

連結枠の建築への応用研究

Applied studies of construction with the connecting-frames

並木 勝義, 山吉 栄作, 川北 泰旦

Yoshitomo NAMIKI, Eisaku YAMAYOSHI and Hiroaki KAWAKITA

要旨：間伐材で四角形の枠（以下連結枠と言う）を作製し、それをボルト・ナットで結合して壁体を作製する工法（以下連結枠工法と言う）を開発し、従来の軸組工法と組み合わせた耐力壁としての水平せん断性能試験を実施した。壁倍率は1Pの場合1.29～1.49、2Pの場合は1.75～2.60であった。小屋組については専用の小屋組連結枠を使用して曲げ強度試験を実施した。小屋組は29170 N以上の曲げ耐力を有することが明らかになった。たわみについても制限値を充分満足する結果であった。試験結果を基にして10 m²程度の小規模な建物を試設計試作した。

はじめに

森林を管理育成し健全な森林を造るためには、間伐は欠かすことのできない作業であるが、生産される間伐材が有効に活用されないため、県内伐採量の約半数程度は林内に放置されている状況である。また、間伐が進まないことによる森林環境の悪化原因ともなっている。そのため間伐材等未利用資源を大量に消費する新技術、新製品の開発による新用途を切り開くことが重要な課題となっている。そこで当センターでは間伐材を使用した角材で連結枠を作製し、それをボルト・ナットで結合して壁体等を作製する連結枠工法を開発した。しかし当該工法は建築基準法で認定されていない新しい工法であるため、フェンスやデッキ等へは自由に使用できるが建築基準法で規定された建築物には使用できない問題があった。そこで建築物への応用を可能とするため、従来の軸組工法と組み合わせた耐力壁としての性能試験を実施検討した。類似した耐力壁の性能検討については小松ら（1997, 1998）、大石ら（1997）、外園ら（1997）が行っているが、これらは壁体の作製をその壁体に応じた個々の固有の部材を作製して壁体を構成している。今回の試験は事前に量産した連結枠工法に使用する連結枠を、従来の軸組工法と組み合わせた方法での耐力性能を確認する目的で行った。また、試験結果を基にして連結枠を使用したキット化のための小規模な建物を試設計試作（写真-1）したのでその概要を報告する。



写真-1 試作した建物

連結枠工法の概要

従来建物の建築には、柱を使用する軸組工法、外国から導入された厚さ2インチ幅4インチの角材を使用するツーバイフォー工法などで壁体を作製している。しかしこれらの工法は専門的な知識と技能を持った技術者が設計図に基づき、その都度建物に合致した固有の部材を作製して壁体を作製する必要があり、それがコスト高や工期の短縮を阻む要因となっている。連結枠は以上の問題点を解決する方法の一つとして開発したもので、事前に工場等での大量生産が可能で、壁体の組み立ても技術者でなくても容易に組み立てができることを目的とした。

連結枠は角材で形成される一定辺長の四角形の枠と、その四角形の枠の各辺の外周三等分点の角材の中央に、枠面に平行した貫通孔を設けて構成している。連結枠の種類(図-1)には基準となる連結枠タイプA、対面する二辺の長さが基準となる連結枠の長さの2分の1の連結枠タイプB、四辺の長さが基準となる連結

