

既存木造住宅におけるせん断補強パネルを用いた 劣化軸組の耐震補強*1

本間智恵美*2,3, 寺西真隆*2, 佐々木義久*2, 平井卓郎*2

Earthquake-proof Reinforcement of Deteriorated Framing of Existing Wooden Houses with Shear-Resistant Components*1

Chiemi HONMA*2,3, Masataka TERANISHI*2,
Yoshihisa SASAKI*2 and Takuro HIRAI*2

A practical earthquake-proof reinforcement of existing wooden houses was proposed. This study focused on deteriorated framing at the sills and columns of external walls of Japanese conventional houses. The proposed method of reinforcement is: (1) Deteriorated sills and the bottoms of columns are removed and replaced with new members. (2) Shear-resistant components with structural wood-based panels, similar to ordinary nailed shear walls used in light frame construction, are installed and nailed to the frame members. (3) The assembled shear walls are anchored to the foundation in the following ways. The bottoms of the columns are fixed to the foundation with steel plates and concrete screws to resist pull-out forces. The sills are fixed to the foundation with concrete screws to resist shear forces. We conducted full scale tests of the reinforced shear walls and single shear tests of column-to-foundation and sill-to-foundation anchor systems. The test results verified the practical applicability of the earthquake-proof reinforcement proposed in this study.

Keywords: existing wooden house, earthquake-proof reinforcement, deterioration, shear-resistant component, anchor joint.

この研究では、在来構法住宅の土台および柱部分に劣化の生じた外壁軸組の簡便な耐震補強法について検討を加え、以下のような補強方法を提案した。(1)劣化した土台と柱下部を新規部材と交換する。(2)枠組壁工法用面材釘打ち耐力壁と同様なせん断補強パネルを軸組に挿入する。(3)出来上がった補強耐力壁を次の2つの方法でアンカー接合する。まず、柱と基礎を鋼板とコンクリートスクリューで接合し、引き抜き力に抵抗させる。次に、土台と基礎をコンクリートスクリューで接合し、せん断力に抵抗させる。この補強耐力壁およびアンカー接合部について実験検証を行い、上記の補強法の有効性を確認した。

1. 緒 言

1981年、建築基準法の耐震基準が改正され、新耐

震設計法に移行した。2000年改正の新建築基準法では、この耐震基準を踏襲しながら、要求性能の明確化が図られた¹⁾。これらの法規を満たす木造住宅の耐震性能は「一応問題ない」とされているが¹⁾、これは新築時の性能に対する評価であり、経年劣化を生じた建物の耐震性を保障するものではない^{2,3)}。また、新耐震設計法以前の木造住宅も多数現存している。これらの既存木造住宅をすべて改築することは、経済的、資源的な問題に加え、炭素貯蔵機能^{4,5)}の維持という点からも最適な方策とは言えない。したがって、適切な耐震改修による既存木造住宅の長寿命化は、社会的にも重要な課題であると思われる。

*1 Received July 6, 2007; accepted December 14, 2007. 本研究の一部は日本木材学会北海道支部研究発表会(2006年11月,札幌)において発表した。

*2 北海道大学大学院農学研究院・農学院 Research Faculty and Graduate school of Agriculture, Hokkaido University, Sapporo 060-8589, Japan

*3 大和ハウス工業(株) Daiwa House Industry Co. Ltd., Osaka 530-8241, Japan

これまでに提案されている木造住宅の耐震補強法は、健全部材を想定したものが多いが⁶⁻¹⁰⁾、実際の耐震改修では、腐朽や蟻害などの生物劣化³⁾に対する考慮が不可欠である^{1,11)}。しかし、部材劣化を考慮した補強方法の検討は、まだ極めて不十分な現状にある。現在耐震補強の対象となる既存木造住宅は、在来軸組構法によるものが大半であるが、一般に最も劣化が生じ易いとされているのは、土台と1階の柱脚部である²⁾。このため、劣化の生じた土台・柱脚部の交換を含む補強法の検討が必要となる。その場合、現実的な普及を考えると、大掛かりな機械力の導入や特殊な補強部材の使用を必要としない、出来る限り簡便で一般的な施工法の確立が望まれる。

このような現状認識から、本研究では耐震補強が必要な既存在来軸組構法住宅を対象とし、土台・柱脚部が劣化した外壁の軸組部分に、簡便で有効な耐震補強を施す方法と補強外壁のアンカー方法について検討を加えることにした。

2. 耐震補強方法

2.1 軸組の補強方法

在来軸組構法の土台・柱脚部に生物劣化が生じ、部材交換が必要な場合、既存の軸組部材に直接筋かいや面材を取り付ける補強法は適用できない。そこで、枠組壁工法用204材(断面38×89 mm)に構造用面材(厚さ9~12 mm程度)を釘打ちしたせん断補強パネル¹²⁾を、既存部材と劣化部の交換部材からなる正角材(105 mm角)の軸組内にはめ込む方法を採用した。

