破壊こそすれ、倒壊には至らなかった。
 - 6) 本実験の仕様の耐力壁においては、筋違いに圧縮応力が作用する側の水平せん断変形角は、筋違いが座屈しているにも関わらず引張側より小さく、いずれの仕様も引張側で破壊した。
 - 7) 柱、筋違いともに頂部より脚部が先に引き抜けるとは限らない。
 - 8) 壁長の違いに起因する筋違いの角度は破壊の発生順を差配している可能性がある。
 - 9) 動的載荷時には静的載荷時になかなか生じない金属破壊が釘や木ネジに起こる。
- ことがわかった。

The load tests and analyses were conducted for the application of non-linear dynamic response analyses to timber structures in order to estimate the possibilities of wooden houses collapse.

A full-sized 2-story Japanese conventional wood frame house was subjected to static lateral load tests and summarized as:

- 1) The contribution of displacement in each wall line had a correlation to the eccentricities of shear wall layouts roughly. However, the specimen with the same eccentricity occasionally had a different distribution of displacement, so that the eccentricity couldn't evaluate the displacement distribution exactly.
- 2) The shear walls below the lean-to roofs were effective against the load applied to the roof level and were not effective against the load applied to the 2nd floor level. So, it was clarified that the stiffness of lean-to roof as a diaphragm was low.
- 3) The addition of a floor diaphragm significantly made the unbalanced deformation distribution relax. However, raising the stiffness of the floor diaphragm made the differences slightly smaller. This is the reason why the stiffness of the floor diaphragm is relatively low.
- 4) The shear walls perpendicular to the load direction made the stiffness and the allowance shear forces high.

Full-sized braced shear walls were subjected to the dynamic fracture tests on the shaking table and summarized as:

- 5) All of braced shear walls tested in this report did not collapse but failed in braces or columns with pull-out by approximately 1.5-2 kN lateral force.
- 6) In all tested walls, the shear deformations with the compression stress in the brace were smaller than those with the tension stress in the brace, in spite of the brace with buckling. So, the walls failed in the direction of the tension stress in the brace.
- 7) The bottoms of columns and braces didn't give priority to pull out rather than the top of them.
- 8) The brace angle depending on the wall length had a possibility to change the fracture position and behavior.
- 9) Fatigue failures of metal fasteners were not seldom seen under static loads. However, they occurred in these dynamic tests.

木造住宅の倒壊モードの解明と耐震性能評価法の確立

主査 槌本 敬大*¹
委員 安藤 直人*² 有馬 孝禮*³
中島 史郎*⁴ 岡崎 泰男*⁵
中村 昇*⁶

キーワード：1) 軸組構法, 2) 筋違い, 3) 振動台実験, 4) 破壊挙動, 5) 柱脚引き抜け, 6) 水面講面, 7) 耐力壁配置, 8) 下屋

1. 研究の目的

構造物の耐震性研究の究極的な目的は、建物の倒壊の可能性の判定にあり、これには破壊荷重と破壊モードの推定が必要である。無機材料系構造物の設計には多くの場合応答解析に基づいて行われ、これらを推測しているのが現状であるが、木質構造においてもその必要性は小さくない。木質構造物の応答解析による設計の導入を困難にしているのはその接合部の特殊な変形性状、耐力要素配置や重量分布の多様性など多岐にわたる。

そこで本研究では応答解析を木質住宅構造物の設計へ導入することを目的とし、実大建物の荷重の流れを実験的に把握するために実大住宅構造物の静的水平載荷試験を行い、さらに筋違い耐力壁の動的破壊挙動を実験的に追求し、破壊条件の特定を試みた。

2. 供試実大住宅の概要

建築面積146.7m²、延べ床面積220.8m²の木造軸組構法による2階建住宅(図2-1)に対して構造実験を実施した。柱にスギ105mm角、梁にベイマツ105×(主に)240~300mm、土台にベイツガ105mm角を使用した。筋違いにはベイマツ二ツ割材を用い、ボルト併用箱型金物を用いて柱、梁、土台にビスで緊結した。図2-2に耐力壁が偏在する実大住宅の平面概略図、および耐力壁(筋違い)の配置を示した。図中上部が北の方位を示し、東西方向耐力壁(筋違い壁：太線)が比較的多く配されており、2重線は雑壁、非耐力壁等を示している。また東西方向耐力壁のうち「□」、「▣」、「⊠」は図中左から載荷したときにそれぞれ圧縮筋違い、引張筋違い、圧縮・引張筋違いの両方が施工されていることを示している。



図2-1 木造軸組構法による2階建住宅

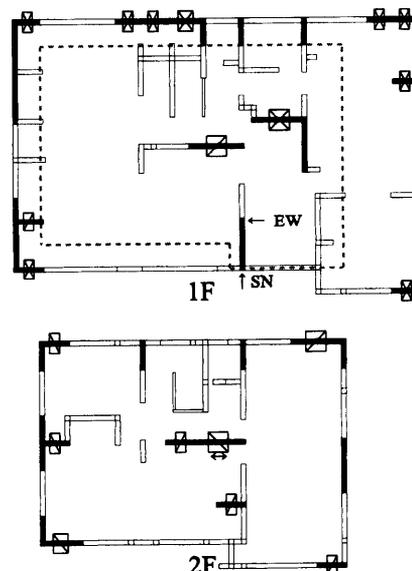


図2-2 耐力壁が偏在する供試実大住宅の平面概略図および筋違いの配置 (Stage 2~6)

*1 東京大学大学院農学生命科学研究科 助手

*2 東京大学大学院農学生命科学研究科 助教授

*5 秋田県立農業短期大学附属木材高度加工研究所 講師

*3 東京大学大学院農学生命科学研究科 教授

*6 東京大学農学部附属演習林千葉演習林 講師

*4 建設省建築研究所 主任研究員

また、記号の幅はその壁長を示す。圧縮、引張筋違いは各階それぞれにおいて各壁線ほぼ同数になるように、配置されている。Stage 1～6で両者の合計は1階部分が26p分（1p=909mm：倍率2を乗じて、有効壁量は52p）で、建築基準法施行令第46条に定める必要壁量を満たす最低の壁量である。また、この2階部分には1階部分同様、建築基準法施行令第46条に定める必要壁量を満たす最低の10.5p分の筋違い（同、有効壁量は21p）が比較的バランスよく配置されている。しかし、1階部分との位置関係は図2-2に示す破線部分が2階外壁線であり、東西南北の4方向すべてが（一部を除いて）セットバックしており、2階の外壁線は四方ともほとんど1階外壁線と一致していないことも今回の供試建造物の特徴である。なお、南北方向の耐力壁は1階、2階を通じて比較的バランスよく配置されており、1階には25.5p分（同、有効壁量は51p）、2階には10p分の筋違い（同、有効壁量は20p）が配されている。

