

接合具の低サイクル疲労特性を考慮した

合板張耐力壁の復元力特性*

Restoring Force Characteristics of Plywood-Sheathed Shear Wall
Considering Low Cycle Fatigue Characteristics of Fasteners

長瀬 亘
Ko Nagase

*岐阜大学大学院連合農学研究科博士学位審査論文 2020年（令和2年）

目 次

第1章 緒言	1
1.1 合板耐力壁の利用	1
1.2 合板張耐力壁の建築物への適用方法	1
1.3 合板張耐力壁の水平荷重に対する抵抗	1
1.4 本研究の目的	2
第2章 既往の研究	3
2.1 面材張耐力壁のモデル化および理論	3
2.2 接合部および耐力壁の正負繰返し試験や地震時挙動	3
2.3 接合部および構造要素における疲労特性	3
第3章 接合具の低サイクル疲労特性の評価	5
3.1 はじめに	5
3.2 試験体および試験方法	5
3.3 評価方法	5
3.4 試験結果と考察	6
3.5 まとめ	14
第4章 釘および木ねじ接合部の一面せん断試験における加力履歴の影響	15
4.1 はじめに	15
4.2 試験体および試験方法	15
4.3 評価方法	16
4.4 試験結果と考察	16
4.5 まとめ	24
第4章 釘および木ねじ接合部の一面せん断試験における加力履歴の影響	15
4.1 はじめに	15
4.2 試験体および試験方法	15
4.3 評価方法	16
4.4 試験結果と考察	16
4.5 まとめ	24
第5章 合板張耐力壁の静的水平加力試験における加力履歴の影響	25
5.1 はじめに	25
5.2 試験体および試験方法	25
5.3 評価方法	26
5.4 試験結果と考察	26
5.5 まとめ	31
第6章 接合部の正負繰返し加力試験における荷重-変位関係の推定	32
6.1 はじめに	32
6.2 推定方法	32

6.3	推定結果	36
6.4	まとめ	39
第7章	耐力壁の正負繰り返し静的水平加力試験における荷重－変位関係の推定	40
7.1	はじめに	40
7.2	推定方法	40
7.3	推定結果	40
7.4	まとめ	43
第8章	合板張耐力壁の仮動的水平加力試験	44
8.1	はじめに	44
8.2	試験体および試験方法	44
8.3	試験結果と考察	45
8.4	まとめ	48
第9章	結論	49
謝辞		50
参考文献		51
論文要旨		53
Summary		54

第1章 緒言

1.1 合板耐力壁の利用

合板張耐力壁は、合板を軸組材や枠組材に釘・木ねじ等を用いて張り付けることで作製され、地震力や風力などの水平荷重に対する抵抗要素である。我が国において、構造用合板は、1969年から日本農林規格が制定され、1974年の枠組壁工法のオープン化以降、構造用として利用され始めた。耐力壁としての利用は、1995年の兵庫県南部地震以降利用が促進されたといわれており【日本合板工業組合連合会ほか, 2015】、現在は広く利用されている。

我が国の針葉樹合板の製造は、2000年以降、間伐材等の国産材に対応した合板製造技術の開発が進められたことなどから、ロシアによる丸太輸出税の引上げを契機として、合板原料をスギやカラマツを中心とする国産材針葉樹に転換する動きが急速に進み、国内生産における国産材の割合は2016年には80%まで上昇した (Fig. 1.1) 【林野庁, 2020】。今後は、持続可能な開発目標 (SDGs) への関心の高まりからも、国産材を使用した構造用合板の利用増が期待される。

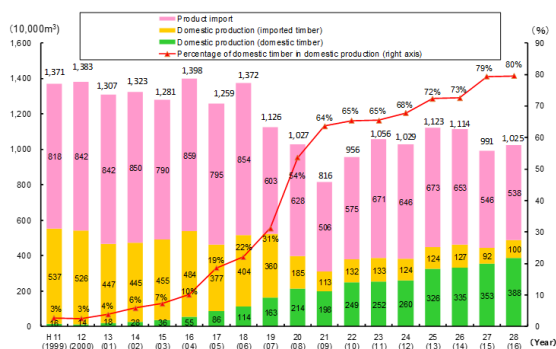


Fig. 1.1 Changes in the supply of plywood materials in Japan [Forestry Agency, 2020]

1.2 合板張耐力壁の建築物への適用方法

我が国の木造軸組構法の建築物の設計において、2階建て以下、延べ面積500㎡以下、かつ高さ13m以下、軒高9m以下の条件で壁量計算という簡便な方法が認められている【建築基準法施行令第46条第4項, 2020】。建物にかかる水平荷重 (地震力、風圧力) に対して必要な壁量を満たしているかを計算する方法で、壁倍率に長さに乗じたものを有効壁量とし、この総和が必要壁量を満たしているかを確認する。3階建て建物や延べ床面積500m²を超える場合は、許容応力度計算が必要である。建設省および国土交通省告示や大臣認定による耐力壁の許容せん断耐力については、壁倍率1=1.96kN/mとして壁倍率から換算する方法で計算することが可能である。これ以外の耐力壁については、くぎ接合部のせん断耐力等から計算で誘導する方法がある【公益財団法人日本住宅・木材技術センター, 2017】。

合板張耐力壁の壁倍率には、告示【昭和56年建設省告示1100号, 2018】に定めるもののほか、国土交通大臣の認定を受けたものがある。告示に定めるものをTable 1.1に示す。告示に定めるものおよび現在大臣認定を受けた耐力壁以外の構造のものについては、指定された試験研究機関において、大掛かりな耐力壁の静的水平加力試験を行い、この結果等を基とする評価を受ける必要がある。これは、面材の種類、軸組材の種類、接合具の種類および釘ピッチなどが変わればその都度認定を受ける必要がある。認定には、材料費や認定の手数料等で100万円を超え、このコストは大きいといえる。

1.3 合板張耐力壁の水平荷重に対する抵抗

合板張耐力壁の水平荷重への抵抗要素としてのメリットを述べるため、従来から木造建築物でよく使用される筋かいの耐力壁と比較してみることにする。筋かい耐力壁の場合は、筋かいとその接合部のみに大きな力が集中するため、

Table 1.1 Wall magnification of post and beam construction in ministry of construction notification (in Japanese)

壁倍率	材料		接合方法	
	種類	厚さ (mm)	接合具	間隔 (mm)
3.7	構造用合板, 化粧ばり構造用合板 (大壁)	9 以上	CN50	外周部@75 以下, その他@150 以下
	構造用合板, 化粧ばり構造用合板 (大壁床勝ち)			
3.3	構造用合板, 化粧ばり構造用合板 (受材真壁)	7.5 以上	N50	@150 以下
	構造用合板, 化粧ばり構造用合板 (受材真壁床勝ち)			
2.5	構造用合板, 化粧ばり構造用合板 (大壁)	7.5 以上	N50	@150 以下
	構造用合板, 化粧ばり構造用合板 (大壁床勝ち)			
	構造用合板, 化粧ばり構造用合板 (受材真壁)			
1.5	構造用合板, 化粧ばり構造用合板 (受材真壁床勝ち)	7.5 以上	N50	@150 以下
	構造用合板, 化粧ばり構造用合板 (貫真壁)			

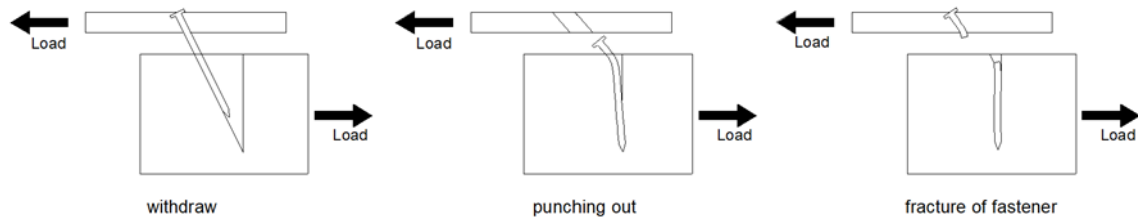


Fig. 1.2 Fracture properties of plywood-timber joint

脆性的な破壊形式となってしまう危険性がある。また、筋かいは引張側での耐力が圧縮側の0.5~0.6倍程度という報告もあり、耐力壁の配置を圧縮側と引張側で均等にする必要がある[青木, 2020]。一方、合板張耐力壁は、多数の接合具で留め付けられているため、力が分散され、粘りのある構造だとも考えられる。また、正負両側の荷重に同等に抵抗するため、筋かいのように均等に配置する必要がない。

合板張耐力壁に水平荷重が作用すると、軸組は平行四辺形に変形するが、合板はこれに対して変形が小さいため、それぞれの釘または木ねじ等の接合部にせん断すべりが発生し、これにそれぞれの接合部が抵抗することによって、水平抵抗が発現する[日本建築学会, 2010]。このことにより、合板張耐力壁の性能は、それぞれの接合部の性能に左右されているといえる。このとき、接合部の破壊形態は、Fig. 1.2に示すように、引き抜け、パンチングアウト、接合具の破断などがあげられる。

ここで、接合具の破断について着目する。接合具の破断は、地震力などの繰り返し荷重を受けた場合、接合具に繰り返し曲げ変形が生じ低サイクル疲労により、破断が生じることがある。低サイクル疲労は、鋼材が塑性変形の繰り返し荷重を受けると約10,000回以下の繰り返し数で破壊することからこのように呼ばれる。低サイクル疲労による接合具の破断は、合板張耐力壁の力学挙動に脆弱性を与える要因となるため、接合具の低サイクル疲労特性を考慮する必要があると考えられる。

1.4 本研究の目的

1.1章から1.3章を踏まえ、本研究の目的は、接合具の低サイクル疲労特性と接合部と耐力壁の加力履歴の影響の把握および、合板張耐力壁とその接合部における接合具の低サイクル疲労を考慮した荷重変形特性の推定とした。これらが適用されれば、接合具および接合部の性能から、様々な加力履歴に応じた合板張耐力壁およびその接合部の性能を予測することができるため、大掛かりな耐力壁試験を必要とせずとも様々な接合具について合板張耐力壁への適用性の検討が可能となり、設計の自由が広がり、木材利用の促進が期待できる。

第2章 既往の研究

2.1 面材張耐力壁のモデル化および理論

接合部の性能などから、面材張耐力壁の荷重—変形関係を計算する手法は過去にいくつか提案されている。

Tuomiは、面材の回転方向が平行四辺形に変形したフレームの対角方向と一致すると仮定した推定方法を提案しており、外力による仕事と釘のせん断すべりにより消費されたエネルギーを算出し、これらが等しいとして、荷重—変位関係を導いている [Tuomi & McCutcheon, 1978]。神谷は、力のつり合いによって回転方向をきめるモデルを提案している。仕口がピン接合された軸組が、平行四辺形に変形した時の面材の回転を、XY方向の回転角にそれぞれ分解し、それぞれの回転剛性を求め、回転のモーメントと外力との釣り合いにより、荷重—変形関係を導いている [神谷, 1984]。Andreassonらは、開口のある合板張枠組壁工法耐力壁の水平せん断性能を接合部の一面せん断試験に加え、ホールダウン金物接合部の圧縮試験、フレーム同士のめり込み試験結果などを用いて、有限要素法解析により、荷重—変位関係を推定している [Andreasson, Yasumura, & Davenne, 2002]。Richardらは、繰り返し部分の荷重—変位関係を数式で表現し、これに試験条件に応じた低減係数を乗ずることで接合部のモデル化を行い、耐力壁の地震時挙動を有限要素解析により推定している [Richard, Yasumura, & Davenne, 2003]。矢永は、釘接合耐力の変動を考慮に入れたモンテカルロシミュレーションによる荷重—変位関係の推定を行っている [矢永, 佐々木, 平井, 2001]。

上記の報告は、接合具の低サイクル疲労を考慮した解析ではなく、正負繰り返しの各荷重履歴に応じた荷重低減を行っていない。

2.2 接合部および耐力壁の正負繰り返し試験や地震時挙動

接合部や耐力壁において、正負繰り返し試験や地震時挙動を検討するものはいくつか行われており、繰り返し荷重による接合具の破断や耐力低下も報告されている。

河寄らは、合板—木材の木ねじ接合部の正負繰り返し加力試験を行い、ヨーロッパ型降伏理論 [Johansen, 1949]により接合部の降伏耐力と終局耐力が推定できること、一方加力試験と比較し正負繰り返し加力試験の終局変位が0.5~0.8倍になること、正負繰り返し試験ではねじの破断が多くみられたことを述べている [河寄, 名波, 安村, 2008]。今西らは、合板張耐力壁について、一定変位 ($\pm 1/120\text{rad}$ および $\pm 1/300\text{rad}$) での正負繰り返し力試験を行っている。

$\pm 1/120\text{rad}$ では引き抜きのほか、数本の釘の破断が確認されている。荷重—見かけのせん断変形角曲線から求めた吸収エネルギーは、繰り返し数が増加するとともに減少し、とくに繰り返し3回あたりまでの減少が著しいと述べている [今西 佐々木, 1997]。人見らは、時刻歴応答解析に用いる合板張耐力壁の復元力モデルについて検討している。繰り返しによる剛性低下を、耐力壁の定振幅載荷実験の結果を基にモデル化し、剛性低下率を定めている。定振幅載荷実験、ランダム載荷実験および仮動的応答実験の解析精度の検証を行っており、大地震はもとより大地震後の1~2程度の余震に対しては十分な精度で応答解析が可能と述べている [人見, 五十田, 河合, 2009]。また、五十田は、このモデルを改良し、実大2階建て振動台実験の実験結果の追跡を行っている。結果、精度よく地震時応答変形を追跡することができたと述べている [五十田, 2011]。

上記の報告は、繰り返し履歴について接合部と耐力壁の関連性を示した研究ではなかった。

2.3 接合部および構造要素における疲労特性

接合部および構造部材における疲労特性を検証した研究はいくつか行われている。

林らは、鋼板—木材の釘接合部において、一定荷重での繰り返し試験を実施している。高荷重下（静的試験との荷重比 $>55\%$ ）の場合は、釘がすべて引き抜けることによる破壊だったが、低荷重下（荷重比 $<33\%$ ）では釘の疲労破壊が確認され、この中間ではこの二つが混在した結果となった。また、疲労限度は、荷重比（繰り返し荷重/静的耐力）で23%に相当すると述べている [林 佐々木, 1983]。Smithらは、一定の変位および荷重の振幅の下で、釘接合部の一面せん断試験と釘の3点曲げ試験を行った。繰り返しの変位または荷重を受ける釘接合部の疲労寿命は、釘や接合部の疲労特性に依存し、接合部のヨーロッパ型降伏理論と組み合わせた釘の疲労データから推定できると述べている [Smith, Gong, & Foliente, 2002], [Smith, Gong, & Foliente, 2003]。GongらおよびLiらは、損傷エネルギーの観点から、損傷を受けた接合部の疲労特性を調べ、釘接合部の疲労寿命を推定した。また、エネルギーをベースにすることで、より正確に推定できると述べている [Gong, Li, & Smith, 2008], [Li, Gong, Smith, & Li, 2012]。鋼構造物の設計では、低サイクル疲労性能が検討されている。例えば、小山らは、中央部にエネルギーを吸収する鋼材の耐震デバイスを設置した耐力パネルについて、定振幅載荷試験を

行いMiner則 [Miner, 1945]に従って累積損傷を評価することによって、時刻歴応答解析を行っている。ここでは、Miner則は、ランダムな変位履歴でも精度よく成立すると述べている [小山 青木, 2002]。Kobayashiらは、Miner則を適用し、接合具の疲労特性を評価し、ISOの加力履歴によって実施されたスクリューを用いたCLT (Cross-laminated timber) の接合部と、釘を使用したLVL (Laminated veneer lumber) の接合部の一面せん断試験における破壊までの繰り返し数を推定している [Kobayashi, Yasumura, & Hayashi, 2017]。

上記の報告の中では、木材を使った釘または木ねじ接合部の疲労寿命を評価するものはあったが、荷重—変位関係を推定するものは見受けられなかった。

第3章 接合具の低サイクル疲労特性の評価

3.1 はじめに

鋼材が塑性変形の繰り返し荷重を受けると約10,000回以下の繰り返し数で、低サイクル疲労によって破壊する。低サイクル疲労は、多くの材料でManson-Coffinの法則[Manson, 1953], [Coffin, 1954]が成り立つとされている。本章では、接合具の低サイクル疲労特性を把握するため、接合具の定振幅繰り返し曲げ試験を行い、各振幅における破壊までの繰り返し数を集計することで、この性能を評価することとした。

3.2 試験体および試験方法

試験に用いた接合具の写真をFig. 3.1に示す。試験に用いた接合具は、合板張耐力壁へ使用されることが想定しており、またJIS規格の形状のものを採用した。釘は、CN50 [JIS A 5508, 2009]を使用し、木ねじは呼び径と長さがそれぞれ4.1×38mmおよび4.5×50mm [JIS B 1112, 1995]と同形状で熱処理を加えたもの(のものを使用した。CN50釘の鉄線は、日本産業規格 [JIS G 3532, 2011]に規定するくぎ用鉄線またはこれと同等以上の品質をもつものとされており、くぎ用鉄線には、軟鋼線材 [JIS G 3505, 2017]を使用している。木ねじの鉄線は、冷間圧造用炭素鋼 [JIS G 3507-1, 2010]の線材SWRCH18Aを使用している。

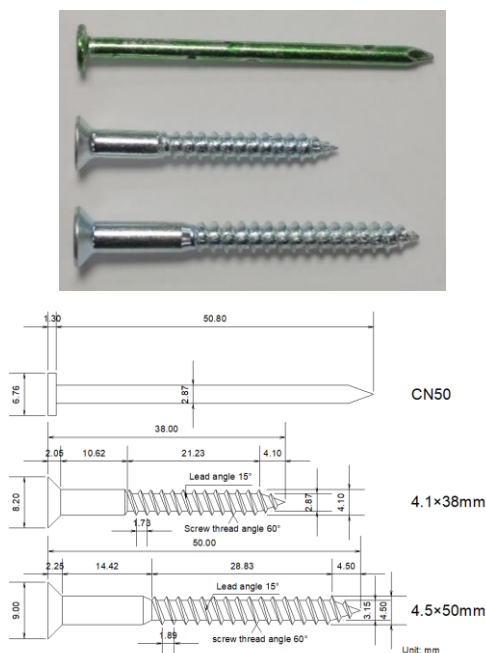


Fig. 3.1 Specimens of constant-amplitude reversed cyclic bending test for fasteners

試験詳細図をFig. 3.2に示す。試験は、強度万能試験機(島津製作所製オートグラフ AG-1、±50kN)を用いて行った。アームを上下に動かすことによって加力し、アームに接続されたヒンジによる回転運動により、試験体に曲げ変形を与えた。荷重は、Fig. 3.2中の位置に設置されたロードセルを用いて測定した。変形角は加速度計を用いて計測し、式(3-1)から算出した。

$$\theta = \sin^{-1} \left(\frac{a}{g} \right) \quad (3-1)$$

接合具の頭部を切り落としたのち、スパンを呼び径の2倍として両端を挟み込み、角度±15°、±22.5° および±30°の一定振幅で繰り返し曲げモーメントを加え、これを接合具が破断するまで行った。曲げモーメントは、式(3-2)により算出した。

$$M = (L_1 + L_2)P \quad (3-2)$$

ここで、 M : 接合具の曲げモーメント(Nmm)、 L_1 : ロードセルとクランプAの先端との間の水平距離(=200mm)、 L_2 : クランプAとBの間の距離(=接合具の呼び径×2mm)、 P : ロードセルで測定される荷重(N)

試験体数は、CN50釘および4.1×38mmの木ねじで、±15°、±22.5° および±30°の条件で3体ずつ、4.5×50mmの木ねじでは、±15°の条件で4体、±22.5° および±30°の条件で10体ずつとした。

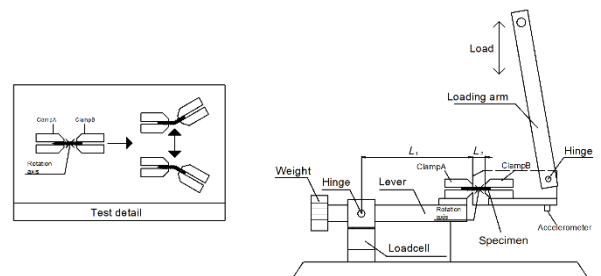


Fig. 3.2 Setup of constant-amplitude reversed cyclic bending test for fasteners

3.3 評価方法

鋼材は塑性変形の繰り返し荷重を受けるときの 10^4 サイクル以下で疲労破壊することから、これを低サイクル疲労と呼ばれている。低サイクル疲労は多くの材料について、式

(3-3)に示すように、Manson Coffinの法則 [Manson, 1953], [Coffin, 1954]が成り立つ。本章では、接合具の繰り返し曲げ変形にこの法則を適用できるか検討していく。

$$\frac{\Delta \epsilon_p}{2} = \epsilon'_f (2N)^C \quad (3-3)$$

ここで、 $\Delta \epsilon_p/2$: 塑性ひずみ振幅、 ϵ'_f : 疲労延性係数、 $2N$: 疲労破壊までの繰り返し数、 C : 疲労延性指数

本研究では、式(3-4)に示すように塑性変形ひずみを塑性変形角に置き換えることとする。

$$\frac{\Delta \gamma_p}{2} = \gamma_f (2N_f)^C \quad (3-4)$$

ここで、 $\gamma_p/2$: 塑性変形角振幅、 $2N_f$: 疲労破壊までの繰り返し数、 γ_f および C : 回帰係数

Fig. 3.3に、本試験の γ_p と繰り返し数の集計方法を示す。 γ_p 値は、最初の1/4サイクルを除き、正負それぞれにおいて履歴曲線が横軸を横切った変形角から再び横軸を横切る変形角の絶対値の合計とした。繰り返し数は、正と負のそれぞれで個別に集計した。 M は、最大曲げモーメント M_{max} から一定の割合まで低下した前の繰り返し数で正と負の平均とした。ここでの一定の割合については、接合具ごとに実験結果から決定することとし、後述する。また、疲労破壊までの消費エネルギー ΣE_{cy} と1サイクルあたりの平均消費エネルギー E_{cy-ave} を集計した。

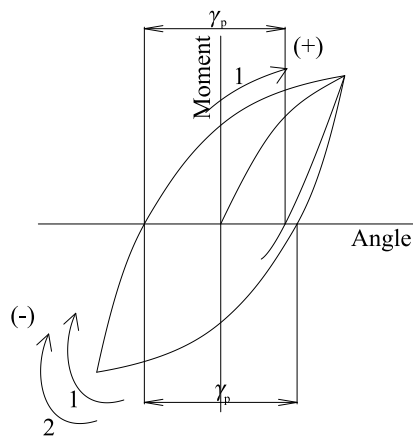


Fig. 3.3 Plastic deformation amplitude (γ_p) and cycle number

3.4 試験結果と考察

接合具の破壊性状を Fig. 3.4 に示す。圧縮および引張側で亀裂の伝播がみられ、最終的に中央部で破壊が確認された。この傾向は、振幅や試験体によらず同様な傾向を示していた。



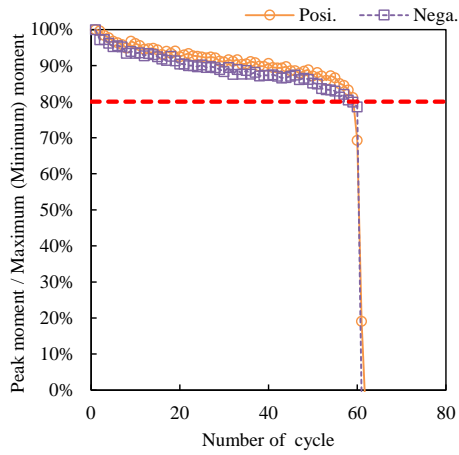
Fig. 3.4 Fracture behavior of constant-amplitude reversed cyclic bending test for fasteners

各接合具の振幅 $\pm 15^\circ$ における繰り返し数と最大曲げモーメントに対するピーク時のモーメントの割合の関係の一例を Fig. 3.5 に示す。Fig. 3.5 中の赤点線で示すように、釘 (CN50) は、おおむね 80% まで曲げモーメントが低下したあたりで破断が生じている。木ねじ (4.1 \times 38mm、4.5 \times 50mm) はおおむね、50% まで曲げモーメントが低下したあたりで、破断が生じている。このため、この割合まで曲げモーメントが低下した時点疲労破壊したとして繰り返し数を集計した。

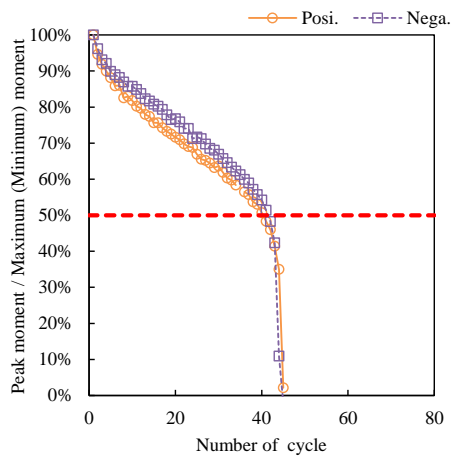
モーメントと変形角の関係を Fig. 3.6 から Fig. 3.14 に、特性値を Table 3.1 に示す。最大曲げモーメント M_{max} は、平均して CN50 と比べ 4.1 \times 38mm が 1.81 倍、4.5 \times 50mm が 2.24 倍の値を示し、低い順に CN50、4.1 \times 38mm、4.5 \times 50mm となる結果となった。また、疲労破壊までの消費エネルギー ΣE_{cy} は全ての試験体において、振幅が大きくなるほど、小さくなる傾向を示し、1 サイクルあたりの平均消費エネルギー E_{cy-ave} は大きくなる傾向を示した。Manson Coffin の法則が成り立つかを検証するため、塑性変形振幅と疲労破壊までの繰り返し数の関係を Fig. 3.15 に示す。塑性変形振幅と疲労破壊時の繰り返し数は、それぞれの累乗に比例していたため、Manson-Coffin の法則が成り立つこ

とが確認された。木ねじの試験体は、回帰曲線に近い傾向を示した。CN50 釘は、木ねじと比較すると、同振幅での疲労破壊までの繰返し数は大きい傾向を示し、靱性が高い傾向にあった。

CN50



4.1×38mm



4.5×50mm

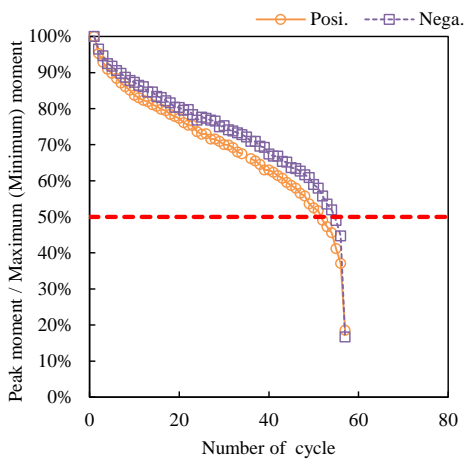
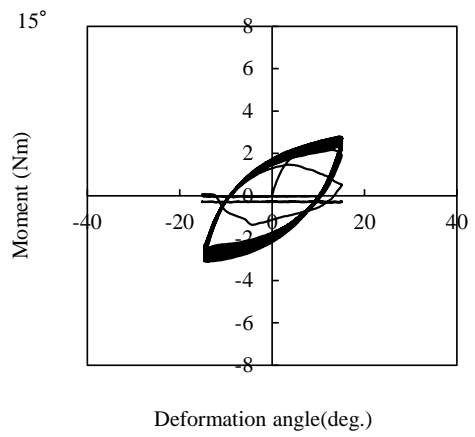
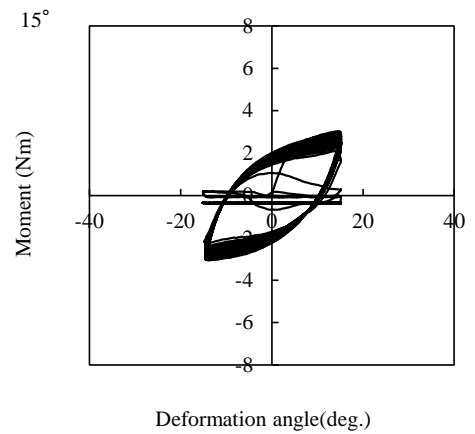


Fig. 3.5 Relationship between number of cycle and peak moment (amplitude angle: $\pm 15^\circ$)

1



2



3

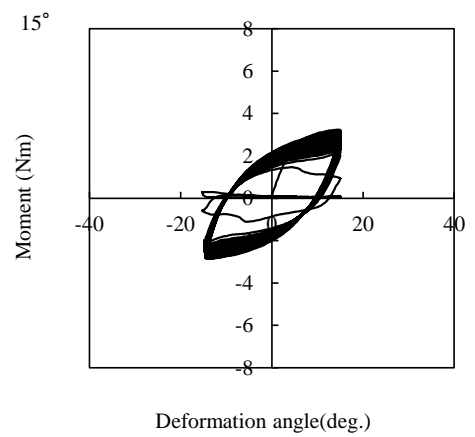


Fig. 3.6 Moment-deformation angle curve (CN50- 15°)