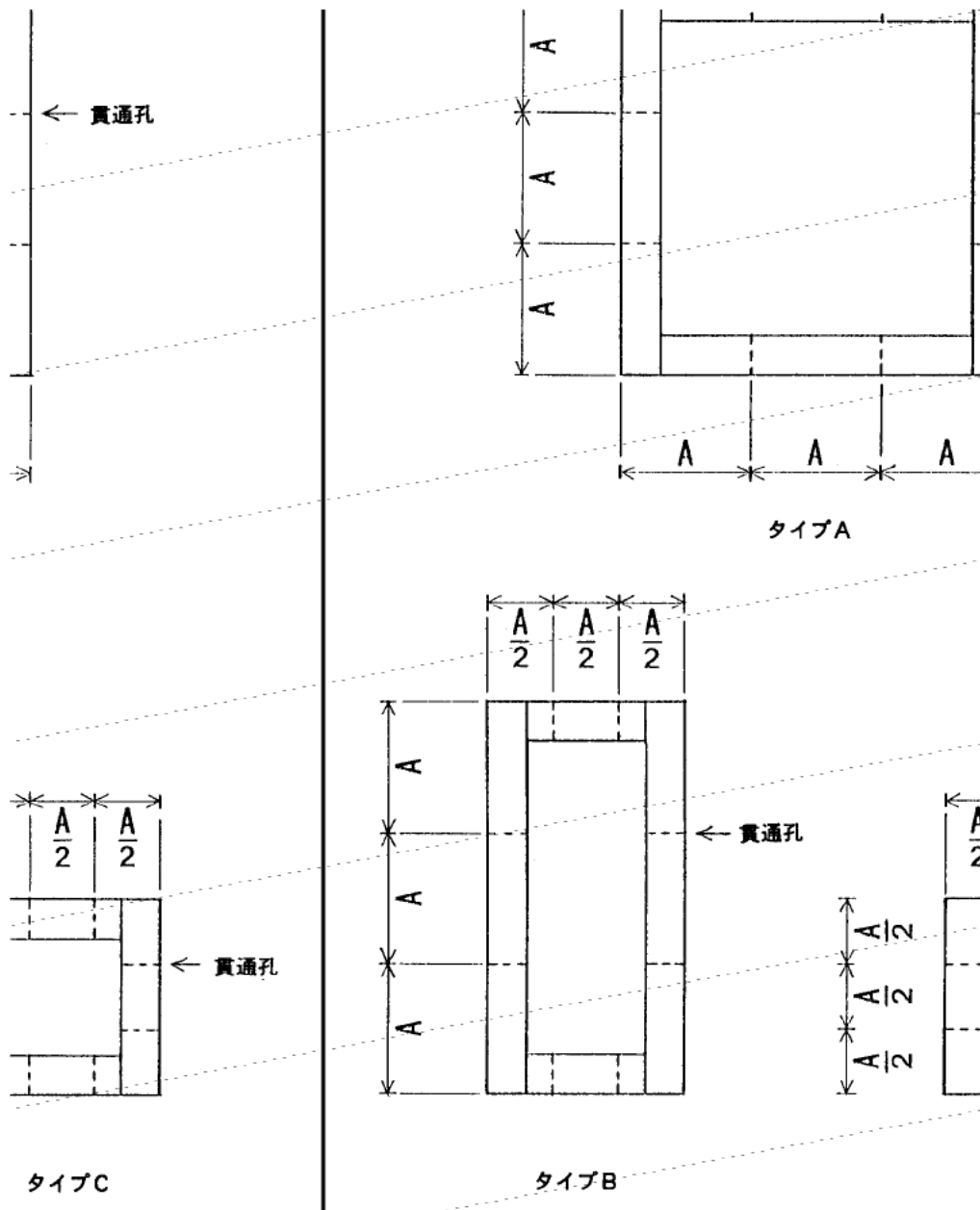


図-1 連結枠の種類

枠の長さの2分の1の連結枠タイプCの3種類がある。壁体の構成はそれらの組み合わせにより形状を調整する(図-2)。この場合基準となる連結枠と他の連結枠は、各辺の三等分点に貫通孔が設けてあるため2個のうちのいずれかは、基準となる連結枠の貫通孔に合致するようになっている。また、連結枠の強度を高めることが必要な場合には、筋かい等の補強部材を取り付けた5種類の連結枠(図-3)を使用する。小屋組については専用の小屋組連結枠タイプR1, R2, R3(図-4)3種類を組み合わせる。組み合わせの例を図-5に示す。

連結枠工法は、開発のコンセプトを柱を使用せずに壁体を作製することとしていた。しかし建築基準法施行令第36条によると、「建築物の構造設計に当たっては、その用途、規模及び構造の種別並びに土地の状況に応じて柱、はり、床、壁等を有効に配置して、建築物全体がこれに作用する自重、積載荷重、積雪、風圧、



図-2 連結枠の組み合わせ例

図-3 補強部材を付けた連結枠

土圧及び水圧並びに地震その他の振動及び衝撃に対して、一様に構造耐力上安全であるようにすべきものとする。」とあり、柱は構成上不可欠な要素であるため、止むを得ず最大2Pに1本の柱を使用することとした。また、同令第46条では「構造耐力上主要な部分である壁、柱及び横架材を木造とした建築物にあっては、すべての方向の水平力に対して安全であるように、各階の張り間方向及び桁行き方向に、それぞれ壁を設け又は筋かいを入れた軸組をつりあいよく配置しなければならない。」とあり、連結桝は一辺900mmの桝の積み上げにより構成しているため、土台と桁をつなぐ筋かいとしては認められない。従って耐力壁としての強度を明らかにする必要があった。