この研究で想定した補強改修手順を以下に示す。

(1) 無開口補強壁

- ①土台・柱の劣化部分を除去する (Fig. 1(a))。
- ②除去部分に外壁側から水平方向に新規部材を挿入する (Fig. 1(b))。
- ③新規部材と基礎を緊結する (Fig. 1(c))。
- ④枠組壁工法用204材に構造用面材を釘打ちしたせん断補強パネルを軸組に挿入し、パネルの枠材を軸組部材に釘打ちして一体化する (Fig. 1(d))。
- ⑤柱切断部と柱-胴差仕口部を金物補強する (Fig. 1(e))。

(2) 窓開口補強壁

- ①~③は無開口補強壁と同様の手順である。
- ④窓開口補強の場合、窓部分では柱の曲げで水平力を伝達する必要がある。そこで、軸組にせん断補強パネルを挿入する際、枠材と柱の間に接着剤を塗布してから、釘打ちする (Fig. 1(f))。
- ⑤柱切断部の外側から、204材などの木材を釘、木

ネジ等で固定しながら接着補強する (Fig. 1(g))。

上記(1)④、(2)④の施工工程については、予め作製したせん断補強パネルを挿入する代わりに、先に204材を軸組部材に取り付け、この204材を受け材として面材を取り付ける方法も採用可能である。

2.2 補強壁のアンカー方法

改修時に既存アンカーボルトによる有効な緊結が難しい場合、何らかのアンカー補強が必要になる。しかし、小規模木造住宅のコンクリート基礎には、モルタルを除く基礎幅が120 mm程度でシングル配筋されたものが多く、基礎上面から後施工アンカーボルト等を取り付けることが困難なことがある。そこで本研究では、次のような接合法を併用することにより、引き抜き力とせん断力に抵抗させることにした。

①柱-基礎接合

Fig. 2に示すように、柱と基礎とを鋼板添え板を用いて1面せん断接合し、柱脚部の引き抜き力に抵抗させる。この接合の基礎側には、各種の後施工アンカーボルト類が使用可能であるが、ここでは施工の容易なコンクリートビスを用いることにした。柱側の接合部分には、各種の木材接合具が使用可能である。

②土台-基礎接合

①の接合法は、鋼板が薄いとせん断力に対しては十分な耐力を期待できないので、交換部材として挿入した土台と基礎とを、基礎の配筋部分を避けて、コンクリートビスで接合し、せん断力に抵抗させる (Fig. 2)。

3. 補強壁のせん断耐力評価

3.1 実験方法

Fig. 3, 4に示されるような無開口および窓開口補強壁(高さ2700 mm, 幅910 mm)を作製し、実大せん断耐力試験を行った。試験体の作製方法は、2.1と同様である。ここでは、劣化の発生危険度を考え、土台と柱の下端から約1 mの部分交換するものとした。使用したせん断補強パネルは、9.5 mm厚の構造用OSBを204材の枠材にCN50釘を用いて100 mm間隔で釘打ちしたもので、枠材どうしの接合部はCN90釘2本打ちとした。このせん断補強パネルを劣化部材交換を行った軸組に挿入し、CN90釘を用いて100 mm間隔で釘打ちした。

無開口補強壁 (Fig. 3) の柱接合部は、枠組壁工法用帯金物 (S-65) 2枚とCN65釘で外側から補強した。一方、窓開口補強壁 (Fig. 4) では、せん断補強パネルを軸組に挿入する際、枠材 (204材) と