さらに、建築基準法施行令第46条に定める必要壁量の約1.5倍の筋違いを比較的バランスよく配置した場合（Stage 7～12）の1、2階部分の平面概略図および耐力壁の配置を図2-3に示した。1階には東西、南北方向それぞれ37p、54p分の筋違い（倍率2を乗じて、有効壁量はそれぞれ74p、108p）が、2階には東西、南北方向にそれぞれ15.5p、17p分の筋違い（同、有効壁量は31p、34p）が施工されている。

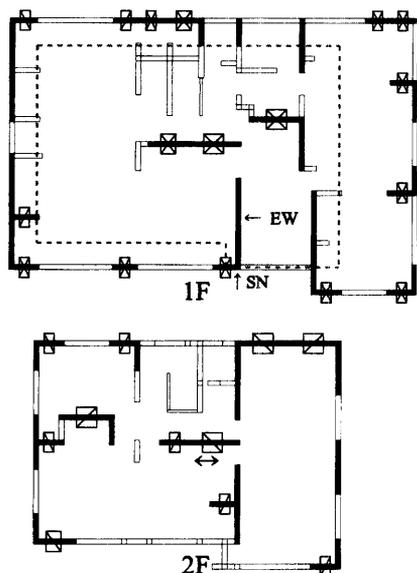


図2-3 耐力壁を1.5倍多く配した供試実大住宅の平面概略図と筋違いの配置（Stage 7～12）

3. 供試建物の各ステージの仕様

前述の耐力壁が偏在する仕様と比較するために壁量は等しいまま、1階部分の耐力壁を可能な限り均等に配置した場合（Stage 1：略）についても試験を行った。前

述のStage 1、2では耐力要素は軸組だけであるが、水平構面（2階床）、外壁サイディング、石膏ボード等を順次施工していった場合（Stage 3～6）について試験を実施した。各Stageの施工状態をまとめて表3-1に示した。なお水平構面にはベイマツ材根太を303mm間隔で配し、Stage 3～7では面材に15mm厚のフローリング板を使用（以降、「単床」と称する）した。Stage 8～12では根太に12mm厚構造用合板を釘打ちし、その上に12.5mm厚石膏ボードを施工し、さらに15mm厚フローリング板にて仕上げ（以降、「三重床」と称する）した。また、屋根には約60kgf/m²の日本瓦を葺いた。

表3-1 各Stageにおける供試実大住宅の施工状態

| Stage | 筋違いの配置及び壁量比* | 2階床施工状態** | 瓦 | 耐力壁部分サイディング施工(方向)*** | 雑壁部分サイディング施工(方向) | 石膏ボード施工(方向) |
|-------|--------------|-----------|---|----------------------|------------------|-------------|
| 1 | 均等・1倍 | 無 | 無 | — | — | — |
| 2 | 偏心・1倍 | 無 | 無 | — | — | — |
| 3 | 偏心・1倍 | 単床 | 有 | — | — | — |
| 4 | 偏心・1倍 | 単床 | 有 | 東西 | — | — |
| 5 | 偏心・1倍 | 単床 | 有 | 東西 | 東西 | — |
| 6 | 偏心・1倍 | 単床 | 有 | 東西 | 東西 | 東西 |
| 7 | 1.5倍 | 単床 | 有 | — | — | — |
| 8 | 1.5倍 | 三重床 | 有 | — | — | — |
| 9 | 1.5倍 | 三重床 | 有 | 東西 | — | — |
| 10 | 1.5倍 | 三重床 | 有 | 東西、南北 | — | — |
| 11 | 1.5倍 | 三重床 | 有 | 東西、南北 | 東西、南北 | — |
| 12 | 1.5倍 | 三重床 | 有 | 東西、南北 | 東西、南北 | 東西、南北 |

* 建築基準法施行令第46条に定められる必要壁量に対するを示す。
 ** 2階床のうち、「単床」は15mm厚フローリング板を示し、「三重床」は12mm厚合板+12.5mm厚石膏ボード+15mm厚フローリング板を示す。
 *** 1階は土台から床梁まで、2階は屋根上面から小屋梁まで施工し得る部分を含むが、そのうち通常戸袋等で施工されない部分を除く

4. 実大建物の変形量分布と下屋部分の変形

4.1 耐力壁の偏在と静的変形挙動

建物全体に与えた荷重Pと各壁線の変位 δ の関係から比例限度内で回帰係数 δ/P を求め、F2、R2加力時の2階床梁レベルの変形形状を各Stageで比較してそれぞれ図4-1、図4-2に示した。比較的バランスよく耐力壁を配したStage 7～12では南北端壁線の変形量に多少の差はあるものの、各壁線はほぼ均等に变形しているのに対し、耐力壁が偏在するStage 2～6では南北端壁線の変形量の差が大きく、南端壁線（11）から北端壁線（1）へと各壁線ごとに変形量が一部の場合を除き減少した。

南端壁線周辺（10、11）の変形量をそのすぐ内側の壁線（9）と比較すると、2階小屋梁を加力した際（R2）には、大きいかもしれないがほぼ等しくなった。これに対して2階床梁を加力した際（F2）にはこれは小さくなり、特にStage 1～7（①～⑦）では顕著で、変形形状も不連続であった。これは水平構面（2階床）が南北端壁線まで達しておらず、荷重を伝達するのが下屋部分の小屋組であることに由来しているためと考えられる。R2加力時には2階壁組から下屋の小屋組を介して南北

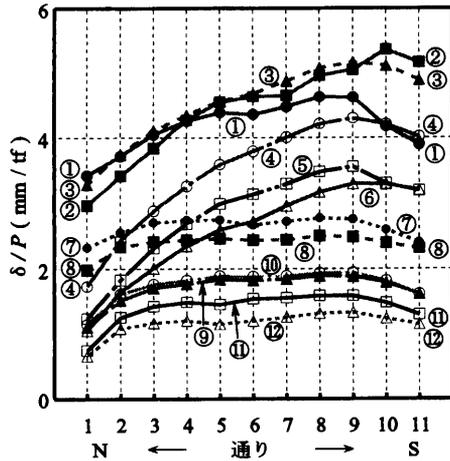


図4-1 F2加力時の変形形状 (丸内数字はStage No.)

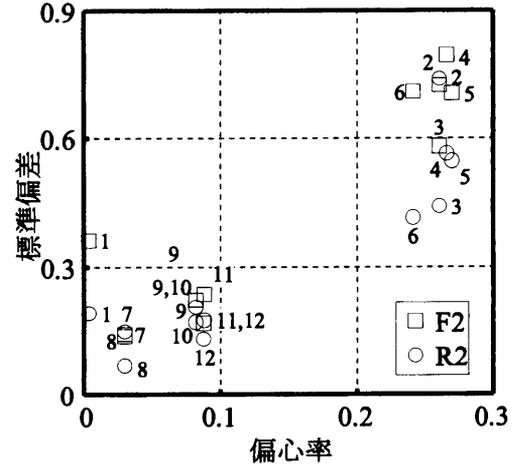


図4-3 偏心率と壁線変形量の標準偏差の関係 (図中の数字はStage No.)