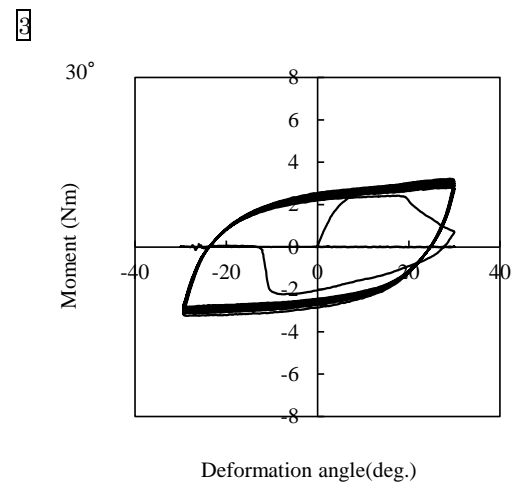
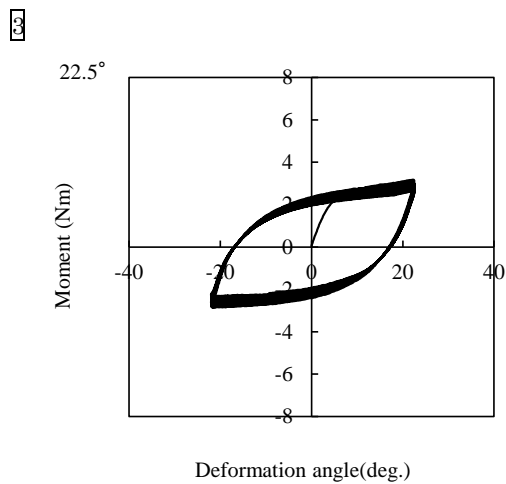
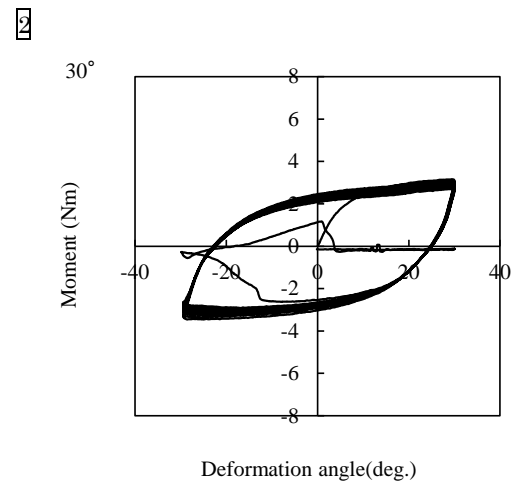
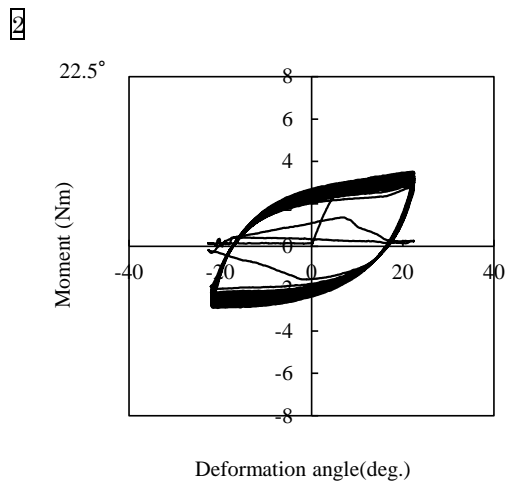
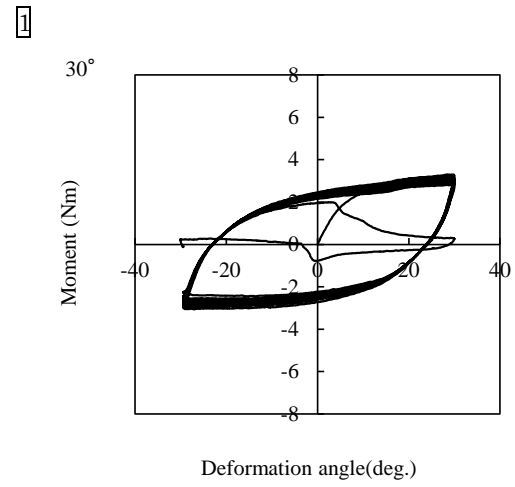
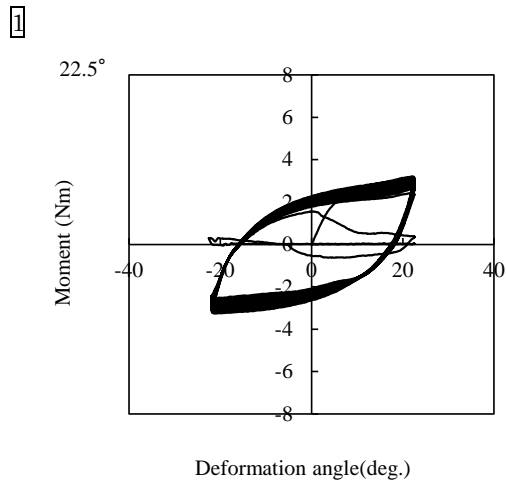


Fig. 3.7 Moment-deformation angle curve (CN50-22.5°)

Fig. 3.8 Moment-deformation angle curve (CN50-30°)

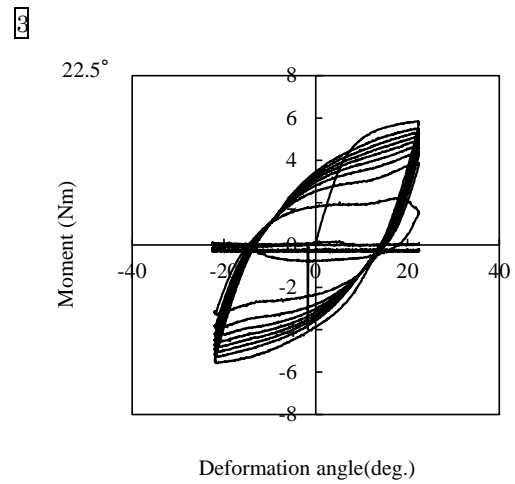
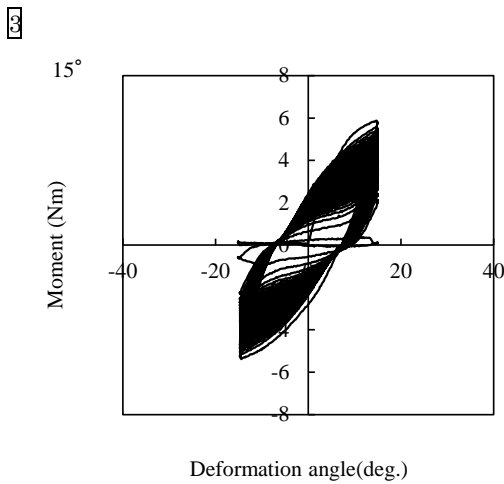
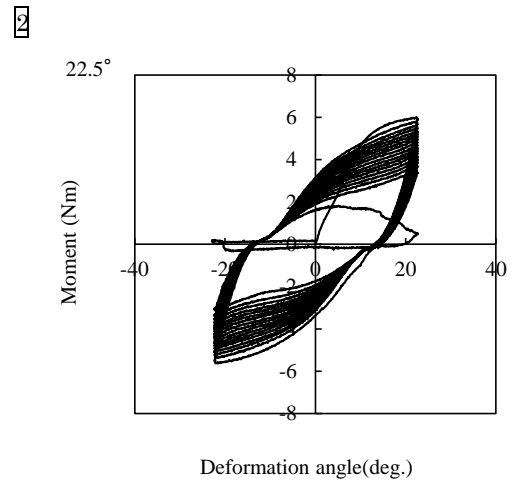
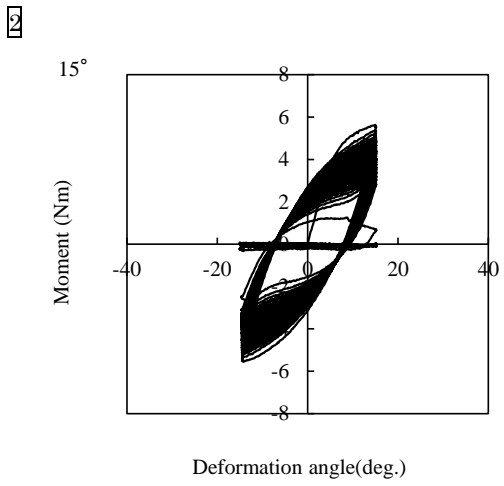
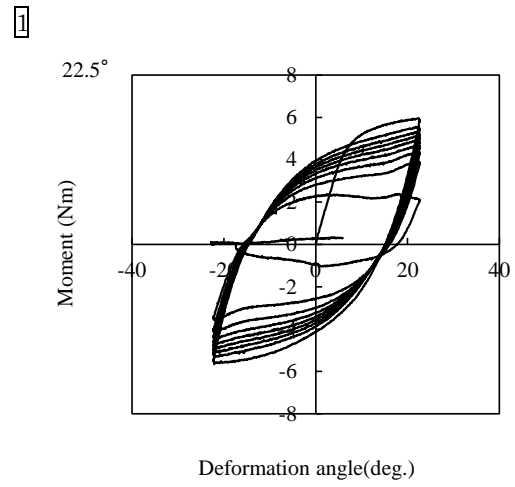
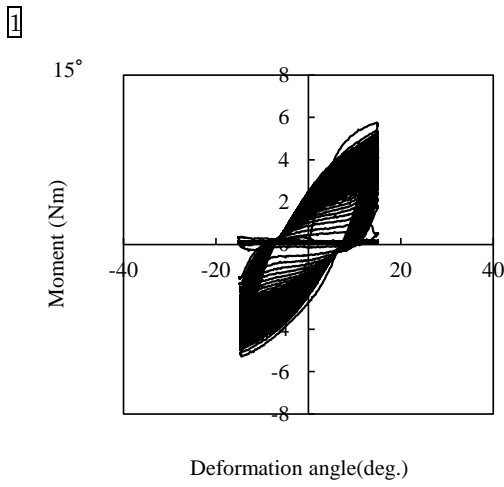


Fig. 3.9 Moment-deformation angle curve (4.1×38mm-15°)

Fig. 3.10 Moment-deformation angle curve (4.1×38mm-22.5°)

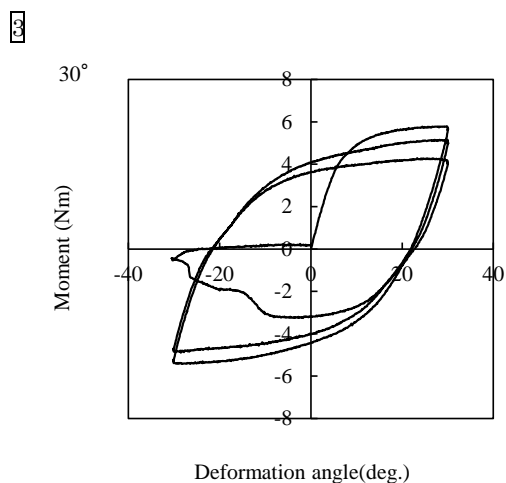
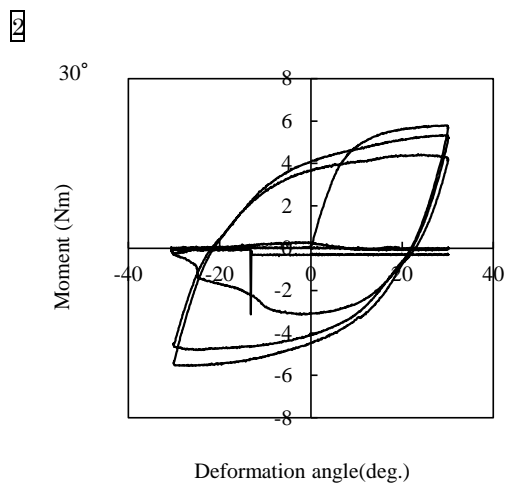
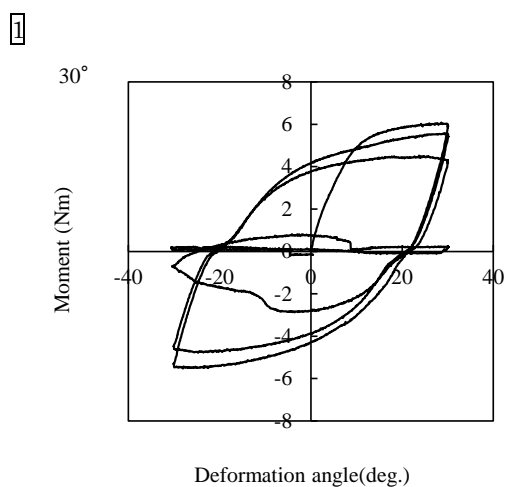


Fig. 3.11 Moment-deformation angle curve
(4.1×38mm-30°)

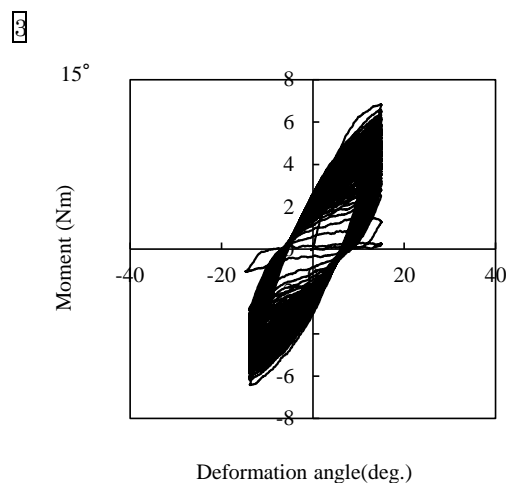
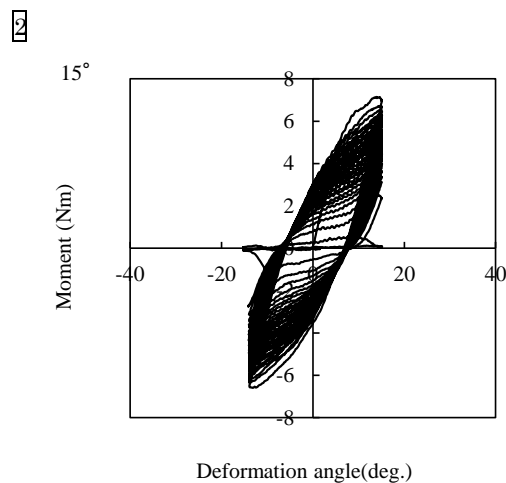
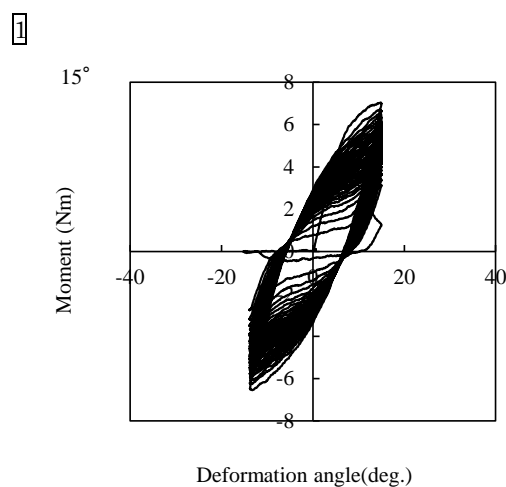


Fig. 3.12 (a) Moment-deformation angle curve
(4.5×50mm-15°)

4

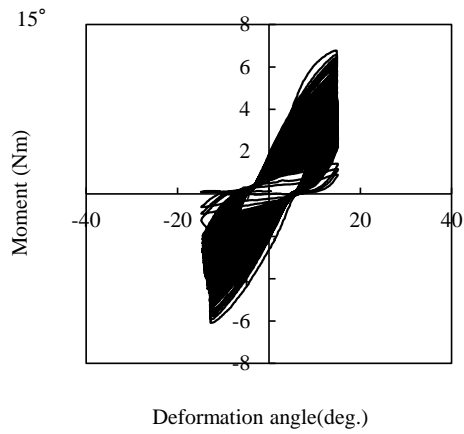
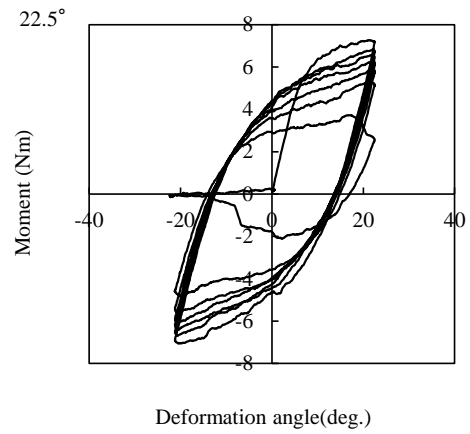
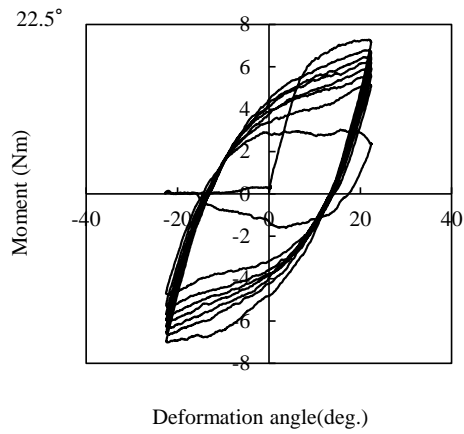


Fig. 3.12 (b) Moment-deformation angle curve (4.5×50mm-15°)

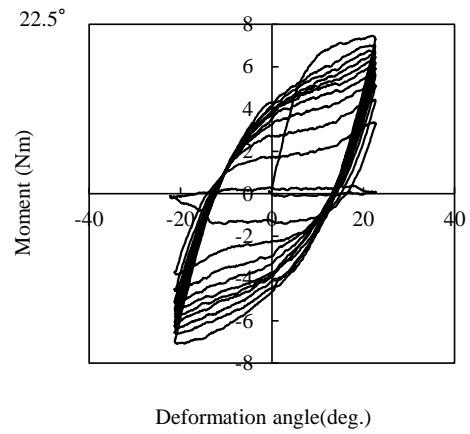
5



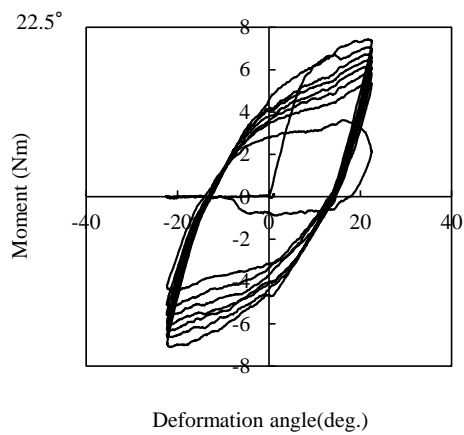
1



4



2



5

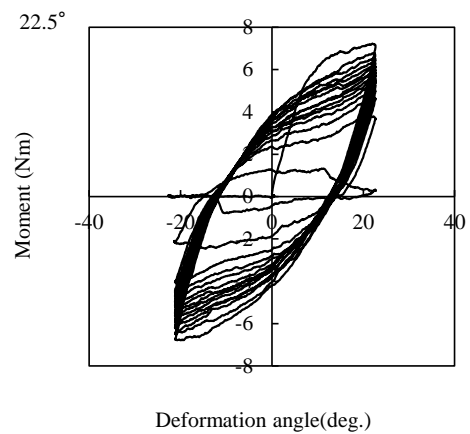


Fig. 3.13 (a) Moment-deformation angle curve (4.5×50mm-22.5°)

Fig. 3.13 (b) Moment-deformation angle curve (4.5×50mm-22.5°)

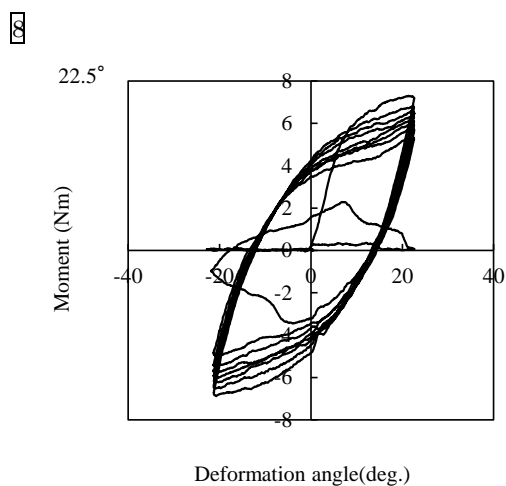
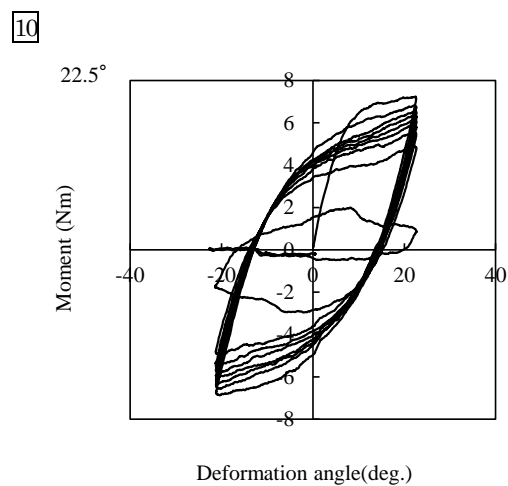
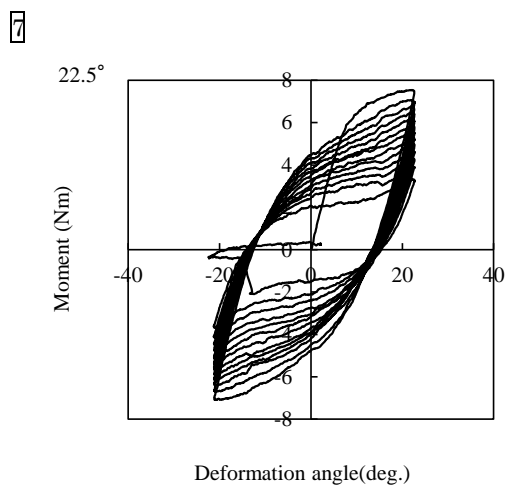
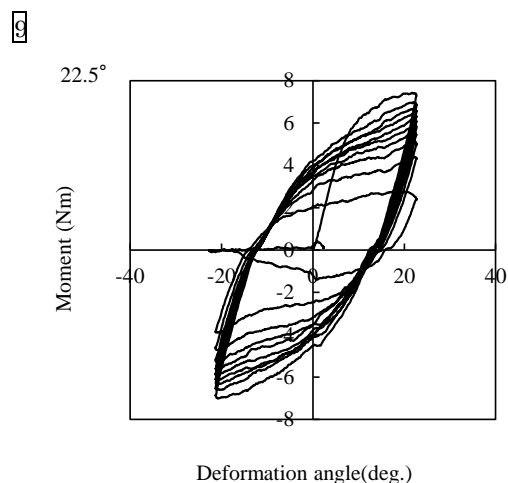
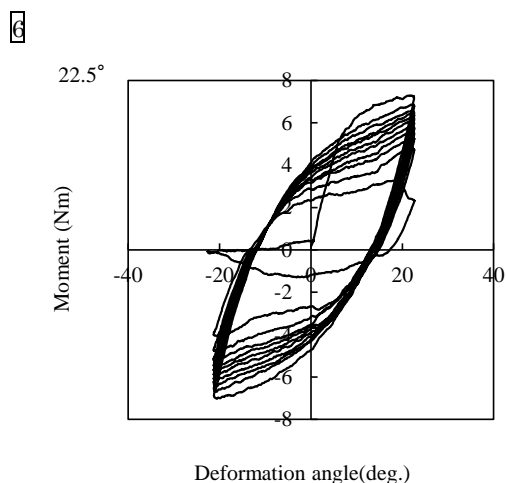


Fig. 3.13 (d) Moment–deformation angle curve (4.5×50mm–22.5°)

Fig. 3.13 (c) Moment–deformation angle curve (4.5×50mm–22.5°)

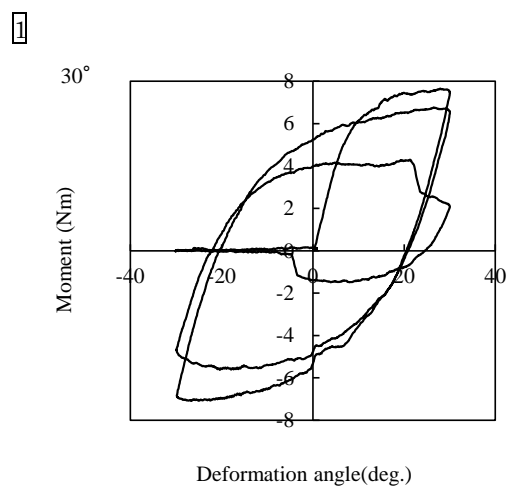


Fig. 3.14 (a) Moment–deformation angle curve (4.5×50mm–30°)

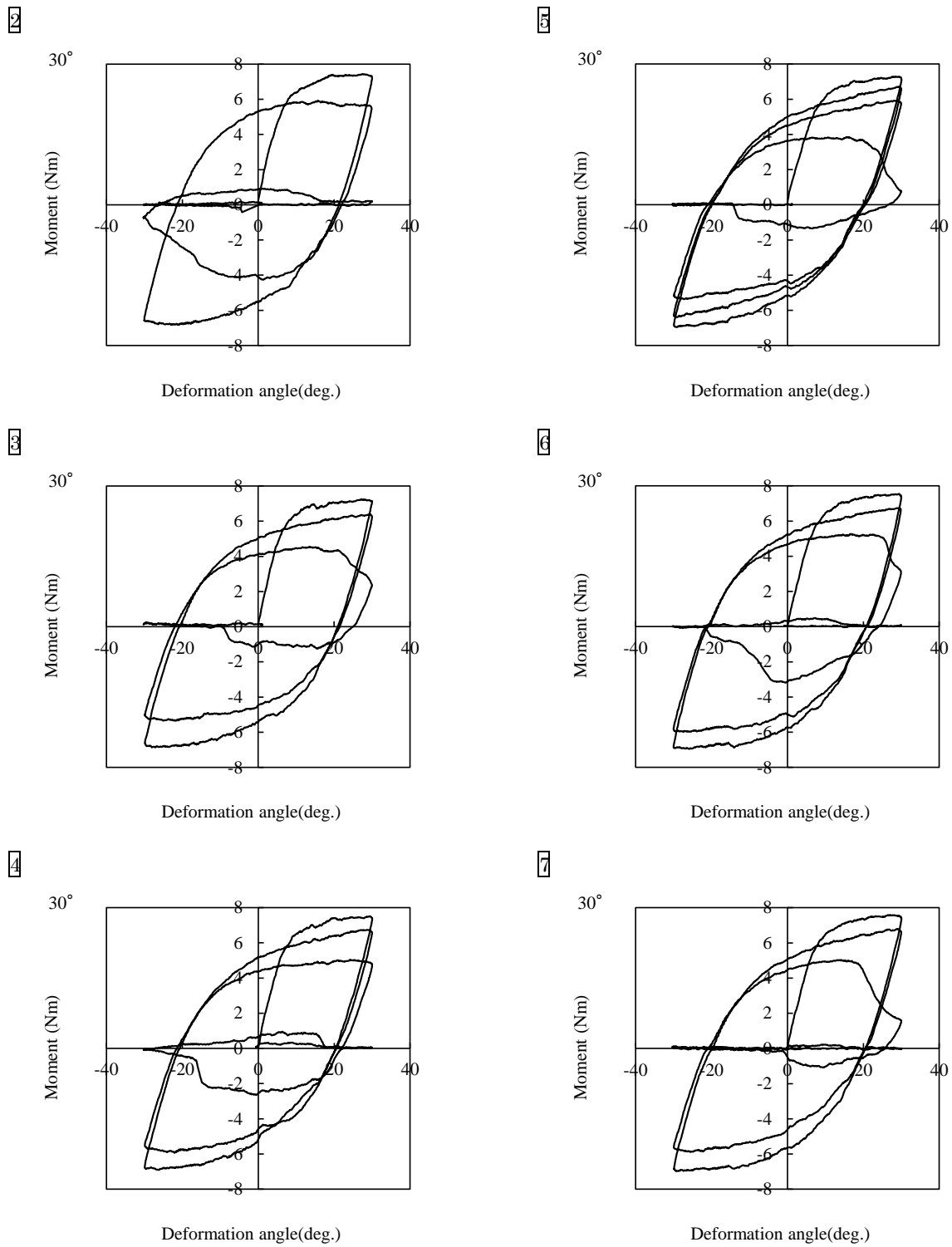


Fig. 3.14 (b) Moment-deformation angle curve (4.5×50mm-30°)

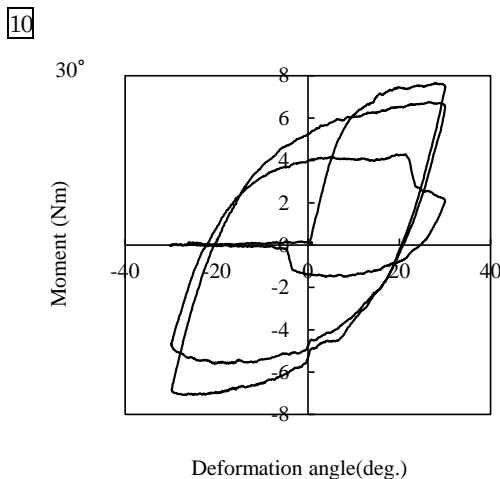
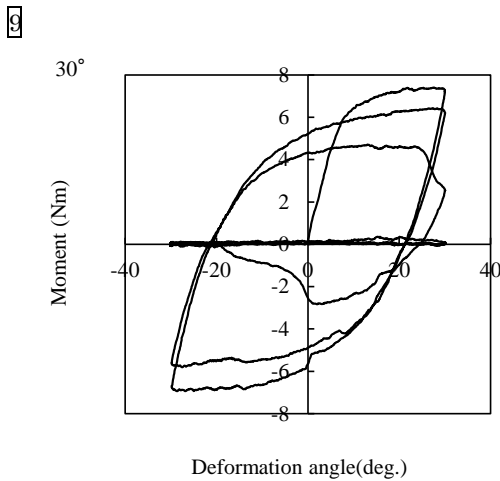
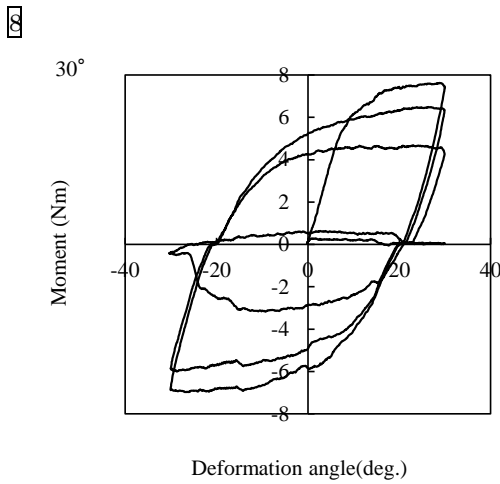


Fig. 3.14 (c) Moment-deformation angle curve (4.5 x 50mm-30°)

Table 3.1 Characteristic results of the constant-amplitude reversed cyclic bending test