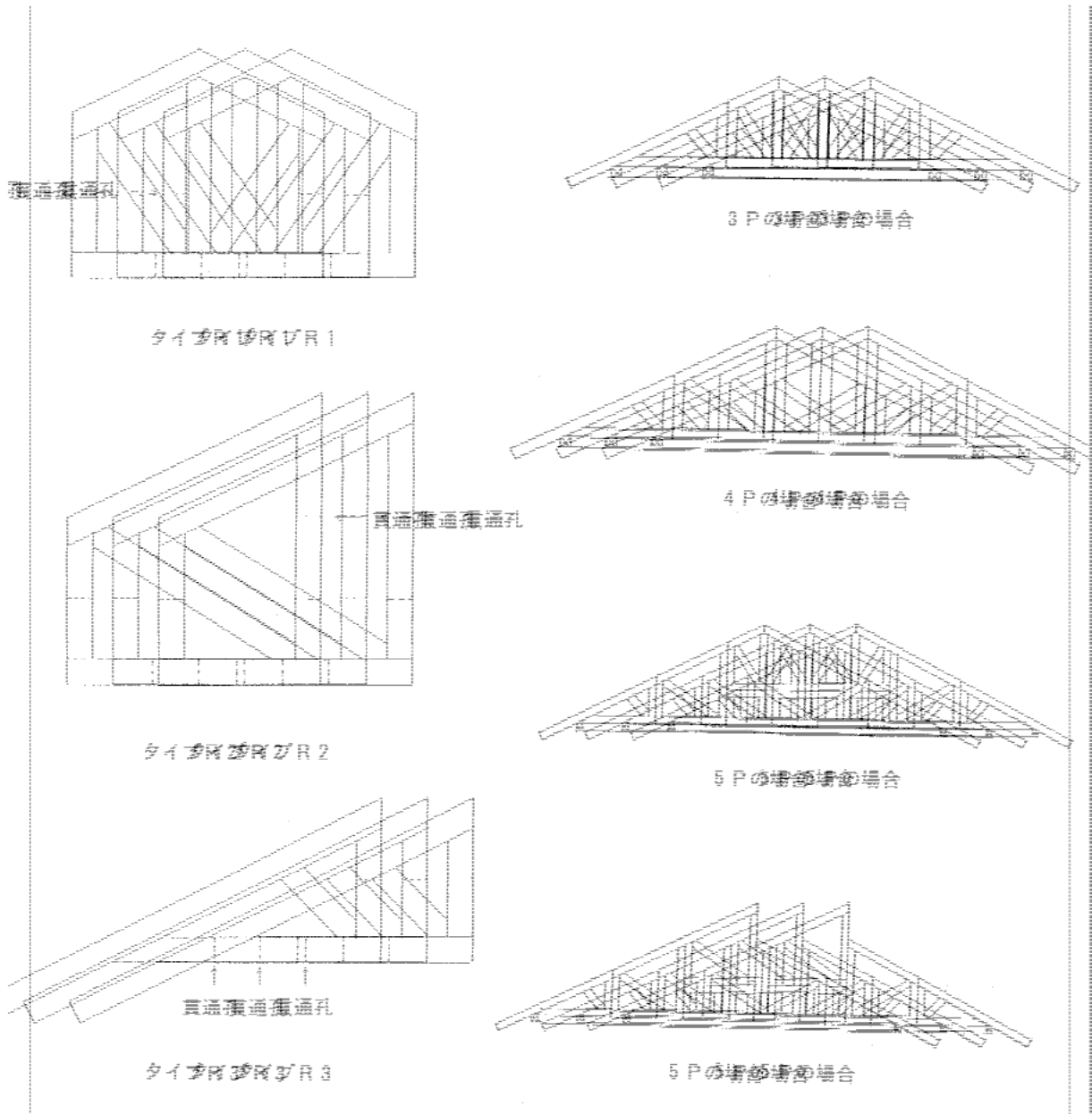


図-4 小屋組用連結桝

図-5 小屋組用連結桝の組み合せ例

耐力壁としての水平せん断性能試験

1 試験体の形状と性能試験の方法

耐力壁としてせん断力に抵抗するためには筋かいが必要であるので、試験体には 90 mm×90 mm のスギ *Cryptomeria japonica* 正角材を使用した外周の辺長が 900 mm×900 mm の A タイプで、筋かい状の補強部材を使用した連結柵 (a 型) を使用した。柱、土台、桁材についても 90 mm×90 mm のスギ正角材を使用した。

試験体は図-6 のとおりで、柱を使用した 2 つのタイプすなわち 1P タイプ (幅 990 mm), 2P タイプ (幅 1890 mm) とし、各 3 体製作した。柱と土台の結合にはかすがいを使用した。試験はパネルせん断試験機を使用した正負くり返し静的加力試験でタイロッド式と無載荷式 (日本式) の双方を採用した。使用したパネルせん断試験機は島津製作所製 (EHF-JB 100 kN) である。

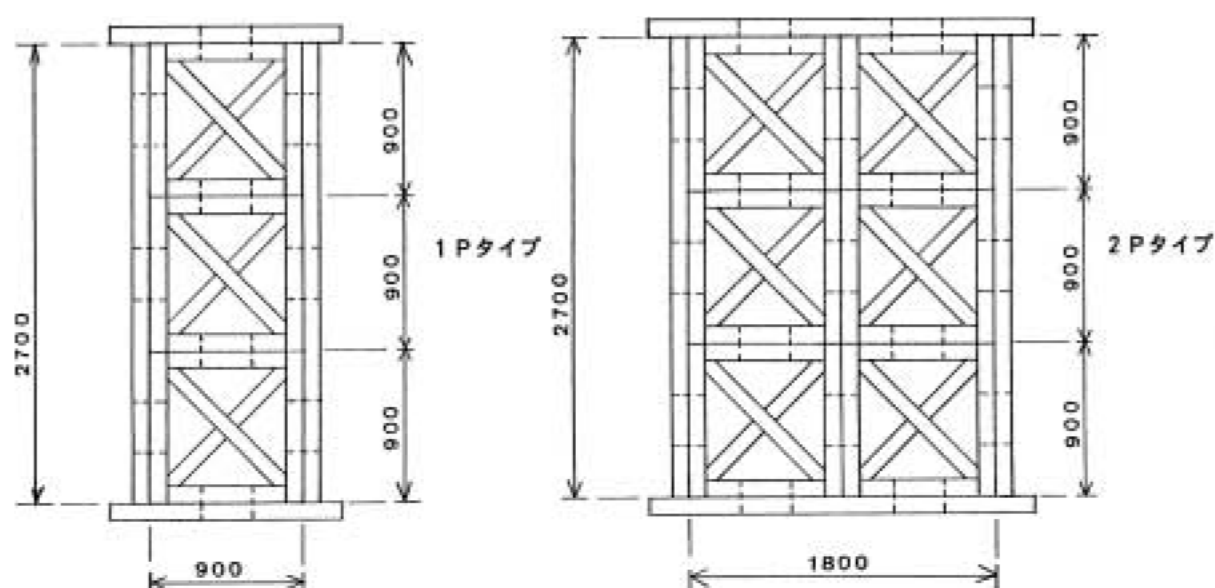


図-6 耐力壁試験体の形状 (単位mm)

試験装置の概要と荷重-変位計測器の取り付け位置を図-7-1~7-2 に、試験状況を写真-2 に示す。

試験体はパネルせん断試験機の鉄骨フレーム内にセットし、土台とフレームをアンカーボルト 2 本で緊結し、試験体の前後のずれを防止するために土台の前後にストッパーをセットした。