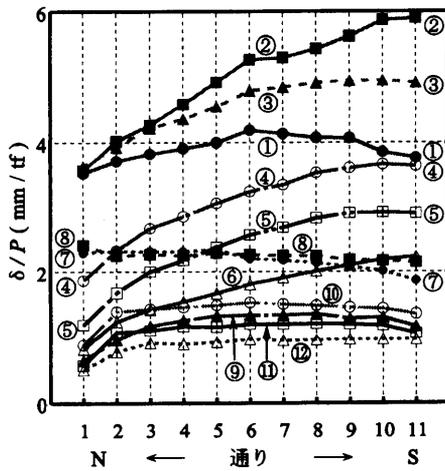


図4-2 R2加力時の変形形状 (丸内数字はStage No.)

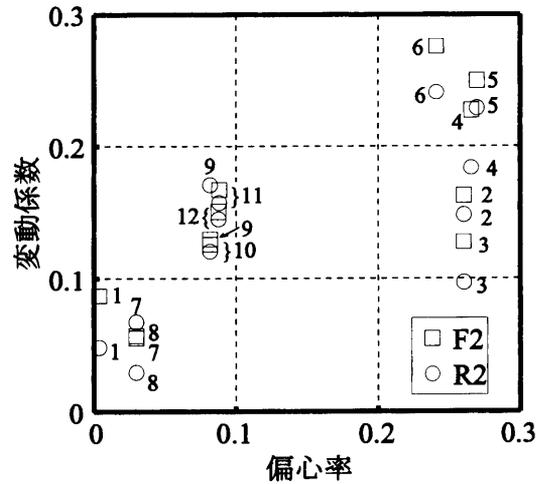


図4-4 偏心率と壁線変形量の変動係数の関係 (図中の数字はStage No.)

端壁線の1階壁組に荷重が伝わる。これに対してF2加力時には下屋の小屋組は2階床梁より上部に位置し、反力がない上方へ向かって荷重は伝達されないため、壁線9の変形に壁線10, 11は追従しないと考えられる。これは2階床レベルにかかる水平外力は南側の壁線には伝達されにくい可能性を示唆するものである。

4.2 偏心率と変形量分布の関係

各Stageの偏心率と各壁線の δ/P 差異を示す標準偏差 (図4-3) および変動係数 (標準偏差を変形の平均変位で除したもの: 図4-4) を比較した。なお、図中の数字はStage No.を示すものである。ここで変形量の標準偏差とは各壁線の変形量が均等であるか否かを示すもので、変形量の変動係数とは標準偏差の大小が変形量の絶対値に依存しているのではないかという危惧を取り除くものである。

偏心率の大小は各壁線の変形量の標準偏差, 変動係数

に対してStage 2~6, Stage 7, 8, Stage 9~12を巨視的には正の相関関係にある。これは偏心率の上昇が壁線変形量に差異を与えることを示すものである。しかし、偏心率の算出に水平構面剛性, 雑壁の影響を考慮に入れていないため、各々のグループ内で微視的には相関関係にあるとはいえない。特にStage 2~5では標準偏差は大差ないのに対し、変動係数には比較的大きな差が表れた。これはStage 2, 3における絶対変形量が大きいため、Stage 4~8とStage 9~12のグループ間しか一概に比較できないことを示すものでもある。しかし、Stage 4~8では巨視的に偏心率と各壁線変形量の標準偏差, 変動係数の大小関係は一致した。

以上より偏心率の大小はその差が大きいときには各壁線変形量の差異の大小に依存するものの、変形量分布の詳細まで決定するものではないといえる。

5. 実大建物の破壊挙動

本供試体に与えた静的水平荷重と南端壁線 (δ_s)、中
通り壁線 (δ_c)、北端壁線 (δ_n) 変形量の関係を図5-1
に示した。またその際生じた損壊の箇所および様子を順
に表5-1に示した。

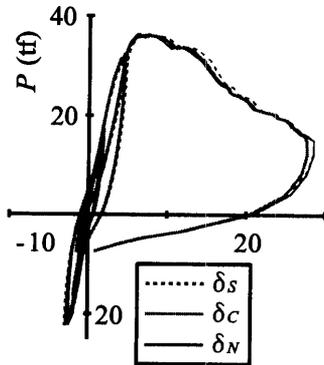


図5-1 実大建物破壊時の荷重-変位曲線

機械的接合部のスリップや「あそび」領域の摩擦など
に由来するであろうと思われる「ミシミシ」という音は、
微小荷重時から断続的に確認された。視覚的に変化が確
認されたのは、各壁線の最大変位点の変形角が約1/240
radに達した頃、壁下地の継ぎ目に沿ってクロスにヨジ
レ、シワが、建具の障子には斜めのシワが確認された。

これだけでは構造体にダメージが与えられたとは考えに
くい。許容変形量の1/120radに達した頃、内装下地の
石膏ボードは継ぎ目の箇所では水平方向に2~3mm、鉛
直方向に約1mmのズレが観察された。それと同時にク
ロスは入隅部でシワが発生し、鉛直方向では一部亀裂が
入った。また、柱脚部の浮き上がりが確認された。
1/110radに達した頃、建具の障子が面外に倒れた。

さらに、1/60radに達した頃には、石膏ボードの隅部
にクラックが入り、ビスはパンチングアウトするものが
みられた。なお、このときの石膏ボードの水平方向のズ
レは約10mmに達していた。さらにクロスは鉛直方向の
亀裂が大きくなり、壁-壁および壁-天井の入隅部には
亀裂が確認された。またこのとき、外壁のサイディング
は土台~梁まで全面に張ったものは回転変形し、南側の
ボード切り込みによる開口部の隅部には亀裂が入り、端
部にはクラックが入った。

そして、中央付近の壁線が各壁線のうち最も大きく変
形し、1/48radに達した際には筋違いの引き抜け(2箇
所)と座屈破壊(2箇所)がほぼ同時に発生した。筋違
いの引き抜けには2種類存在し、土台から抜けるもの
の柱とは一体のままであるもの、土台からも柱からも抜
けてしまうものが存在することが分かった。これは恐らく、
積載荷重や上階の筋違いによる鉛直方向拘束力が大きい
と両方から引き抜け、小さいと柱が筋違いに追従するた
めであるか、もしくは引き抜け防止を目的とした角金物