Specimen		M_{max} (Nm)	γ_p (deg.)	N_f	ΣE_{cy} (Nm)	E_{cy-ave} (Nm)
4.1x38mm	15°	5.59 (0.05)	14.61 (0.40)	36.33 (5.84)	54.94 (4.75)	0.76 (0.07)
	22.5°	5.78 (0.05)	27.87 (1.74)	10.67 (5.06)	35.10 (12.01)	1.71 (0.22)
	30°	5.70 (0.10)	42.78 (1.13)	2.50 (0.00)	14.55 (0.22)	2.91 (0.04)
4.5x50mm	15°	6.68 (0.19)	11.84 (1.11)	60.25 (37.66)	73.38 (23.15)	0.71 (0.19)
	22.5°	7.17 (0.10)	25.92 (0.80)	9.05 (2.52)	34.21 (6.30)	2.03 (0.12)
	30°	7.23 (0.11)	41.38 (0.98)	2.20 (0.35)	15.24 (2.56)	3.56 (0.09)
CN50	15°	3.02 (0.06)	19.79 (0.35)	64.83 (22.68)	89.42 (30.82)	0.69 (0.02)
	22.5°	3.16 (0.12)	33.65 (0.16)	25.67 (5.58)	66.52 (12.48)	1.30 (0.04)
	30°	3.24 (0.06)	47.61 (0.82)	11.17 (1.26)	44.07 (3.48)	1.98 (0.07)

Note: Values in parenthesis were standard deviations

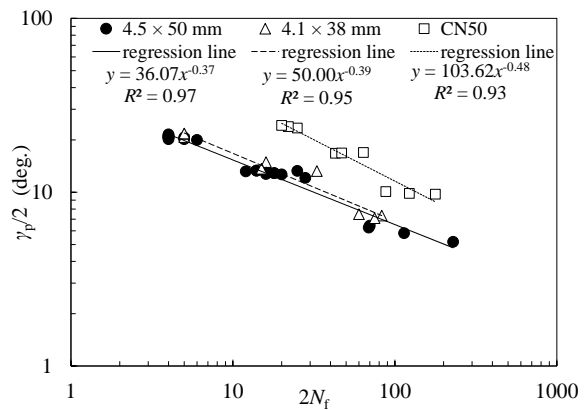


Fig. 3.15 Relationship between plastic deformation angle and number of cycles to failure

3.5 まとめ

- 釘および木ねじの両方の接合具で、Manson-Coffinの法則が成り立つことが確認された。
- 2種の木ねじの低サイクル疲労特性は類似しており、CN50釘は、木ねじと比較すると、同振幅での疲労破壊までの繰返し数は多い傾向を示し、靱性が高い傾向にあった。

第4章 釘および木ねじ接合部の一面せん断試験における加力履歴の影響

4.1 はじめに

釘および木ねじの一面せん断接合部において、正負繰り返し荷重を受けると接合具の破断が生じ、一方向加力と比べ靱性が低下する場合がある。地震力がこの接合部に作用することを想定すると、加力履歴の影響を調査する必要があると考えられる。このため、釘および木ねじ接合部の一面せん断試験を加力履歴の異なる方法で行い、加力履歴が耐力・変形性能に及ぼす影響を実験的に検討することとした。

4.2 試験体および試験方法

試験のセットアップを Fig. 4.1 に、試験体設置時の様子を Fig. 4.2 に示す。主材には、スギ製材 (*Cryptomeria japonica*、密度: 407 kg/m³) と側材には構造用合板 (JAS 特類 2 級、厚さ 9.0 mm、密度: 536 kg/m³) を使用した。釘および木ねじは 2 章と同様に CN50 釘と 4.1×38mm および 4.5×50mm の木ねじを使用した。主材 A と両側の側材を釘または木ねじ 1 本ずつで留め付け (試験部)、主材 B と両側の側材を 5 本以上の木ねじで固定した (非試験部)。試験は、強度万能試験機 (島津製作所製、AG-I オートグラフ) を用いた。荷重はクロスヘッドと器具の間に設置されたロードセル (容量=50kN) にて測定し、主材と側材の相対変位は変位計 (東京測器研究所製 SDP-100C、100mm) を使用して測定した。

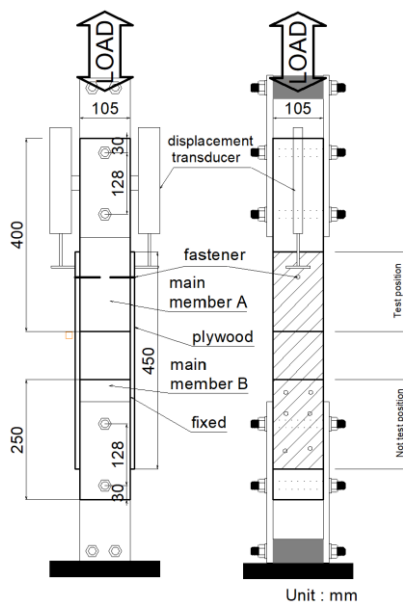


Fig. 4.1 Setup of single shear test of joint

加力履歴を、一方向加力と 2 つの正負繰り返し加力の、合わせて 3 つの方法で行った。正負繰り返し加力試験の加力履歴を Fig. 4.3 に示す。正負繰り返し試験では、[ISO 16670, 2003]に基づく方法 (荷重の折り返し変位を、一方向加力試験における終局変位 D_u の 1.25% 値、2.5% 値、5% 値、7.5% 値、10% 値として、これらのステップでの繰り返し数は 1 サイクル、20% 値、40% 値、60% 値、80% 値、100% 値、120% 値、・・・20% ずつ増大するステップを設け、これらではそれぞれ 3 サイクル正負繰り返し加力方法 (以下、ISO と称する) と、一方向加力試験の終局変位 D_u に対して 1% ずつ変位を漸増させて 1 サイクルずつ正負繰り返し加力方法 (以下、1PER と称する) の 2 種類の試験を行った。試験体数は、各条件でそれぞれ 6 体とした。



Fig. 4.2 State of specimen installation in the single shear test of joint

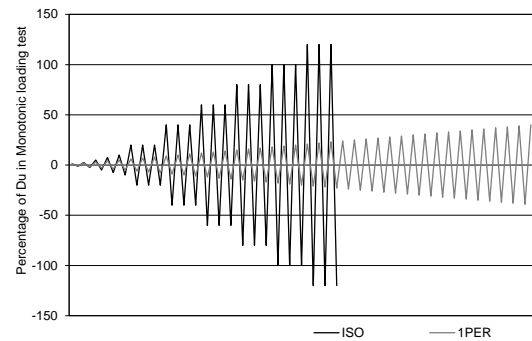


Fig. 4.3 Loading protocol in the single shear test of joint

4.3 評価方法

接合部試験における各試験体の各耐力・変形性能は完全弾塑性モデル[公益財団法人日本住宅・木材技術センター, 2017]を適用し評価した。この評価方法を Fig. 4.4 に示す。耐力の評価には接合具 1 本あたりの荷重を用いた。評価には、一方向加力試験では荷重-変位曲線を、正負繰返し加力試験では包絡線を用いた。最大耐力 P_{max} の 10% および 40% の荷重を示す点を結ぶ直線を第一直線とし、この傾きを初期剛性 K とした。 P_{max} の 40% および 90% を結ぶ直線を第二直線とし、この直線を荷重-変位曲線と接するように平行移動させたものを第三直線とした。第一直線と第三直線が交わる時の荷重を降伏耐力 P_y 、この荷重時の荷重-変位曲線上の変位を降伏変位 D_y とした。最大荷重の 80% まで逡減したときの変位を終局変位 D_u とした。原点と降伏点 (P_y , D_y) を通る直線を第四直線とした。変位が D_u に至るまでの荷重-変位曲線の面積と、座標平面上の X 軸、 $x=D_u$ 、第四直線および X 軸に平行な第五直線で囲まれた部分の面積が等しくなるように引いた第五直線の荷重の値を終局耐力 R_u とした。また、 D_u を完全断塑性における降伏点変位 D_y で除することにより塑性率 μ を求めた。

また、一方向加力試験および正負繰返し加力試験の両方で、荷重-変位曲線を用いて、終局変位 D_u に至るまでの総消費エネルギー ΣE_y を集計した。

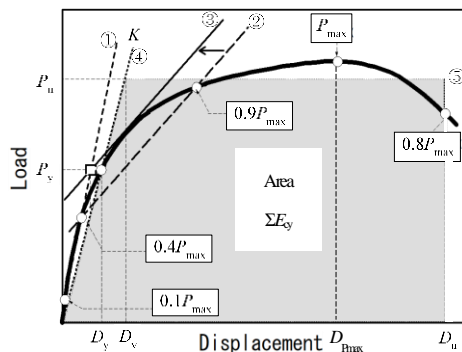


Fig. 4.4 Elasto-plastic model

4.4 試験結果と考察

破壊性状を Fig. 4.5 に、それぞれの破壊が見られた割合を Fig. 4.6 に示す。一方向加力試験において、CN50 釘では接合具が曲げ降伏した後にパンチングアウトが観察され、木ねじの試験体では接合具の曲げ降伏が観察された。ISO-CN50 釘では、17% で接合具が曲げ降伏した後に引き抜けが観察され、残りの 83% は接合具の破断が観察された。1PER-CN50 釘では、すべての試験体で接合具の破断が観察された。4.1×38mm の木ねじ試験体では、ISO では、す

べて接合具の破断が観察された。1PER では、75% で接合具の破断が観察され、残りの試験体では、木質構造設計規準[日本建築学会, 2006]のモード II (主材と側材のめり込み) で降伏が発生し、接合具が回転して引き抜けが観察された。4.5×50mm の木ねじ試験体では、ISO と 1PER の両方ですべての接合具に破断が観察された。以上より、一方向加力試験では、接合具の曲げ降伏が観察されたが、接合具の破断は観察されなかった。正負繰返し加力試験では、それぞれの条件で 75%~100% の割合で接合具の破断が観察される結果となった。



Fracture of fastener (CN50)



Fracture of fastener (4.1×38mm)



Fastener bending yield (4.5×50mm)

Fig. 4.5 Fracture behavior in the single shear test of joint

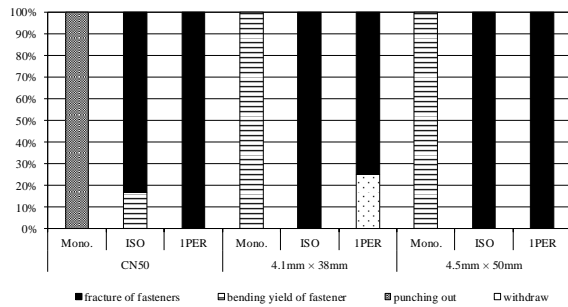


Fig. 4.6 Ratio of failure in the single shear test of joint

荷重-変位関係を Fig. 4.7 から Fig. 4.15 に、完全弾塑性モデルを適用し得られた特性値を Table 4.1 に、各特性値の比較を Fig. 4.16 に示す。各接合具で比較をすると、降伏耐力 P_y 、最大耐力 P_{max} 、終局耐力 R_u は、CN50 釘と木ねじの試験体で有意差が確認され、4.1×38mm は CN50 釘の 1.42 倍から 1.79 倍の値を、4.5×50mm は、CN50 釘の、1.61 倍から 1.88 倍の値を示した。総消費エネルギー ΣE_p は、接合具別に比較すると有意差は確認されなかった。各加力履歴で比較をすると、一方向加力試験に比べ正負繰り返し加力試験では終局変位 D_u が小さくなる傾向にあった。終局変位 D_u は CN50 釘で、ISO が一方向加力試験の 0.59 倍、1PER で 0.31 倍の値を示し、ISO と 1PER を比較しても有意差が確認された。4.1×38mm においては、ISO が一方向加力試験の 0.40 倍、1PER で 0.35 倍の値を示した。ISO と 1PER を比較すると有意差は確認されなかった。これは 4.1×38mm-1PER の 25% で引き抜けが確認され、この場合の繰り返しによる靱性低下が少なかったためだと考えられる。

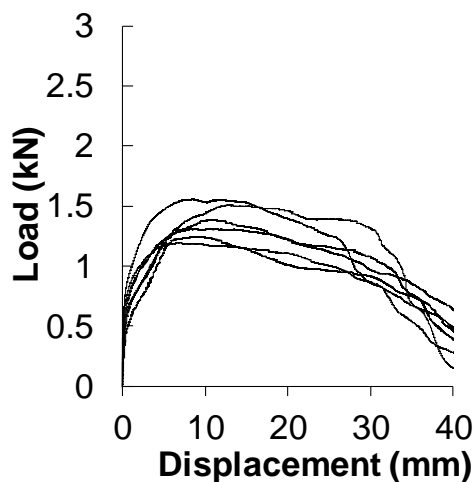


Fig. 4.7 Load-displacement curves in the single shear test of joint (Mono. - CN50)

4.5×50mm は、ISO が一方向加力試験の 0.39 倍、1PER で 0.23 倍の値を示し、ISO と 1PER を比較しても有意差が確認された。また、最大耐力時変位 D_{max} においても、一方向加力試験に比べ正負繰り返し加力試験の方が小さい値を示す傾向にあった。これより、正負繰り返し加力試験は、一方向加力試験と比較して靱性が低下していることがわかった。これは、一方向加力試験では接合具の破断は観察されなかったが、正負繰り返し試験では多くの試験体で接合具の破断が観察されたためだと考えられる。終局変位 D_u を接合具ごとに比較すると、木ねじに比べ CN50 釘の方が高い値を示し、ISO においては、木ねじと比べ有意差が確認された。このため、本試験では木ねじに比べ釘の方が靱性が高い傾向にあった。

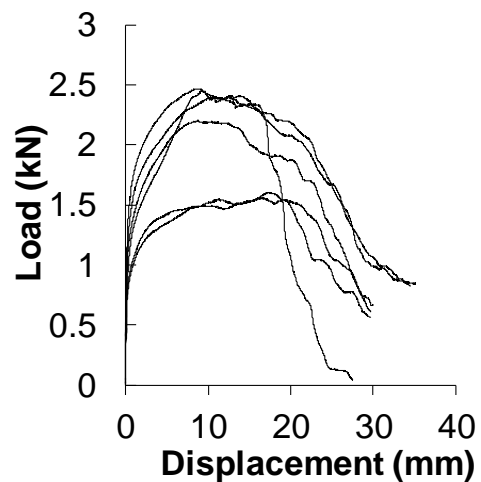


Fig. 4.8 Load-displacement curves in the single shear test of joint (Mono. - 4.1×38mm)

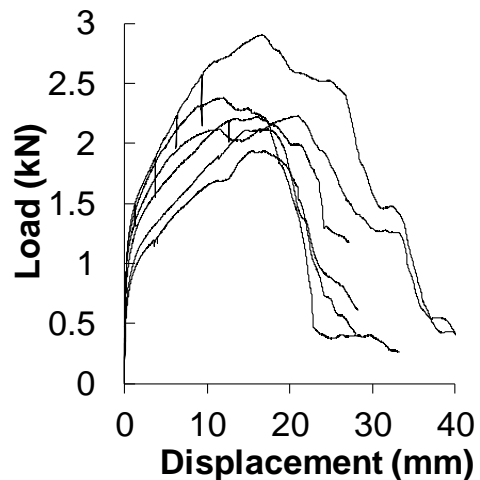


Fig. 4.9 Load-displacement curves in the single shear test of joint (Mono. - 4.5×50mm)

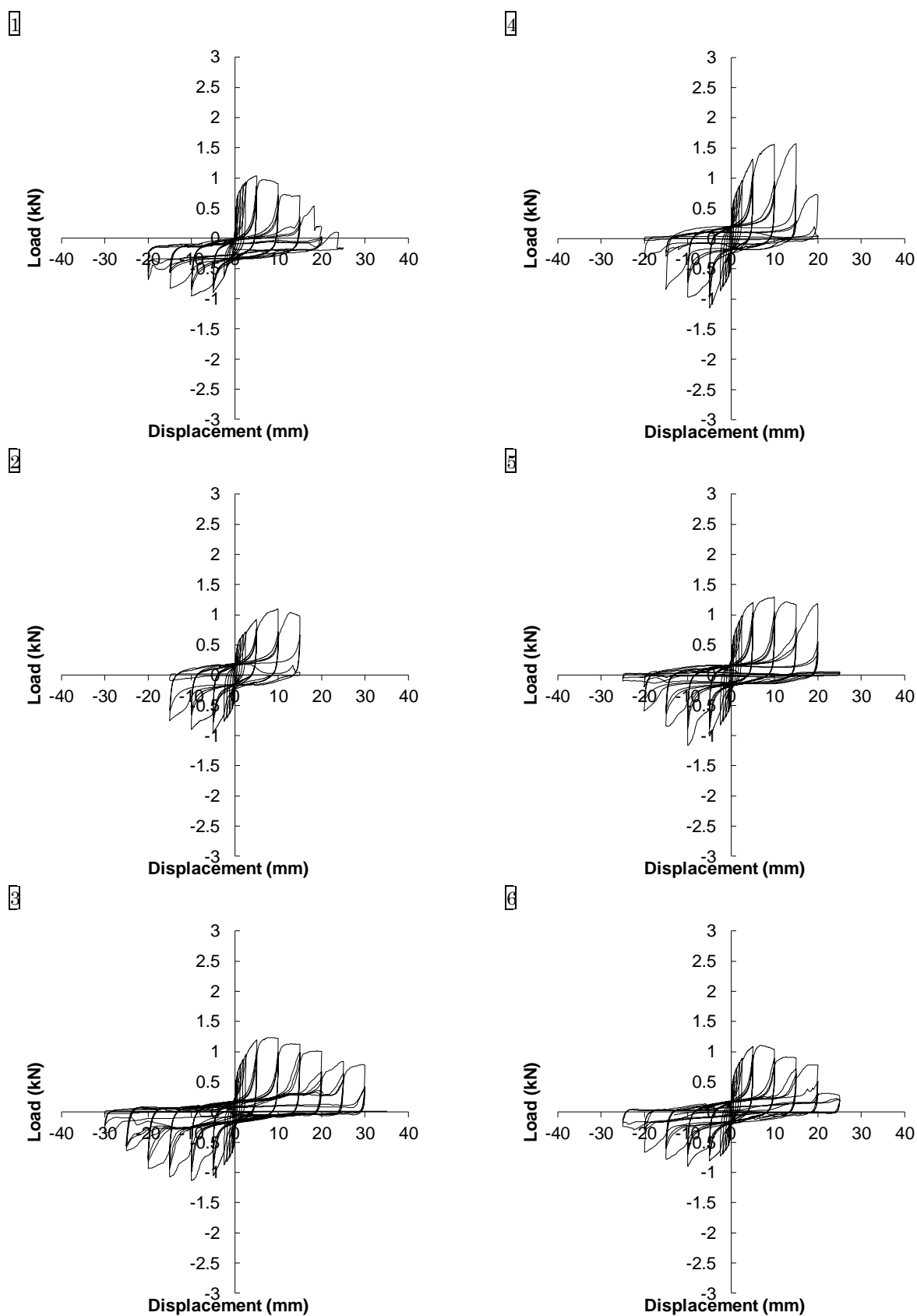


Fig. 4.10 Load-displacement curves in the single shear test of joint (ISO - CN50)

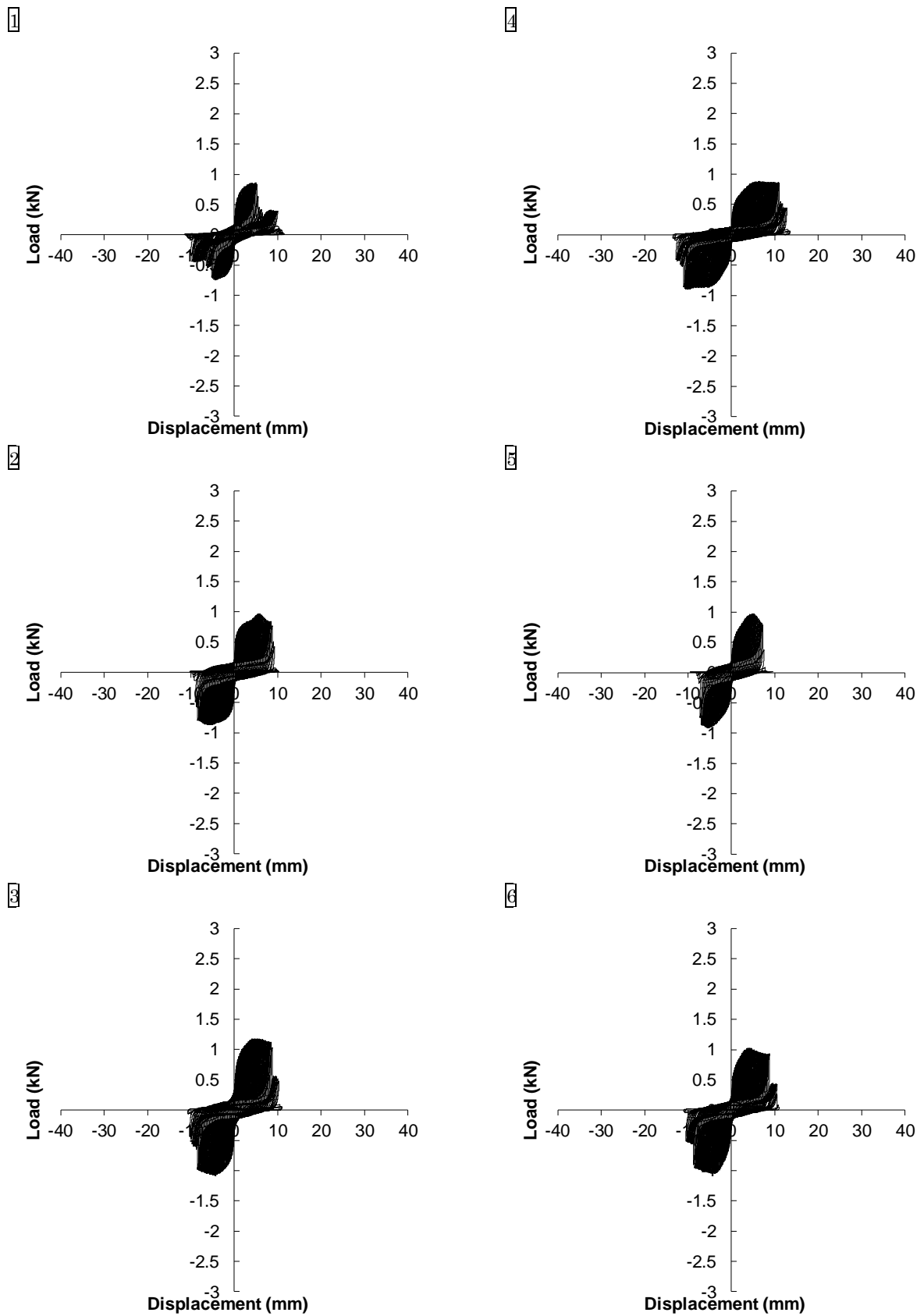


Fig. 4.11 Load-displacement curves in the single shear test of joint (1PER - QN50)

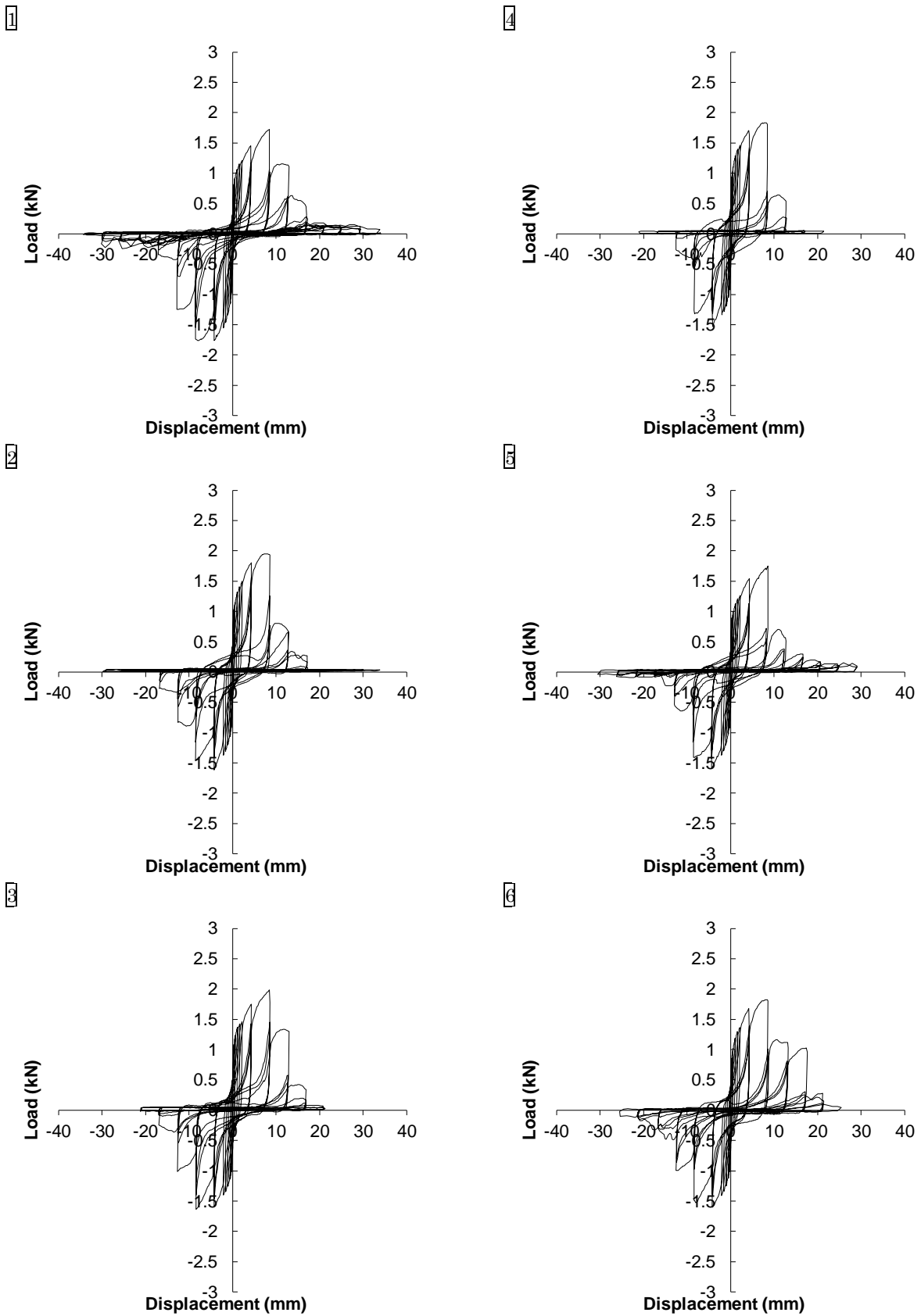


Fig. 4.12 Load-displacement curves in the single shear test of joint (ISO - 4.1×38mm)

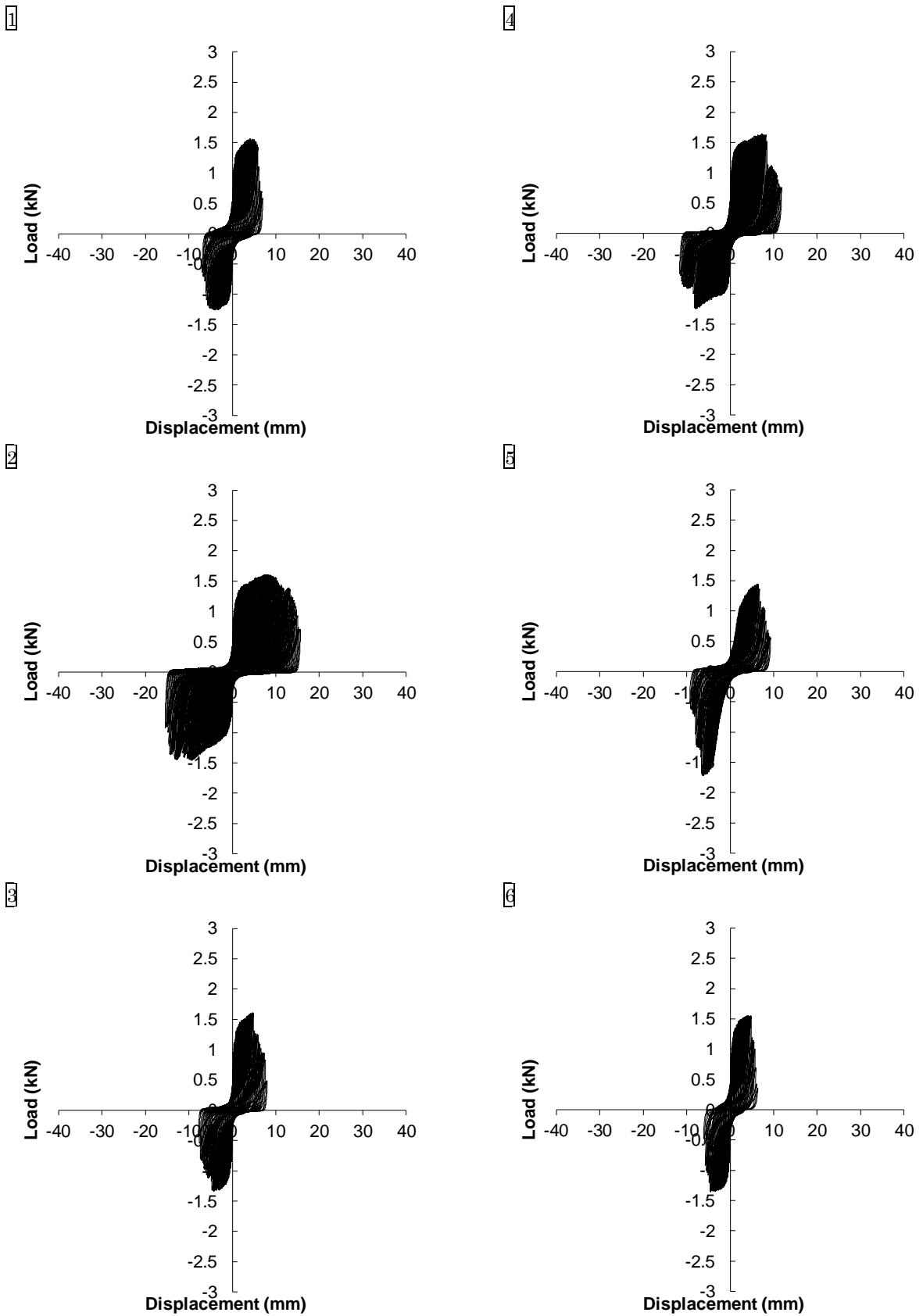


Fig. 4.13 Load-displacement curves in the single shear test of joint (1PER - 4.1 × 38mm)