アクチュエーター (100 kN 最大ストローク 200 mm) の位置は、シリンダーの中心が試験体の桁材の中心付近 (高さ 2794.5 mm) になるように調整した。加力方法は後述の加力スケジュールにより自動制御ソフトによる正負くり返し荷重を与えた。

荷重はアクチュエーターに取り付けられたロードセル (100 kN) で測定した。変位は、変位量の大きい測定点は巻き取り式変位計 (ストローク 500 mm), その他の変位はストローク 50 mm ~ 100 mm の変位計で測定した。

加力スケジュールはアクチュエーターのストロークに基づいた以下のようなもので各ストローク 3 回のくり返しを行った。

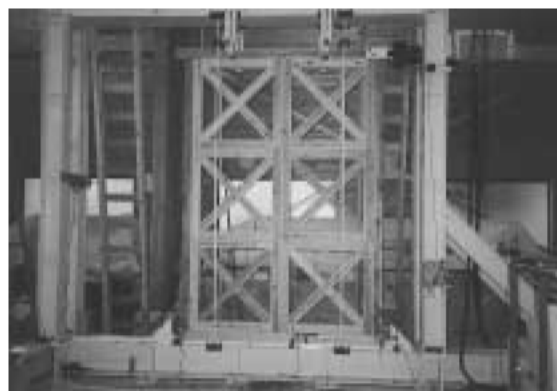


写真-2 水平せん断性能試験状況

- ① 第1ストローク : 0 mm ~ ± 14 mm (変形角 1/200)
- ② 第2ストローク : 0 mm ~ ± 24 mm (変形角 1/150)
- ③ 第3ストローク : 0 mm ~ ± 43 mm (変形角 1/75)
- ④ 第4ストローク : 0 mm ~ ± 79 mm (変形角 1/38)
- ⑤ 第5ストローク : 0 mm ~ ± 191 mm (変形角 1/15)

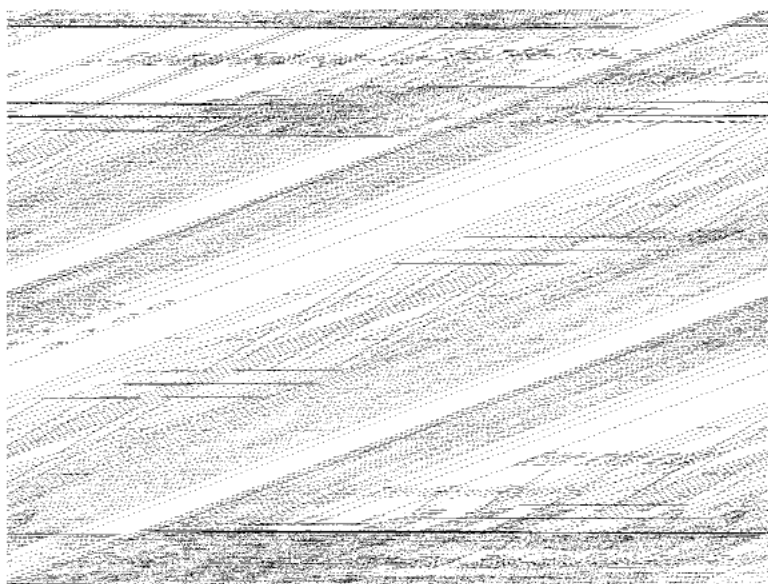


図-7-1 試験装置概略 (1P)



図-7-2 試験装置概略 (2P)

2 結果および考察

各試験体の荷重 (P) とせん断変形角 (γ_1) の関係及び包絡線を図-8-1~8-2に示す。壁倍率の算定は、「低層建築物の構造耐力性能評定に関する技術規程(木質系)(案)」((財)日本建築センター評定部)の短期基準せん断耐力の評価方法によった。基準変形角はタイロッド式の場合は1/200を使用し、無載荷式の場合は1/120を使用した。計算式は下記のものを使用した。

$$\text{壁倍率} = P \times \frac{3}{4} \times \frac{1}{1276} \times \frac{1}{L}$$

P: 次の(a)~(c)のうちで最も小さい値を使用。

(a) 基準変形角における荷重

(b) 最大荷重の2/3

(c) 最大荷重時変形角の1/2の変形角における荷重

3/4: 下限値を与えるばらつき係数

1276: 倍率1の壁の単位長さあたりの耐力(N)

L: 壁長さ(今回の試験では1P 0.99 m, 2P 1.89 m)

全試験体の壁倍率の算定結果を表-1に示す。

表-1 壁倍率の算定

試験体	加力方向	基準せん断耐力 (N)				壁倍率	決定壁倍率	備考
		① P1/a	② Pmax	③ 2/3 P max	④ P1/2r max			
1P 1 タイロッド式	+	1695	3528	2352	2754	1.01	1.29	a 200を使用 壁倍率の計算には①を使用
		2646	4704	3136	4047	1.57		
1P 2 タイロッド式	+	2607	30580	20380	15100	1.55	1.47	a 200を使用 壁倍率の計算には①を使用
		2352	17930	11960	9918	1.40		
1P 3 無載荷式	+	3048	3626	2411	3165	1.43	1.49	a 120を使用 壁倍率の計算には②を使用
		3606	3920	2607	3783	1.55		
2P 1 タイロッド式	+	8977	35380	23580	20360	2.79	2.60	a 200を使用 壁倍率の計算には①を使用
		7762	16270	10840	12210	2.41		
2P 2 無載荷式	+	8134	11070	7379	8330	2.53	2.42	a 120を使用 壁倍率の計算には②を使用
		7448	12450	8291	9682	2.31		
2P 3 無載荷式	+	6625	6860	4567	6154	1.42	1.75	a 120を使用 壁倍率の計算には②を使用
		7056	10090	6723	8085	2.09		