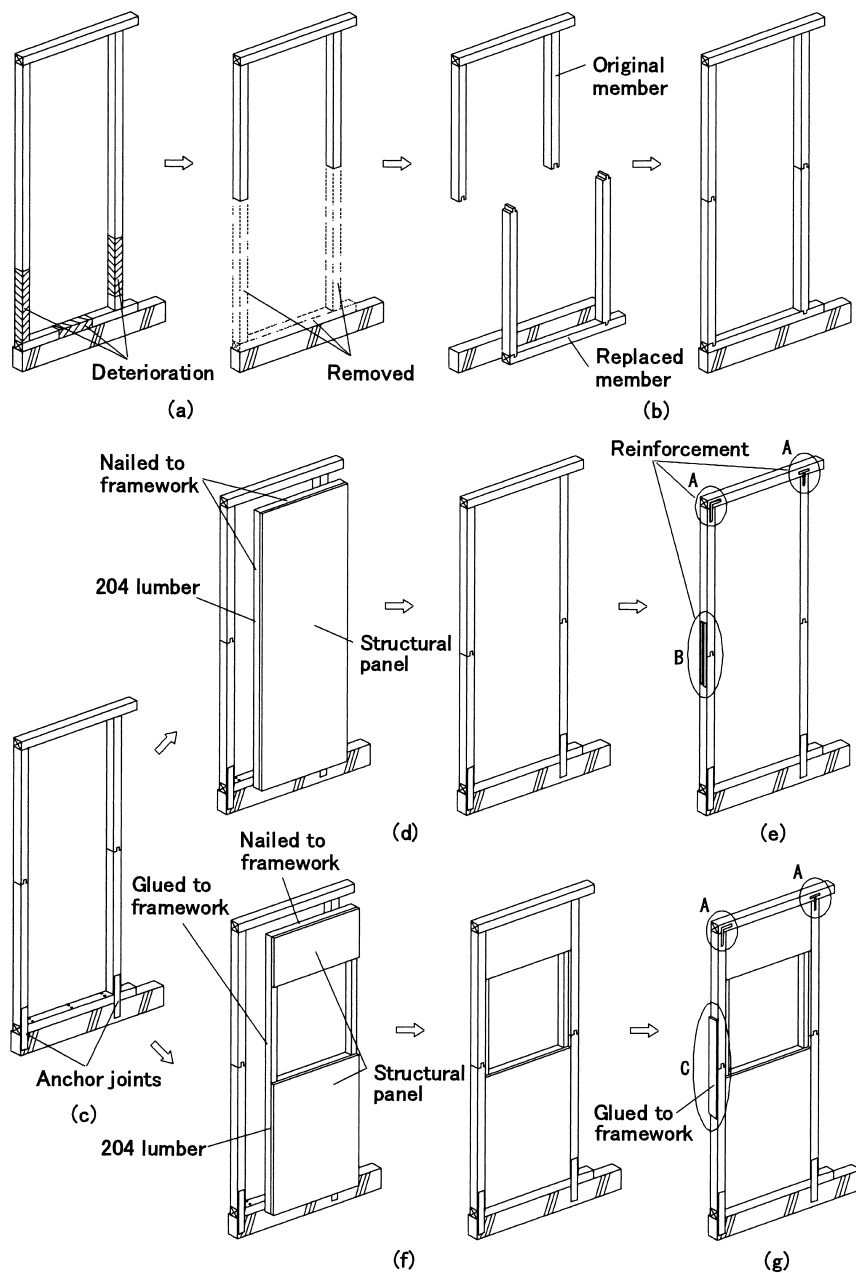


Fig. 1. Assembly procedures of reinforced shear walls.

柱との間に湿気硬化型ポリウレタン樹脂接着剤（サンスター技研）を塗布してから、無開口補強壁と同様にCN90釘、100 mm 間隔で釘打ちした。また、柱接合部は外側からも204材を同じ方法で接着して補強した。柱と胴差の仕口部は、無開口、窓開口とも角金物（CP-LまたはCP-T）で補強した。試験体数は、無開口、窓開口各3体ずつとした。軸組部材に

は、ホワイトウッド（オウシュウトウヒ：*Picea abies*）の正角材（105 mm 角）を、またせん断補強パネルの枠材にはSPF204材を使用した。使用した木材とOSBの実測基礎材質をTable 1に示す。表中の動的ヤング係数は縦振動法により、せん断弾性係数はパネルシア法により測定した。

作製した試験体は、Fig. 3のように柱脚部を片面

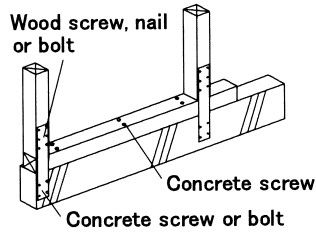


Fig. 2. Anchor joints.

2個, 計4個のホールダウン金物(ビス留めホールダウン金物U20:カネシン)で固定した¹³⁾。せん断耐力試験は無載荷式で行い, 柱上端と下端の水平変位から計算された見かけのせん断変形角に基づいて正負交番繰り返し負荷を加えた。繰り返しは見かけのせん断変形角 $1/450$, $1/300$, $1/200$, $1/150$, $1/100$, $1/75$, $1/50$ radで, 各3回ずつ行った。繰り返し終了後, 試験体が完全に破壊するか, あるいは荷重が最大荷重の80%を大きく下回るまで単調加力を行った。

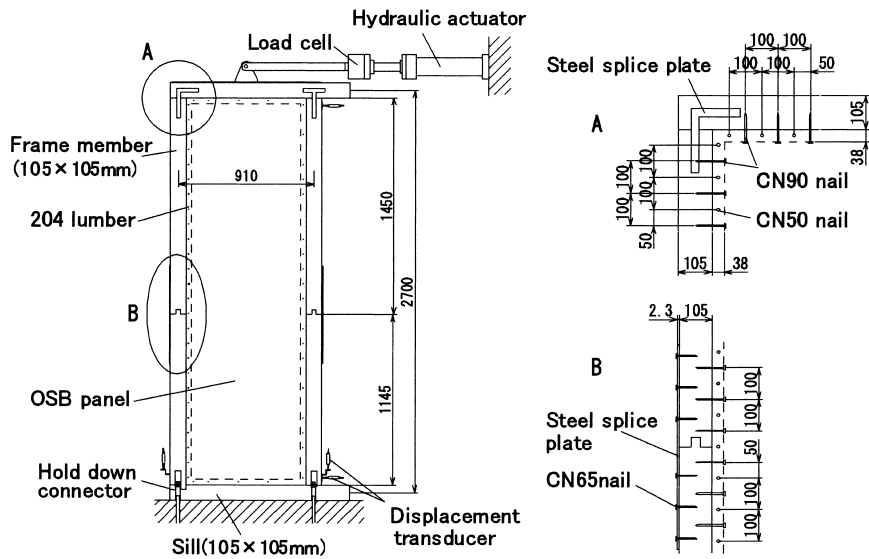


Fig. 3. Reinforced shear wall without opening.