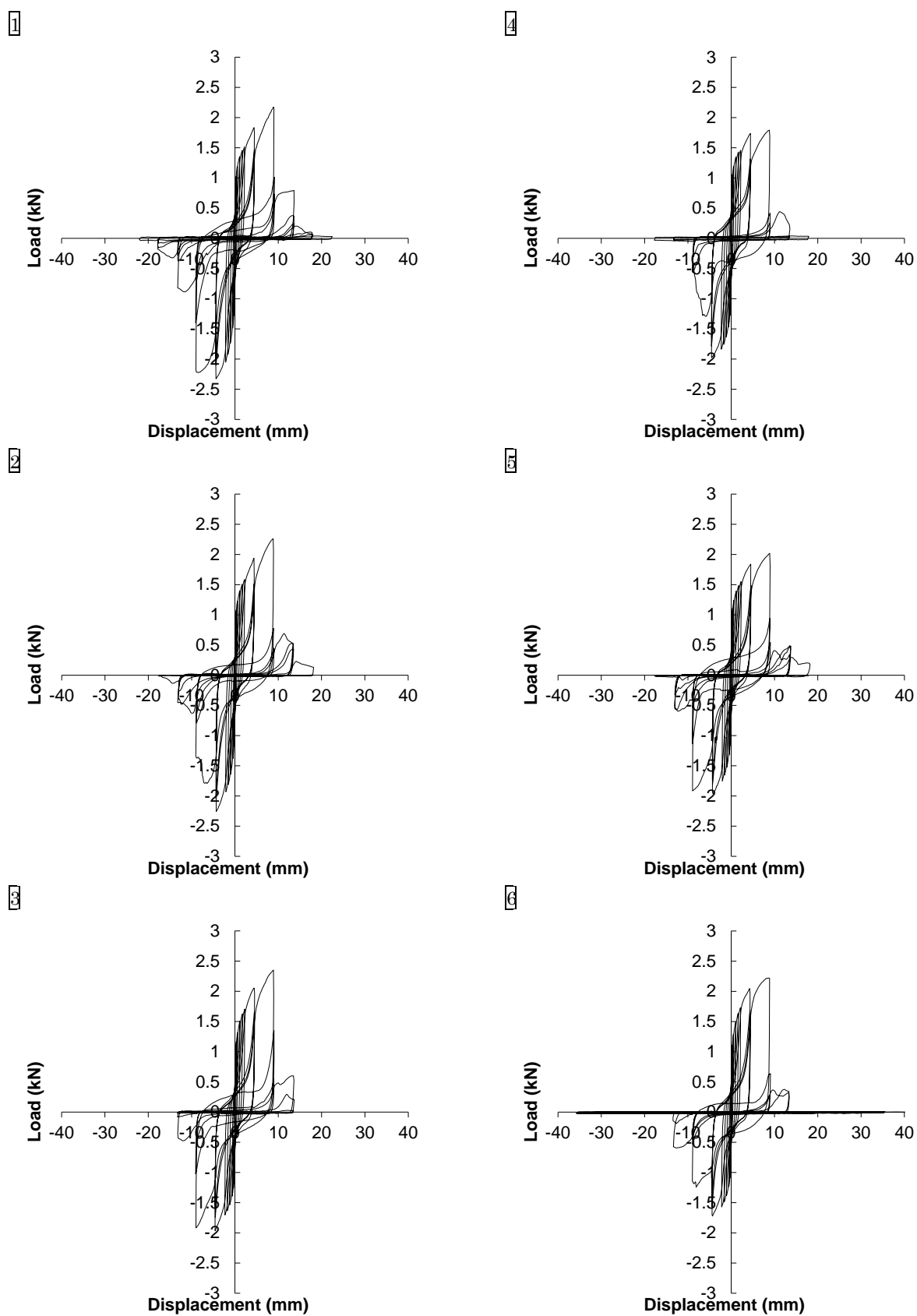


Fig. 4.14 Load-displacement curves in the single shear test of joint (ISO - 4.5×50mm)

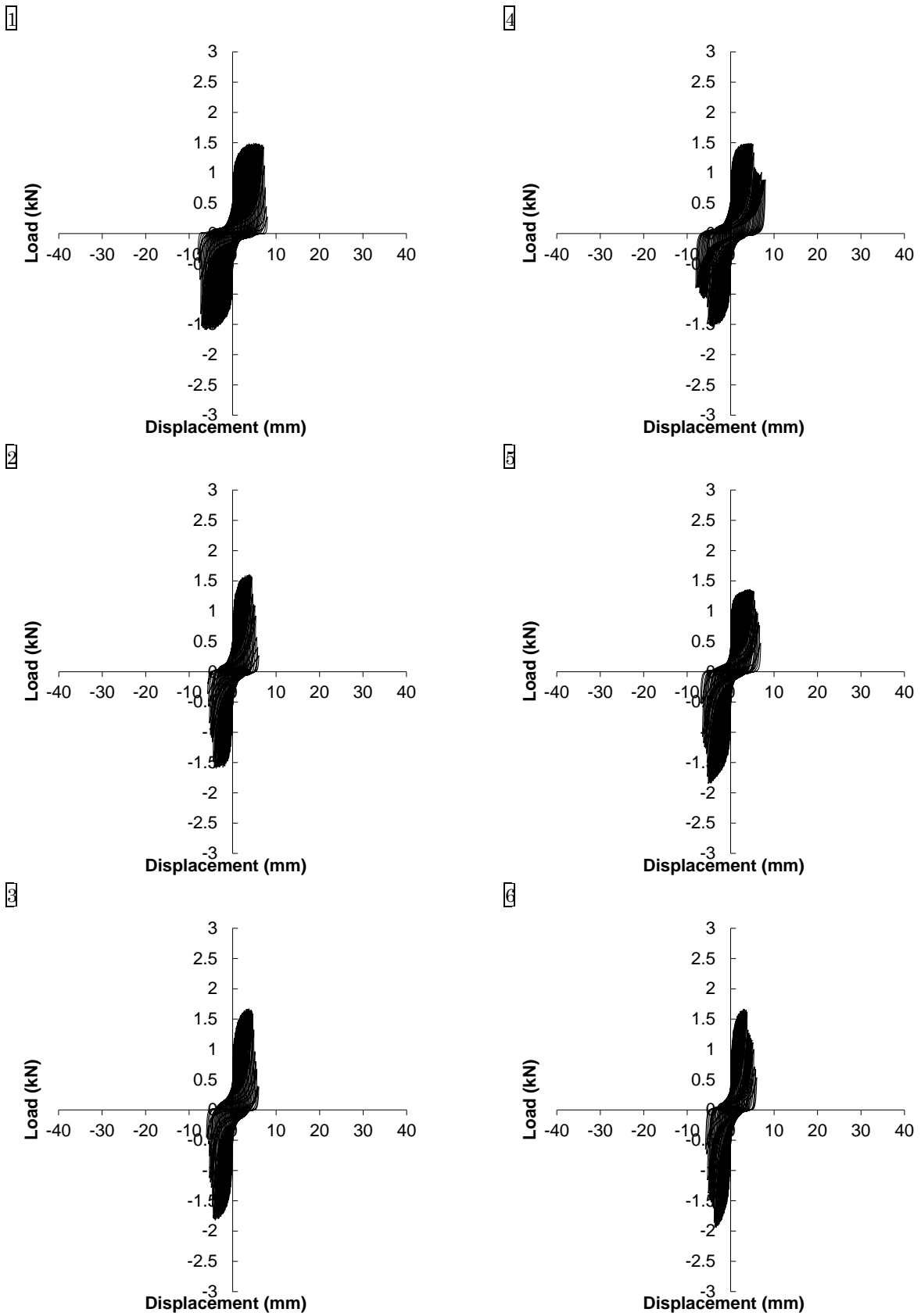


Fig. 4.15 Load-displacement curves in the single shear test of joint (1PER - 4.5x50mm)

Table 4.1 Characteristic results of the single shear test of joint

		P_y (kN)	D_y (mm)	P_{max} (kN)	D_{Pmax} (mm)	P_u (kN)	D_u (mm)	K (kN/mm)	μ	ΣE_{cy} (kNmm)
CN50	Mono.	0.69 (0.17)	0.42 (0.24)	1.37 (0.29)	9.49 (2.06)	1.24 (0.27)	26.87 (3.50)	1.26 (1.41)	27.21 (15.37)	32.87 (6.43)
	ISO	0.65 (0.13)	0.50 (0.14)	1.22 (0.36)	9.10 (3.17)	1.06 (0.28)	15.84 (3.44)	0.92 (0.56)	13.72 (4.58)	65.72 (26.99)
	1PER	0.57 (0.15)	0.28 (0.05)	0.98 (0.21)	5.26 (0.68)	0.88 (0.20)	8.27 (1.74)	1.19 (0.55)	10.93 (2.04)	97.15 (33.21)
4.1×38mm	Mono.	1.22 (0.24)	0.60 (0.14)	2.12 (0.42)	11.72 (3.98)	1.92 (0.37)	21.52 (2.21)	2.16 (0.74)	24.33 (7.19)	40.26 (7.91)
	ISO	1.03 (0.07)	0.45 (0.14)	1.73 (0.15)	6.80 (1.95)	1.54 (0.11)	8.67 (1.85)	2.28 (0.74)	13.81 (4.42)	58.44 (9.82)
	1PER	1.02 (0.11)	0.33 (0.11)	1.60 (0.07)	5.64 (1.93)	1.45 (0.07)	7.54 (3.54)	3.27 (1.62)	15.60 (3.39)	115.10 (65.70)
4.5×50mm	Mono.	1.18 (0.14)	0.99 (0.37)	2.30 (0.33)	15.28 (3.57)	2.01 (0.28)	22.50 (3.20)	1.38 (0.59)	14.77 (4.81)	44.02 (11.48)
	ISO	1.22 (0.09)	0.43 (0.20)	2.09 (0.21)	6.60 (2.31)	1.85 (0.17)	8.83 (1.62)	2.87 (1.23)	15.60 (5.51)	62.07 (5.16)
	1PER	0.98 (0.06)	0.21 (0.03)	1.54 (0.24)	4.12 (0.75)	1.42 (0.19)	5.17 (1.15)	4.84 (1.50)	17.90 (5.31)	85.04 (26.21)

Note: Values in parenthesis were standard deviations

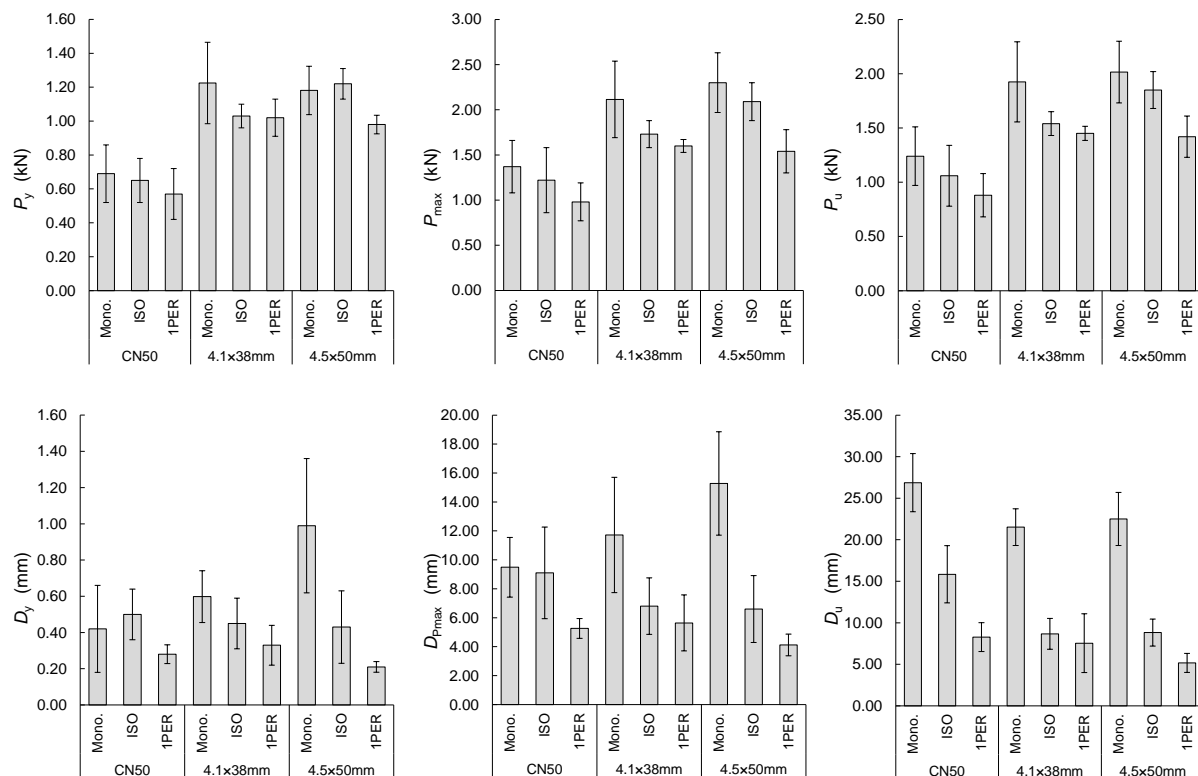


Fig. 4.16 Comparison of characteristic values in the single shear test of joint

4.5 まとめ

- 全ての試験体で、一方向加力試験では接合具の破断は確認されなかったが、正負繰り返し加力試験では多くの試験体で接合具の破断が確認された。
- CN50釘と4.5×50mmでは、一方向加力試験、ISO、1PERの順に D_u が低下している傾向にあり、加力履歴による靱性の低下が確認された。
- 4.1×38mmでは、一方向加力試験と正負繰り返し加力試験で、 D_u の低下が確認されたが、ISOと1PERでは、1PER試験で一部引き抜けが見られなかったため有意差は確認されなかった。

第5章 合板張耐力壁の静的水平加力試験における加力履歴の影響

5.1 はじめに

合板張耐力壁は、地震力や風圧力などの水平荷重への抵抗要素として木造建築物に広く利用されている。我が国において合板張耐力壁は、告示に定めるもののほかは、国土交通省の大臣の認定を受けるためJISに規定される試験方法で静的水平加力試験を行い評価されたものを使用している。一方で、4章では、加力履歴の異なる試験方法で正負繰り返し加力試験を実施したが、履歴により靱性が異なる結果を示した。このため、加力履歴の異なる方法で合板張耐力壁の静的水平加力試験を行うことで、加力履歴が合板張耐力壁の耐力・変形性能に及ぼす影響を実験的に検討することとした。

5.2 試験体および試験方法

試験のセットアップを Fig. 5.1 に、試験体設置時の様子を Fig. 5.2 に、本試験の試験体数を Table 5.1 に示す。柱および土台は 105mm×105mm のスギ製材 (*Cryptomeria japonica*、密度：420kg/m³) を用いた。梁には 105mm×180mm のベイマツ製材 (*Pseudotsuga menziesii*、密度：472kg/m³) を用いた。面材には針葉樹合板 (JAS 特類 2 級、厚さ 9mm、密度：551kg/m³) を用いた。柱と柱の間には 30mm×105mm のスギ製材の間柱を設置した。また、面材を留めつける釘および木ねじは 150mm 間隔で留めつけた。釘および木ねじは、2 章と 3 章で使用したものと同様に、CN50 釘と 4.1×38mm および 4.5×50mm の木ねじを使用した。両端の柱の柱頭および柱脚は、引き寄せ金物 HD-B20 を用いて緊結した。

試験方法は、梁端部に油圧式アクチュエータ (島津製作所製、静的最大加振力±150kN、ストローク±200mm) を接続し静的水平加力を行った。荷重はロードセルにより測定した。梁の水平変位は巻込型変位計 (東京測器研究所製 DP-500C、容量：500mm) で、土台水平変位および両端柱の鉛直方向変位は変位計 (東京測器研究所製 SDP-100c、容量：100mm) で測定した。

試験は一方方向加力試験と 3 種類の加力履歴の正負繰り返し加力試験を行った。一方方向加力試験は、加力速度 0.2mm/sec にて終局に至るまで一方方向にのみ加力を行った。正負繰り返し加力試験の加力履歴は、[JIS A 1414, 2010]に基づく試験 (以下、JIS と称する。)、[ISO 21581, 2010]に基づく試験 (以下、ISO と称する) および一方方向加力試験の終局変位 D_u に対して 1% ずつ変位を漸増させて 1 サイ

クルずつ正負繰り返す試験 (以下、1PER と称する) とした。

JIS 試験の加力方法

JIS の試験は、見かけの変形角が 1/450、1/300、1/200、1/150、1/100、1/75、1/50 rad で正負 3 回繰り返す加力とし 1/50 rad における加力の後、1/15 rad に至るまで加力を行うこととして定められている。こちらは、木ねじの試験体のみ各 3 体で実施した。

ISO 試験の加力方法

ISO21581 の試験は、接合部の ISO16670 の加力履歴を参考にしており、接合部試験の ISO と同様である。荷重の折り返し変位を、一方方向加力試験における終局変位 D_u の 1.25% 値、2.5% 値、5% 値、7.5% 値、10% 値として、これらのステップでの繰り返し数は 1 サイクル、20% 値、40% 値、60% 値、80% 値、100% 値、120% 値、・・・20% ずつ増大するステップを設け、これらではそれぞれ 3 サイクル正負繰り返す加力方法である。こちらは、CN50 釘の試験体で 2 体、木ねじの試験体で各 3 体実施した。

1PER 試験の加力方法

一方方向加力試験の終局変位 D_u に対して 1% ずつ変位を漸増させて 1 サイクルずつ正負繰り返す加力方法であり、接合部試験でも同様の加力履歴で実施している。ISO に比べ、ある変位に至るまでの繰り返し数が多い履歴となっている。こちらは、CN50 釘の試験体のみ 1 体実施した。

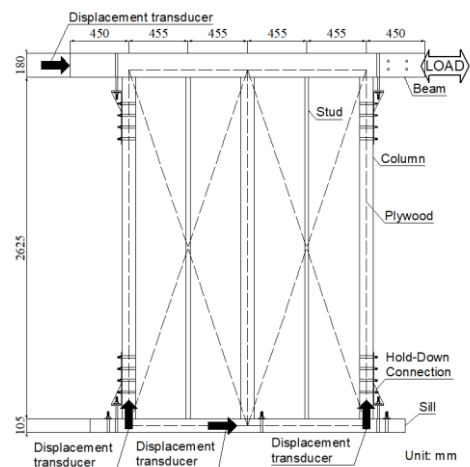


Fig. 5.1 Setup of shear wall test



Fig. 5.2 State of specimen installation (shear wall test)

Table 5.1 Specimen series used in the shear wall test

Fastener		Mono.	Reversed cyclic loading test		
			JIS	ISO	1PER
Nail	CN50	1	-	2	1
Wood screw	4.1mm×38mm	1	3	3	-
	4.5mm×50mm	1	3	3	-

5.3 評価方法

各試験体の各耐力・変形性能は、3章と同様に完全弾塑性モデル[公益財団法人日本住宅・木材技術センター, 2017]を適用し評価した。変形性能については、真の水平変位を式(5-1)により算出した。

$$\Delta_{\text{true}} = (\Delta_{\text{beam}} - \Delta_{\text{sill}}) - \left(\frac{\Delta_{\text{leg}} \times H}{B} \right) \quad (5-1)$$

ここで、 Δ_{true} : 真の水平変位(mm)、 Δ_{beam} : 梁の水平変位(mm)、 Δ_{sill} : 土台の水平変位(mm)、 Δ_{leg} : 脚部の鉛直変位(mm)、 H : 耐力壁の高さ(=2767.5mm)、 B : 耐力壁の幅(=1820mm)

また、構造特性係数 D_s を式(5-2)により算出した。

$$D_s = \frac{1}{\sqrt{(2\mu - 1)}} \quad (5-2)$$

ここで、 D_s : 構造特性係数、 μ : 塑性率

5.4 試験結果と考察

破壊性状をFig. 5.3に、全接合部における破壊のみられた

割合をFig. 5.4に示す。Fig. 5.4中の縦軸の値は全接合部数に対する、それぞれの破壊形態が見られた割合を示している。端切れの割合はCN50釘で、1~6%、4.1×38mmで、11~18%、4.5×50mmで、8~21%で比較的一定の割合でみられた。また、端切れは梁、土台のみで見られた。これは、柱と梁、土台で加力を受ける方向が異なることによると考えられる。一方向加力試験において、CN50釘では、引き抜けが37%、パンチングアウトが31%、4.1×38mmでは、引き抜けが56%、パンチングアウトが4%、4.5×50mmでは、パンチングアウトが64%で引き抜けは見られなかった。また、一方向加力試験では、接合具の破断は見られなかったが、正負繰り返し加力試験では、接合具の破断が見られた。接合具の破断は、CN50釘では、ISOで13%および16%、1PERで74%、4.1×38mmでは、JISで8~23%、ISOで17~45%、4.5×50mmでは、JISで18~64%、ISOで46~73%見られた。CN50釘では、ISOに比べ、1PERでは多くの接合具の破断が見られた。木ねじの試験体では、正負繰り返し加力試験において、同じ加力履歴の試験体であっても接合具の破断が見られる割合にばらつき大きい結果となった。

荷重と真の水平変位の関係をFig. 5.5からFig. 5.13に、完全弾塑性モデルから得られた特性値をTable 5.2に示す。ここで、CN50釘の1PERの試験体において、最大荷重以降に、脚部の鉛直変位が欠測してしまったため、欠測以前の3ループの荷重と回転角の曲線を加力時に2直線、除荷時に1直線の回帰式を作成し以降のループを推定することで、回転角として計算した。正負繰り返し加力試験では、接合具の破断が多くみられた試験体において、最大耐力以降で急激に荷重が低下する傾向にあった。降伏耐力 R_y 、最大耐力 R_{max} および終局耐力 R_{ul} は、一方向加力試験と正負繰り返し加力試験と比較したところ、正負繰り返し加力試験の結果は、一方向加力試験の0.83倍から1.10倍の間にあり大きな差は見られなかった。最大耐力時変位 D_{Pmax} は、CN50釘では、ISOで一方向加力試験の0.60および0.61倍、1PERで0.32倍、4.1×38mmでは、JISで一方向加力試験の0.95~0.53倍、ISOで0.88~0.56倍、4.5×50mmでは、JISで一方向加力試験の0.77~0.44倍、ISOで0.75~0.50倍であり、一方向加力試験と比較して正負繰り返し加力試験の方が小さい値を示すものが見受けられた。終局変位 D_{ul} は、CN50釘では、ISOで一方向加力試験の0.62および0.58倍、1PERで0.29倍、4.1×38mmでは、JISで一方向加力試験の1.04~0.93倍、ISOで0.82~0.65倍、4.5×50mmでは、JISで一方向加力試験の0.72~0.36倍、ISOで0.57~0.38倍であり、一方向加力試験と比較して正負繰り返し加力試験の方が小さい値を示すものが多く見られた。Fig. 5.12に正負繰り返し

加力試験の終局変位 D_u における一方向加力試験の結果に対する割合と全接合部における接合具の破断が見られた割合の関係を示す。これによると、接合具の破断が多く見られ

るほど、終局変位 D_u は一方向加力試験と比較して小さくなる傾向にあることが確認された。

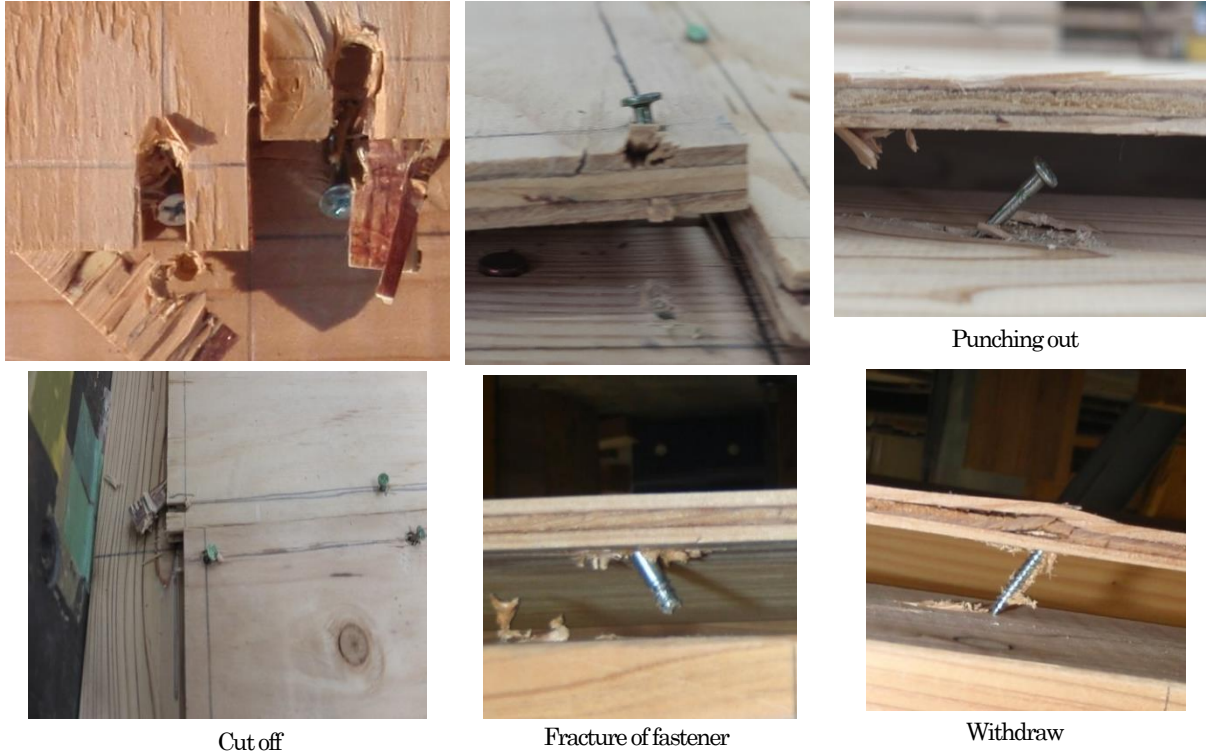


Fig. 5.3 Fracture behavior in the shear wall test

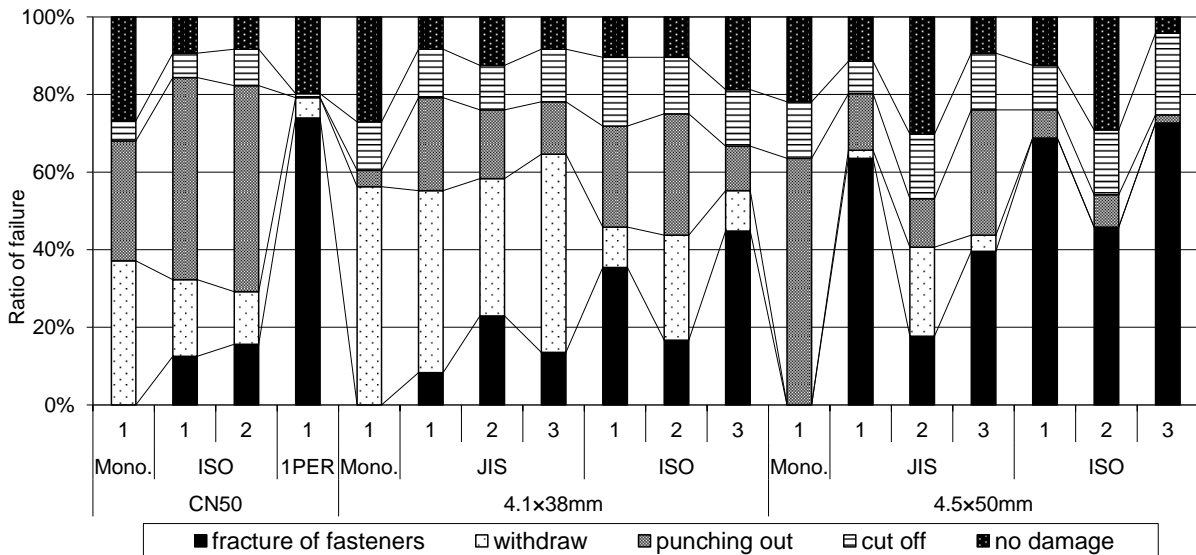


Fig. 5.4 Ratio of failure in the shear wall test

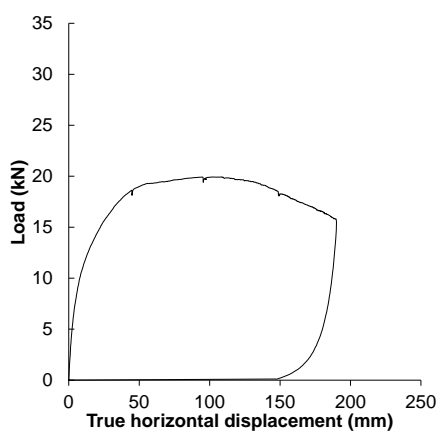
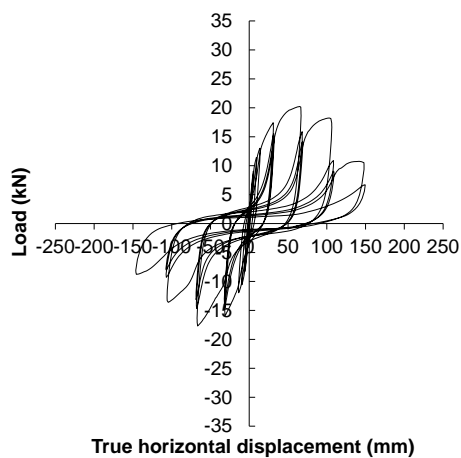


Fig. 5.5 Load-true horizontal displacement curve in the shear wall test (Mono.-CN50)

1



2

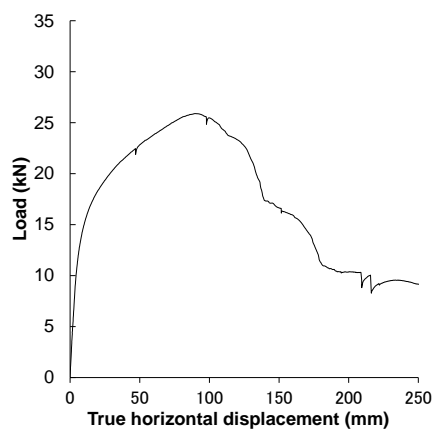


Fig. 5.6 Load-true horizontal displacement curve in the shear wall test (Mono.-4.1x38mm)

