偏心を有する2層面材耐力壁構造の静的倒壊限界に関する実験的研究

EXPERIMENTAL STUDY ON STATIC COLLAPSE LIMIT OF TWO-STORY TIMBER SHEAR WALL STRUCTURE WITH ECCENTRICITY

阿川将樹 — *1

宮澤健二 — *2

キーワード:

静的倒壊限界, 応力性状, 2層面材耐力壁構造, 静加力実験, P-Δ 効果

Keywords:

Static collapse limit, Stress property, Two-story timber shear wall structure, Static loading test, P-Δ effect

Masaki AGAWA — *1

Kenji MIYAZAWA — *2

In this paper, the static collapse limit and the stress properties of each member on the two-story timber shear wall structure with eccentricity were discussed. A static collapse test was carried out using specimen made from traditional timber frame construction with columns and Shin-kabé walls. The dimension of the specimen was 3.64m × 5.46m in plan and two-story in height. Through this experimental testing, the following results were obtained. 1) The static collapse limit unconsidering P-Δ effect was about story drift angle 1/3rad. 2) The influence of the additional shear force Q_d produced by P-Δ effect becomes large in the large displacement region exceeding story drift angle 1/10rad. 3) In the ultimate state, when the loading orthogonal walls are not under yielding by large torsion, the torsion of the structure becomes smaller.

1. はじめに

木質構造物の真なる耐震性能の安全限界点を解明することは、兵庫県南部地震のような巨大地震に対して震災被害を大幅に軽減させる唯一の鍵となる。しかしながら、構造物が倒壊に至るまでの大変形挙動や各部の応力性状を定量的に評価した研究例^{例えば 1)2)}は少なく、基礎的データの蓄積が未だに不十分である。特に、これまでに行われてきた屋外での実大倒壊実験は、反力体の確保の困難さから1方向且つ上下階のどちらかへの1点加力しかできず、地震力を想定した正確な水平力を与えることはできていない。また、計測器チャンネルの上限や近隣区域への配慮から思い通りの計測や観察ができないケースも考えられ、細かいデータの収集が難しい。

こうしたデメリットを再考し木造住宅の倒壊現象をより正確に把握するために、著者らは、平成14年度より「軸組系面材耐力壁構造の限界変形性能に関する研究」として一連の実大実験³⁾⁴⁾を実施し、①現代構法軸組住宅における1階崩壊型プロセスの把握、②静的な外力を受ける構造体の倒壊に至る限界の変形角とP-Δ効果の影響の分析、③実験方法の確立とその有用性の検討を行ってきた。

本稿では、このシリーズの第1弾となる偏心を有する2層面材耐力壁構造を用いた正負交番繰返し・引き倒し実験について、倒壊する限界状態における木質系構造物の荷重-変形関係とP-Δ効果の影響、倒壊に至るまでのねじれ挙動、および各部の応力性状などを基礎的データの事実的開示とその考察について報告している。

2. 実験概要

2. 1 供試体概要

図1に実験供試体詳細を、表1に構造躯体に使用した材料・諸定数一覧をそれぞれ示す。ここで、表中にある真壁耐力壁と水平構面の諸定数(壁・床倍率など)は、実大実験で想定される建築物の基本設定のために用いられた。以下に一連の実験計画を示す。

- ①壁実験: 実大実験に用いる無開口壁体の特性を、施行令第46条に準じた耐力壁試験法(無載荷脚部固定式)により求めた³⁾。
- ②床実験: 合板芋目地張り仕様の特性を、告示1654号に準じた水平構面試験法(タイロッド式)により求めた⁵⁾。
- ③実大実験: 想定される建築物は軸組構法新築住宅とし、壁量は既往の研究⁶⁾を参考に、重い屋根相当の必要壁量(1階: 33cm/m²、2階: 21cm/m²)に対し1階は1.5倍、2階は2.0倍となるように設けた。また、各階の偏心方向は1軸且つ偏心率では壁長(1階の腰壁は考慮せず)で $R_{ex}=0.25$ となるよう壁を配置した。

2. 2 供試体重量および積載条件

表2に供試体重量一覧を示す。表中における供試体の自重は使用材料の比重を0.41(柱: ヒノキ)、0.55(梁: ベイマツ)、合板の単位面積重量を58.8N/m²として算出した。また屋根面は2階上半分建物重量を、2階床面は2階下半分と1階上半分を合わせたものを示している。積載重量は、196N/袋の砂袋を100個(19.6kN)各階に載せ、落下防止として床面に鋸で固定した。

*1 工学院大学建築学科 兼任講師・博士(工学)
(〒163-8677 新宿区西新宿1-24-2)

*2 工学院大学建築学科 教授・博士(工学)

*1 Adjunct Prof., Dept. of Arch., Kogakuin Univ., Dr. Eng.