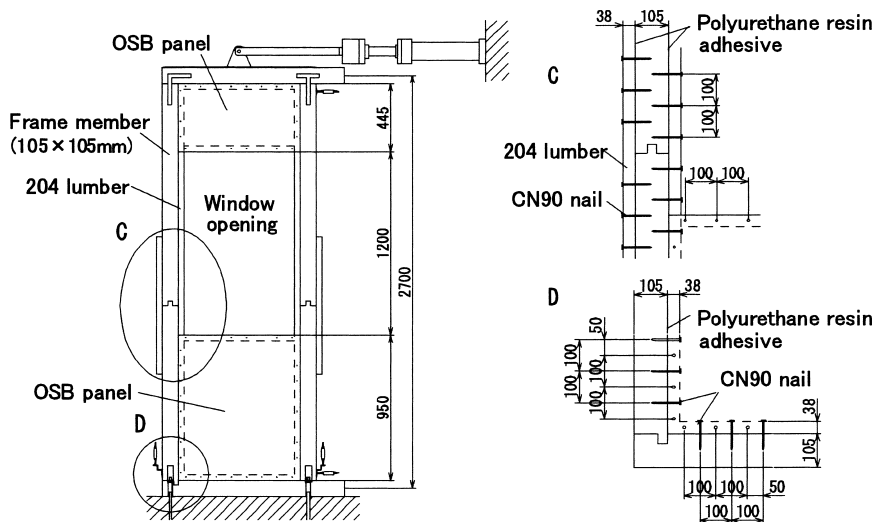


Fig. 4. Reinforced shear wall with a window opening.

Table 1. Basic properties of test materials.

	r_u		u (%)		E (GPa)		G (GPa)	
	Ave	CV (%)	Ave	CV (%)	Ave	CV (%)	Ave	CV (%)
Frame member	0.41	3.0	14.7	9.0	9.5	13.4	-	-
204 lumber	0.44	5.0	13.1	6.1	9.9	18.9	-	-
OSB panel	0.65	2.0	7.1	4.3	-	-	1.52	7.5

r_u : Specific gravity at moisture content u %, u : Moisture content, E : Dynamic Young's modulus, G : Shear modulus of rigidity, Ave: Average, CV: Coefficient of variation.

3.2 実験結果と考察

3.2.1 無開口補強壁の荷重-変形角曲線と破壊性状

無開口補強壁の見かけの荷重-変形角曲線(包絡線)を Fig. 5(a)に示す。破壊性状は3体の試験体で異なり、1体はせん断補強パネルの面材釘打ち部分で、2体は接合金物で補強した柱頭部(Fig. 1(e), A)または柱接合部(Fig. 1(e), B)で破壊した。今回の実験では、軸組接合部で破壊した試験体が、最大耐力、靱性ともに上回ったため、このせん断補強パネル仕様に対しては、柱頭部や柱接合部をこれ以上強化しても、耐力向上はあまり期待できないと考えられる。もちろん、より耐力の高いせん断補強パネルを使用する場合は、それに応じた軸組接合部の補強が必要となる。

なお、実際の現場作業で、既存部材と新規部材の取り合い部分を精度良く加工・嵌合することが難し

い場合は、充填性の高い接着剤を用いて密着させ、圧縮力を伝達させることも可能である^{14,15)}。

3.2.2 窓開口補強壁の荷重-変形角曲線と破壊性状

窓開口補強壁の見かけの荷重-変形角曲線を Fig. 5(b)に示す。破壊性状は添え板接着補強部(Fig. 1(g), C)の隅角部(切り欠き基部)を基点とする割裂破壊と、腰壁のせん断補強パネル釘打ち部分の破壊とに分かれた。

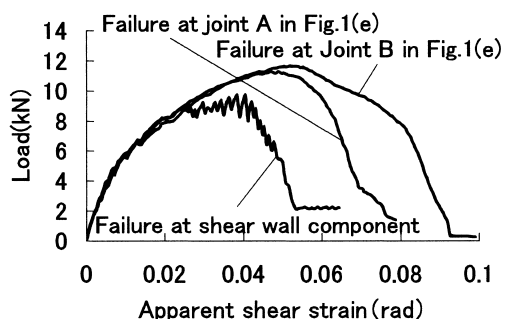
最大耐力は破壊性状に関係なくほぼ同程度となったが、最大変形能は軸組の接着接合部で破壊した試験体が最も小さく、せん断補強パネルで破壊した試験体が、相対的に高い靱性を示した。このことから、柱の接着補強法を改善して耐力に余裕を持たせ、せん断補強パネルの破壊が先行するように設計するのが望ましいと言える。なお、本研究では柱接合部に204材を接着して補強したが、出隅部分では補強材の厚さが制限されるため、薄肉鋼板やCFRPシートなどを使用することになる。また、中間部分の柱についても同様の補強が可能である。