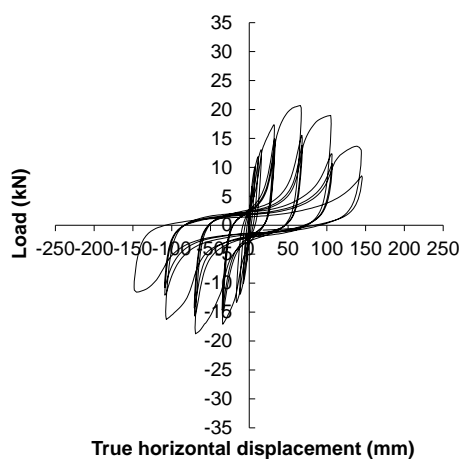


Fig. 5.8 Load-true horizontal displacement curves in the shear wall test (ISO-CN50)

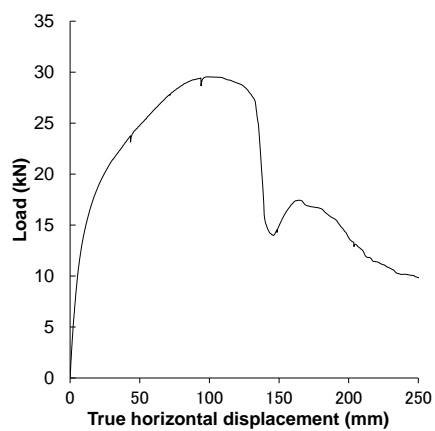


Fig. 5.7 Load-true horizontal displacement curve in the shear wall test (Mono.-4.5x50mm)

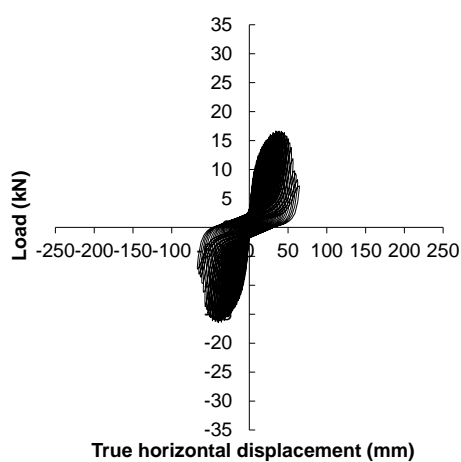


Fig. 5.9 Load-true horizontal displacement curve in the shear wall test (1PER-CN50)

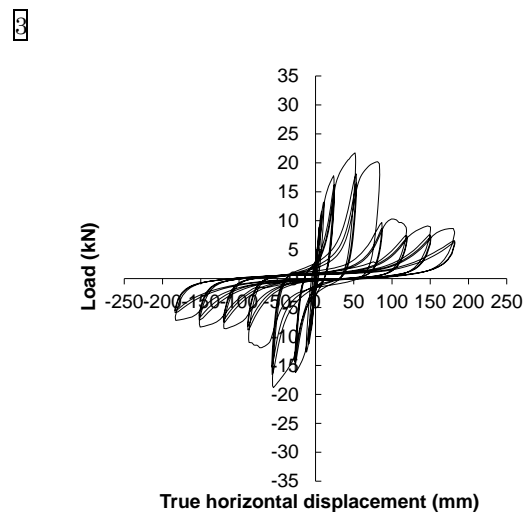
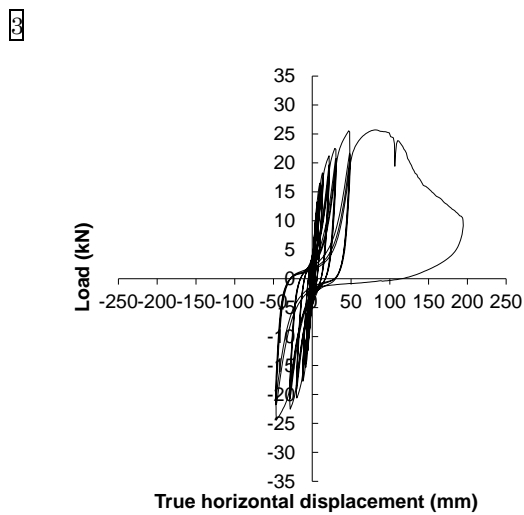
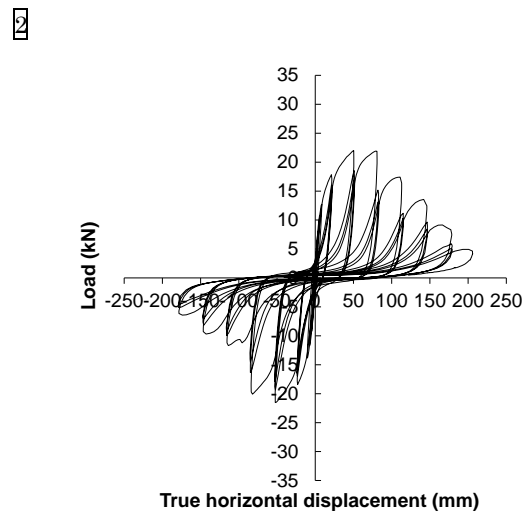
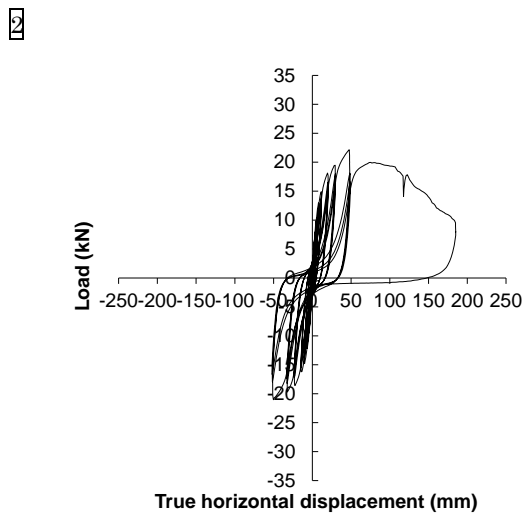
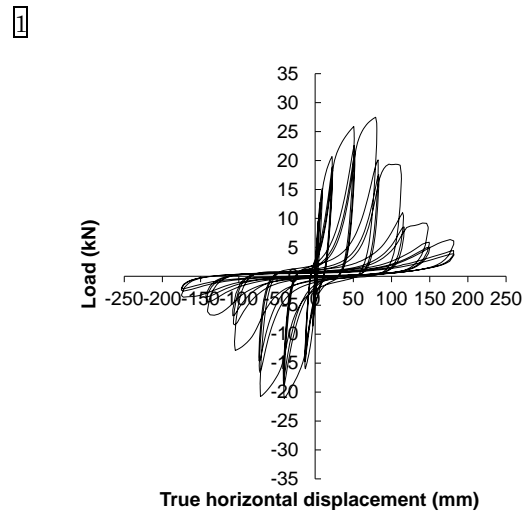
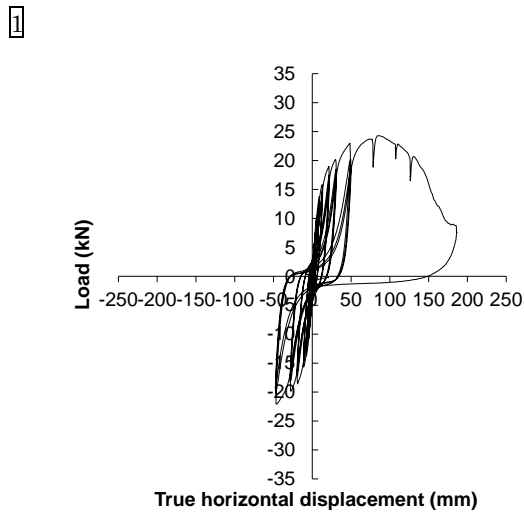


Fig. 5.10 Load-true horizontal displacement curves in the shear wall test (JIS-4.1×38mm)

Fig. 5.11 Load-true horizontal displacement curves in the shear wall test (ISO-4.1×38mm)

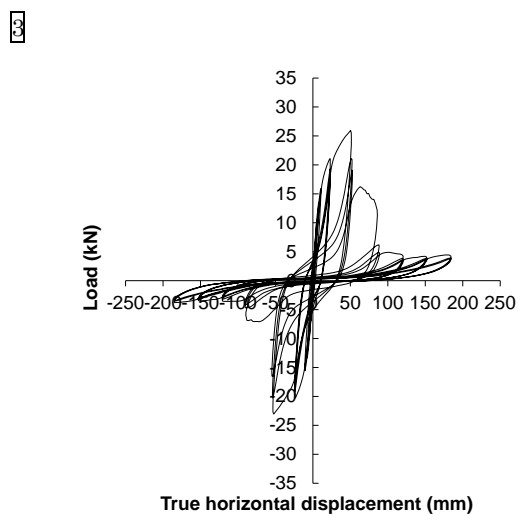
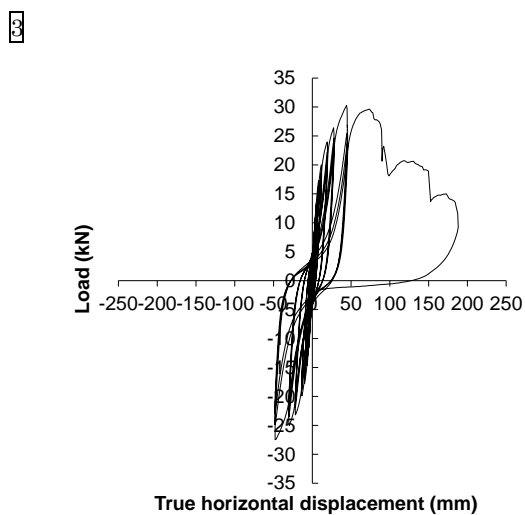
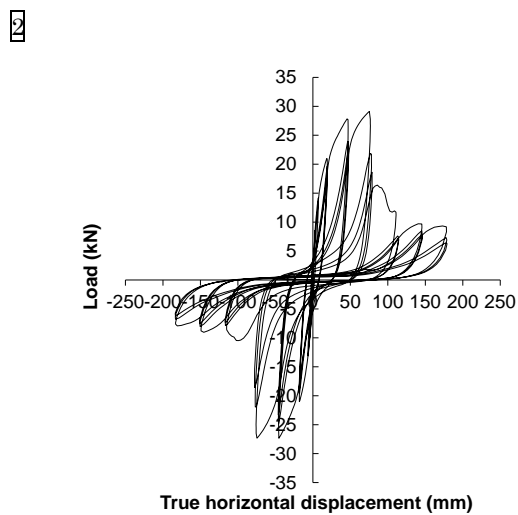
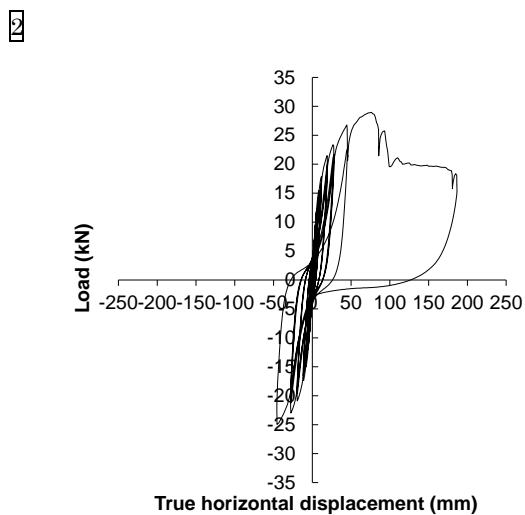
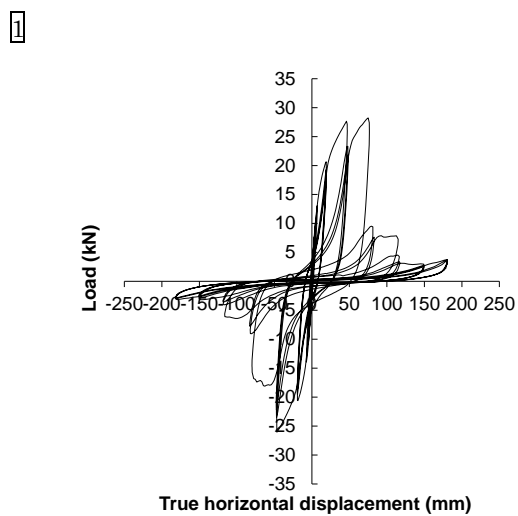
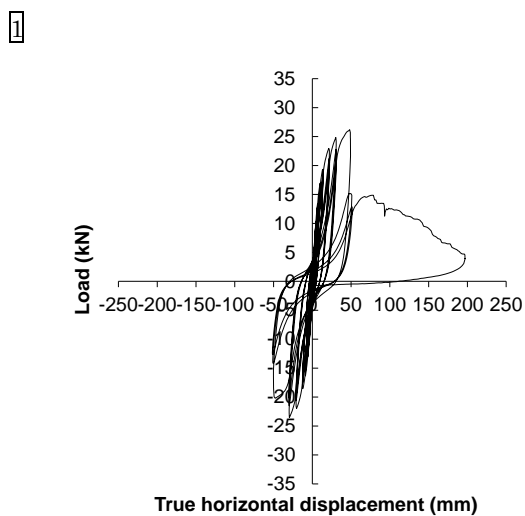


Fig. 5.12 Load-true horizontal displacement curves in the shear wall test (JIS-4.5×50mm)

Fig. 5.13 Load-true horizontal displacement curves in the shear wall test (ISO-4.5×50mm)

Table 5.2 Characteristic results of the shear wall test

Specimen		P_y kN	D_y mm	P_{max} kN	D_{Pmax} mm	P_u kN	D_u mm	K kN/mm	μ -	D_s -	
Mono.	1	10.65	9.01	19.93	108.62	18.45	187.27	1.18	11.99	0.21	
	CN50	1	11.05	8.50	20.23	65.02	18.16	109.22	1.30	7.82	0.26
		2	10.97	9.21	20.69	65.83	18.38	116.02	1.19	7.52	0.27
		mean	11.01	8.85	20.46	65.43	18.27	112.62	1.25	7.67	0.26
	1PER	1	9.34	5.73	16.67	34.34	15.27	54.24	1.63	5.79	0.31
4.1× 38mm	Mono.	1	14.95	9.88	25.89	89.61	23.24	132.14	1.51	8.60	0.25
	JIS	1	14.61	10.61	24.29	85.32	22.19	137.29	1.38	8.53	0.25
		2	13.67	9.48	22.15	47.54	19.56	123.04	1.44	9.07	0.24
		3	15.81	8.72	25.69	80.61	24.06	124.20	1.81	9.36	0.24
	mean	14.70	9.60	24.05	71.15	21.93	128.18	1.54	8.99	0.24	
	S.D.	1.07	0.95	1.78	20.59	2.26	7.91	0.23	0.42	0.01	
	ISO	1	15.65	10.36	27.47	79.18	24.45	89.69	1.51	5.54	0.31
		2	12.70	8.43	22.00	50.28	20.04	108.91	1.51	8.18	0.26
		3	12.57	9.49	21.72	51.65	19.52	86.00	1.32	5.83	0.31
	mean	13.64	9.43	23.73	60.37	21.34	94.87	1.45	6.52	0.29	
S.D.	1.74	0.97	3.24	16.30	2.71	12.30	0.11	1.45	0.03		
4.5× 50mm	Mono.	1	16.13	13.45	29.55	99.44	26.75	135.89	1.20	6.09	0.30
	JIS	1	15.73	8.61	26.20	48.14	23.87	49.51	1.83	3.79	0.39
		2	16.95	10.21	28.98	76.41	26.06	97.26	1.66	6.20	0.30
		3	17.75	9.14	30.29	44.16	28.14	91.06	1.94	6.28	0.29
	mean	16.81	9.32	28.49	56.24	26.02	79.28	1.81	5.42	0.33	
	S.D.	1.02	0.82	2.09	17.58	2.14	25.96	0.14	1.41	0.05	
	ISO	1	15.80	9.96	28.23	75.04	25.81	77.56	1.59	4.77	0.34
		2	16.04	9.60	29.11	75.34	26.22	77.65	1.67	4.95	0.34
		3	15.33	9.75	25.94	50.30	22.75	52.24	1.57	3.61	0.40
	mean	15.72	9.77	27.76	66.90	24.93	69.15	1.61	4.44	0.36	
S.D.	0.36	0.18	1.64	14.37	1.90	14.64	0.05	0.73	0.04		

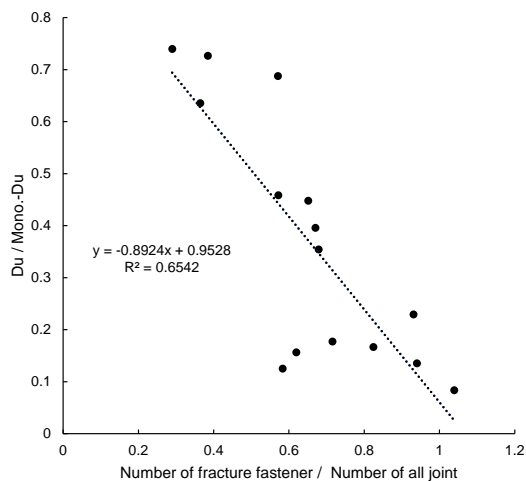


Fig. 5.14 Relationship of Cyc.-Mono. ratio for ultimate true horizontal displacement and number of fracture fasteners-number of all joints ratio in the shear wall test

5.5 まとめ

- 一方方向加力試験では接合具の破断は見られなかったが、正負繰り返し加力試験では接合具の破断が見られた。
- 木ねじの正負繰り返し加力試験での、接合具の破断が見られた割合は、同じ加力履歴においてもばらつきがみられた。
- 正負繰り返し加力試験において、接合具の破断が多く見られるほど、 D_u が一方方向加力試験の結果に対して小さくなる傾向にあった。

第6章 接合部の正負繰り返し加力試験における荷重-変位関係の推定

6.1 はじめに

4章の接合部の一面せん断試験において、接合部の一面せん断性能は、繰り返し加力の履歴によって靱性が異なる場合があった。この特性の把握は、木質構造建築物の設計において接合部の性能を評価する上で重要であると考えられる。様々な加力履歴に応じた性能を評価するため、3章の接合具の定振幅繰り返し曲げ試験より得られた低サイクル疲労特性を考慮した接合部の正負繰り返し加力試験における荷重-変位関係を推定することとした。

6.2 推定方法

6.2.1 接合部内の接合具の曲げ変形角の算出方法

接合具の低サイクル疲労特性と接合部との関連を把握するには、接合部内の接合具の曲げ変形角を計算する必要がある。Fig. 6.1に接合部内の接合具の曲げ変形角の概略図を示す。接合具の曲げ変形角は式(6-1)によって計算することができる。

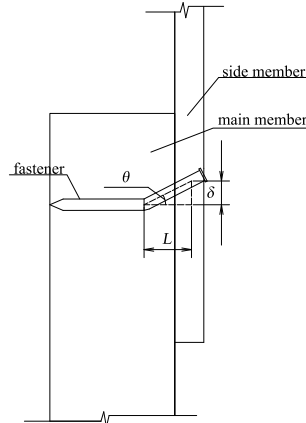


Fig. 6.1 Bending angle of fasteners in joint

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{\delta}{L} \right) \quad (6-1)$$

ここで、 θ 接合具の曲げ変形角、 δ 主材と側材の相対変位、 L 接合具の回転中心までの距離

式(6-1)中の L は、小林らの提案式 [小林, 稲山, 安藤, 2007], [Kobayashi & Yasumura, 2014] によって求めることができる (荷重-変位関係の推定式については後述する)。この提案式では、接合部の降伏モードが Fig. 6.2 に示すように、

となり、モード4からモード6が接合具が曲げ降伏するモードとなっている。接合具の回転中心までの距離は、式に示すとおりで求めることができる。2章での接合部試験ではすべて、接合具と側材が降伏する Mode5 に該当しており、式(6-1)には、式(6-2)中の L_5 が適用される。

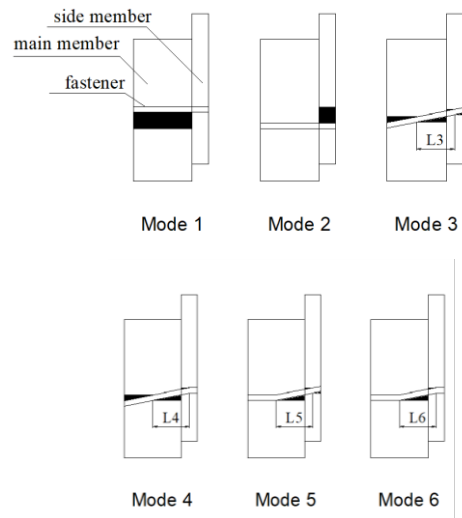


Fig. 6.2 Yield mode in proposed equation of Kobayashi et al.

$$\begin{cases} L_3 = \frac{t_1}{2\beta\varphi} \sqrt{\alpha^2\beta^3\varphi^3 + 2\beta^2\varphi^2(\alpha^2 + \alpha + 1)} \\ L_4 = \frac{t_1}{2\beta\varphi} \sqrt{\frac{4M_p\beta\varphi^4(\beta\varphi + 2)}{F_{e1}dt_1^2} + 2\beta\varphi(\beta\varphi + 1)} \\ L_5 = \frac{t_1}{2\beta\varphi} \sqrt{\frac{4M_p\beta\varphi(2\beta\varphi + 1)}{F_{e1}dt_1^2} + 2\alpha^2\beta^2\varphi^2(\beta\varphi + 1)} \\ L_6 = \frac{1}{\beta\varphi} \sqrt{\frac{2M_p(1 + \varphi^3)\beta\varphi(\beta\varphi + 1)}{F_{e1}d}} \end{cases} \quad (6-2)$$

ここで、 L_3 - L_6 各降伏モードに対応した接合具の回転中心までの距離(mm)、 t_1 : 主材厚(mm)、 M_p : 接合具の全塑性モーメント(Nmm)、 F_{e1} : 主材の支圧強度(N/mm²)、 d 主材部の接合具の有効径(mm)、 α 側材厚/主材厚、 β 側材の面圧強度/主材の面圧強度、 φ 側材部の接合具の有効径/主材部の接合具の有効径

6.2.2 物性値による接合部の骨格曲線の推定

小林ら [小林, 稲山, 安藤, 2007], [Kobayashi & Yasumura, 2014] によると、ヨーロッパ型降伏理論 [Johansen, 1949] をベースに、部材の物性値によって最大耐力までの荷重-変

位関係の推定式 (式(6-3)から式(6-14)) を提案している。Fig. 6.3 に式(6-3)から式(6-14)から得られた推定曲線を示す。本章では、後述する接合部の骨格曲線のモデル化のベースの一つとしてこの提案式を用いる。

$$F = \mu P_{ax-ini} \quad (6-3)$$

$$P_{ax-ini} = \min(P_{head-ini}, P_{pull}) \quad (6-4)$$

$$K = \frac{dk_1 t_1 \alpha_{ef} \gamma \varphi (1 + \alpha_{ef}^2 \gamma \varphi)}{1 + 4\alpha_{ef} \gamma \varphi + 6\alpha_{ef}^2 \gamma \varphi + 4\alpha_{ef}^3 \gamma \varphi + \alpha_{ef}^4 \gamma^2 \varphi^2} \times 0.9 \quad (6-5)$$

$$t_{ef1} = \min \left\{ t_1, \left(\frac{64EI_s}{k_1 d} \right)^{\frac{1}{4}} \right\}, t_{ef2} = \min \left\{ t_2, \left(\frac{64EI_s}{k_2 d} \right)^{\frac{1}{4}} \right\} \quad (6-6)$$

$$P_y = \min \begin{cases} \text{mode1: } dF_{e1} t_1 \\ \text{mode2: } dF_{e1} t_1 \alpha \beta \varphi \\ \text{mode3: } dF_{e1} \frac{\beta \varphi}{\beta \varphi + 1} (2L_3 - (\alpha + 1)t_1) \\ \text{mode4: } dF_{e1} \frac{\beta \varphi}{\beta \varphi + 2} (2L_4 - t_1) \\ \text{mode5: } dF_{e1} \frac{\beta \varphi}{2\beta \varphi + 1} (2L_5 - \alpha t_1) \\ \text{mode6: } dF_{e1} \frac{\beta \varphi}{\beta \varphi + 1} L_6 \end{cases} \quad (6-7)$$

$$\begin{cases} L_3 = \frac{t_1}{2\beta \varphi} \sqrt{\alpha^2 \beta^3 \varphi^3 + 2\beta^2 \varphi^2 (\alpha^2 + \alpha + 1)} \\ L_4 = \frac{t_1}{2\beta \varphi} \sqrt{\frac{4M_p \beta \varphi^4 (\beta \varphi + 2)}{F_{e1} d t_1^2} + 2\beta \varphi (\beta \varphi + 1)} \\ L_5 = \frac{t_1}{2\beta \varphi} \sqrt{\frac{4M_p \beta \varphi (2\beta \varphi + 1)}{F_{e1} d t_1^2} + 2\alpha^2 \beta^2 \varphi^2 (\beta \varphi + 1)} \\ L_6 = \frac{1}{\beta \varphi} \sqrt{\frac{2M_p (1 + \varphi^3) \beta \varphi (\beta \varphi + 1)}{F_{e1} d}} \end{cases} \quad (6-8) \text{ (再掲)}$$

$$\delta_y = \frac{P_y}{K} \quad (6-9)$$

$$K' = \frac{P_{ax}}{L} \quad (6-10)$$

$$P_{ax} = \begin{cases} \text{mode 3,4: } \min\{P_{head}, P_{pull} \times C_{pull}\} \\ \text{mode 5,6: } \min\{P_{head}, P_{pull}\} \end{cases} \quad (6-11)$$

$$P_{max} = \begin{cases} \text{mode 1,2: } P_y + F \\ \text{mode 3-6: } \sqrt{P_y^2 + P_{ax}^2} \end{cases} \quad (6-12)$$

$$\delta_{max} = \begin{cases} \text{mode 1,2: } \delta_y \\ \text{mode 3-6: } \delta_y + \frac{(P_{max} - P_y - F)}{K'} \end{cases} \quad (6-13)$$

$$\delta_u = \begin{cases} \text{mode 1,2: } \delta_y \\ \text{mode 3-6: } \delta_y + \frac{(P_{max} - P_y)}{K'} \end{cases} \quad (6-14)$$

ここで、 F : 摩擦力(N)、 μ : 材料間の静止摩擦係数、 P_{ax-ini} : 接合具の初期軸力(N)、 $P_{head-ini}$: 側材が接合具に及ぼす初期軸力(N)、 P_{pull} : 主材における引き抜き抵抗(N)、 d : 接合具の有効径(谷径または円筒部径 $\times 1.1$)(mm)、 φ : 有効径比(= d/d)、1,2: 材料を表す添え字(1: 主材、2: 側材)、 K : 初期剛性(N/mm)、 k : 材料の面圧定数(N/mm³)、 t_{ef} : 有効剛体長さ(mm)、 E : 接合具のヤング係数(N/mm²)、 L : 接合具の断面二

次モーメント(mm⁴)、 α_{ef} : 有効剛体長さの比(= t_{ef}/t_{en})、 P_y : 降伏耐力(N)、 L_3 - L_6 : 各降伏モードに対応した接合具の回転中心までの距離(mm)、 t : 材厚(mm)、 α : 材厚比(mm) (= t/b)、 F_e : 支圧強度(N/mm²)、 β : 支圧強度比(= F_{e2}/F_{e1})、 M_p : 接合具の全塑性モーメント(= $F_e d^3/6$ Nmm)、 F : 接合具の降伏引張応力度(N/mm²)、 δ_y : 降伏変位(mm)、 P_{ax} : 接合具に作用する軸力(N)、 P_{head} : 側材における側材貫通抵抗(N)、 K' : 二次剛性(N/mm)、 P_{max} : 最大荷重(N)、 δ_{max} : 最大荷重時の変位、 C_{pull} : 減少係数(=0.75)、 δ_u : 終局変位(mm)

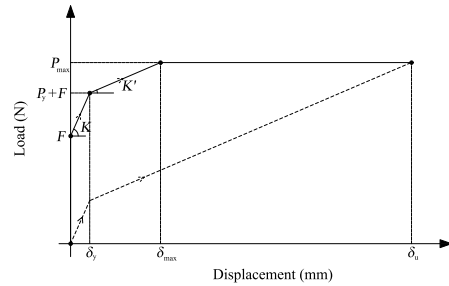


Fig. 6.3 Estimation curve of load-displacement relationship by proposed equation of Kobayashi et al.