表5-1 破損箇所およびその発生順

| 見かけのせん断 変形角 (rad) | 荷重 (tf) | 筋違いの損壊 | | | クロス (内装仕上げ) | 石膏ボード (内装下地) | サイディング (外壁仕上げ) | その他 |
|----------------------|------------|--------|----------|---|-----------------|---------------------|-------------------|-------------------|
| | | S | C | N | | | | |
| 1/ 480 | 5.40 | | | | | | | |
| 1/ 240 | 10.50 | | | | ・下地継ぎ目 ヨジレ、シワ | ・継ぎ目 ヨジレ、シワ | | ・建具の障子に斜めのシワ |
| 1/ 120 | 18.00 | | | | ・入隅部 シワ | ・継ぎ目 水平方向 2~3 mmズレ | | ・N:柱脚部浮き上がり確認 |
| | | | | | ・鉛直方向一部亀裂 | 鉛直方向約 1 mmズレ | | ・S:サイディング部柱脚浮上確認 |
| 1/ 110 | | | | | | | | ・障子外倒 |
| 1/ 60 | 33.20 | | | | ・鉛直方向亀裂 | ・隅部クラック | ・回転変形 | |
| | | | | | ・壁-壁、壁-天井 入隅部亀裂 | ・ビスのパンチングアウト | ・開口部および端部クラック | |
| 1/ 48 | 34.98 | | 抜2,座2 | | | ・継ぎ目 水平方向 10 mmズレ | | |
| 1/ 45 | 36.00 | | 抜3 | | | ・筋違い座屈により面外押出 | | |
| 1/ 42 | 36.23 | | | | 最 大 荷 重 | | | |
| | 36.00 | | 座2 抜1 | | | | | ・面外に割れ |
| | 36.18 | | 抜1 抜2 | | | | | |
| 1/ 30 | 35.70 | | | | | ・C, S:筋違い座屈による剥落5箇所 | | ・S:サッシュ外倒, 柱引抜け顕著 |
| | 33.05 | | 抜1 抜1,座1 | | | | | |
| | 31.73 | | 抜2 | | | | | |
| | 31.03 | | 座1 座1 | | | | | |
| | 28.38 | | 座1 | | ・クラック大 | | ・クラック大 | ・柱引抜け大 |
| 1/ 20 | 25.05 | | | | | | | |
| | 19.05 | | 座1 | | | | | |
| | 17.80 | | 座1 | | | | | ・腰壁, 垂壁柱折損 |
| 1/ 10 | 13.40 | | | | | | | ・最大変位→以降除荷 |

があれば、両方から引き抜けることになり、カスガイのみでは柱が筋違いに追従して抜けるためと推測される。また、筋違いの座屈は必ずしも材の長軸方向中央で座屈破壊するとは限らず、純粋な曲げ破壊のモードが観察されるのはごくまれであった。ほとんどは軸方向中央付近の節もしくはそれによる目切れによって破壊した。なお、このとき石膏ボードは筋違いの座屈によって面外へ押し出された。

最大荷重である36.23tfに達したとき、Cが最大変形で1/42rad、S、Nがそれぞれ1/46、1/76radの変形角を示し、北端壁線の変形量が極端に少ないことが確認された。

中央壁線変形角約1/35radまでに、中央壁線の筋違いはほとんどすべて引き抜けもしくは座屈破壊によって、機能しなくなった。それと同時に外壁サイディングが面外に座屈割れを起こしたことが観察された。応力が集中していた中央付近の壁線がせん断抵抗力を失ったため、外周部に大きな負担荷重が増大したことに起因すると考えられる。

最大荷重以降、荷重は低下する傾向にあるものの、中央壁線変形角1/30rad、南端壁線変形角1/33radに達した際、窓枠サッシが面外に倒れ、柱の引き抜けはより顕著であることが確認された。

さらにせん断変形角1/20rad付近に達したとき、内装石膏ボード、外壁サイディングのクラックはかなり大きなものとなり、特に柱の引き抜けは短ほぞがほぞ孔から抜けてしまうほど大きなものとなった。

最後にせん断変形角1/10radまで荷重を続けると、荷重は最大荷重の1/3程度まで低下し、腰壁、垂壁付近の柱に、窓台、まぐさ等によって曲げ応力が入り、折損したことが確認された。

また、荷重試験後、建物内部を注意深く観察すると、前述以上に破壊箇所が発見された。通し柱が折損しているのが確認された。さらに、圧縮筋違いが働いた箇所で、いくつかの土台や梁が圧壊しており、それによって最初に施工した位置から踏み外しているものも確認された。

6. 単体壁水平荷重試験の試験体および実験方法

柱、梁、土台に115×115mmのスギ、筋違いに45×90mmのベイヒバ3-ply集成材やベイマツ、スギの製材を用い、表6-1の仕様で作成した筋違い耐力壁を試験体とした(図6-1: 2pSGBV)。これらを振動台にて正弦波を徐々に増幅させることで動的水平荷重試験に供し、この時の各部位の加速度、変位部材のひずみを測定した。なお、面外への動きは高さ約1mの位置において柱に設置したローラーを用いて拘束した。

表6-1 試験体の仕様

| 試験体名 | 筋違い 樹種 | 筋違い 接合仕様 | 柱脚 接合仕様 | 積載荷重 (kgf) |
|--------|--------|----------|----------|------------|
| SGN | ベイヒバ | 釘打ち | 短ほぞのみ | 47.0 |
| SGB | " | 箱形金物 | 短ほぞのみ | 94.0 |
| SGBV | " | 箱形金物 | 短ほぞ+V字金物 | 94.0 |
| 2pSGBV | " | 箱形金物 | 短ほぞ+V字金物 | 236.6 |
| SG3N | ベイマツ | 釘打ち | 短ほぞのみ | 47.0 |
| JCBV | スギ | 箱形金物 | 短ほぞ+V字金物 | 400.0 |
| JCHD | スギ | 箱形金物 | 短ほぞ+HD金物 | 400.0 |
| DFHD | ベイマツ | 箱形金物 | 短ほぞ+HD金物 | 400.0 |

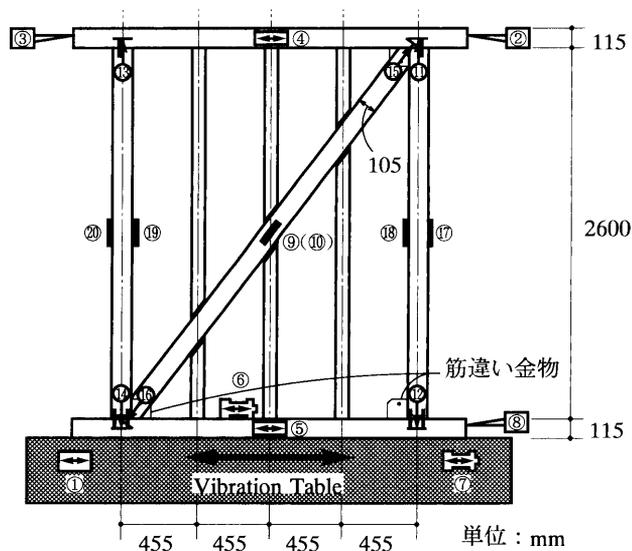


図6-1 供試体の概要 (2pSGBV)