3.2.3 基準せん断耐力

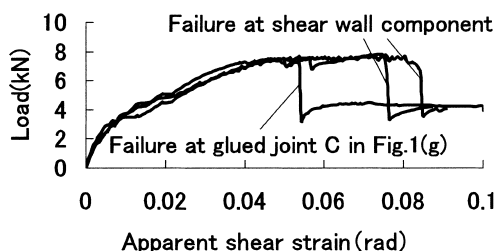
すべての試験体について、標準的な評価法¹³⁾に従って算出した単位壁長1mあたりの短期基準せん断耐力と、それに対応する壁倍率換算値を Table 2に示す。ただし、窓開口補強の場合、壁長が長くなると柱に加わる曲げモーメントも大きくなるため、それに応じた補強を行わないと表中のせん断耐力は発揮できないと考えられる。

無開口補強では、柱が途中で切断され添え板型の釘接合で補強されているだけであるが、せん断補強パネルの釘打ち間隔を100mmとすることにより、約2.4の壁倍率換算値が得られている。この数値は、在来軸組構法用の面材釘打ち耐力壁(N50釘, 150mm間隔)の壁倍率2.5に近い値となっている。ただし、実際の設計で使用する短期許容せん断耐力を決める際には、施工係数等の検討が必要になると考えられる。

今回の実験では、施工の容易さと施工管理の安定性を考え、釘打ちのみによる補強を行ったが、窓開



(a) Reinforced shear wall without opening



(b) Reinforced shear wall with a window opening

Fig. 5. Load-deformation curves of reinforced shear walls.

Table 2. Basic lateral resistance of reinforced shear walls.

	No.	Evaluated value (Unit: kN)				Basic lateral resistance per unit wall width 1 m (kN)	Equivalent shear wall factor
		$P_{1/20}$	$2P_{max}/3$	P_y	$0.2P_u/D_s$		
Without opening	1	5.17	7.51	5.95	4.82	4.82	2.46
	2	5.32	7.76	5.56	5.71		
	3	5.15	6.47	5.17	3.98		
With an opening	1	3.41	5.01	3.50	3.08	3.46	1.76
	2	3.21	5.05	3.41	3.36		
	3	3.31	5.11	4.04	3.29		

$P_{1/20}$: Lateral resistance at apparent shear strain 1/20 rad., P_{max} : maximum resistance, P_y : Apparent yield resistance, P_u : Apparent ultimate resistance, D_s : Structural characteristic factor.

口補強と同様に接着補強により軸組とせん断補強パネルを一体化させれば、性能向上が図れる可能性がある。また、使用する構造用面材や枠材によっても、せん断耐力が左右されよう。いずれにせよ、耐震補強を必要とする既存住宅において、一部耐力壁のせん断剛性を過度に向上させることは、応力集中による接合部や基礎の負担増加を招くことになるので、補強目標は全体的な性能バランスを慎重に考慮して設定する必要があると考えられる。

窓開口補強では、壁倍率換算値が約1.7となり、開口部補強としては、それなりの性能が得られた。今回は、使用設備の制約から910 mm 幅の窓開口についてのみ実験を行ったが、この開口幅は住宅用としては配置が限られるので、今後は各種の開口幅と軸組補強法に対する検討が必要となろう。

窓開口補強の問題点は、せん断補強パネルと軸組の接合、軸組切断部の補強接合に現場接着を必要とし、この工程管理が不適切だと耐力を確保できない危険性を持っていることである。この点については、新築時の施工信頼性の考え方と、既に劣化による性能低下の生じている既存建物の補強改修における施工信頼性の考え方の整理を含め、今後の議論が必要である。

3.2.4 他の耐力壁とのせん断耐力特性比較

建物の耐震性能評価では、個々の耐力壁のせん断耐力特性を考慮した耐力加算が基本となる¹⁶⁾。そこで、既往の面材張り耐力壁（枠組壁工法用：高さ2400 mm，幅910 mm，構造用 OSB，CN50 釘100 mm 間隔：壁倍率3.0¹⁷⁾，および筋かい軸組（高さ2730 mm，幅910 mm，2 つ割材筋かい：壁倍率2.0相当¹⁸⁾）の荷重-変形角曲線と、本実験で得られた無開口補強壁、窓開口補強壁の荷重-変形角曲線を概観的に比較してみた結果が Fig. 6 である。ただし、図には既往のデータと揃えるため、見かけの変形角から脚部の浮き上がりによる変形角を差し引いた真

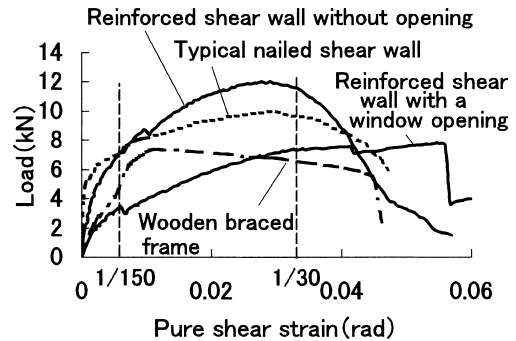


Fig. 6. Load-deformation characteristics of reinforced shear walls compared with typical shear walls.