各物性値はそれぞれ以下の方法で得た。主材・側材の支圧強度は、[Eurocode5, 2004]の設計式 (式(6-15)) における部材の密度と接合の有効径より求めた。側材における側材貫通抵抗および接合具の初期軸力は、小林ら [小林, 稲山, 安藤, 2007]の実験値を引用した。主材における引き抜き抵抗については、CN50 釘は、釘をスギ製材に 41mm 程度打ち込んで実施した引き抜き試験により得られた、引き抜き抵抗と密度の関係(Fig. 6.4)の回帰式によって、木ねじは小林の実験による回帰式 (式(6-16)) [小林, 2009]で密度と有効径より求めた。推定に使用した各物性値を Table 6.1 および Table 6.2 に示す。密度により算出した物性値は、4 章の接合部の部材の平均密度と 5 章の耐力壁で使用した部材の平均密度によりそれぞれ算出した。

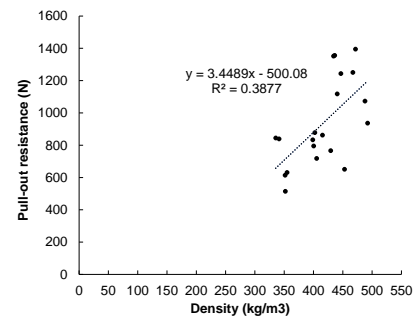


Fig. 6.4 Relationship between pull-out resistance of CN50type nail and density of Sugi lumber

Table 6.1 Material properties for estimation curve of monotonic loading by proposed equation of Kobayashi et al. (Joint of Chapter 4)

Specimen	d_1 mm	d_2 mm	F_t N/mm ²	ρ_1 kg/m ³	ρ_2 kg/m ³	t_2 mm	k_1 N/mm ³	k_2 N/mm ³	F_{e1} N/mm ²	F_{e2} N/mm ²	F_{pull} N/mm	$P_{head-ini}$ kN	P_{head} kN
CN50	2.87	2.87	594				111.3	159.0	32.4	42.7	22.0	1.16	1.25
4.1 × 38 mm	3.25	4.1	822	407.1	536.3	9	104.5	149.3	32.3	42.2	94.4	1.66	1.79
4.5 × 50 mm	3.52	4.5	825				100.0	142.9	32.2	42.0	100.4	1.82	1.96

Table 6.2 Material properties for estimation curve of monotonic loading by proposed equation of Kobayashi et al. (Shear wall of Chapter 5)

Specimen	d_1 mm	d_2 mm	F_t N/mm ²	ρ_1 kg/m ³	ρ_2 kg/m ³	t_2 mm	k_1 N/mm ³	k_2 N/mm ³	F_{e1} N/mm ²	F_{e2} N/mm ²	F_{pull} N/mm	$P_{head-ini}$ kN	P_{head} kN
CN50	2.87	2.87	594				111.3	159.0	33.4	43.9	23.1	1.16	1.25
4.1 × 38 mm	3.25	4.1	822	419.5	551.2	9	104.5	149.3	33.3	43.3	98.2	1.66	1.79
4.5 × 50 mm	3.52	4.5	825				100.0	142.9	33.2	43.2	104.4	1.82	1.96

$$F_e = 0.082(1 - 0.01d)\rho \quad (6-15)$$

ここで、 F_e : 支圧強度(N/mm²)、 d 有効径(mm)、 ρ 材の密度(kg/m³)

$$F_{pull} = 125\rho^{1.35}d^{0.66} \quad (6-16)$$

ここで、 F_{pull} : 単位長さあたりの引き抜き耐力(N)

6.2.3 接合部の荷重-変位関係のモデル化

接合部の荷重-変形関係を数式で表現し、これに低サイクル疲労を考慮した低減係数を乗ずることによってモデル化を行い、接合部の正負繰り返し加力試験の荷重-変形関係を推定する。低減係数を乗ずる前の基礎となる数式は、Richardらの提唱するもの [Richard, Yasumura, & Davenne, 2003]を採用した。これを表現したものを Fig. 6.5 示す。

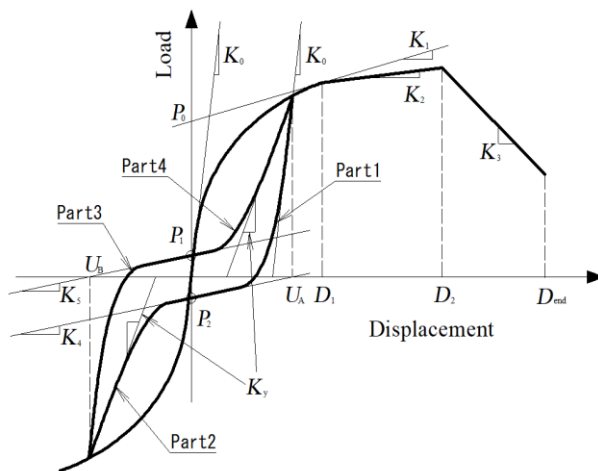


Fig. 6.5 Load-displacement curve calculated by the method proposed by Richard et al.

骨格曲線は、式(6-17)から式(6-20)に示すとおりで表した。

$F(\Delta)$ は、変位 Δ 時の荷重である。変位 D_1 までを Foschi の提案する曲線 [Foschi, 1974] (式(6-17)) を用いた。これは、3つのパラメータ K_0 , K_1 , P_0 によって木質接合部の弾塑性挙動を表現する式である。これ以降、変位 D_1 から D_2 を傾き K_2 、変位 D_2 から D_{end} までを傾き K_3 の2直線 (式(6-18)および式(6-19)) で表した。 D_{end} 以降の荷重は 0 (式(6-20)) とした。ここで、 F_{D1} は式(6-17)より求めた変位 D_1 時の荷重である。

$$F(\Delta) = (P_0 + K_1 \Delta) \times \left(1 - e^{-\frac{K_0 \Delta}{P_0}} \right) \quad 0 \leq \Delta \leq D_1 \quad (6-17)$$

$$F(\Delta) = F_{D1} + K_2 (\Delta - D_1) \quad D_1 \leq \Delta \leq D_2 \quad (6-18)$$

$$F(\Delta) = F_{D1} + K_2 (D_2 - D_1) + K_3 (\Delta - D_2) \quad D_2 \leq \Delta \leq D_{end} \quad (6-19)$$

$$F(\Delta) = 0 \quad \Delta > D_{end} \quad (6-20)$$

骨格曲線の各パラメータは、以下の2種類の方法で求めた。

- ① 接合部の一方向加力試験の平均の荷重-変形関係を式(6-17)から式(6-20)に近似する方法 (以下、est-m と称する。)
- ② 小林らの手法 [小林, 稲山, 安藤, 2007], [Kobayashi & Yasumura, 2014] による物性値からの荷重-変形関係の推定結果 (6.2.2 章) を式(6-17)から式(6-20)に近似する方法 (以下、est-p と称する)

est-p では、最大耐力以降の下り勾配を表現できていないため、今回は仮に 40mm 時の荷重を 0 とし、最大耐力から直線で結ぶこととした。

繰り返し部分については、Fig. 6.5の part1 から part4 に対しそれぞれ式(6-21)から式(6-24)で荷重-変位関係を表現した。Fig. 6.5で示すように、part1で正側部分の除荷、part2では負側へ再加力、part3では負側での除荷、part4では正側の再加力を指している。

$$F(\Delta) = F_{U_A} + (K_4 \Delta + P_2 - F_{U_A}) \times \left(1 - e^{-\frac{K_0(U_A - \Delta)}{2P_2}} \right) \text{part1 (6-21)}$$

$$F(\Delta) = F_{U_B} + (K_4 \Delta + P_2 - F_{U_B}) \times \left(1 - e^{-\frac{-K_y(U_B - \Delta)}{2P_2}} \right) \text{part2 (6-22)}$$

$$F(\Delta) = F_{U_B} + (K_5 \Delta + P_1 - F_{U_B}) \times \left(1 - e^{-\frac{K_0(U_B - \Delta)}{2P_1}} \right) \text{part3 (6-23)}$$

$$F(\Delta) = F_{U_A} + (K_5 \Delta + P_1 - F_{U_A}) \times \left(1 - e^{-\frac{-K_y(U_A - \Delta)}{2P_1}} \right) \text{part4 (6-24)}$$

ここで、 $K_4 = P_2 / U_A$ 、 $K_5 = P_1 / U_B$ 、 $K_y = F(D) / D_0$ 、 U_A および U_B : 再加力時におけるピーク時の変位、 F_{U_A} および F_{U_B} : $\Delta = U_A$ および U_B における式(6-17)から式(6-20)で求められる荷重値

再加力時における変位0のときの荷重をパラメータ P_1 および P_2 で表し、 U_A および U_B で除すことで、 K_5 および K_4 の傾きが得られる。 P_1 および P_2 のパラメータは、部材のめり込みは起こらず、接合部の荷重-変位と接合具の曲げモーメントがつり合うとして、接合具の定振幅繰り返し曲げ試験結果から、仕事量のつり合いにより式(6-25)で求めた。Fig. 6.6に接合具の定振幅繰り返し曲げ試験における曲げモーメントと変形角の関係の一例を示す。Fig. 6.6中の、 $M_{\theta 1}$ および $M_{\theta 2}$ は最初のループの変形角が 0° 時のモーメントを示しており、式(6-25)に適用される。4章の接合部試験では、降伏モードが、全て Fig. 6.2 でいうところの mode5 に該当していたため、mode5を想定した式とした。

$$P_{1,2} = \frac{M_{\theta 1,2}}{L} \quad (6-25)$$

ここで、 $M_{\theta 1,2}$: 接合具の定振幅繰り返し曲げ試験の $\pm 22.5^\circ$ の試験体における最初のループの曲げ角度が 0° 時の曲げモーメント、 L : 接合具の回転中心までの距離

上記の式を用いると、Fig. 6.7の灰色の実線で示すように、正負繰り返し荷重試験における接合部の荷重-変形関係を表現することができる。本章では、これに対し接合具の低サイクル疲労特性を新たに組み入れることで、繰り返し負荷にともなう荷重値の低減を表現することを提案する。具体的には、変位が一定値 (D_0 、これについては後述) を超えた場合にモデルにより算出される荷重値 $F(\Delta)$ に低減係数

$(1-\beta)$ を乗ずることで、Fig. 6.7の点線で示すような荷重-変形関係を表現する。以降では、繰り返し負荷にともなう荷重値の低減を表現するために、特性値 D_0 と $(1-\beta)$ について説明する。 D_0 は、接合具の定振幅繰り返し曲げ試験より求められる接合具の弾性変形角と接合具の回転中心までの距離 L から接合部の変位に換算した値であり式(6-26)から式(6-27)に示す。接合具の弾性変形角は、Fig. 6.6の一例に示すとおり、接合具の定振幅繰り返し試験の、全振幅から塑性変形振幅を減ずることにより算出する。

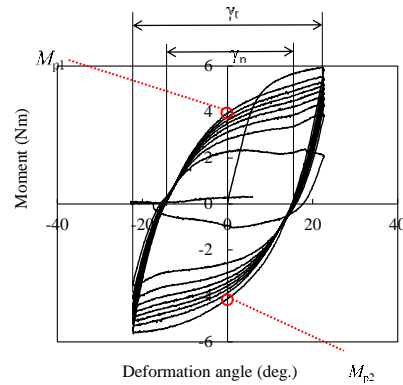


Fig. 6.6 Moment-deformation angle curve of constant-amplitude reversed cyclic bending test for fasteners (4.1 x 38mm, amplitude angle: $\pm 22.5^\circ$)

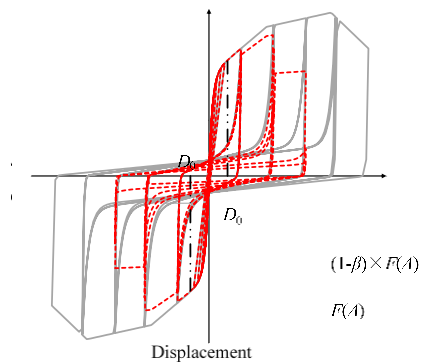


Fig. 6.7 Load-displacement model multiplied by reduction coefficient

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{d}{L} \right) \quad (6-26)$$

ここで、 $\gamma/2$: 接合具の弾性変形角

$$\frac{Y_e}{2} = \frac{\Delta Y_i}{2} - \frac{\Delta Y_p}{2} \tag{6-27}$$

ここで、 $\Delta Y_i/2$: 全振幅、 $\Delta Y_p/2$: 塑性変形振幅

D_0 以降は、繰り返し曲げ変形を受ける接合具に対して式(6-28)に示すように、Manson-Coffin 則 [Manson, 1953], [Coffin, 1954]が成り立つとして、3章の試験結果を適用する。これにより、接合具の各振幅による疲労破壊が発生する繰り返し数を求めることができる。

$$\frac{\Delta Y_p}{2} = Y_f (2N_f)^C \tag{6-28} \text{ (再掲)}$$

ここで、 $2N_f$ 疲労破壊までの繰り返し数、 Y_f および C 回帰係数

正負繰り返しによる損傷度を評価するには、式(6-29)に示すとおり、Miner 則 [Miner, 1945]を用いる。接合具の繰り返し曲げに対する履歴の波形を分析した結果、 y_1 、 y_2 、 \dots 、 y_f の振幅が発生するとき、式(6-28)よりその時の破断までの繰り返し数を求めこれを、 M_1 、 N_2 、 \dots 、 N_f とする。これらの振幅がそれぞれ n_1 、 n_2 、 \dots 、 n_f 回繰り返し返されたとき、その損傷度を n_1/M_1 、 n_2/N_2 、 n_f/N_f と考える。それらの損傷度の和を全体の損傷度 D とする。そして、 $D \geq 1$ になったとき疲労破壊が発生すると考える。

$$D = \frac{n_1}{N_1} + \frac{n_2}{N_2} + \dots + \frac{n_f}{N_f} = \sum \frac{n_i}{N_i} \tag{6-29}$$

ここで、 n_1 、 n_2 、 \dots 、 n_f 試験における各振幅の繰り返し数、 N_1 、 N_2 、 \dots 、 N_f Manson-Coffin の法則から計算された各振幅の疲労破壊までの繰り返し数、 $D < 1$: 疲労破壊は発生しない、 $D \geq 1$: 疲労破壊が発生する

この全体の損傷度 D を用いて、式(6-30)に示すように低減係数を定めた。 $D \geq 1$ の場合は荷重が0に、 $D < 1$ の場合は、係数 γ を定め D に比例して荷重が低下するものとした。係数 γ は、2章で定義した疲労破壊と定義した曲げモーメントの低下割合とした (釘:0.8、木ねじ:0.5)。

$$\beta = \begin{cases} D < 1: \gamma \times D \\ D \geq 1: 1 \end{cases} \tag{6-30}$$

Miner 則による疲労寿命を評価する上で、Rain Flow Method [遠藤, 松石, 光永, 小林, 高橋, 1974]を用いた振幅と繰り返し数の集計を行うこととした。Rain Flow Method は不規則に変動するひずみや重畳波形などをもつひずみなどの波形の情報から、疲れきれつの発生に寄与するひずみの振

幅 (およびその平均値) とその繰り返し数を定める方法としている。「軒先から雨垂れが落ちていくようなイメージ」のアルゴリズムであり、概念図を Fig. 6.8 に示す。Fig. 6.8 は、塑性変形角の尖頭値を横軸に、時間軸を縦軸においている。各尖頭値を起点にそれぞれ振幅を計測していき、尖頭値番号が少ないものから優先に計測していく。計測方法は、ある尖頭値から、次の番号の尖頭値へと直線に沿って進んでいき、次の尖頭値にたどり着いたとき、折り返すことなくその直下の直線へ移動しさらに同じ方向で線に沿って進む。この移動は次の条件で停止し、開始番号から停止した番号の区間を振幅とし、1/2 サイクルとしてカウントする。

- 後に続く尖頭値の位置が、進む方向と逆側にある場合 (例: 0→1→3の場合、2→3は2が0の右側にあるため、1で停止しないが、4→5は4が0の左側にあるため、3で停止する)
- 尖頭値番号の若い番号から既存の進みと混同する場合 (例: 2→1'の場合、0→1→3と混同するため、1'で停止)

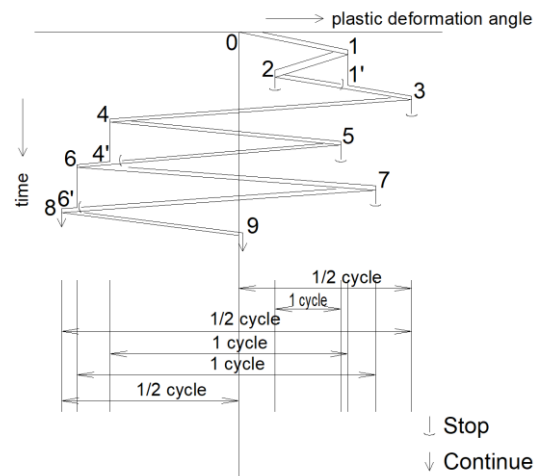


Fig. 6.8 Conceptual diagram of Rain Flow Method

6.3 推定結果

骨格曲線にかかるパラメーター一覧を Table 6.3 に、骨格曲線のモデル化の結果および接合部の一方向加力試験の荷重-変形関係を Fig. 6.9 に、繰り返し部および低減係数にかかるパラメーター一覧を Table 6.4 に示す。est-m は、平均の骨格曲線に近似している。est-p は、Kobayashi らの手法により物性値から求めたものである。est-pにおいて、一方向加力試験の荷重-変形関係と比較すると、最大耐力以降の荷重の低下が、低い変位から始まっている傾向にあった。

また、CN50の est-p では、最大耐力が低く過小評価となった。

接合部の正負繰り返し試験の荷重-変形関係および推定結果を Fig. 6.10 に示す。Fig. 6.10 では全接合試験体の結果を示しており、緑色の実線は実験による荷重-変形関係、黒および灰色の実線はそれに基づいて得られた骨格曲線（黒は接合具の破断、灰色は引き抜けが見られた試験体を示す）、赤色の点線は推定した荷重-変形関係である。Fig. 6.10 によれば、いずれのグラフでも荷重-変形関係が試験結果（緑色の実線）と推定結果（赤色の点線）は概ね一致を示したことから、荷重-変形関係は、おおむねよく推定できていると考えられる。破壊性状が接合具の破断ではなく、引き抜けが見られた試験体（4.1×38mm-1-PER）では、実験結果の方が推定結果よりも靱性が高い傾向にあった。試験結果と推定結果に対して完全弾塑性モデル [公益財団法人日本住宅・木材技術センター, 2017] を適用し、得られた特性値一覧を Table 6.5 に示す。Table 6.5 において、終局変位 D_u の値の下に損傷度 D が 1 を超えているかを示した。今回の推定方法では、接合部の靱性および繰り返しによる荷重低下を予測することを目的とするため、終局変位 D_u と最大耐力 P_{max} の比較が重要となる。そこで、終局変位 D_u の実験値と推定値の比較を Fig. 6.12 に、最大耐力 P_{max} の実験値と推定値の比較を Fig. 6.13 に示す。降伏耐力 P_y 、最大耐力 P_{max} および終局耐力 P_u は、推定値が実験値の 0.87 倍から 1.28 倍の間にあり、おおむね推定できたと考えられる。降伏変位 D_y は推定値が実験値の 1.06 倍から 2.68 倍の間にあり、推定値の方が高い傾向にあった、これに伴い初期剛性 K 、塑性率 μ は、推定値が実験値の 0.44 倍から 0.77 倍の間にあり、推定値の方が低い結果となったため、初期の変形量の推定に課題が残った。最大耐力時変位 $D_{P_{max}}$ および終局変位 D_u は、CN50-ISO の est-p を除き、推定値が実験値の 0.77 倍から 1.30 倍の間にあり、おおむね推定できたと考えられる。CN50-ISO の est-p において、最大耐力時変位 $D_{P_{max}}$ および終局変位 D_u は推定値が実験値のそれぞれ 0.49 倍および 0.65 倍となり、大きく下回る結果となった。また、終局変位 D_u 時の損傷度 D について est-m では、 $D > 1$ に対し、est-p では $D < 1$ を示した。これは、最大耐力以降の荷重低下の領域において、骨格曲線の推定結果が実験結果よりも小さい変位の段階で低下しているためだと考えられる。今回 est-p では、最大荷重以降の下り勾配を変位 40mm 程度で接合具が引き抜けると仮定し最大荷重から変位 40mm 時の荷重が 0 になるよう直線で結んでいるが、実際の骨格曲線における荷重低下は下り勾配が緩やかに進んでおり相違があるため、最大耐力以降の下り勾配についてはさらなる推定方法の検証が必要と考えられる。

Table 6.3 Parameters for monotonic loading

Specimen	Estimation method	Test method	K_0 kN/mm	K_1 kN/mm	K_2 kN/mm	K_3 kN/mm	P_0 kN	D_1 mm	D_2 mm	D_{end} mm
CN50	est-m	joint, wall	2.21	0.0640	-0.0088	-0.0553	0.859	7.48	26.8	47.9
		joint	2.80	0.0707	0	-0.0331	0.749	4.44	7.95	40.0
		wall	2.85	0.0746	0	-0.0345	0.767	4.53	8.02	40.0
4.1×38mm	est-m	joint, wall	5.69	0.0824	-0.0081	-0.106	1.42	7.98	17.0	35.8
		joint	4.02	0.120	0	-0.0670	1.18	6.67	10.5	40.0
		wall	3.96	0.121	0	-0.0670	1.19	6.56	10.3	40.0
4.5×50mm	est-m	joint, wall	6.32	0.108	0.0282	-0.123	1.15	8.11	17.2	35.8
		joint	4.33	0.125	0	-0.0749	1.35	6.74	10.7	40.0
		wall	4.27	0.126	0	-0.0749	1.36	6.63	10.6	40.0

Parameters: see Fig. 6.5

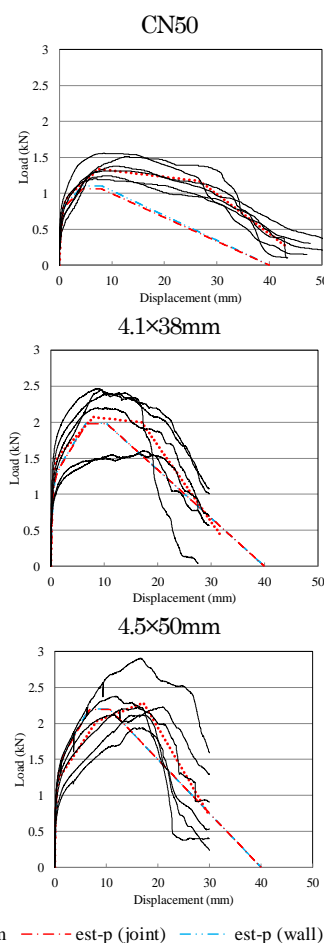


Fig. 6.9 Modeling results of monotonic loading and load-displacement curve of monotonic loading test

Table 6.4 Parameters for cyclic loading and reduction coefficient

Specimen	P_1 kN	P_2 kN	γ -	D_0 mm	γ_f -	C -	L (joint) mm	L (wall) mm
CN50	0.19	-0.19	0.2	1.29	103.62	-0.48	12.8	12.7
4.1×38mm	0.24	-0.25	0.5	2.49	50.00	-0.39	15.0	14.8
4.5×50mm	0.28	-0.3	0.5	2.61	36.07	-0.37	15.7	15.5

Parameters: see Fig. 6.5, Fig. 6.7, Equation(6-2), Equation (6-28) and Equation (6-30)

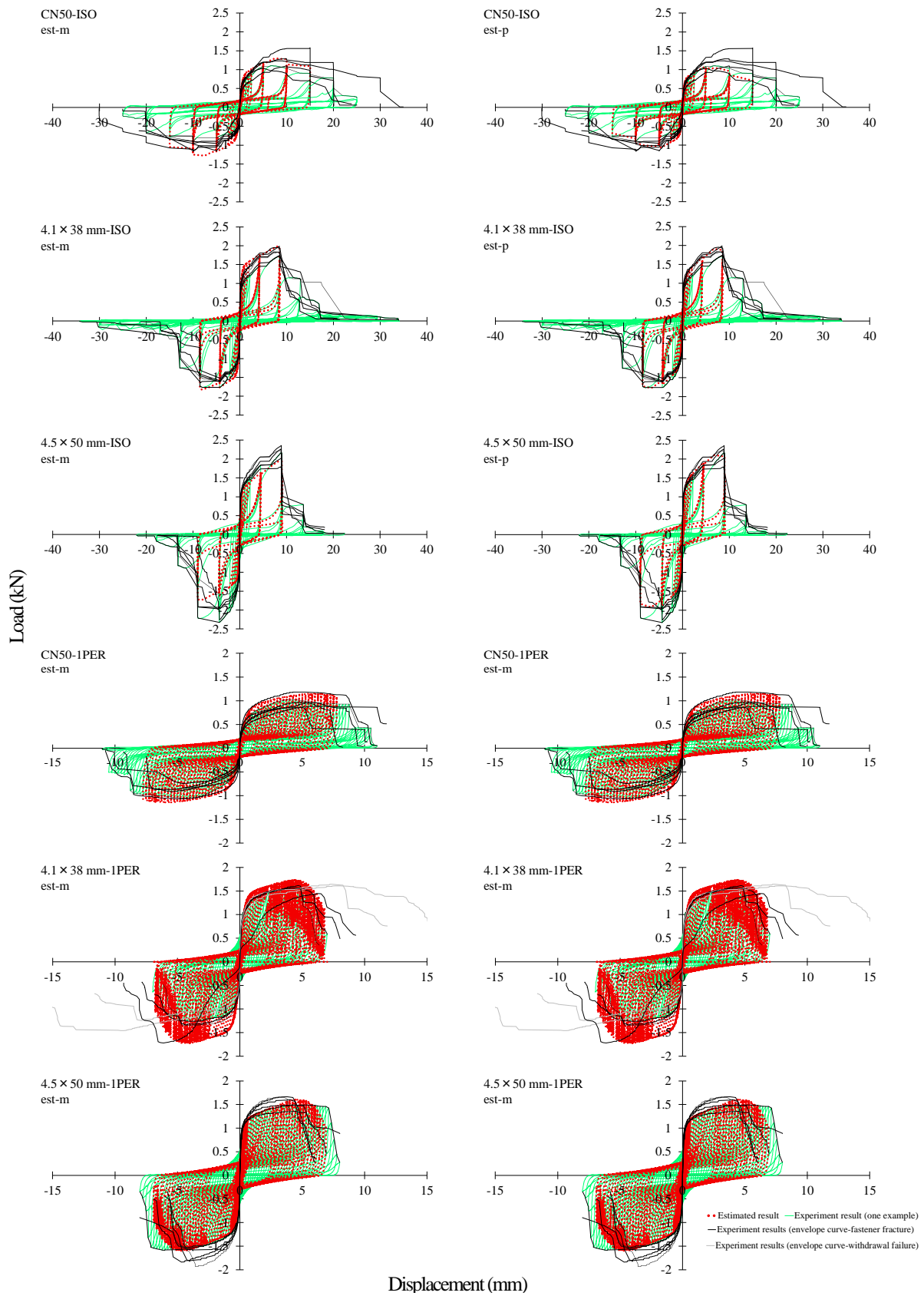


Fig. 6.10 Experimental and estimated load-displacement curves of reversed cyclic loading tests for joint

Table 6.5 Experimental and estimated characteristic values of the single shear test of joint

		P_y kN	D_y mm	P_{max} kN	D_{Pmax} mm	P_u kN	D_u mm	K kN/mm	μ	
CN50	ISO	exp.	0.65 (0.07)	0.50 (0.16)	1.22 (0.20)	9.10 (3.47)	1.06 (0.15)	15.84 (3.77)	1.38 (0.35)	13.72 (4.58)
		est-m	0.80	0.82	1.29	7.48	1.14	15.04 $D > 1$	0.98	12.91
		est-p	0.68	0.53	1.06	4.45	0.98	10.23 $D < 1$	1.28	13.30
	IPER	exp.	0.57 (0.15)	0.28 (0.05)	0.98 (0.21)	5.26 (0.68)	0.88 (0.20)	8.27 (1.74)	1.19 (0.55)	10.93 (2.04)
		est-m	0.73	0.65	1.15	6.02	1.08	7.77 $D > 1$	1.12	8.09
		est-p	0.67	0.51	1.04	4.44	0.94	7.77 $D > 1$	1.31	10.78
4.1×38 mm	ISO	exp.	1.03 (0.07)	0.45 (0.14)	1.73 (0.15)	6.80 (1.95)	1.54 (0.11)	8.67 (1.85)	2.28 (0.74)	13.81 (4.42)
		est-m	1.30	0.61	1.90	8.20	1.73	8.52 $D > 1$	2.17	10.68
		est-p	1.12	0.65	1.84	6.70	1.66	8.53 $D > 1$	1.72	8.85
	IPER	exp.	1.02 (0.11)	0.33 (0.11)	1.60 (0.07)	5.64 (1.93)	1.45 (0.07)	7.54 (3.54)	3.27 (1.62)	15.60 (3.39)
		est-m	1.16	0.41	1.73	4.35	1.62	6.25 $D < 1$	2.84	10.96
		est-p	1.06	0.56	1.67	4.68	1.52	6.36 $D < 1$	1.89	7.90
4.5×50 mm	ISO	exp.	1.22 (0.09)	0.43 (0.20)	2.09 (0.21)	6.60 (2.31)	1.85 (0.17)	8.83 (1.62)	2.87 (1.23)	15.60 (5.51)
		est-m	1.12	0.49	1.83	8.57	1.60	9.04 $D > 1$	2.31	13.03
		est-p	1.24	0.64	2.01	6.79	1.85	9.03 $D > 1$	1.94	9.54
	IPER	exp.	0.98 (0.06)	0.21 (0.03)	1.54 (0.24)	4.12 (0.75)	1.42 (0.19)	5.17 (1.15)	4.84 (1.50)	17.90 (5.31)
		est-m	1.07	0.40	1.61	4.79	1.46	6.43 $D < 1$	2.65	11.68
		est-p	1.19	0.56	1.87	4.79	1.71	6.43 $D < 1$	2.11	7.92

Note: Values in parenthesis were standard deviations

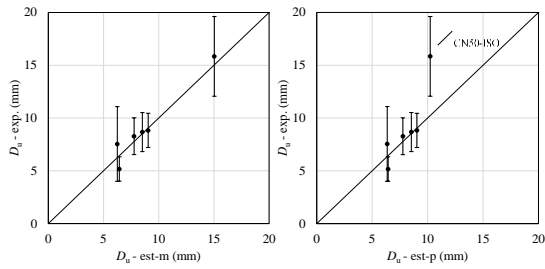


Fig. 6.11 Comparison of experimental and estimated ultimate displacement D_u for joint(left: est-m, right: est-p)

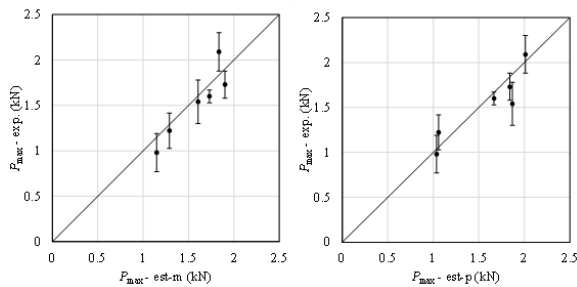


Fig. 6.12 Comparison of experimental and estimated maximum load P_{max} for joint(left: est-m, right: est-p)

6.4 まとめ

- 一方向加力試験結果をもとに行った接合部の正負繰り返し試験の推定は、おおむねよく推定できた。
- 接合部の物性値による推定については、骨格曲線において最大耐力以降の下り勾配の推定ができていないため、これ以降に接合具の破断が推定されるものについてはうまく推定できなかったが、これ以前に接合具の破断が推定されるものについては、おおむねよく推定できた。

第7章 耐力壁の正負繰り返し静的水平加力試験における荷重—変位関係の推定

7.1 はじめに

6章での接合部では、接合部の荷重—変位関係のモデル化を行ったが、本章ではこのモデルを有限要素法解析に組み込むことで、耐力壁の荷重—変位関係の推定を試みることにした。この解析手法は、物性値または接合部の性能から耐力壁の荷重—変形関係を推定することとなるため、精度よく推定できれば、大掛かりな耐力壁の試験を行うことなく評価でき、試験の省力化にもつながると考えられる。