7. 結果および考察

7.1 強制・自由振動試験結果

強制振動試験の前に行った自由振動試験および強制振動試験から得られた固有振動数を比較すると、強制振動による共振周波数は同試験前後の自由振動固有振動数より低い値を示し、接合部等の非線形性が変形量域の差によって顕在し、なお、強制振動による疲労剛性低下も確認された。

また、各試験体の共振曲線を図7-1に示した。接合部の緊結度の上昇にともない、共振周波数数の上昇、および減衰定数の上昇が認められた。壁長の増大(SGBV→2pSGBV)はバネ質点系の理論に基づく固有振動数が1.4倍上昇させるが、実験でも約1.4倍の上昇をもたらしたが、減衰定数には顕著な変化を与えなかった。

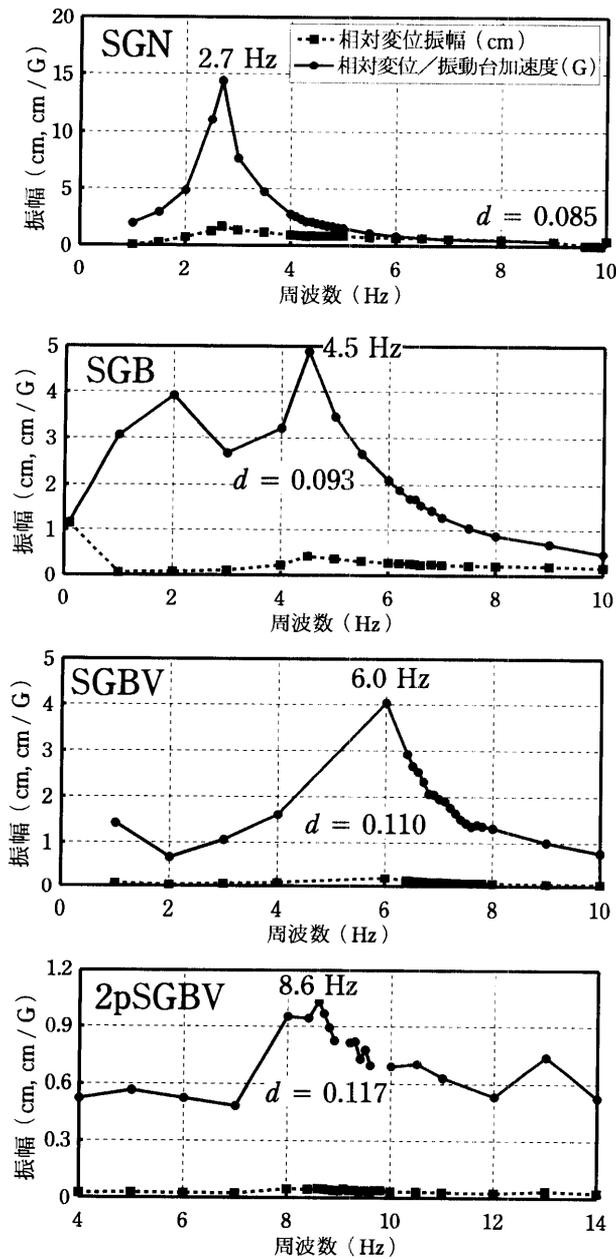


図7-1 各試験体の共振曲線

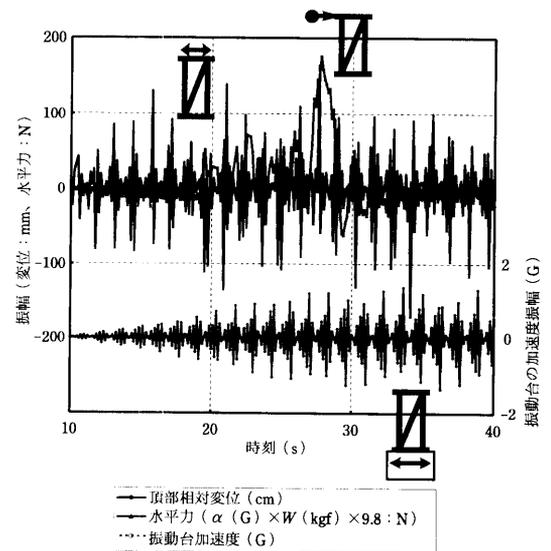


図7-2 SGNの破壊時の時刻歴波形

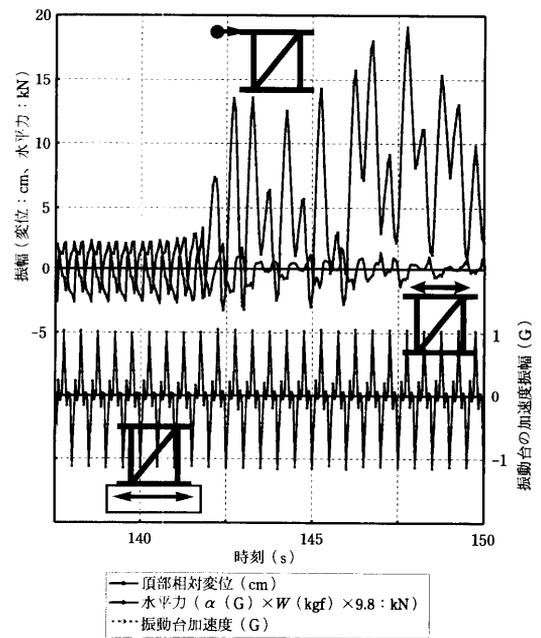


図7-3 2pSGBVの破壊時の時刻歴波形

7.2 動的破壊試験結果

破壊時の時刻歴波形の一例として試験体SGNおよび2pSGBVをそれぞれ図7-2、図7-3に示した。これらを含めてすべての試験体が筋違いに引張応力が作用する方向で破壊し、ホールダウン金物を用いた試験体を除いて柱の引き抜けを伴った。試験体SGN、SG3N、JCBVは加振波増幅時に破壊したが、それ以外は振動台の最大起振能力に達した後しばらく繰返し動的負荷を与えた後に破壊に達した。なお、いずれの試験体も倒壊には至らなかった。

ここで、頂部相対変位と水平力との関係の一例として試験体SG3Nについては図7-4に、JCBVについては図7-5示した。水平力、相対変位がともに負の場合には筋違いに曲げ応力が作用しており、座屈していることが確認

された。これに対して、両者が正の場合には筋違いに引張応力が作用しており、筋違い端部が徐々に引き抜けていくことが確認された。図7-4から、圧縮側の相対変位は進まず、引張側の変位が大きく進むことが明白であった。筋違いは座屈しても変形には抗していることが明らかになった。引張側では最大荷重以降水平力が極端に減り、急激に変形量も増大したものの、圧縮側の荷重変形関係には大きな影響を与えず、筋違いが踏み外さない限り、筋違い接合部引張破壊後も圧縮筋違いは水平力に抵抗すると判断された。