の荷重-変形角曲線を示してある。

図中の各曲線を比較すると、本研究の補強壁は、筋かい軸組とは安全に耐力加算が行えそうであるが、面材釘打ち耐力壁と比較すると初期剛性が低く、損傷限界以下（図中の1/150 rad. 以下）での水平力負担は低めに想定すべきであると考えられる。無開口補強壁の初期剛性を高め、損傷限界レベルでの性能を向上させるには、軸組の接着補強による初期変形の抑制が効果的であろう。

一方、変形角 1/30 rad. 付近の耐力を比較すると、無開口補強壁の耐力は壁倍率3.0相当の面材釘打ち耐力壁と同等以上、窓開口補強壁の耐力は壁倍率2.0相当の筋かい軸組とほぼ同等となっており、倒壊防止の点では、いずれも効果的な補強となっているようである。

4. 補強壁のアンカー接合耐力評価

4.1 実験方法

2.2で述べたアンカー補強部の耐力を把握するため、以下のような実験を行った。

初めに、小規模木造住宅の基礎仕様を考え、被り厚40 mm でD10の鉄筋を井桁状にシングル配筋した

240×240×120 mm のコンクリート試験体を作製した (Fig. 7)。コンクリートの検査強度は、現場養生28日間で19.1 MPaであった。このコンクリート試験体を用いて、次の2種類の1面せん断耐力試験を行った。

①柱-基礎接合

2.2①の接合部は、柱側と基礎側からなる。このうち、柱 (木材) 側については、木質構造設計規準¹⁹⁾ その他で耐力計算が可能であり、また許容耐力の設定されている様々な接合具も市販されている。そこで、本研究では設計資料の少ない、コンクリートと鋼板の接合について検討することにした。ここでは、標準的な軸組と基礎の仕様を考え、幅90 mm のステンレス鋼板 (SUS304系：厚さ2.0 mm) を市販のステンレス製コンクリートビス (SUS304系：呼び径6.0 mm, 長さ45 mm：サンコーテクノ) 4本を用いて、Fig. 7のようにコンクリート試験体に取り付け、単調負荷による1面せん断試験を行った。試験体数は6体とした。

②土台-基礎接合

2.2②の接合では、土台から基礎へ配筋部を避けてコンクリートビスを打ち込むことになる。ここでは、補強壁の軸組部材に用いたものと同様のホワイトウッド正角材 (105 mm 角) を市販の長軸コンクリートビス (呼び径6.0 mm, 長さ120 mm：ヤマヒロ) 2本を用いて、Fig. 8のようにコンクリート試験体に取り付けた。その際、正角材を30 mm 程度座堀りし、コンクリートビスの打ち込み長を約45 mm とした。また、接合耐力に影響を与える縁距離 (基礎側面からコンクリートビスまでの距離) は25 mm とした。なお、この接合部は外部に露出しないことから、普通鋼材のコンクリートビスを用いた。使用した木材の気乾比重の平均値と変動係数は0.39, 9.5%, 含水率の平均値と変動係数は16.1%, 3.4%であった。

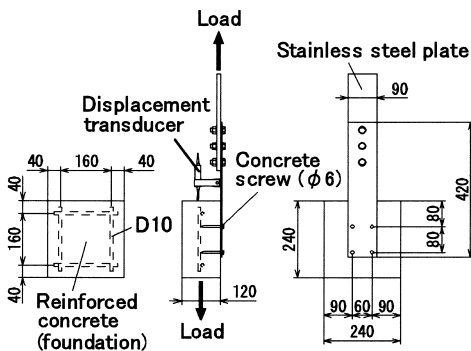


Fig. 7. Single shear test of column-foundation joint.

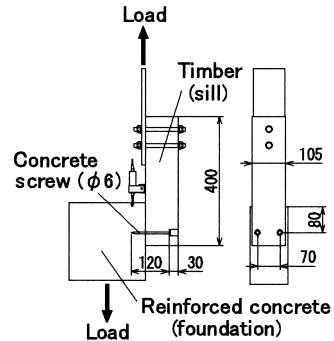


Fig. 8. Single shear test of sill-foundation joint.

試験方法と試験体数は、①と同様である。

4.2 実験結果と考察

2種類の実験から得られた荷重-すべり曲線を Fig. 9, 10に、測定された最大耐力の平均値、標準偏差、75%信頼水準における5%下限推定値を Table 3 に示す。柱-基礎接合の破壊はコーン破壊、土台-基礎接合の破壊はコンクリートビスの破断であった。

この実験ではモルタル仕上げを考慮していないが、コンクリートビス長さの選択や座堀り深さによ

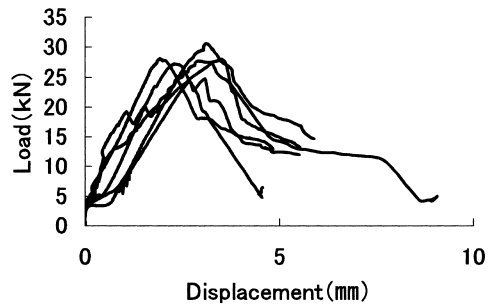


Fig. 9. Load-displacement curves of column-foundation joints.

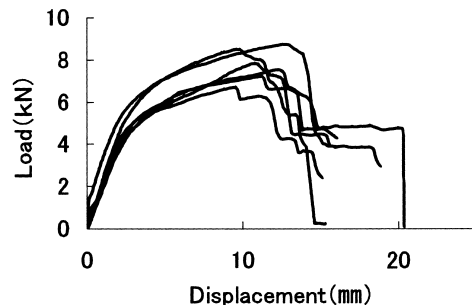


Fig. 10. Load-displacement curves of sill-foundation joints.