*2 Prof., Dept. of Arch., Kogakuin Univ., Dr. Eng.

2. 3 挙動および各部応力の計測方法

各部の挙動は、床面の変形を計測するため、巻き取り式変位計（測定有効距離 1000mm）を用いて、不動点を反力フレームに設置し X5 構面の梁上に X 方向 3 カ所（加力方向：DX1・DX4・DX7）を測定した。また柱脚部の浮き上がり変位（CDP-50）、土台－基礎鉄骨架台の相対変位（CDP-25）、合板－柱の滑り変位も測定した。

各部の応力は、ホールダウン金物の軸ひずみ（箔ゲージ：FLA）、隅柱を含む管柱の軸および曲げひずみ（ペーパーゲージ：測定有効長さ 30mm）、各構面の壁合板のせん断ひずみ（ペーパーゲージ：測定有効長さ 30mm）を総計 500 枚超のゲージにより計測した。

2. 4 加力方法

図 2 に加力方法の詳細を示す。加力装置は 34 個の滑車と径の異なる 2 種類のワイヤーロープを用いたクレーン牽引型変位制御方式を採用した。滑車は各階 X1 構面の梁上、水平加力治具、および移動式トーナメント治具に設置し、端部は回転拘束しないようピン状に固定した。これにより、供試体にねじれ変形が生じていても正確な等分布水平荷重が与えられることになる。クレーンから伝わる力は移動式トーナメント治具→各階の水平加力治具→X1 構面の梁上 4 カ所へと流れていく。ここで、1 階と 2 階の水平力の比は 1 : 1、各階平面上の水平力分布の割合は 1 : 2 : 2 : 1 と加力方向の床面積の比と同等の値となっている（地震時荷重と同等）。また、本実験にお

表 1 構造躯体に使用した材料・諸定数一覧

使用箇所	材種・名称	寸法(mm)	備考
柱・土台	ヒノキ	120×120	平均含水率15.02%
梁	ベイマツ	120×180、240	平均含水率8.6%
壁パネル	構造用合板特級2級 C-C (針葉樹)	厚 9mm	真壁、壁倍率 2.97
	N50	@150	合板－桀材釘打ち
	N75	@300	柱－桀材釘打ち
床パネル	構造用合板特級2級 C-C (針葉樹)	厚 12mm	床倍率 5.1
	N75	@150	合板－梁釘打ち
	N90	@300	合板－梁釘打ち
構造金物	ホールダウン金物 S-HD20	ボルト径 16mm	4 隅に配置
	アンカーボルト M12	ボルト径 12mm	土台－基礎鉄骨
	ワレンチ羽子板ボルト	ボルト径 13mm	梁－柱、梁－桁
	皿ビスユニットプレート	8 本皿径 5.5mm	柱頭・柱脚に配置

表 2 供試体重量一覧

	自重 (kN)	錘重量 (kN)	Wi (kN)	Σ Wi (kN)	単位重量 (N/m ²)
屋根面	10.04	19.6	29.64	29.64	1491.37
2 階床面	13.76	19.6	33.36	63.00	1678.54

図 1 2 層実験供試体詳細

図2 加力方法詳細

ける各層の水平荷重測定は、クレーン同位置に小型引張用ロードセル、供試体隅角部4ヶ所に計測用鉄筋（ひずみ測定により荷重を算出）を取り付けを行った。尚、片側加力時には、2カ所の計測鉄筋のひずみ値を時刻歴でチェックし、ほぼ同値であること、すなわち正確な等分布外力であることを確認している。

3. 実験結果

3. 1 層せん断力-層間変位関係

図3に各階における層せん断力-層間変位（重心位置）を示す。縦軸のせん断力（図中の実線）は49kN用クレーンに設置した小型ロードセル（最大測定荷重49kN）の値を、一方の包絡線（◇印）はP-Δ効果により生じる付加せん断力 Q_d を除算したものを示す。付加せん断力 Q_d については後述する。