7.2 推定方法

6章の接合部モデルを用いて、耐力壁の荷重—変形関係を推定するため、FEM解析を行った。FEM解析において使用したプログラム「EFICOBOIS」[Richard, Yasumura, & Davenne, 2003]は”Elements Fin is pour la Construction a Ossature en BOIS”の略であり、本プログラムは木質構造物のための有限要素法を用いた構造解析プログラムで、Nicolas Richard氏により作成されたものである。本解析プログラムは木質構造物に用いられている接合部の履歴特性などから木質構造物全体の挙動を再現し、各部に働く応力および変形を算出できる有限要素法解析プログラムである。本解析において、耐力壁試験体モデルを仮定する必要がある。解析モデルは耐力壁の柱、梁などの軸組を弾性梁要素、面材を直交異方性の面要素、接合部および横架材—柱間の接合部などの各接合部を接合要素として構成される。Fig. 7.1に耐力壁の解析モデルを示す。柱梁接合部には圧縮・引張それぞれのバネ要素を用いた。面要素と梁要素を留めつけている接合部は非線形バネと置き、6章で述べた履歴モデルを適用する。実際の試験体は、梁にベイマツを使用しているが、この部分に対しての接合部の履歴モデルは、合板—スギ接合部のものを適用した。また接合部要素は、両端をピン接合した一方バネとして扱われ、各接合部で生じる相対変形は、面要素と梁要素の幾何学的配置を表現する形状関数を用いて計算した。本解析は、変位制御による増分解析であり、梁要素および面要素について形状非線形を考慮している。

各部モデルの設定は以下のとおりとした。

- ・接合部モデル

6章での接合部モデルの設定を適用した。

- ・ホールドダウン接合部

ホールドダウン金物接合部のパラメータをTable 7.1に示す。Table 7.1中のパラメータは、6章の式(6-17)に適用される。中柱部には実際にはホールドダウン金物を取り

付けていないが、解の収束性を向上させるためにバネを設定して解析を行った。

- ・試験体モデル

各軸組と面材の寸法は実際の試験に用いたものと同様とした。また、梁要素のヤング係数を梁部を $9.13 \times 10^9 \text{N/m}^2$ 柱部を $7.23 \times 10^9 \text{N/m}^2$ 、密度は梁部を $4.72 \times 10^3 \text{kg/m}^3$ 柱部を $4.19 \times 10^3 \text{kg/m}^3$ とした。合板の繊維方向および繊維直交方向の曲げヤング係数は $6.2 \times 10^9 \text{N/m}^2$ 、 $6.1 \times 10^9 \text{N/m}^2$ 、ポアソン比を 0.3、せん断弾性係数を $5.0 \times 10^8 \text{N/m}^2$ とした。

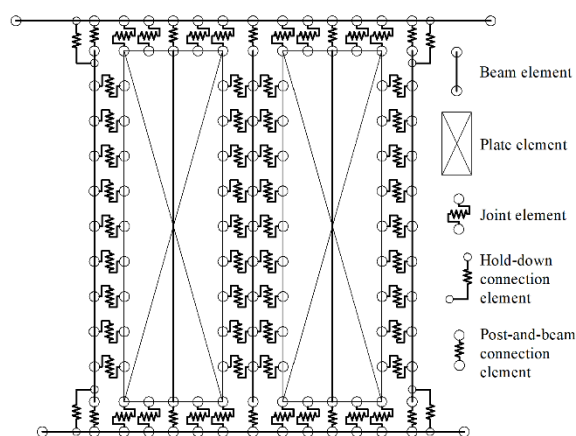


Fig. 7.1 Analysis model of shear wall

Table 7.1 Parameters of hold-down connection

	P_0 kN	K_0 kN/mm	K_1 kN/mm
Hold-down connection	90	8.11	0

Parameters: see Fig.6.5 and Equation (6-17)

7.3 推定結果

耐力壁の正負繰り返し静的水平加力試験の荷重と真の水平変位の関係および推定結果をFig. 7.2に、試験結果と推定結果に対して完全弾塑性モデルを適用し、得られた特性値一覧をTable 7.2に示す。荷重と真の水平変位の関係は、推定結果では、真の水平変位が50~100mmの間で、荷重が最大耐力の50%程度まで低下しているのに対し、実験結果は真の水平変位が150mmを超えても、荷重が最大耐力の50%以上を保っているものが見受けられることから、全体的に推定結果の方が靱性が低い結果となったと考えられる。繰り返し部分については、Fig. 7.2中の実験結果（赤の点線）

と推定結果（緑の実線）がおおむね一致したことから、よく推定できていると考えられる。回転にかかる水平変位は、最大6mm程度であるため、推定結果との比較に支障はないと判断した。終局変位 D_u の実験値と推定値の比較をFig. 7.3に示す。終局変位 D_u の推定値は実験値の平均に対してest-mが0.73倍、est-pが0.68倍となり推定値の方が低い結果となった。推定値と実験値に近い値となったのは、est-mで5点（推定値/実験値=0.97~1.16）、est-pで3点（推定値/実験値=0.92~1.23）のみとなった。木ねじの試験体における終局変位 D_u の推定値/実験値と全接合部における接合具の破断が見られた割合をFig. 7.4に示す。接合具の破断が少ないほど、実験値よりも推定値が低くなる傾向が示された。今回の推定では、破壊性状は接合具の破断を想定しているため、他の破壊性状となる場合は、実験値の方が高くなってしまったと考えられる。推定の精度を高めるためには、パンチングアウトや引き抜けなどの破壊性状が起こる場合を想定した推定を行う必要があると考えられる。また、CN50-ISOの試験体における終局変位 D_u は、est-mでは、実験値が推定値の0.97および1.03倍で、よく推定できているものの、est-pでは推定値が実験値の0.61および0.65倍で大きく下回る傾向にあった。この条件での、全接合部における接合具の破断が見られた割合は、13%および16%と低い値を示すが、CN50釘は、木ねじと比べ同振幅での破断までの繰り返し回数が多いため、この条件では破壊性状にかかわらず、最大荷重時変位 D_{pmax} から終局変位 D_u 付近までの荷重の下り勾配が近かったのではないかと考えられる。est-p

Table 7.2 Experimental and estimated characteristic values of the shear wall test

		P_y kN	D_y mm	P_{max} kN	D_{pmax} mm	P_u kN	D_u mm	K kN/mm	μ -	D_s -	
CN50	ISO	exp.	11.01	8.85	20.46	65.43	18.27	112.62	1.25	7.67	0.26
		est-m	10.71	9.72	17.99	61.75	16.25	112.65	1.10	7.64	0.26
		est-p	9.61	7.80	15.10	35.36	14.07	70.80	1.23	6.20	0.30
	IPER	exp.	9.34	5.73	16.67	34.34	15.27	54.24	1.63	5.79	0.31
		est-m	10.19	8.79	16.48	46.31	14.76	52.55	1.16	4.13	0.37
		est-p	9.44	7.58	14.49	34.46	13.34	49.72	1.24	4.64	0.35
4.1x38 mm	ISO	exp.	13.64	9.43	23.73	60.37	21.34	94.87	1.45	6.52	0.29
		est-m	16.94	9.73	26.75	51.66	23.62	54.67	1.74	4.03	0.38
		est-p	14.93	10.11	26.32	51.81	22.60	54.53	1.48	3.57	0.40
	JIS	exp.	14.70	9.60	24.05	71.15	21.93	128.18	1.54	8.99	0.24
		est-m	16.78	9.75	26.00	50.04	23.21	52.83	1.72	3.92	0.38
		est-p	15.03	10.23	25.53	50.19	22.09	52.65	1.47	3.50	0.41
4.5x50 mm	ISO	exp.	15.72	9.77	27.76	66.90	24.93	69.15	1.61	4.44	0.36
		est-m	15.11	9.26	25.61	52.62	21.64	57.39	1.63	4.33	0.36
		est-p	16.79	10.95	29.09	51.86	25.06	54.72	1.53	3.35	0.42
	JIS	exp.	16.81	9.32	28.49	56.24	26.02	79.28	1.81	5.42	0.33
		est-m	14.92	9.26	24.84	50.34	21.31	57.58	1.61	4.35	0.36
		est-p	16.69	10.49	28.36	49.43	24.49	60.66	1.59	3.94	0.38

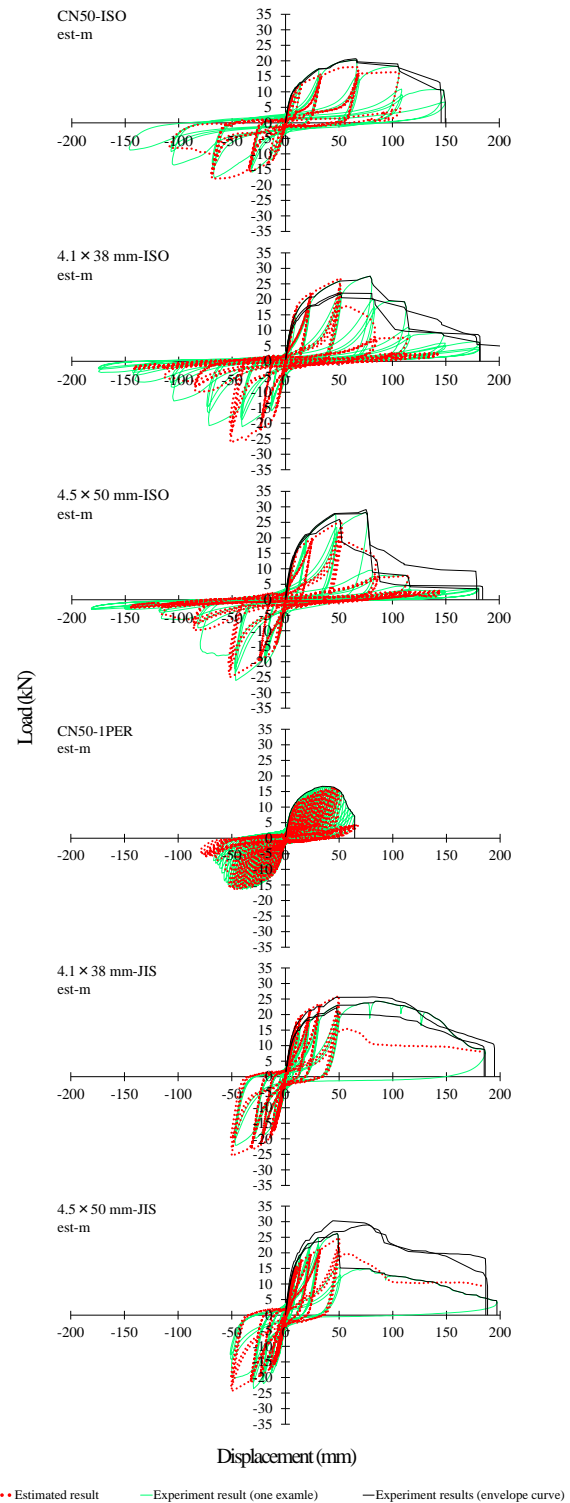


Fig. 7.2 (a) Experimental and estimated load-true horizontal displacement curves of reversed cyclic loading tests for shear wall

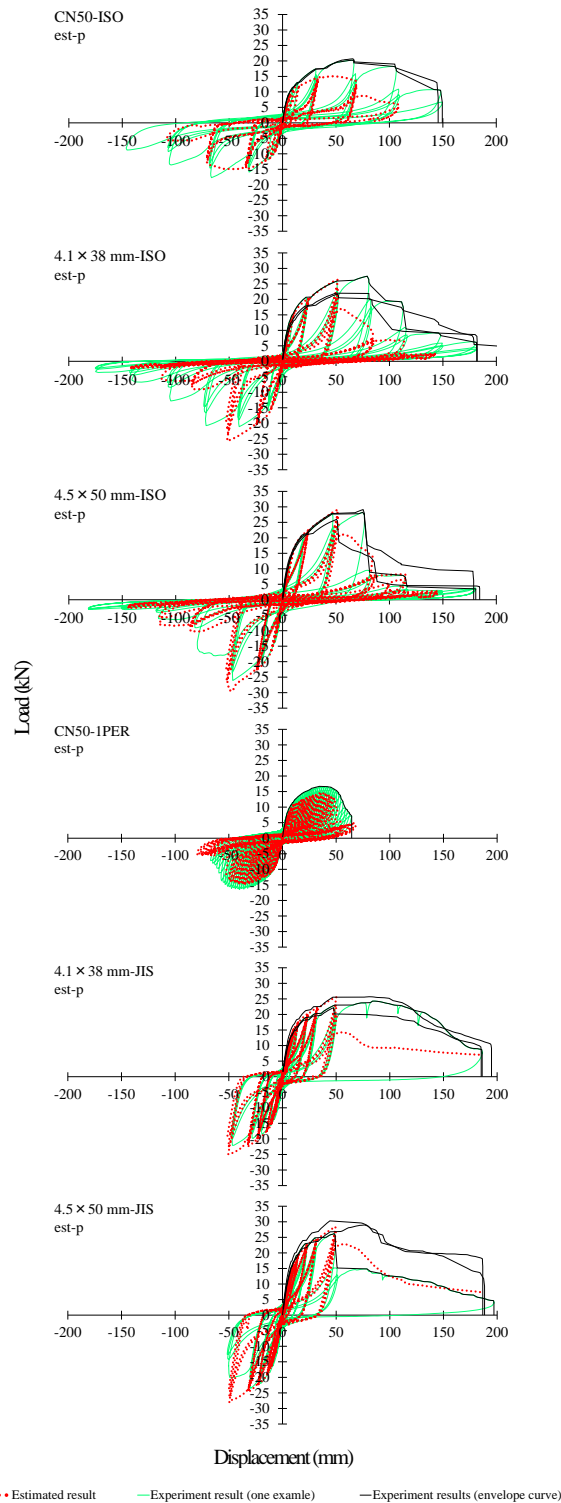


Fig. 7.2 (b) Experimental and estimated load-true horizontal displacement curves of reversed cyclic loading tests for shear wall

で実験結果と異なるのは、接合部と同様に最大耐力以降の荷重低下が骨格曲線においてうまく推定できていないことに起因すると考えられる。最大耐力 P_{max} の実験値と推定値の比較をFig.18に示す。est-mでは、推定値が実験値の0.82倍から1.23倍の間であり、おおむね最大耐力 P_{max} は推定できたと考えられるが、est-pでは、CN50-ISOにおいて推定値が実験値の0.73倍および0.75倍であり、大きく下回った。これは、接合部の一方向加力試験の結果に比べ骨格曲線のモデルが過小評価であったことに起因すると考えられる。物性値から、耐力壁の荷重-変形関係を推定する場合は、最大耐力にかかる各種物性値を実験の条件にさらに近づけるよう再検証する必要があると考えられる。

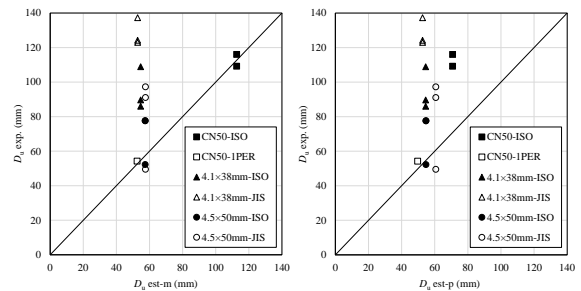


Fig. 7.3 Comparison of experimental and estimated ultimate displacement D_u for shear wall (left: est-m, right: est-p)

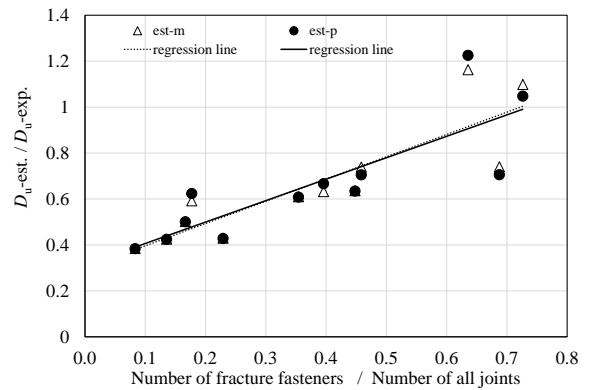


Fig. 7.4 Relationship of estimated-experiment ratio for ultimate displacement and number of fracture fasteners-number of all joints ratio (shear wall used wood screw)

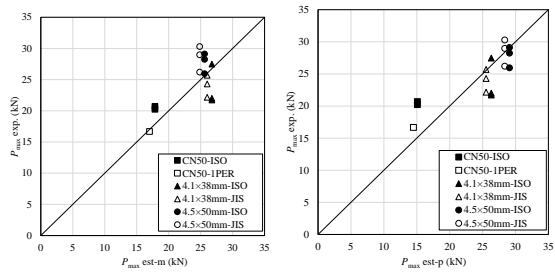


Fig. 7.5 Comparison of experimental and estimated maximum load P_{\max} for shear wall (left: est-m, right: est-p)

7.4 まとめ

- ・接合具の破断がメインの破壊性状であるものについては、荷重-変位関係をおおむねよく推定できていたが、パンチングアウトや引き抜けなどの他の破壊性状が多くみられるものについては、推定結果の方で靱性が低い結果となった。

第8章 合板張耐力壁の仮動的水平加力試験

8.1 はじめに

合板張耐力壁における、仮動的水平加力試験を行い、地震波が耐力・変形性能や破壊性状に及ぼす影響について実験的に検討することとした。また、5章の静的水平加力試験の結果と比較することで、静的水平加力試験と仮動的水平加力試験の関係性を検討することとした。

8.2 試験体および試験方法

試験体の寸法や設置方法は5章のものと同様とした。柱および土台は105mm×105mmのスギ製材（密度：419kg/m³）を用いた。梁には105mm×180mmのベイマツ製材（密度：425kg/m³）を用いた。面材には針葉樹合板（JAS特類2級、厚さ9mm、密度：485kg/m³）を用いた。柱と柱の間には30mm×105mmのスギ製材の間柱を設置した。使用した接合具は、3章から5章で使用したものと同一、4.1×38mmおよび4.5×50mmの木ねじのみを使用した。計測器具の設置方法についても、5章のものと同様とした。

仮動的水平試験は、静的水平加力試験とコンピューターによる計算とを組み合わせたオンラインの応答試験である。仮動的水平加力試験の概要をFig. 8.1に示す。仮動的加力試験においては構造物を質点モデルに置き換え（本研究では1層の耐力壁のため1質点）、この質点モデルに対する運動方程式を解くことによって応答値を求める。地震動を受けた際の1質点モデルの運動方程式を式(8-1)に示す。

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = -m\ddot{x}_0 \quad (8-1)$$

ここで、 m : 質量、 k : バネ剛性、 c : 粘性係数、 \ddot{x} : 質点加速度、 \dot{x} : 質点速度、 x : 質点変位、 \ddot{x}_0 : 地道の加速度

仮動的加力試験においては式(8-1)の kx 項に非線形である耐力壁の復元力 Q を代入するため以下のような式(8-2)に変換される。

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + Q = -m\ddot{x}_0 \quad (8-2)$$

本試験はこの運動方程式の解法にNewmark β 法 [Newmark, 1959]を採用した。Newmark β 法ではある時刻 $t=t_{n+1}$ の時、速度と変位に式(8-3)が仮定される。

$$\begin{aligned} x_{n+1} &= x_n + \Delta t \dot{x}_n + \left(\frac{1}{2} - \beta\right) \Delta t^2 \ddot{x}_n + \beta \Delta t^2 \ddot{x}_{n+1} \\ \dot{x}_{n+1} &= \dot{x}_n + \frac{1}{2} \Delta t (\ddot{x}_n + \ddot{x}_{n+1}) \end{aligned} \quad (8-3)$$

一般に、 β の値は $t=t_{n+1}$ の加速度 \ddot{x}_{n+1} の仮定の方法によって異なる値であり、 $\beta=1/4$ 、 $1/6$ 、 $1/8$ が通常用いられる。 $\beta=1/4$ では平均加速度法、 $\beta=1/6$ では線形加速度法、 $\beta=1/8$ では段階加速度法と呼ばれ、今回は時刻 t と $t+\Delta$ の加速度の平均値をとる $\beta=1/4$ を用いた。

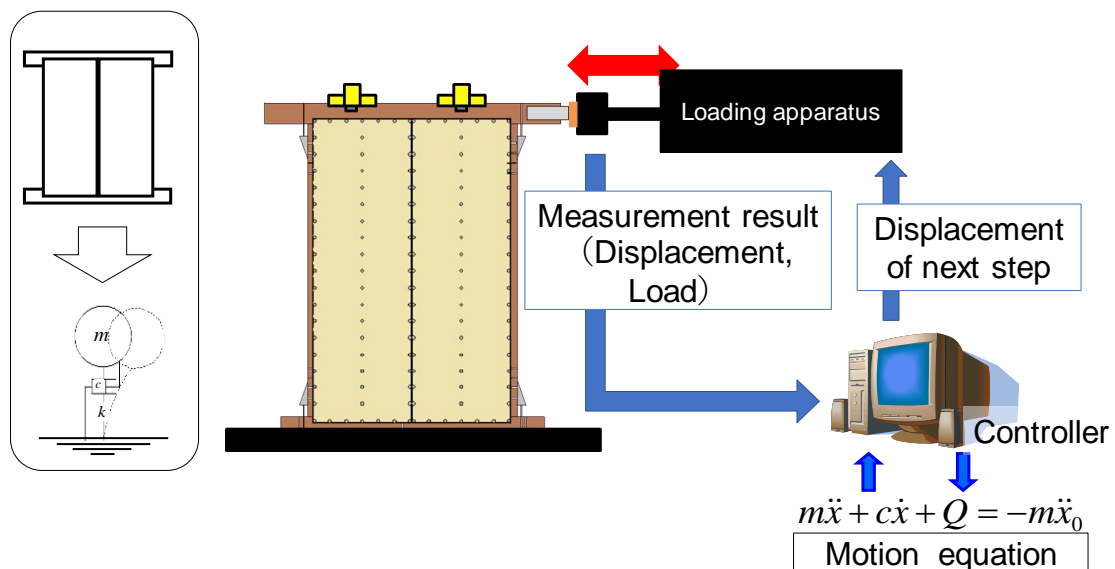


Fig. 8.1 Outline of pseudodynamic test

式(8-3)を運動方程式の式(8-2)(8-2)に代入すると、未知数 \ddot{x}_{n+1} を求めると次式が得られる。

$$\ddot{x}_{n+1} = \frac{c(\dot{x}_n + 1/2 t \ddot{x}_n) + Q_{n+1} + m \ddot{x}_{0n+1}}{m + 1/2 c \Delta t} \quad (8-4)$$

ここで、 Q_{n+1} は未知の値のため前ステップの Q_n を用いる。

本試験では式(8-4)より得られた \ddot{x}_{n+1} を式(8-3)に代入し、次のステップの速度、変位を求めていき、算出した変位を試験体に与えることで徐々に試験を進めていく。

仮動的水平加力試験における試験条件を Table 8.1 に示す。慣性質量 m は、5章の ISO による静的水平加力試験の短期基準せん断耐力 P_a に標準せん断力係数 C_0 (ここでは0.2を想定) と重力加速度 g を除した値とした (式(8-5)および式(8-6))。初期剛性は、4.1×38mm では1.614kN/mm とし、4.5×50mm で1.664kN/mm とした。減衰定数をどちらの試験体においても 2%と定めた。試験に用いた地震波は、JMA

Kobe NS波を最大加速度450galに基準化したものと、BCJ-level2の原波とした。こちらの波形を Fig. 8.2および Fig. 8.3 に示す。今回の試験は、繰り返しによる接合部の影響を検討するため、最大加速度が同程度で、繰り返し数の少ないもの (JMA-Kobe NS) と繰り返し数の多いもの (BCJ-level2) を採用した。各地震波の最大加速度を Table 8.2 に示す。試験体数は、それぞれの地震波で1ずつ体とした。

$$P_a = \min \left\{ \begin{array}{l} P_{1/120} \\ P_y \\ 2/3 P_{\max} \\ \frac{0.2 P_u}{D_s} \end{array} \right. \quad (8-5) \quad m = \frac{P_a}{C_0 g} \quad (8-6)$$

8.3 試験結果と考察

破壊性状を Fig. 8.4 に、全接合部における破壊の見られた割合を Fig. 8.5 に示す。Fig. 8.5 は、比較のため、5章の結果も記載している。JMA Kobe 波では、4.1×38mm と 4.5×50mm の両方の試験体で、損傷なしのものが最も多

Table 8.1 Terms and conditions in the pseudodynamic test

Specimen	Inertial mass (kg)	Initial stiffness (kN/mm)	Damping constant (%)
4.1×38mm	5461.53	1.614	2
4.5×50mm	5426.99	1.664	

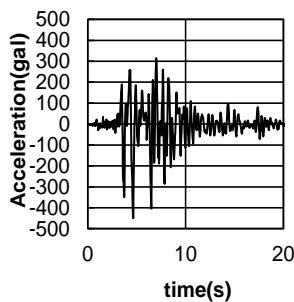


Fig. 8.2 JMA Kobe (NS) earthquake linearly scaled to have a maximum acceleration of 450gal

Table 8.2 Maximum acceleration of seismic waves in the pseudodynamic test

Seismic wave	Maximum acceleration (gal)	
	+	-
JMA Kobe NS	315.4	450
BCJ level2	344.3	355.7

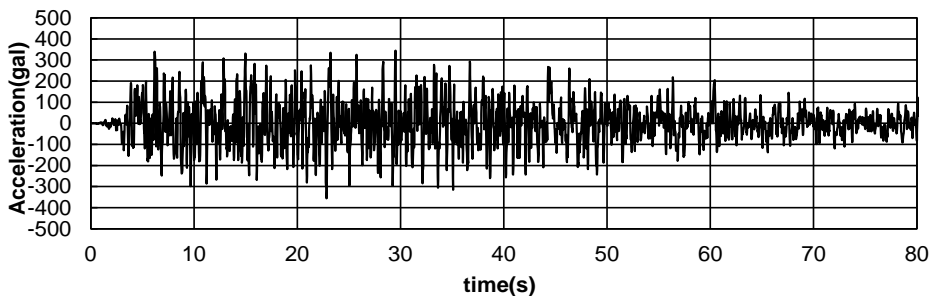


Fig. 8.3 BCJ level2 earthquake

く、それぞれ65%および72%となった。次に、接合具の破断が、それぞれ31%および24%観察された。BCJ level2波では、4.1×38mmと4.5×50mmの両方の試験体で、接合具の破断が最も多く、それぞれ、63%および75%となった。静的水平加力試験の接合具の破断が見られた割合は、JISの試験で4.1×38mmと4.5×50mmのそれぞれで、8~23%、18~64%、ISOの試験ではそれぞれで、17%~45%、46%~73%であるため、BCJ level2波の方が接合具の破断は、静的水平加力試験と比べ、比較的多くみられたと考えられる。

Fig. 8.6からFig. 8.9に荷重-真の水平変位の関係および時刻歴応答変位を示す。また、Table 8.3に最大応答変位、最大応答変位時時刻および最大応答変位時荷重を、Table 8.4に最大荷重および最大荷重時変位を示す。荷重-真の水平変位の関係は左右に1つの試験体で同一のグラフを掲載しており、比較のため左にISO、右にJISの包絡線(黒線)を示している。

JMA Kobe波は、4.1×38mmと4.5×50mmの両方の試験体において、最大荷重以降で大きく最大応答変位が更新されていないこと、接合部の破壊性状からも損傷のないも

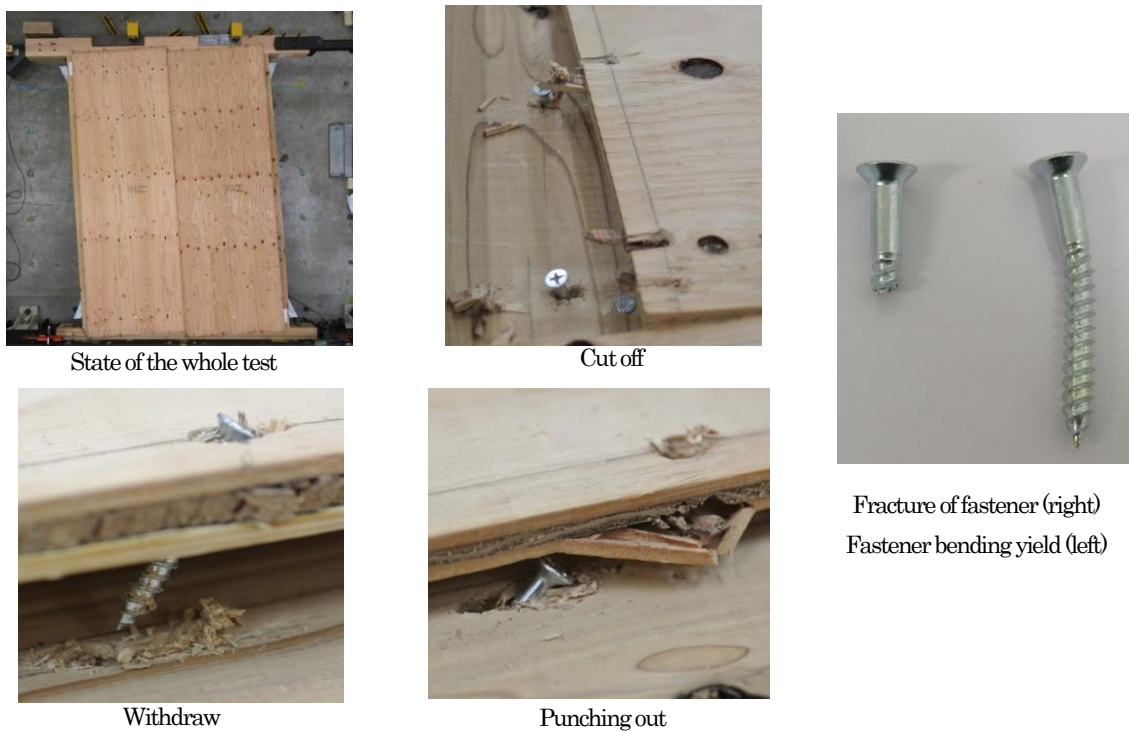


Fig. 8.4 Fracture behavior in the pseudodynamic test

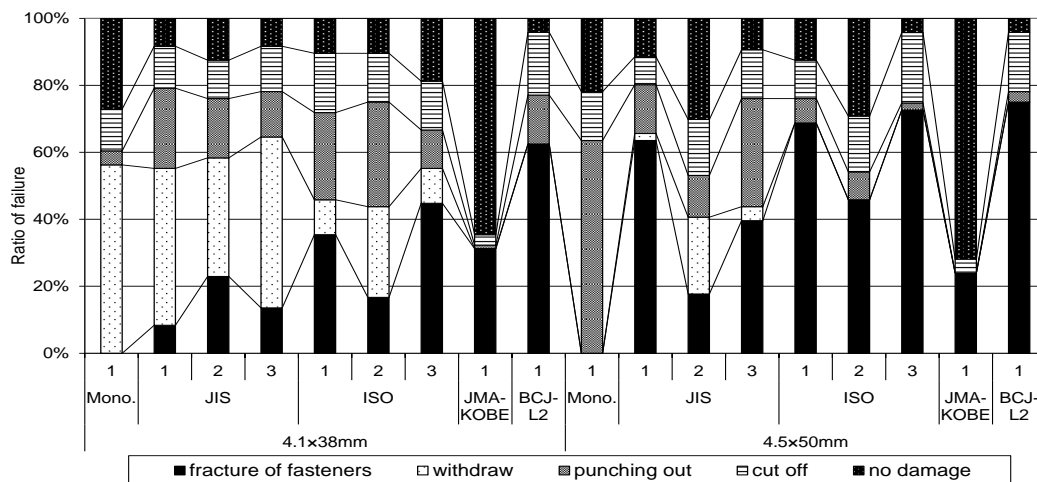


Fig. 8.5 Ratio of failure in static loading and pseudodynamic tests

の多くみられたことから、終局には至らなかったと考えられる。

BCJ level2 波では、荷重と真の水平変位の関係を見ると、静的加力試験で靱性の低かった試験体（最も接合具の破断が多くみられた試験体で、4.1×38mm-ISO の3体