Table 3. Maximum resistance of anchor joints.

	Ave	SD	L0.05	f_u
Column-foundation joint with 4 concrete screws	27.7	1.9	23.3	15.5
Sill-foundation joint with 2 concrete screws	7.75	0.77	5.96	3.9

Ave : Observed average maximum resistance, SD : Standard deviation, L0.05: 5th percentile lower limit resistance, f_u : Design ultimate resistance given by $L0.05 \times 2/3$.

る調整が可能である。ここでは、既存住宅の耐震補強を目的としていることから、補強壁の終局耐力に注目して、接合性能の検討を行うことにする。

今回使用したコンクリートの強度は19.1 MPaとなっており、一般住宅の基礎としては、適当な材質である²⁰⁾。また、土台-基礎接合にも、低比重のJ3¹⁹⁾に区分される木材を使用している。したがって、Table 3の5%下限推定値はほぼ妥当だと考えられるが、基礎の劣化や施工精度も考慮し、その2/3を設計用終局せん断耐力とすると、柱-基礎接合の設計用終局せん断耐力はコンクリートビス4本あたり15.5 kN（ただし、柱側に同等以上の接合具を配置した場合）、土台-基礎接合の設計用終局せん断耐力はコンクリートビス2本あたり3.9 kNとなる。

以上の設計用終局せん断耐力と、壁長910 mmの無開口補強壁における柱脚部の必要終局引き抜き耐力、土台-基礎面の必要終局せん断耐力を、以下の仮定に従って比較してみる。

- 1) アンカー接合部の必要耐力算定に用いる無開口補強壁の壁倍率換算値を、内壁側の付加的なせん断耐力等も考慮して3.0とする。
- 2) 耐力壁の反曲点高さ比を隅部では0.8、中間部では0.5とする²¹⁾。
- 3) 耐力壁の終局せん断耐力を許容せん断耐力の1.8倍（保証安全率1.5の1.2倍）とする。

Table 4. Arrangement of column-foundation and sill-foundation joints.

	P_u (kN)	V_1 (kN)	V_2 (kN)	$V_1 - V_2$ (kN)	f_{c-f} (kN)	$(V_1 - V_2)/f_{c-f}$	n_c	f_{s-f} (kN)	P_u/f_{s-f}	n_s
Corner walls	9.63	23.1	1.0	22.1	15.5	1.4	2	3.90	2.47	3
			3.0	20.1		1.3				
			5.0	18.1		1.2				
Other walls		14.4	1.0	13.4		0.9	1			
			3.0	11.4		0.7				
			5.0	9.4		0.6				

P_u : Design ultimate lateral force applied to the reinforced shear wall without opening, which is given by 1.8 times its allowable lateral resistance, f_{c-f} or f_{s-f} : Design ultimate resistance of the column-foundation or sill-foundation joint shown in Table 3, V_1 and V_2 : Pull-out force and vertical load shown in Fig. 11, n_c : Required number of column-foundation joint with 4 concrete screws or sill-foundation joint with 2 concrete screws.

4) 柱に加わる鉛直荷重を、1.0 kN, 3.0 kN, 5.0 kN とする。

5) 隅部の壁には、直交して2枚の鋼板が配置できるものとする。

上記の仮定に従って計算した結果を Table 4 に示す。柱-基礎接合に加わる引き抜き力の最大値は、Fig. 11に示される設計用終局せん断耐力 P_u と釣り合う柱脚部の引き抜き力 V_1 とこの柱に加わる鉛直荷重 V_2 の差 ($V_1 - V_2$) となる。また、土台-基礎接合に加わるせん断力の最大値は設計用終局せん断耐力 P_u に等しい。柱-基礎接合の設計用終局耐力 f_{c-f} (Table 3の f_u) に基づき、コンクリートビス4本からなる接合単位の必要数を求めると、中間部の柱では1組（コンクリートビス4本）、隅部の柱では2組（コンクリートビス8本）となる。同様に、土台-基礎接合の設計用終局耐力 f_{s-f} (Table 3の f_u) から、接合単位の必要数を求めると、3組（コンクリートビス6本）となる。

このうち、柱-基礎接合については、より耐力の高い後施工アンカー類の使用や、添え柱を介した鋼板の並列配置などによる隅部補強壁の緊結も可能である。実際の柱-基礎接合では、Fig. 9の荷重-すべり曲線に、柱側のすべりが加わり、両者の組み合わせ

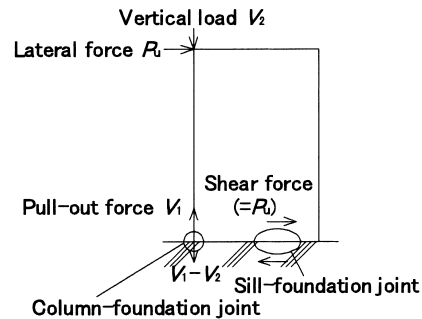


Fig. 11. Equilibrium of a reinforced shear wall system.