試験体1P-1はタイロッド式で実施した。しかしタイロッドの止め金具が弱くて外れたため、浮き上がり防止機能が充分働かなかった。破壊の要因はかすがいの抜けが原因であった。

試験体1P-2はタイロッド式で実施した。1P-1のように止め金具が外れないように上部フレームとの間を柱材で補強して止め金具の浮き上がりを防止した。その結果かすがいの抜けによる破壊は起こらなかった。しかし、荷重が直線的に上昇し試験機のフレームに荷重が掛かり過ぎることが考えられたため破壊までは行わず途中で中止した。最大荷重は30580 Nであった。

試験体1P-3は無載荷式で実施した。破壊の要因はかすがいの抜けが原因であった。最大荷重は1P-1に近い値であった。

試験体2P-1はタイロッド式で実施した。第4ストロークまではタイロッドは機能したが第5ストロー

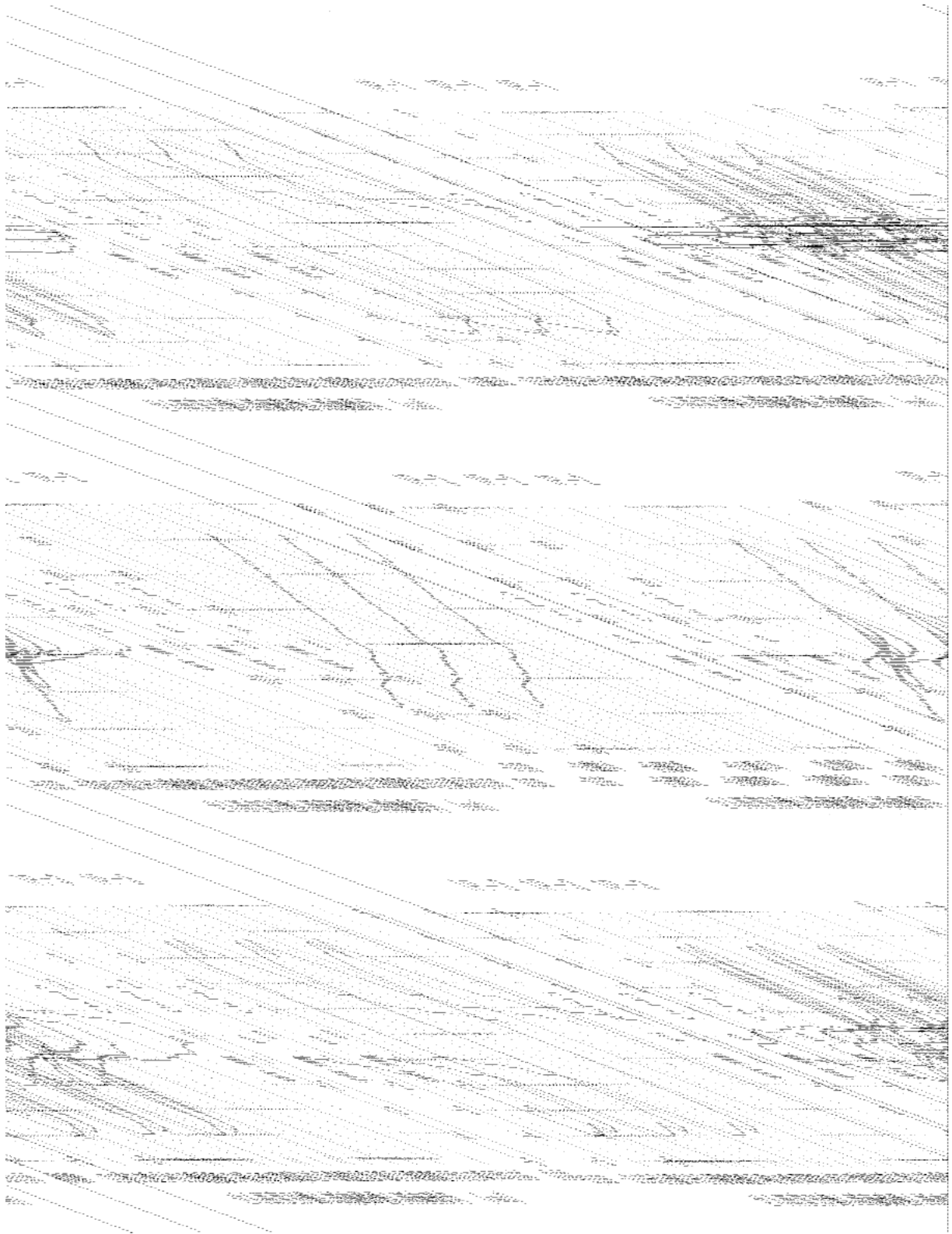


図-8-1 荷重とせん断変形角の関係および包絡線 (1P)