目、4.5×50mm-JIS の1体目と ISO の3体目）で包絡線の挙動が類似している傾向にあった。また、最大応答変位の時の荷重が最大荷重から、4.1×38mm および 4.5×50mm でそれぞれ 18% および 17% まで低下していたことから、完全に破壊に至ったと考えられる。

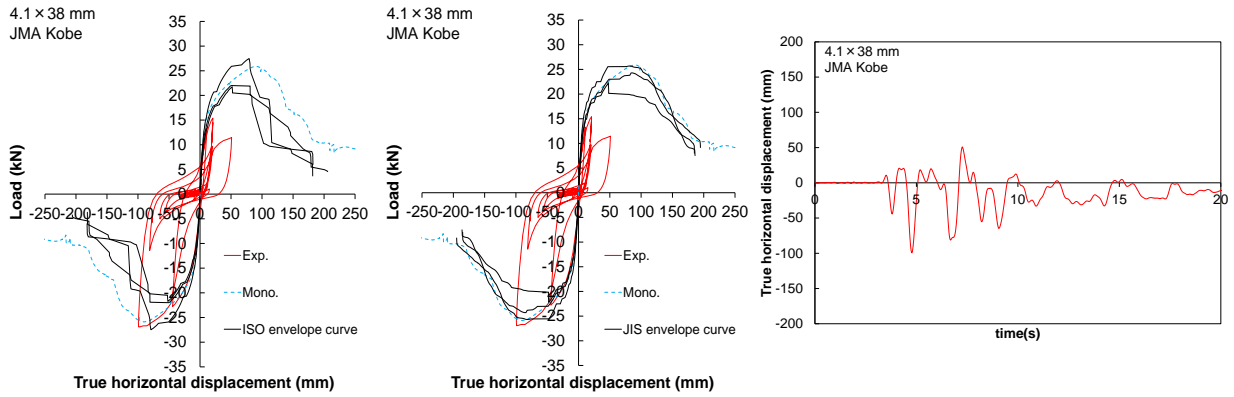


Fig. 8.6 Load-true horizontal displacement curve and displacement response (JMA Kobe - 4.1×38mm)

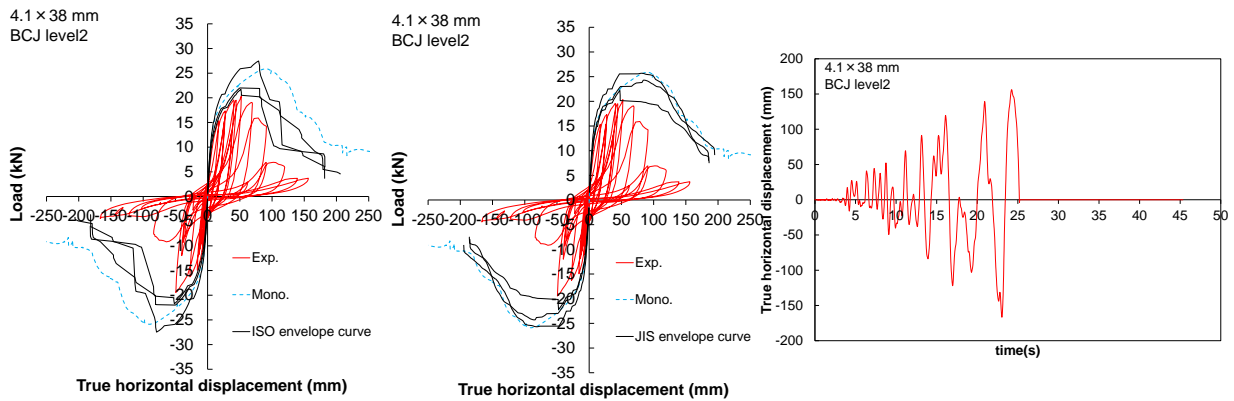


Fig. 8.7 Load-true horizontal displacement curve and displacement response (4.1×38mm - BCJ level2)

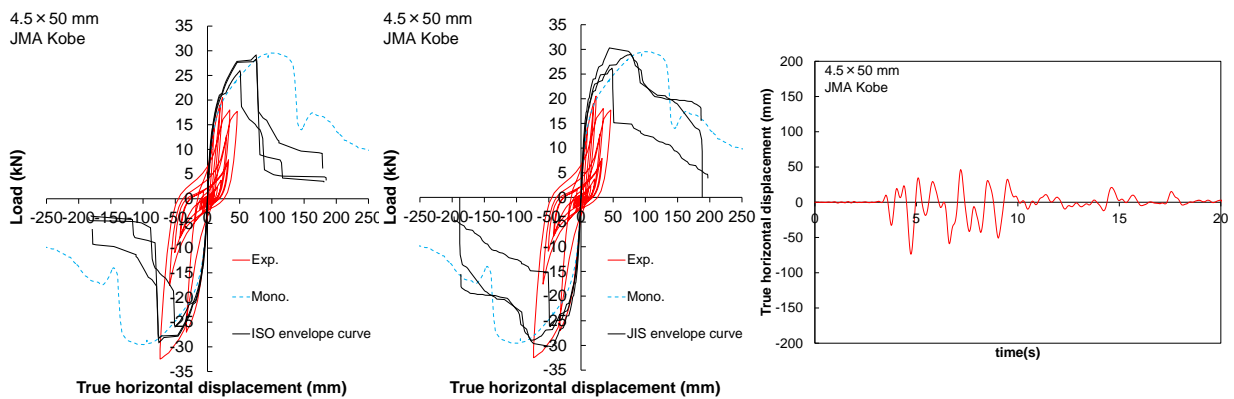


Fig. 8.8 Load-true horizontal displacement curve and displacement response (4.5×50mm - JMA Kobe)

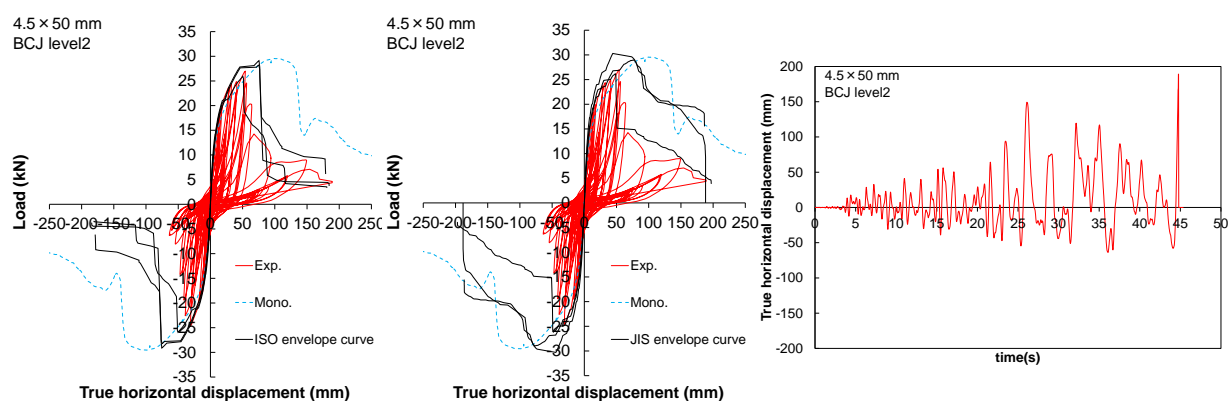


Fig. 8.9 Load-true horizontal displacement curve and displacement response
(4.5×50mm – BCJ level2)

Table 8.3 Maximum displacement response and load at maximum displacement response in the pseudodynamic test

Specimen		time (s)		Maximum displacement response (mm)		Load at maximum displacement response (kN)	
		+	-	+	-	+	-
4.1×38mm	JMA Kobe NS	7.26	4.78	50.40	-97.96	11.48	-26.00
	BCJ level2	24.22	23.04	160.83	-168.12	3.71	-4.44
4.5×50mm	JMA Kobe NS	7.18	4.74	44.04	-70.48	17.70	-30.44
	BCJ level2	44.76	36.08	197.29	-64.46	4.63	-6.33

Table 8.4 Maximum load and displacement at maximum load in the pseudodynamic test

Specimen		Maximum load (kN)		Displacement at maximum load (mm)	
		+	-	+	-
4.1×38mm	JMA Kobe NS	15.41	-26.92	19.45	-97.37
	BCJ level2	20.35	-19.46	51.25	-48.39
4.5×50mm	JMA Kobe NS	20.53	-32.48	20.82	-70.28
	BCJ level2	26.99	-24.73	53.55	-29.46

8.4 まとめ

- ・最大加速度に近い地震波で試験を実施したが、比較的繰り返し数の少ないJMA Kobe波では、破壊に至らなかったが、BCJ level2では破壊に至る結果となった。
- ・BCJ level2波では、4.1×38mmおよび4.5×50mmの両方の試験体で接合具の破断が多数見られ、静的加力試験の結果の靱性の低かった包絡線と類似した結果となった。

第9章 結論

本研究では、接合具の低サイクル疲労特性および接合部と耐力壁の加力履歴の影響の把握、正負繰り返し荷重を受ける合板—木材の釘・木ねじ接合部の荷重—変形関係を数式で表現することでモデル化、およびこのモデルを用いた合板張耐力壁の荷重—変形関係の推定を実施した。結果、以下の知見が得られた。

3章では、接合具の定振幅繰り返し曲げ試験を実施し、接合具の低サイクル疲労特性を把握した。各接合具に対し、Manson-Coffinの法則が成り立つことが確認された。

4章では、接合具の一面せん断試験の加力履歴の影響を検討した。正負繰り返し加力試験において、接合具の破断は多くみられ、一方向加力試験と比べ靱性が低下した。また、接合具が破断、または接合具の曲げ降伏が見られる条件では、変位あたりの繰り返し数が多い条件ほど、靱性が低下することが明らかになった。

5章では、合板張耐力壁の静的水平加力試験における加力履歴の影響を検討した。一方向加力試験では、接合具の破断は見られなかったが、正負繰り返し加力試験では接合具の破断が見られた。全接合部のうち接合具の破断が見られた割合は、同じ加力履歴であってもその数にばらつきがみられた。接合具の破断が多くみられるほど、終局変位 D_u が一方向加力試験に対して小さくなる傾向にあった。

6章では、3章の接合具の低サイクル疲労特性を用いて接合部の荷重—変位関係のモデル化を行い、接合部の正負繰り返し試験における荷重—変位関係の推定を行った。材

料の物性値のみで推定する場合は、最大荷重以降の推定に課題が残ったが、接合部の一方向加力試験の結果と組み合わせた推定では、おおむね推定することが可能となった。

7章では、6章のモデルを用いて、有限要素法解析により耐力壁の荷重—変位関係を推定した。結果、パンチングアウトや引き抜けなどの他の破壊性状が多くみられるものについては、推定結果の方で靱性が低い結果となったが、接合具の破断がメインの破壊性状であるものについては、おおむねよく推定できていた。

8章では、耐力壁の仮動的水平加力試験を実施し、5章の結果と比較した。繰り返しの少ない地震波（JMA Kobe NS波）では、破壊に至ることはなかったが、繰り返しの多い地震波（BCJ level2波）では、接合具の破断が多く見られ破壊に至った。BCJ-level2波では、荷重—変位関係が、5章の正負繰り返し加力試験では接合具の破断が多かった結果に類似した傾向を示した。

これらの成果によって、接合具、接合部および耐力壁の繰り返し荷重における力学特性が明らかとなり、また接合具の破断によって破壊される条件においては、接合部および耐力壁の荷重—変形関係の推定が可能であることが明らかになった。このことにより、様々な加力履歴に対応した推定が期待できるため、地震力に対して安全で、また自由度の高い設計が行えることが期待できる。

謝 辞

本論文をとりまとめるにあたって、様々な人にお世話になりました。

静岡大学、安村基名誉教授には、博士課程1年生から2年生までの間、主指導教員としてご指導いただきました。進学や就職にいたることまで、ご助言もいただき、様々なことを学ばせていただきました。深く感謝申し上げます。

静岡大学、小林研治准教授には、学部3年生の研究室に所属してから、ずっと長い間ご指導をいただきました。研究の初歩の部分から、博士論文の執筆まで様々なところでご相談させていただき、たくさんのアドバイスをいただきました。深く感謝申し上げます。

岐阜大学、光永徹教授には研究過程での報告等で様々なご指導、ご助言をいただきました。厚く感謝申し上げます。

静岡大学、小川敬多助教には、学术论文の執筆にあたってのご指導などをいただきました。ご指導いただいている中で、研究者としての心構えというものを考えさせていただくことができたと思っております。厚く感謝申し上げます。

静岡大学、小島陽一教授には、本論文審査の主査をしていただきました。心より感謝申し上げます。

静岡県森林・林業研究センター、池田潔彦主任には論文執筆のアドバイスやご支援をいただきました。心より感謝申し上げます。

最後に、実験のご協力をいただきました住環境構造学研究室のみなさまに、心より感謝申し上げます。

参考文献

- 1) Andreasson, S., Yasumura, M., & Davenne, L. (2002). Sensitivity study of the finite element model for wood-framed shear walls. *J. Wood Sci.*, 48, 171-178.
- 2) Coffin, L. (1954). A study of the effects of cyclic thermal stresses on a ductile metal. *Trans ASME*, 76, 931-950.
- 3) Eurocode5. (2004). Design of timber structures Part 1-1. EN 1995-1-1.
- 4) Foschi, R. (1974). Load-slip characteristics of nails. *Wood Science*, 7(1), 69-76.
- 5) Gong, M., Li, L., & Smith, I. (2008). Waveform effect on fatigue behavior of laterally loaded nailed timber joints. 10th WCTE. Miyazaki, Japan.
- 6) ISO 16670. (2003). Timber structures—joints made with mechanical fasteners—Quasi-static reversed-cyclic test method. International Organization for Standardization.
- 7) ISO 21581. (2010). Timber structures - Static and cyclic lateral load test methods for shear walls. International Organization for Standardization.
- 8) JIS A 1414. (2010). 建築用パネルの性能試験方法. 日本産業規格.
- 9) JIS A 5508. (2009). くぎ. 日本産業規格.
- 10) JIS B 1112. (1995). 十字穴付き木ねじ. 日本産業規格.
- 11) JIS G 3505. (2017). 軟鋼線材. 日本産業規格.
- 12) JIS G 3507-1. (2010). 冷間圧造用炭素鋼. 日本産業規格.
- 13) JIS G 3532. (2011). 鉄線. 日本産業規格.
- 14) Johansen, K. (1949). Theory of Timber Connections. International Assoc. of Bridge and Structural Engineering Publication 9, 249-262.
- 15) Kobayashi, K., & Yasumura, M. (2014). Shear properties of timber-to-timber joints with large size self-tapping screws. 13th WCTE, (pp. Session 2.7, 10-14).
- 16) Kobayashi, K., Yasumura, M., & Hayashi, K. (2017). Cyclic bending fatigue properties of dowel type fasteners. 4th INTER, (pp. 50-7-4, 111-123). Kyoto, Japan.
- 17) Li, L., Gong, M., Smith, I., & Li, D. (2012). Exploratory study on fatigue behaviour of laterally loaded, nailed timber joints, based on a dissipated energy criterion. *Holzforschung*, 66:863-869.
- 18) Manson, S. (1953). Behavior of materials under conditions of thermal Stress. NACA, TN-2933.
- 19) Miner, M. (1945). Cumulative damage in fatigue. *J. of Appl. Mech.*, 67:159-164.
- 20) Newmark, N. (1959). A Method of Computation for Structural Dynamics. *Proc. of ASCE, EM3*, 67-94.
- 21) Richard, N., Yasumura, M., & Davenne, L. (2003). Prediction of seismic behavior of wood-framed shear walls with openings by pseudodynamic test and FE model. *J. Wood Sci.*, 49, 145-151.
- 22) Smith, I., Gong, M., & Foliente, G. (2002). Predicting cyclic fatigue behaviour of laterally loaded nailed timber joints. the 7th WCTE, (pp. 2472-2478). Shah Alam, Selangor, Malaysia.
- 23) Smith, I., Gong, M., & Foliente, G. (2003). Fatigue behaviour of laterally loaded nailed timber joints. ICFP, (pp. 63-71). Daejeon, Korea, 21-24.
- 24) Tuomi, L., & McCutcheon, W. (1978). Racking Strength of Light-Frame Nailed. *J. of St. Eng.*, 104(7),1131-1140.
- 25) 遠藤達雄, 松石正典, 光永公一, 小林角市, 高橋清文. (1974). 「Rain Flow Method」の提案とその応用. 九州工業大学研究報告, 工学 (28), 33-62.
- 26) 河寄みき, 名波直道, 安村基. (2008). 木ねじ接合部における一面せん断耐力の降伏理論による推定. 日本建築学会構造系論文集, 73(632),1797-1804.
- 27) 建築基準法施行令第46条第4項. (2020年4月1日).
- 28) 五十田博. (2011). 大変形と繰り返しによる劣化を考慮した木造壁の復元力特性モデルの精度検証—木造建物の地震時挙動に関する研究 その3—. 日本建築学会構造系論文集, 76 (659),113-120.
- 29) 公益財団法人日本住宅・木材技術センター. (2017). 木造軸組工法住宅の許容応力度設計 (2017年版) .
- 30) 今西祐志, 佐々木康寿. (1997). 正負繰り返し負荷を受ける合板釘着張り耐力壁のせん断性. 名古屋大学森林科学研究, 16,7-16.
- 31) 小山雅人, 青木博文. (2002). 繰返し変形を受ける鋼部材め累積損傷評価指標に関する研究: 極低降伏点鋼を用いた損傷集中型耐震部材の定振幅繰返し載荷実験に基づく累積損傷評価および実用的損傷評価法の提案. 日本建築学会構造系論文集, 67(562),159-166.
- 32) 小林研治. (2009). 木質構造におけるビス接合部の荷重変形特性に関する研究. 東京大学博士論文.

- 33) 小林研治, 稲山正弘, 安藤直人. (2007). 構造用面材を側材に用いたビス接合部における一面せん断剛性・耐力推定式の提案. 日本建築学会構造系論文集, 72,(622), 121-128.
- 34) 昭和56年建設省告示1100号. (2018年3月26日).
- 35) 神谷文夫. (1984). 面材を釘打ちした耐力壁のせん断剛性及び強度に関する理論的研究. 日本建築学会論文報告集, 309,86-91.
- 36) 人見祐策, 五十田博, 河合直人. (2009). 大変形と繰り返しによる劣化を考慮した木造壁の復元力特性モデル-木造建物の地震時挙動に関する研究(その2)-. 日本建築学会構造系論文集, 74(646), 2299-2306.
- 37) 青木謙治. (2020). 筋かい耐力壁の近年の動向と靱性設計の考え方. 木材工業, Vol.75, No.4, 144-150.
- 38) 日本建築学会. (2006). 木質構造設計規準・同解説. 日本建築学会.
- 39) 日本建築学会. (2010). 木質構造基礎理論.
- 40) 日本合板工業組合連合会ほか. (2015). 合板耐力壁マニュアル 新築編・耐震補強編.
- 41) 日本合板組合連合会ほか. (2019). 構造用合板の手引き.
- 42) 矢永国吉, 佐々木義久, 平井卓郎. (2001). 釘接合耐力の変動を考慮に入れた面材釘打ち耐力壁の許容せん断耐力評価. 木材学会誌, vol.47, No.3, 242-251.
- 43) 林知行, 佐々木光. (1983). 鋼板くぎ打ち接合部の疲労特性. 木材研究・資料, 17,112-121.
- 44) 林野庁. (2020). 令和元年度森林 林業白書.

論文要旨

合板張耐力壁は合板を軸組材に釘・木ねじ等を用いて張り付けることで作製され、地震力や風力などの水平荷重に対する抵抗要素として、木質構造物において広く使用されている。合板張耐力壁に面内せん断力が作用した場合、合板—軸組材間の釘・木ねじ接合部がせん断力に対して抵抗し、これにより耐力壁に求められる耐荷重性や靱性を確保している。しかしながら、靱性について十分に確保できない場合がある。その一例として、地震力などの正負繰り返し荷重が挙げられる。このような場合、接合具に繰り返し曲げ変形が生じ低サイクル疲労により、破断が生じることがある。この現象は、接合部または耐力壁の力学挙動に脆弱性を与える要因となるため、耐力性能評価において、接合具の低サイクル疲労特性を考慮する必要がある。そこで、本研究の目的は、接合具の低サイクル疲労特性と接合部と耐力壁の加力履歴の影響の把握および、合板張耐力壁とその接合部における接合具の低サイクル疲労を考慮した荷重変形特性の推定とした。

接合具の低サイクル疲労特性を把握するため、接合具の定振幅繰り返し曲げ試験を実施した。試験に使用した接合具は、CN50 釘、呼び径と長さがそれぞれ 4.1×38mm および 4.5×50mm の木ねじを使用した。一定振幅で繰り返し曲げモーメントを加え、これを接合具が破断するまで行った。結果、すべての接合具で、塑性変形振幅と疲労破壊時の繰り返し数は、それぞれの累乗に比例していたため、Manson-Coffin の法則が成り立つことが確認された。

釘および木ねじ接合部の一面せん断試験を加力履歴の異なる方法で行い、加力履歴が耐力・変形性能に及ぼす影響を検討した。主材にはスギ製材を、側材には針葉樹合板を使用した。一方向加力試験および正負繰り返し加力試験を実施し、正負繰り返し加力試験の加力履歴は、ISO 16670 に基づくもの（以下、ISO と称する）と、一方向加力試験の終局変位 D_u に対して 1% ずつ変位を漸増させて 1 サイクルずつ正負繰り返し加力方法（以下、1PER と称する）の 2 種類とした。一方向加力試験では接合具の破断は観察されなかったが、正負繰り返し加力試験では、接合具の破断が各条件で 75%–100% 観察された。正負繰り返し加力試験では、釘および木ねじの両方で、終局変位 D_u が一方向加力試験で最大値をとり、1PER で最小値となる結果となった。このことにより、正負繰り返し加力試験では接合具の破断により、靱性が低下することが明らかとなった。

合板張耐力壁の静的水平加力試験において、加力履歴が合板張耐力壁の耐力・変形性能に及ぼす影響を検討した。

柱および土台にはスギ製材を、梁にはベイマツを使用し、面材には針葉樹合板を用いた。また、面材を留めつける釘および木ねじは 150mm 間隔で留めつけた。一方向水平加力試験と正負繰り返し水平加力試験を実施し、正負繰り返し加力試験の加力履歴は、ISO 21581 に基づくものと、JISA1414 に基づくもの、1PER とした。結果、一方向水平加力試験では接合具の破断は確認されなかったが、正負繰り返し水平加力試験では接合具の破断が確認された。正負繰り返し加力試験では、接合具の破断が多く見られるほど、終局変位 D_u が一方向加力試験に対して大きく低下する傾向を示した。

接合部の荷重変形特性をモデル化し、低サイクル疲労特性を考慮した低減係数を乗じることで、接合部の正負繰り返し加力試験における荷重—変位関係を推定した。接合部の一方向加力試験結果をもとに行った接合部の正負繰り返し試験の推定は、おおむねよく推定できていた。接合部の物性値による推定については、骨格曲線において最大耐力以降の下り勾配の推定ができていないため、これ以降に接合具の破断が推定されるものについてはうまく推定できなかったが、これ以前に接合具の破断が推定されるものについては、おおむねよく推定できていた。

上記の接合部のモデルを用いて、有限要素法解析により耐力壁の荷重—変位関係を推定した。接合具の破断がメインの破壊性状であるものについては、おおむねよく推定できていたが、パンチングアウトや引き抜けなどの他の破壊性状が多くみられるものについては、推定結果の方で靱性が低い結果となった。

合板張耐力壁の仮動的水平加力試験を実施し静的試験の結果と比較することで、耐力壁の地震波に対する影響を検討した。繰り返しの少ない地震波（JMA Kobe NS 波）では、破壊に至ることはなかったが、繰り返しの多い地震波（BCJ level2 波）では、接合具の破断が多く見られ破壊に至った。BCJ-level2 波では、荷重—変位関係が、静的加力試験で接合具の破断が多かった結果に類似した傾向を示した。

これらの成果によって、接合具、接合部および耐力壁の繰り返し荷重による力学特性が明らかとなった。また接合具の破断によって破壊される条件においては、接合部および耐力壁の荷重—変形関係の推定が可能であることが明らかになった。このことにより、様々な加力履歴に対応した推定が期待できるため、地震力に対して安全で、また自由度の高い設計が行えるようになると期待できる。

SUMMARY

Plywood-sheathed shear walls are widely used in timber structures as resistance elements against horizontal loads such as seismic and wind forces. When an in-plane shear force acts on a plywood-sheathed shear wall, the nails/wood screw joints between the plywood and post-and-beam resist the shear force, thereby securing the load bearing capacity and toughness required for the shear wall. However, the toughness cannot be sufficiently secured in some cases, for example, positive and negative cyclic loads such as the seismic force. In such a case, cyclic bending deformation occurs in the fastener and fatigue failure occurs because of low cycle fatigue. Because this phenomenon causes vulnerability to the mechanical behavior of the joints or the shear wall, the low cycle fatigue characteristics of the fastener in the load-bearing performance evaluation should be considered. Therefore, the objective of this study were to evaluate the low cycle fatigue characteristics of joints and the influence of loading protocol of joints and shear walls, and estimation of load-deformation characteristics of nail/wood screw joints of plywood-timber and plywood-sheathed shear wall considering the low cycle fatigue characteristics of fasteners.

In order to evaluate the low cycle fatigue characteristics of the fasteners, constant-amplitude reversed cyclic bending tests of fasteners were conducted. Nails (CN50 type) and wood screws (dimensions= 4.1×38 and 4.5×50 mm) were used as fasteners. Bending moments were applied at a constant amplitude until fastener fracture. As a result, Manson-Coffin's rule is applied because the plastic deformation angle and the number of cycles to failure were proportional to the power of all fasteners.

The single shearing tests of nail/wood screw joints was conducted by different loading protocols, and the influence of loading protocol on shearing force and displacement were evaluated. Japanese cedar and softwood plywood were used as the main and side members. Two loading protocols were used for the reversed cyclic loading test, The first was determined according to ISO16670, hereinafter referred to as "ISO." The second protocol involved gradually increasing the displacement by 1% of the ultimate displacement during the monotonic loading test, hereinafter referred to as "1PER." No fracture of fastener was observed in monotonic loading test, but 75% to

100% of fracture of fastener was observed in reversed cyclic loading test. For both nails and screws, ultimate displacement D_u was maximum for the monotonic specimen and minimum for the 1PER specimen. The results indicate that ductility was reduced owing to fastener fracture under reversed cyclic load.

In the static shear wall test, the effect of loading protocols on the load and deformation characteristic of the plywood-sheathed shear wall was evaluated. Japanese Cedar was used for shear wall test as columns, studs and sill materials. Douglas Fir was used for shear wall as a beam material. Softwood plywood was used as sheathing material for shear wall. Plywood was sheathed on one side of the wall by fasteners with the spacing of 150mm. Three loading protocols were used for the static reversed cyclic loading test. The first was determined according to JIS A1414. The second protocol was determined according to ISO 21581. The third protocol involved gradually increasing the displacement by 1 % of the ultimate displacement during the monotonic loading test. No fracture of fastener was observed in monotonic loading test, but fracture of fastener was observed in reversed cyclic loading test. In reversed cyclic loading test, the more the fasteners were fractured, the more the ultimate displacement D_u tended to decrease compared to monotonic loading test.

The performance of the joints was estimated by modeling the load-deformation characteristics of the joints and multiplying the reduction coefficient considering the low cycle fatigue characteristics. The results of the constant-amplitude cyclic bending test of the fastener were used for the low cycle fatigue characteristics of the fastener. The skeletal curve was represented by two types, one based on the monotonic loading test at the joint and one estimated from the physical property values. The estimation of reversed cyclic loading test of joint based on the result of monotonic loading test of joint could be roughly estimated. In the estimation based on the physical properties of the joint, it was not possible to estimate after the maximum load in the skeleton curve, so it was not possible to estimate well for those where the fracture of fastener estimated after that. Where the fracture of fastener estimated before the maximum load, it was possible to roughly estimate.

The performance of the shear wall was estimated by the finite element analysis using this model. When the fracture properties in the experiment such as punching out or pulling

out were different from the fracture of the fastener, the estimated toughness was sometimes lower than that of the experimental results. The properties that often indicate the breakage of the fastener could be roughly estimated.

To evaluate the influence of seismic waves on plywood-sheathed shear walls, pseudo-dynamic test of shear wall was conducted, and compared with the results of the static test. Seismic waves with few cycles (JMA Kobe NS) did not failure, but seismic waves with many cycles (BCJ level 2) observed many fracture of fasteners. The load-displacement relationship

tended to resemble the result of frequent fractures of fastener in the static force test.

These results clarified the mechanical properties of fasteners, joints and shear walls on reversed cyclic loads. In addition, it was clarified that the load-deformation relationship of joint and shear wall can be estimated under the condition observed fastener failure. As a result, it is expected that estimation corresponding to various loading protocols can be expected, so that it can be expected to design that is safe against seismic force and has a high degree of freedom.