また、時刻歴波形を1、2秒ごとに区切り、それぞれの区間での変位および加速度振幅最大値および最小値を求めた。試験体頂部の加速度に積載荷重を乗じたものを水平力とし、頂部相対変位、筋違い軸方向ひずみ、筋違

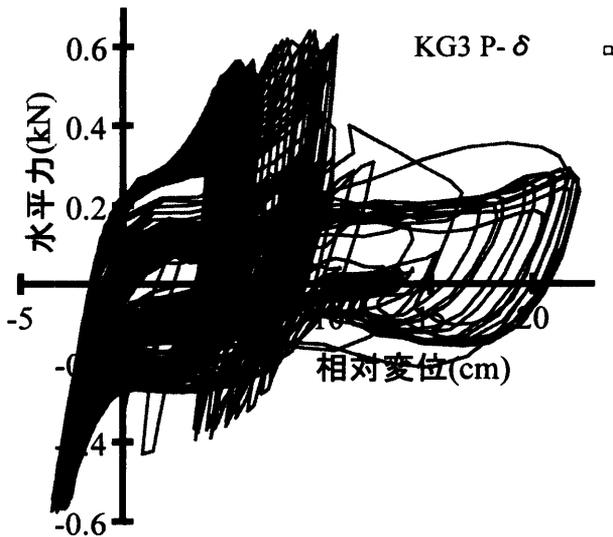


図7-4 SG3Nの水平力と頂部相対変位の関係

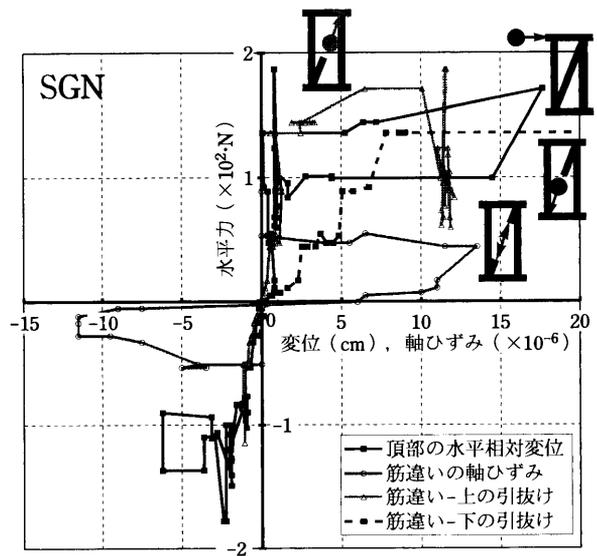


図7-6 SGNの水平力と頂部相対変位、筋違いのひずみおよび引き抜け変形量の関係

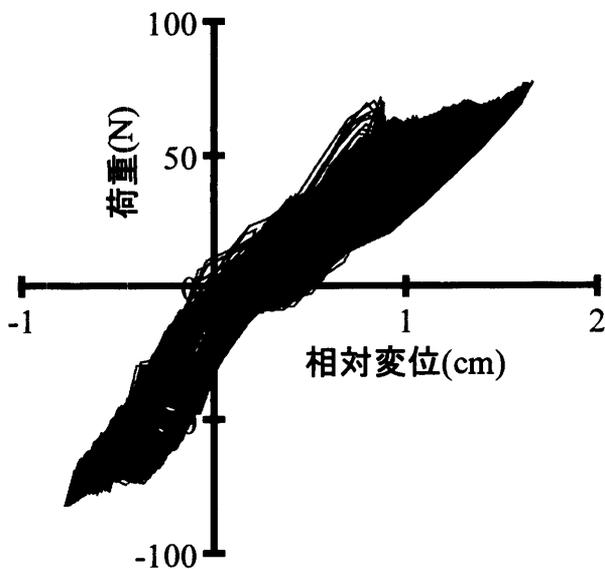


図7-5 JCBVの水平力と頂部相対変位の関係

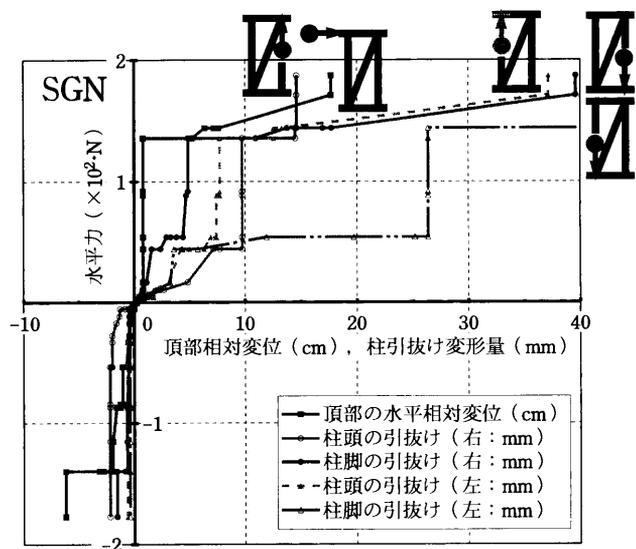


図7-7 SGNの水平力と頂部相対変位、筋違いのひずみおよび引き抜け変形量の関係

いおよび柱の引き抜け変形量との関係を得た。それらの一例をSGNについては図7-6、図7-7に、2pSGBVについては図7-8、図7-9に示した。これらより、水平力が比較的小さい時に筋違いに軸方向ひずみが発生し、応力が作用したといえる。この応力は引張、圧縮側ともに作用したが、筋違い接合部および柱脚接合部は筋違い応力が圧縮側ではほとんど作用しなかった。特にSGNでは筋違い接合部（下）が引き抜けた後、柱脚・柱頭接合部が引き抜けたことが明白であった。これに対して、2pSGBVでは筋違いおよび柱脚・柱頭接合部がほぼ同時に引き抜けはじめ、終局時には筋違い金物（上）が解離した。これはSGBVにおいてV字柱脚金物が終局的に破

壊したことと相反し、筋違いの角度が破壊箇所には差異を与える可能性があることを示唆するものである。

また、SGNにおける筋違い釘着接合部の引き抜け荷重は筋違いのひずみから約69kgfと算出されたが、これは釘のせん断耐力文献値⁵⁾の約半分であった。さらに2pSGBVにおける筋違い金物の引き抜け荷重は前述と同様に約1.05tfと算出されるが、別途行った引き抜き試験の最大耐力の約6～7割であった。このことより、筋違いに衝撃力が入った場合、静的局部試験結果より小さな荷重で引き抜ける可能性があることを示唆するものであるが、繰返し荷重や、圧縮応力時の座屈変形等の影響もある。