図3より1階の層せん断力-層間変位（付加せん断力 Q_d は除算していない）は、正側加力の層せん断力係数 $C_o=0.2$ では層間変位13.8mm(1/207rad.)となり、初期変形時からの軌跡は大局的に線形関係に近い。 $C_o=1.0$ では114.5mm(1/25rad.)まで達するが最大耐力には至らず、138.3mm(1/20rad.)で最大耐力65.24kN($C_o=1.14$)を迎える結果となった。さらに加力サイクルが進むにつれ、木質系構造物特有のスリップ性状が顕著に見られ始め耐力もまた緩やかに低下していく。しかし、層間変形角1/10rad.を越えても供試体は倒壊せず、1階の層間変位が840mm(1/3.4rad.)に達し供試体の層せん断力（復元力）が0となり1階からゆっくりと倒壊に至った。このとき、2階の層間変位は44.0mm(1/67rad.)と比較的小さな変形に留まっていた。この結果から、外力が作用せずとも自然に倒壊したであろう変位、

静的倒壊限界変位は層間変形角で約1/3rad.であったと考えられる。

図4は層間変位比（1階層間変位に対する2階層間変位の比）と1階層間変位の関係を示している。これを見ると、層間変位比は1階層間変位が70mm(1/40rad.)以下の領域では0.5付近に留まっており各階に受ける層せん断力の逆数の比と等しい。これは上下階の損傷の度合いが等しく強度比がそれぞれ近い状態にあったと考えられる。しかし、最大耐力付近である130.0mm(1/22rad.)を越えると層間変位比は0.4~0.16(225.9mm(1/12.7rad.))と急激に低下している。ここで図3の左図を見ると、この変形域ではP-Δ効果により供試体の復元力が損失（図中の実線と包絡線の差）が増大し始めている。このことから、1階の損傷集中の進展にはP-Δ効果の影響が密に起因していたことが推察される。

3. 2 P-Δ効果による付加せん断力 Q_d の検討

本実験における付加せん断力 Q_d は、各階の転倒モーメントを1階柱脚における釣り合い式より以下のように算出される。

$$Q_d = \frac{W_2(x_1 + x_2) + W_1x_1}{h_1} \quad (1)$$

ここで、 W_1 (33.36kN)、 W_2 (29.64kN)は各階重量を、 h_1 (2860mm)は1階高さを、 x_1 、 x_2 は各階の層間変位（実験値）を表す。

表3は、1階における特定変形角時における層せん断力をP-Δ効果を考慮するか否か（付加せん断力 Q_d の除算の有無）で区分している。また、このとき生じる付加せん断力 Q_d も併記した。

これを見ると、初期変形時～層間変形角1/20rad.付近では $Q_d=0.37\text{kN} \sim 3.52\text{kN}$ ($C_o=0.01 \sim 0.06$)と非常に小さく、図3の左図

図3 各階における層せん断力-層間変位 (左: 1F、右: 2F)

図4 層間変位比(2F/1F) - 1階層間変位

の両曲線を比較しても殆ど差がない。従って、この変形域では P-Δ 効果による供試体の水平抵抗力の損失は小さいと考えられる。

しかし、1/10rad.を越えると $Q_d=6.72\text{kN}$ ($Co=0.12$)、倒壊した 1/3.4rad.では $Q_d=19.37\text{kN}$ ($Co=0.33$)にまで達し、1/20rad.時のそれと比較すると約 1.91~5.50 倍と非常に大きい値を示している。この結果と前述の層間変位比の変化を重ね合わせると、層間変形角で 1/20~1/10rad.を越える変形域では P-Δ 効果による影響が大であると考えられる。また、本実験において供試体が倒壊を免れるためには、終局(倒壊限界)せん断力係数で 0.3 以上必要であることが分かった。