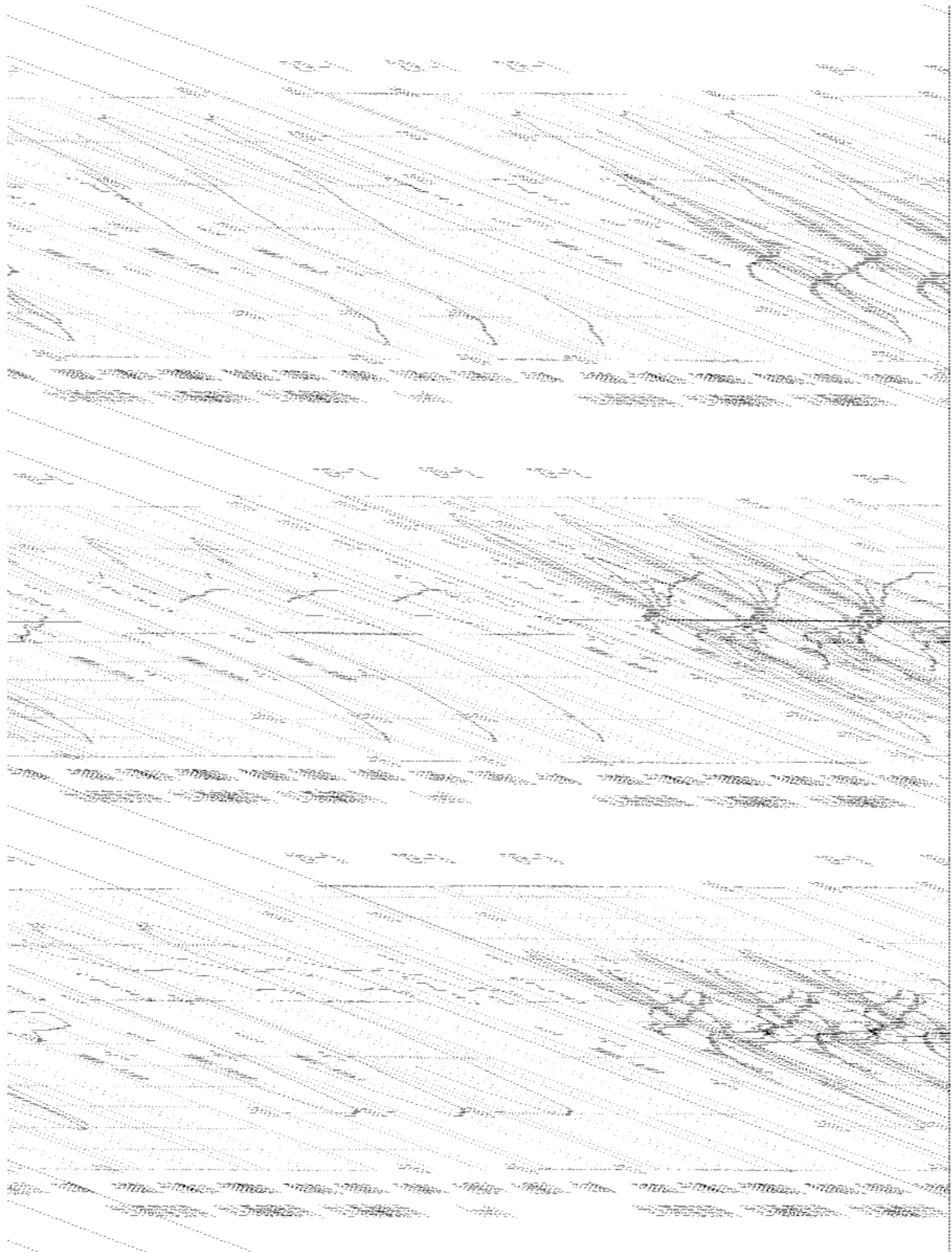


図-8-2 荷重とせん断変形角の関係および包路線 (2P)

クの1回目で止め金具に不具合が生じ試験体が破壊したため中止した。破壊の要因はかすがいの抜けが原因であった。最大荷重は35380 Nで今回の試験で最大の値であった。ちなみに小松ら(1997, 1998)の報告による最大荷重は19210 N(1960 kgf)が最大となっている。このことから連結枠は柱や土台の破壊が起こらないと試験体1P-1, 2P-1の結果が示すように相当の耐力があることが示唆された。

試験体2P-2は無載荷式で実施した。破壊の要因はかすがいの抜けが原因であった。

試験体2P-3は無載荷式で実施した。破壊の要因はかすがいの抜けが原因であった。当該試験体はかすがいの抜けが早く来たため最大荷重も低い値となった。

1Pの場合の壁倍率は1.29～1.49であり、建築基準法施行令第46条第3項に定める厚さ1.5 cmで幅9 cmの木材若しくは径9 mmの鉄筋のすじかいの壁倍率1.0と、厚さ3 cmで幅9 cmの木材のすじかいの壁倍率(1.5)の間にあることが確認された。

2Pの場合の壁倍率は1.75～2.60であり、建築基準法施行令第46条第3項に定める厚さ3 cmで幅9 cmの木材のすじかいの壁倍率1.5と、9 cm角の木材のすじかいの壁倍率3.0の間にあることが確認された。

しかし、これは破壊した試験体の破壊要因がすべての試験体においてかすがいの抜けが原因であったため、かすがいの効き如何が大きく影響したものと考えられた。従って土台と柱の結合方法をホールダウン金物等の使用により、かすがい以上により堅固に取り付けるようにすれば、壁倍率もより大きくなる可能性が示唆された。