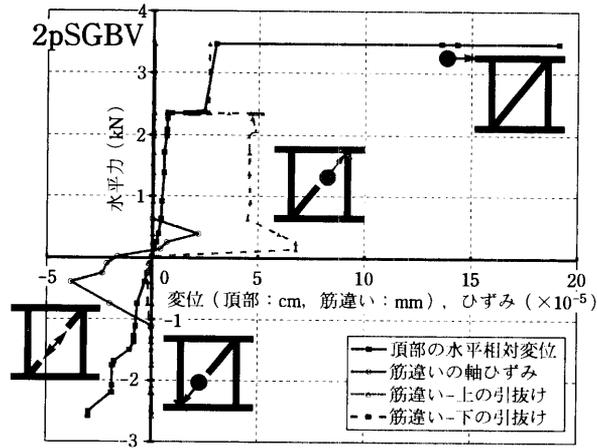


図7-8 2pSGBVの水平力と頂部相対変位，柱の引き抜け変形量の関係

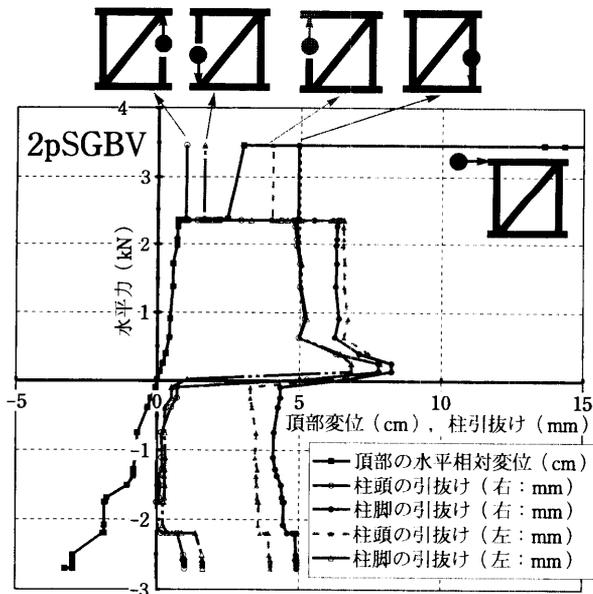


図7-9 2pSGBVの水平力と頂部相対変位，柱の引き抜け変形量の関係

7.3 破壊挙動および破壊箇所

7.3.1 筋違い釘留め（1本）の場合（SGN）

筋違いを釘1本で土台および梁に接合した試験体は釘が折損することで破壊した（写真7-1）。折損した釘はある程度引き抜けた後、金属疲労によって折れたことがわかった（写真7-2）。これは静的加力試験からは得られない破壊性状である。一般に木材は粘弾性体であり、動的負荷に対してもほぼ同様に变形・破壊するが、無機材料である接合金物にはそれがあてはまらず、動的繰返し負荷に対する金属疲労についても考慮すべきであることを示唆するものである。

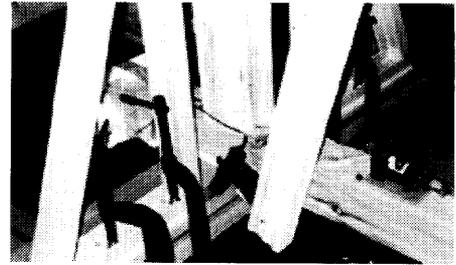


写真7-1 釘留め筋違いの解離（SGN）

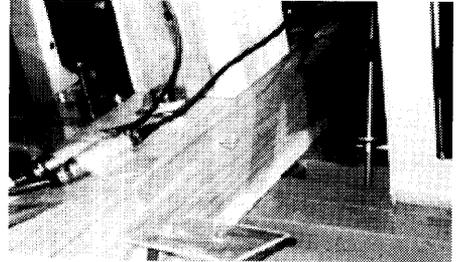


写真7-2 筋違いを留めた釘の折損（SGN）

7.3.2 箱型筋違い金物を用い、柱脚を補強しない場合（SGB）

箱型筋違い金物で筋違いを柱・梁・土台に緊結し、柱脚補強には何も施さなかった場合は、筋違い上部の接合はほとんど損傷がない（写真7-3）のに対し、筋違い下部の箱型金物の木ネジが土台から引き抜けることで破壊に至った（写真7-4）。なお、木ネジのうち柱に接合したものは引き抜けがほとんど確認されず、筋違い一箱型金物間のボルト接合は目視による観察では多少ボルト先孔表面の圧密化が進んでいる以外の微小クラック等の変化はみられなかった。

以上から、端部にボルト接合を有する本仕様の筋違い

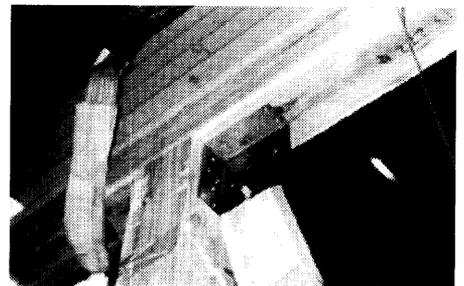


写真7-3 損傷がほとんどない筋違い上部の接合（SGB）



写真7-4 土台から木ネジが引き抜けた箱型筋違い金物（SGB：柱からはほとんど引き抜けてない）

は、動的荷重に対しても割裂等による破壊への危惧はそれほど大きくはないと判断される。ただし、樹種、材寸法、木理の影響も多分にあると予想されるのでさらなる検討が必要である。

7.3.3 箱型筋違い金物を用い、柱脚をV字プレート補強した場合 (SGBV)

前節と同仕様の筋違い壁に対して、さらに柱脚・柱頭にはV字プレートを用いて補強をした試験体は、V字プレートの釘 (ZN65) が引き抜けることで破壊に至った (写真7-5)。筋違い接合部はわずかに木ネジが浮き上がった程度の損傷であった (写真7-6)。

以上から、当然ではあるが、柱脚を補強すれば相対的に弱くなる筋違い接合で破壊することが判明した。



写真7-5 V字プレートの釘の引き抜き (SGBV)



写真7-6 わずかに抜けた箱型筋違い金物の木ネジ

7.3.4 壁長が2pの場合 (箱型筋違い金物を用い、柱脚をV字プレート補強: 2pSGBV)

前節と同じ仕様の筋違い接合方法および柱脚補強方法を用いた壁長2pの壁体は、筋違い上部の接合が破壊して筋違いが解離した (写真7-7)。これに対して、筋違い下部の接合は損傷はほとんどなく、柱の浮き上がり、V字プレートの釘の引き抜けともにわずかであった (写真7-8)。

なお、筋違い上部の箱型金物の木ネジはSGBの破壊性状とは異なり、梁、柱両方から引き抜けるか折れるかして破壊した。前述の通り金属疲労の考慮の必要性を示唆すると同時に、壁長の違いによる筋違い角度の差異が破壊性状に影響を与えることが明らかになったといえる。