せて接合部全体としての荷重-すべり特性が決まる²²⁾。Fig. 9の荷重-すべり曲線を見ると、最大耐力時の変位が2~4 mm程度で、破壊挙動も脆性的である。したがって、柱側(木材側)接合部の破壊を先行させる(柱側の終局耐力を基礎側より低めに設計する)方が、高い靱性を付与できる場合が多いと考えられる。ただし、木材接合部は使用する接合具や配置により靱性に著しい差が生じるので、適切な接合仕様の選択が必要になる。

5. 結 論

本研究において、以下の点が明らかとなった。

- 1) 軸組の土台、柱下部に劣化の生じた既存木造住宅では、軸組の劣化部分を交換した後、杵材に構造用面材を釘打ちしたせん断補強パネルを挿入することにより、耐震補強が可能である。
- 2) 壁長910 mmの無開口補強壁では壁倍率換算値で2.4程度の、窓開口補強壁でも1.7程度の基準せん断耐力が得られる。
- 3) 補強壁に加わる引き抜き力に対しては、ステンレス鋼板とコンクリートビスを用いた接合により、またせん断力に対しては、長軸コンクリートビスを用いた土台-基礎接合により、必要な耐力を確保できる。
- 4) 以上により、軸組の土台、柱下部が劣化している場合にも、一般的な市販材料のみを用いて、簡便で有効な耐震補強が可能である。

文 献

- 1) “木造住宅の耐震診断と補強方法-木造住宅の耐震精密診断と補強方法(改訂版)-”, 国土交通省住宅局建築指導課監修, 日本建築防災協会, 東京, 2005, pp. 1-9.
- 2) “木造住宅3 耐久性向上の手引き”, 日本住宅・木材技術センター編, 丸善, 東京, 1982, pp. 19-22.
- 3) 平井卓郎, 宮澤健二, 小松幸平: “木質構造 第2版”, 東洋書店, 東京, 2006, pp. 136-137, 148-150, 187-189.
- 4) “建築に役立つ木材・木質材料学”, 今村祐嗣, 川井秀一, 則元 京, 平井卓郎編, 東洋書店, 東京, 1997, pp. 19-22.
- 5) “森林の科学”, 中村太士, 小池孝良編, 朝倉書店, 東京, 2005, pp. 152-155.
- 6) 今村岳大, 村上 幸, 角 徹三, 中治弘行, 松野

一成: 日本建築学会大会学術講演梗概集, 近畿, 2005, pp. 119-120.

- 7) 前田匡樹, 佐藤晃章, 利根川純平, 堀 則男, 五十嵐俊一, 五十田博, 白鳥行則, 五十嵐徹, 四釜健治, 田邊美由紀: 日本建築学会大会学術講演梗概集, 近畿, 2005, pp. 131-132.
- 8) 松本年雄, 田中茂樹, 村松敏雄, 幸田 稔: 日本建築学会大会学術講演梗概集, 近畿, 2005, pp. 141-142.
- 9) 速水 茂, 西川 徹, 田中 圭, 後藤泰男, 井上正文: 日本建築学会大会学術講演梗概集, 関東, 2006, pp. 233-234.
- 10) 佐藤晃章, 小原 学, 内田崇彦, 三辻和弥, 前田匡樹, 五十嵐俊一: 日本建築学会大会学術講演梗概集, 関東, 2006, pp. 341-342.
- 11) “木造建築物の耐久性向上技術”, (財)国土開発技術研究センター建築物耐久性向上技術普及委員会編, 技報堂出版, 東京, 1986, pp. 30-35.
- 12) “1998年杵組壁工法建築物設計の手引”, (社)日本ツーバイフォー建築協会, 東京, 1998, pp. 38-63.
- 13) 篤海四郎: 建築技術2001年3月号別冊6「木造住宅の構造設計」, 96-103 (2001).
- 14) 佐々木貴信, 小泉章夫, ヨルゲン イェンセン, 飯島泰男, 田村靖夫, 小松幸平: 木材学会誌 45(1), 17-24 (1999).
- 15) Dansoh, A. B., Koizumi, A., Hirai T.: *J. Wood Sci.* 49(3), 405-410 (2003).
- 16) 平井卓郎, 宮澤健二, 小松幸平: “木質構造 第2版”, 東洋書店, 東京, 2006, p. 74.
- 17) 矢永国良, 佐々木義久, 平井卓郎: 木材学会誌 47(3), 242-251 (2001).
- 18) 藤田京里, 佐々木義久, 平井卓郎, 新田亜希: 第50回日本木材学会大会研究発表要旨集, 京都, 2000, p. 239.
- 19) “木質構造設計規準・同解説-許容応力度・許容耐力設計法-”, 日本建築学会, 東京, 2002, pp. 26-60.
- 20) “小規模建築物基礎設計の手引き”, 日本建築学会, 東京, 2001, p. 60.
- 21) 平井卓郎, 宮澤健二, 小松幸平: “木質構造 第2版”, 東洋書店, 東京, 2006, pp. 82-83.
- 22) 平井卓郎, 宮澤健二, 小松幸平: “木質構造 第2版”, 東洋書店, 東京, 2006, pp. 119-128.