小屋組強度性能試験

1 試験体の形状と性能試験の方法

試験体の形状は図-9のとおりで90 mm×90 mmのスギ直角材で作製した。柱を使用した壁体に対応するため、柱の厚みに応じたスペーサーを使用した。試験は2体について行い、実大材強度試験機を使用して2点荷重による4点曲げ強度試験を行った。使用した実大材強度試験機は島津製作所製(UH-100 A型)である。荷重は1.5 cm/minの一定速度とし、試験体中央のたわみを200 mm変位計で測定した。試験状況を写真-3に示す。

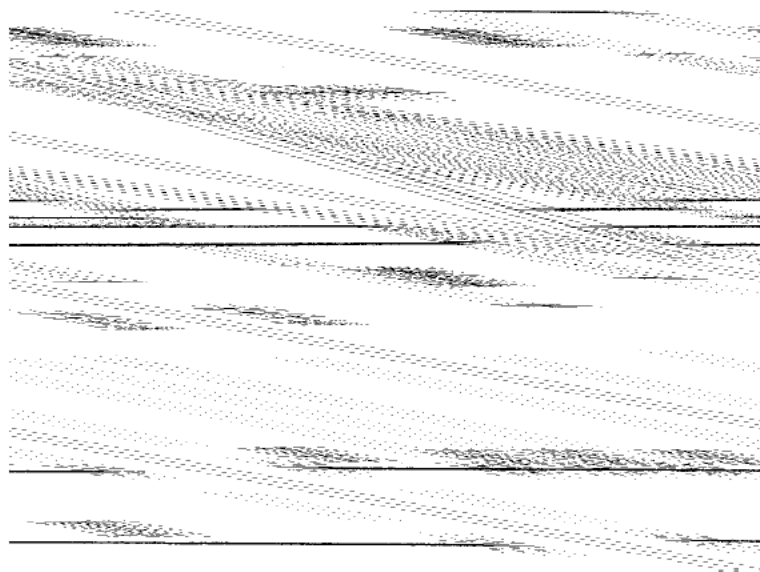


図-9 小屋組の曲げ試験



写真-3 小屋組強度性能試験状況

2 結果および考察

試験体 No1 の荷重とたわみの関係は図-10 のとおりであった。最大荷重は 31100 N で正面右側の載荷点下部の桁材が破断破壊した。破壊時点の試験体中央のたわみ量は 107.9 mm であった。小屋組連結枠には桁材が破断破壊したために下部接合部に開きが認められた。しかし、桁材の強度があればより以上に小屋組連結枠に耐力があることが示唆された。

試験体 No2 の曲げ強度は図-11 のとおりであった。最大荷重は載荷途中の 29170 N で支持台が転倒し、破壊まで至らずに試験を終了したため測定できなかった。試験終了時の試験体中央のたわみ量は 70.5 mm であった。試験体及び試験状況からは試験体 No1 より強度が有るように感じられた。

キット化を検討している小規模な建築物の小屋組に掛かる設計荷重は 2940 N 程度であるため、十分な強度であることが確認された。たわみについても設計荷重で 1.7～2.7 mm 程度であり、設計上許容されるスパンの二百分の一（この場合は 14.4 mm）を充分満足する値であった。

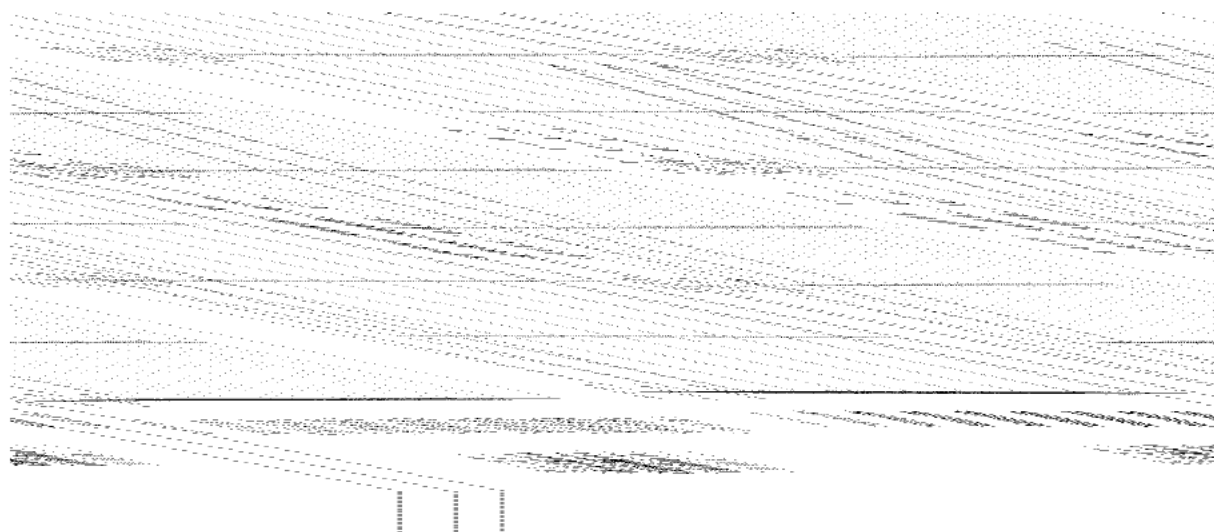


図-10 小屋組み曲げ試験における荷重とたわみの関係 (No. 1)

図-11 小屋組み曲げ試験における荷重とたわみの関係 (No. 2)