3. 3 供試体が倒壊に至るまでの破壊性状

写真2に供試体の倒壊過程および破壊性状を示す。以下に観察記録、写真、およびビデオ記録より抽出した変形の進行に伴う供試体の破壊性状を要約する。

①初期変形時~1/120rad.程度までは目立った破壊・変形状は見られなかった。②1/120rad.~1/60rad.では1階のせん断変形が顕著に見られはじめ、同時に破壊も壁合板のはらみ、脚部のホールダウン金物の湾曲、柱-まぐさ間の開き・めり込み(3~8mm)、柱脚部の浮き(2mm)などが1階に集中して見られた。③1/30rad.を越えると片側掃き出し開口型である Y1 構面の壁合板(耐力壁)が面外座屈し、1/20rad.~1/10rad.では窓型開口型の Y7 構面の壁合板(耐力壁・腰壁・垂れ壁)が面外へ座屈し、これにより1階の変形・損傷の集中が急激に増大した。④このとき加力直交構面にはねじれ変形による破壊は見られず、土台-柱・梁接合部で土台・梁の若干の亀裂破壊が見られはじめた。⑤そして1/4rad.(700mm)を越えた瞬間、Y1 構面の独立柱に取り付けたホールダウン金物のボルトが破断し Y1 構面の殆どの壁合板が面外へ座屈、柱脚部ではロッキングに伴うほどの破壊が見られた。⑥しかし、1/3.8rad.(750mm)で損傷観察のために加力を一時中断したが供試体は倒壊しなかった。⑦さらに変形が進み、800mm(1/3.6rad.)を越えると1階柱頭の折損と脚部の引き抜け、土台部分が完全に亀裂破壊し1階部分が倒壊する結果となった。

3. 4 建物が倒壊に至るまでの変形

図5に層せん断力係数 $Co=0.1\sim 1.14$ (最大耐力)、倒壊に至るまでの1階(2階床面)の変形状を示す。ここで、重心位置での層間変形角を θg 、供試体平面における回転角を θt と表記する。

初期変形時(重心変形角 $\theta g=1/650\sim 1/450\text{rad.}$)では、水平力が小さいため供試体には殆どねじれ変形は見られない。しかし、加力サ

表3 1階の特定変形角時における P-Δ 効果の大小の比較

層間変形角(rad.)	1/200	1/30	1/20	1/10	1/3.4
層せん断力(kN)					
P-Δ 効果を考慮する(包絡線)	14.64	57.88	68.76	50.73	23.13
P-Δ 効果を考慮しない(実線)	14.26	55.40	65.24	44.01	3.76
付加せん断力 Q_d (kN)	0.37 (0.01)	2.48 (0.04)	3.52 (0.06)	6.72 (0.12)	19.37 (0.33)

※表中()内の数値は、付加せん断力を供試体総重量で除したものである。

写真2 供試体の倒壊過程および破壊状況

図5 1階の変形状(正側加力時の $Co=0.1\sim 1.14$ 及び特定変形角)

イクルが進み、水平力が増大すると供試体の変形性状はねじれ変形が顕著に見られる ($\theta g=1/300 \sim 1/30 \text{ rad.}$)。供試体平面における最大の回転角 θt は、最大耐力時 $\theta g=1/20 \text{ rad.}$ で $\theta t=9.3 \text{ E-3 rad.}$ であった。最大耐力経過後のねじれ変形量は、 $\theta g=1/10 \text{ rad.}$ で $\theta t=5.3 \text{ E-3 rad.}$ (最大耐力時のそれに比べ 44% 減少)、 $\theta g=1/5 \text{ rad.}$ で $\theta t=1.0 \text{ E-3 rad.}$ (76% 減少) と直線的な低下傾向を示している。前述の破壊性状から、加力方向構面の Y1・Y7 構面の損傷に比べ加力直交構面の X1・X5 構面のそれは軽微であったため、直交壁の剛性の低下が小さく、これによりねじり剛性が保持されねじれ変形が抑制されたと考えられる。

3. 5 各部材の応力評価

以下に、各部の応力変換式の概要を示す。

i) 直角 3 軸型ロゼットゲージ法 (壁合板のせん断力)

$$\gamma_{exp} = \sqrt{2\{(\varepsilon_a - \varepsilon_b)^2 + (\varepsilon_b - \varepsilon_c)^2\}} \quad (2)$$

$$Q_w = \alpha \cdot \gamma_{exp} \cdot G \cdot A_s \quad (3)$$

図 6 ゲージ測定層せん断力の検討

図 7 1 階における各構面の負担せん断力-層間変形角関係

図 8 1 階の加力方向構面の弾塑性性状(右)と重心層間変形角-せん断力負担率関係(左)