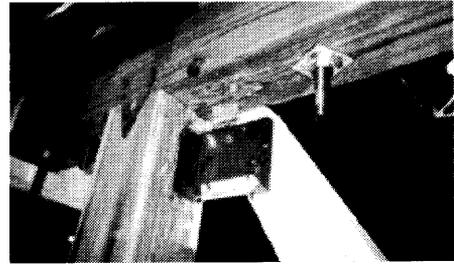


写真7-7 箱型筋違い金物の木ネジが引き抜けるか折損するかして解離した筋違い (2pSGBV)



写真7-8 わずかに浮き上がった柱とV字プレートの釘 (2pSGBV)

7.3.5 筋違い釘留め (3本) の場合 (SG3N)

筋違いを3本の釘で柱、梁および土台に接合した壁体は、土台に斜めに打った釘は多少引き抜けたものの、抜けきらずに筋違いを繊維方向に貫通して筋違いと解離した (写真7-9)。これに対して、柱に斜めに打った釘は折損した (写真7-10)。これより、筋違い端部に筋違い軸方向の応力のみが作用して、モーメントなどを無視すると、筋違いの角度から柱軸方向の荷重は土台軸方向の荷重の3倍であり、これを土台に打った1本の釘引き抜き抵抗と柱に打った2本のせん断抵抗力で負担した結

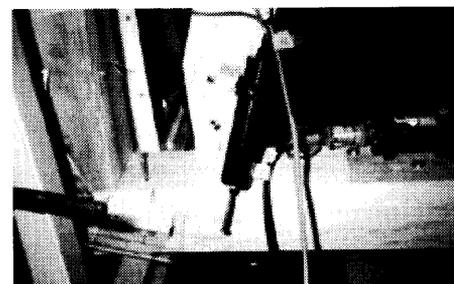


写真7-9 筋違い端部を貫通して残った釘 (SG3N)



写真7-10 金属疲労により折損した釘 (SG3N)

果、釘の引き抜き抵抗力はほとんど小さいために柱に打った2本のみでせん断力として負担し、繰返し荷重によって金属疲労折損したと考えられる。言い換えれば、これが柱から抜けて土台に打った釘が疲労折損しなかった理由である。

7.3.6 3ツ割筋違い（スギ）の場合（JCBV）

スギの3ツ割筋違いを箱型金物を用いて柱、梁、土台に緊結し、柱脚をV字プレートで補強した壁は、これまでと異なり、接合金物で破壊せず、筋違い上端部が割裂することで破壊に至った（写真7-11）。ボルト孔がきつかけとなった筋違い端部の2面せん断破壊といえる（写真7-12）。なお筋違い上部の損傷は軽微であった。

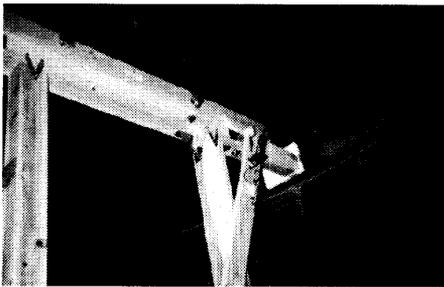


写真7-11 上端接合部で割裂した筋違い（JCBV）

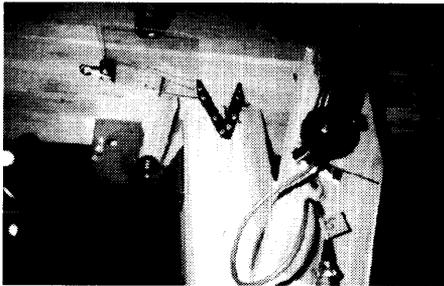


写真7-12 ボルト接合部がきつかけとなったせん断割裂破壊（JCBV）

本仕様の筋違い接合部では、これまでボルト接合で筋違い端部が割裂したという報告はほとんど聞いておらず、割裂抵抗が動的負荷に対して弱いという木材の特徴が如実に表れた結果といえる。これより、三ツ割以下の断面の筋違いは箱型金物を使用して接合した場合、端部の割裂が起こり可能性があることが明らかになった。しかし、これも木理等の影響が多分にあるので詳細な今後の検討を要す。

7.3.7 柱脚をホールダウン金物で補強した壁体の場合（ベイマツニツ割を箱型金物で接合：DFBH）

前節などと同様に筋違いを箱型金物で柱、梁、土台に緊結し、柱脚をラグスクリーを4本用いたホールダウン金物で補強した試験体は、筋違い下端が割裂破壊する

ことで、破壊に至った（写真7-13）。ただし前節とは異なり、ボルトが筋違い端部を引きちぎったような形状であった。

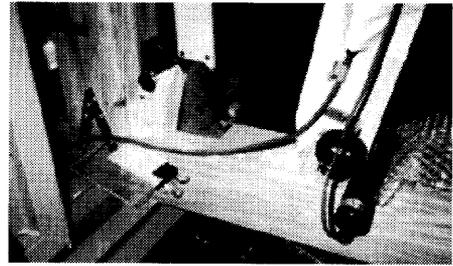


写真7-13 ボルト接合部をきつかけとした筋違い端部の割裂破壊（DFBH）

7.4 破壊荷重と破壊箇所まとめ

各仕様の供試壁体の破壊時の水平力および破壊箇所・形態を比較して表7-1に示した。圧縮方向はともかくとして、引張側の強度性能で破壊荷重がほぼ決定されているといえる。

表7-1 軸組耐力壁の動的破壊時の条件および破壊箇所とその形態

| 試験体名 | 最大加速度 (m/s^2) | 振幅 (cm) | 周波数 (Hz) | 積載荷重+ 自重 (kgf) | 破壊時水平 力 (kN) | 破壊箇所、形態 |
|-------|----------------------|------------|-------------|-------------------|-----------------|---------------|
| SGN | 9.5 | 1.8 | 3.65 | 75 | 0.71 | 筋違い接合釘の引抜け、折損 |
| SGB | 12.4 | 0.95 | 5.75 | 122 | 1.51 | 筋違い金物ビス引抜け |
| SGBV | 17.3 | 0.8 | 7.4 | 122 | 2.11 | V字柱脚金物接合釘の引抜け |
| 2pSGB | 6.6 | 4.2 | 2.0 | 265 | 1.75 | 筋違い金物ビス引抜け、折損 |

壁長の違いによって筋違いの角度が異なるものについては、静的加力試験においては強度が上がることを確認されているのに対し、本実験では強度が下がった。壁のせん断変形角が同一の場合には、壁長が長い方が筋違い端部の変形量は幾何学的に大きくなるが、これに繰返し負荷が作用して金属疲労が弱点となったと考えられる。

また、一般的にベイヒバよりもスギの方が強度的に低い、筋違い強度の低さの影響よりも載荷条件、部材同士の間接合条件の方が破壊強度を支配するようである。

また、柱脚をホールダウン金物で補強しても、単体壁においてはさほど強度は上がらず、入れ方によっては木材の割裂応力に不利に働き、かえって強度が低下する場合も確認された。

参考文献

- 1) 日本建築学会：木質構造設計規準・同解説、日本建築学会、1995.1.