キット化の検討

耐力壁としての水平せん断性能試験，小屋組強度性能試験から壁体及び小屋組の強度が確認されたのでこれをもとに，小規模な建物の試設計を行った。その概要を図-12-1～12-2に示す。また，実用化に向けた取り組みとして飯南郡飯高町の協力を得て，飯高町波瀬地内に設計の一部を変更した試験的な建物を1棟試作（写真-4～6）した。今回の検討は建築基準法施行令による壁倍率の規定のない50㎡以下の建築物を対象として実施した。

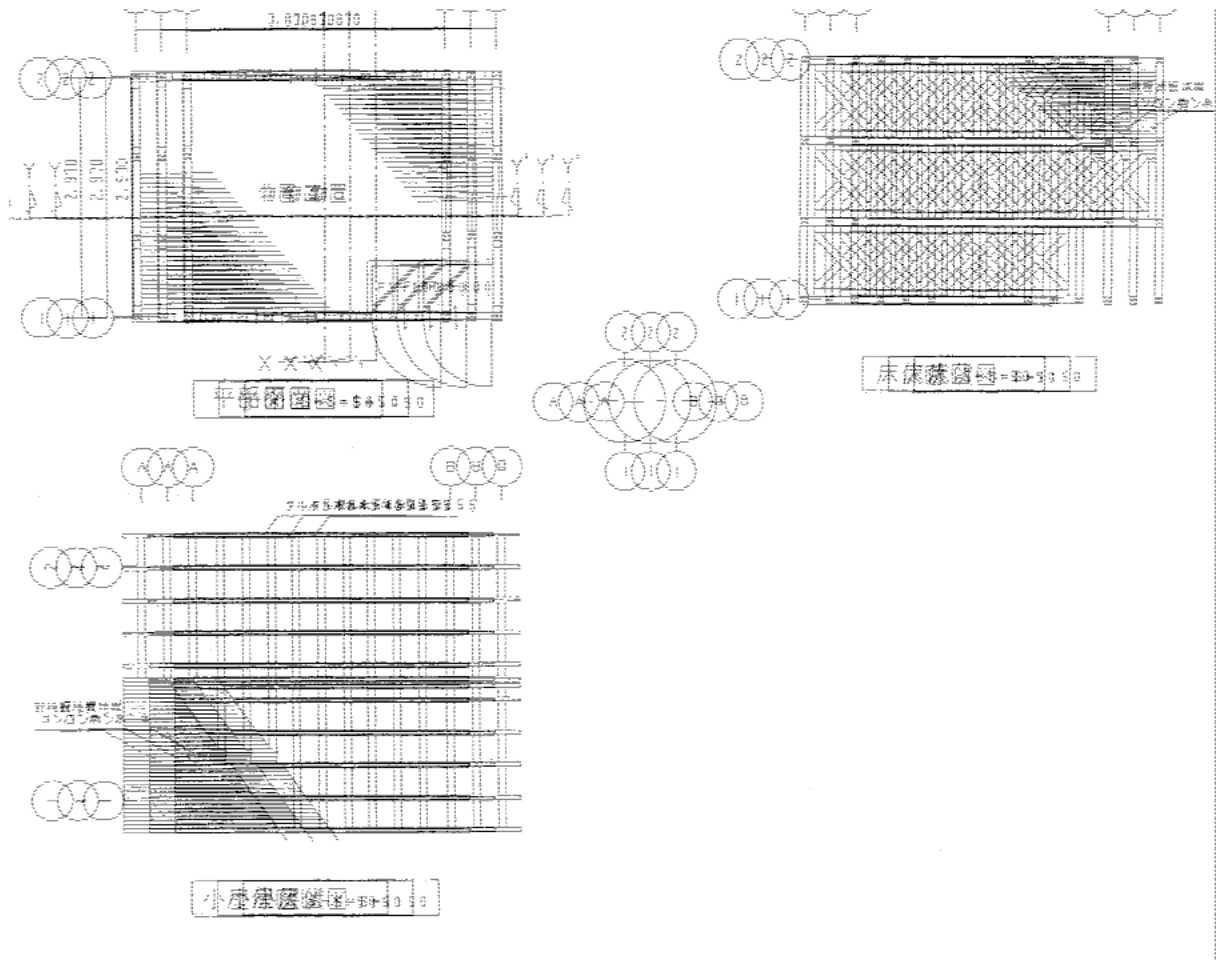


図-12-1 試設計建物の平面図と伏図



写真-4 試作建物の組立て状況



写真-5 試作建物の組立て状況



図-12-2 試設計建物の軸組図



写真-6 試作建物の組立て状況

謝 辞

本研究の実施に当たりご指導ご協力を賜りました名古屋大学大学院生命農学研究科の平嶋義彦教授，堀口建築設計事務所堀口茂義氏，飯高町役場海住利彦氏ほか関係の皆様方に対し，心より感謝の意を表します。

引用文献

- 小松幸平・瀧野真二郎・東丸真一. 1997. ソリッドパネル壁体の水平せん断耐力. 第47回日本木材学会大会研究発表要旨集, 223.
- 小松幸平・瀧野真二郎・東丸真一. 1998. スギ小幅板や挽き割り材等で構成された耐力壁の水平せん断性能. 木材研究・資料 第34号:167-186.
- 大石照美・平野 茂・古沢 信・寒竹 信・有馬孝禮. 1997. 木造軸組構法による実大建物の構造実験 (Ⅷ). 第47回日本木材学会大会研究発表要旨集, 235.
- 外園九十九・藤田晋輔・服部芳明・寺床勝也・日高健太郎・前泉正信・小林節郎・福島重人. 1997. 耐力壁を構成する数種の筋かいの変形について. 第47回日本木材学会大会研究発表要旨集, 218.