図 9 1 階の架構と耐力壁のせん断力負担率

図 10 各階の脚部ホールダウン金物の軸力変化

ここで、 $\varepsilon_a \sim \varepsilon_c$ は方向の異なる ($0^\circ \ 45^\circ \ 90^\circ$) 3 つの軸方向ひずみ、 γ_{exp} は壁合板の測定位置におけるせん断ひずみ (実験値)、 α は壁合板のせん断応力度分布性状を考慮した測定位置における割増係数⁶⁾、 G はせん断弾性係数 (LW 改良法により求めた 392 N/mm^2 を使用)、 A_s は合板のせん断面積を表す。

ii) 軸ひずみによる曲げ・軸力 (柱・ホールダウン金物)

$$N = 0.5 \cdot (\varepsilon_d + \varepsilon_e) \cdot E \cdot A \quad (4)$$

$$M = 0.5 \cdot (\varepsilon_d - \varepsilon_e) \cdot E \cdot Z \quad (5)$$

ここで、 $\varepsilon_d \cdot \varepsilon_e$ は軸方向ひずみ、 N は軸応力、 M は曲げ応力、 E はヤング係数 (柱 8.82 kN/mm^2 、ホールダウン金物 205.8 kN/mm^2 を使用)、 A は部材の断面積、 Z は部材の断面係数を表す。

3. 6 合板および柱のせん断力負担率の変化

図 6 は、加力方向構面である Y1・Y7 構面の耐力壁合板および柱側に貼付されたひずみゲージより算出された層せん断力 (○印) の信頼性を 49kN 用クレーンに設置した小型ロードセル値 (Q_d は除算し

ていない)と比較している。これを見ると、最大荷重時付近の若干の誤差を除けば両者はほぼ重なり合っており、終局域であってもひずみゲージによる応力測定がほぼ正確に行われていたことが確認できる。図7は、壁合板と柱側面に貼付したひずみゲージの測定値を用いて応力変換式により評価した各構面のせん断力と層間変形角の関係を示している。加力方向となるY1・Y7構面では終局域に達するが、加力直交方向となるX1・X5では層間変位が20mm(1/143rad.)とほぼ弾性域に留まっている。従って、加力方向剛性の低下に比べ直交方向剛性の低下が小さく、これによりねじれ剛性が保たれることとなる。前述のねじれ変形が抑制された効果がこの直交壁効果であったことが確認される結果と言える。

図8は加力方向構面におけるせん断力負担率(1階の当該構面のせん断力を1階層せん断力で除した値)の変化を示している。また図中には各構面の壁枚数比(1階の無開口耐力壁のみを考慮)に応じた値(Y1構面:0.33、Y7構面:0.67)を併記した。

各構面のせん断力負担率は、初期変形時ではねじれ変形が殆どないためY1構面:0.31、Y7構面:0.69とほぼ壁枚数比と同値となる。しかし層間変形角1/120rad.を越えると、Y7構面のせん断力負担率は増加傾向を示し1/20rad.ではY1構面:0.21、Y7構面:0.79と約14%大きくなる。このとき、Y7構面が弾性域に留まっているのに対しY1構面は降伏し塑性域にまで達している(図8の左図参照)。このため、Y1構面ではせん断力の負担が十分に行われず、その分のせん断力は床を伝わりY7構面へと流れたことになる³⁾。その後、各構面のせん断力負担率は層間変形角1/15rad.まで一定となり、Y7構面が終局域を迎える1/10rad.では、ねじれ変形の急激な減少に伴い各構面のせん断力負担率はY1構面:0.4、Y7構面:0.6となった。

3. 7 柱と耐力壁のせん断力負担率の関係

図9は加力方向構面における柱と耐力壁(面材)のせん断力負担率(当該部材のせん断力を当該構面のせん断力で除した値)の関係を示している。初期変形時では、柱のせん断力負担率は0.1程度と小さいが層間変形角1/20rad.で0.2、1/4rad.では0.3と増大する。これは、加力方向構面の壁合板が面外座屈したことに起因しており、柱・梁によるラーメン抵抗が比較的大きかったことを示している。

3. 8 各階の脚部ホールダウン金物の軸力変化

図10階における脚部ホールダウン金物の軸力の変化を示す。ここで、(+)は引張力、(-)は圧縮力をそれぞれ示している。

2階におけるホールダウン金物の軸力は層間変形角1/30rad.まで一部を除き圧縮力を示している。これは、2階の積載荷重による押さえ込み効果の影響が大であると考えられる。また、最大軸力は層間変形角1/3rad.でHD51=1.3kNと大きな値を示している。一方1階はY1構面に引張力が集中して見られ、最大軸力は層間変形角1/10rad.でHD17=43.7kNであった。HD17の1/30rad.と1/10rad.に注目すると、-2.6kN→+43.7kNと急激な変化が見られ、これは1構面の降伏によるY7構面へのせん断流れが増大したことを示している。

4. 結語

以下に、本実験から得られた知見を要約する。

(1) 実験装置とその手法の有用性

実験棟内における実大の倒壊実験を34個の滑車と径の異なる2種類のワイヤーロープを用いたクレーン牽引型変位制御方式によ

り行った。今回のような加力方法は比較的珍しいものではないが、これまでの1方向且つ上下階どちらかへの1点加力に比べ地震力に相当する水平力を大変形が生じた供試体にも正確に与えることができる。従って、同規模の異種構造供試体を用いた倒壊実験を行うのであれば、本手法を採用することで容易にデータを収集でき非常に有用であると考えられる。

(2) 本供試体における倒壊現象と静的倒壊限界

初期変形時~1/120rad.では破壊は見られず、1/20rad.~1/10rad.で1階壁合板が面外座屈→1階に變形が集中し始めた。1/4rad.を越えると1階脚部ホールダウン金物のボルトが一部破断、開口側であるY1構面では殆どの壁合板が面外座屈、柱脚部ではロッキングに伴うほどの破壊が見られた。1/3.6rad.に達すると1階柱頭の折損と脚部の引き抜け、土台部分が完全に亀裂破壊し1階が倒壊した。これにより、本規模の供試体の静的倒壊限界が確認された。

(3) P-Δ効果による付加せん断力 Q_{Δ} の検討

層間変形角1/10rad.を越えると Q_{Δ} =6.72kN(C_o =0.12)、倒壊した1/3.4rad.では Q_{Δ} =19.37kN(C_o =0.33)にまで達し、1/20rad.時のそれと比較すると約1.91~5.50倍と非常に大きい値を示した。従って、1/10rad.を越える変形域ではP-Δ効果による影響が大であると言える。

(4) 建物が倒壊に至るまでのねじれ変形状

1階におけるねじれ変形は、水平力の増大に伴い顕著に見られたが、最大耐力経験後は供試体のねじれ変形量は急激に減少し直線的な低下傾向を示した。このとき、加力直交方向構面の破壊は加力方向構面のそれに比べ軽微であり、直交壁によるねじれ拘束効果が大であった。このことから、終局域でのねじれ拘束には直交壁の強度を大きくすることが有効であると言える。

(5) ひずみゲージ測定法を用いた応力評価

本実験では、測定ゲージ枚数が500を越える非常に細かい計測を行い、各構面や架構・面材のせん断力負担率、ホールダウン金物の軸力と各部の応力変化を評価した。また、ゲージ測定法の塑性域における信頼性を外力と内力の関係から明確に示し、評価が正確に行われていることを確認した。

以上の結果が今後の発展的研究の基礎的位置づけになることを著者らは強く希望する。

謝辞

本研究は、文部科学省学術フロンティア推進事業の木質系建築物の耐震及び免震化等新技术の研究開発の一環として行われ、研究費の一部を頂きました。ここに深く感謝いたします。

参考文献

- 1) 後藤正美、鈴木有、浦憲親：一方向水平加力実験による実在木造建物の耐震性能の検討、日本建築学会構造系論文集、第506号、pp.147-154、1998.4
- 2) 腰原幹雄ほか：既存木造住宅耐震性向上に関する総合的研究 その9日本建築学会大会学術講演梗概集、C-1分冊、pp.215-216、2003.9
- 3) 阿川将樹、宮澤健二ほか：床剛性と耐力壁配置を考慮した軸組構法木造住宅の耐震性能に関する実験的研究、構造工学論文集 Vol.49B、日本建築学会、pp.599-606、2003.3
- 4) 阿川将樹、宮澤健二ほか：2層軸組構法合板耐力壁構造の静的倒壊限界に関する実験的研究、構造工学論文集 Vol.50B、日本建築学会、pp.335-342、2003.4
- 5) Masaki AGAWA et.al : Evaluation of Seismic Performance Based on Statistical Research for Actual Wooden Dwelling Houses in Japan, World Conference on Timber Engineering 2004, FINLAND, 2004.6
- 6) 阿川将樹、宮澤健二ほか：合板耐力壁の応力測定及び応力分布に関する研究、構造工学論文集、Vol.47B、pp.325-332、2001.3

[2004年10月20日原稿受理 2005年2月23日採用決定]