

木質構造の接合に関する力学挙動解析

名古屋大学大学院生命農学研究科

生物圏資源学専攻

生物材料科学講座

生物材料工学研究分野

小川敬多

2017 年 3 月

目次

第 1 章 緒言	1
1.1 日本の森林と木材利用	1
1.1.1 国内森林資源量と木材利用の現状	1
1.1.2 木材の建築利用による環境優位性	4
1.2 日本の木造建築物	5
1.3 木造建築物に用いられる接合	6
1.3.1 接合方法の種類	6
1.3.2 接合部の力学性能	8
1.4 研究目的と構成	10
第 2 章 既往の研究	13
2.1 柱材－梁材接合部の力学性能	13
2.2 梁材－梁材接合部の力学性能	19
2.3 軸材料－面材料接合部の力学性能	22
第 3 章 柱材－梁材接合部（ほぞ接合部）の力学挙動解析	27
3.1 はじめに	27
3.2 力学挙動の推定	29
3.2.1 力学モデル	29
3.2.2 めり込み抵抗力和摩擦抵抗力	31
3.2.3 力学挙動の定式化	35
3.3 試験体と試験方法	36
3.3.1 ほぞ接合部試験体	36
3.3.2 接合部の力学試験方法	37
3.3.3 木材小試験体のめり込み試験	38
3.4 力学試験結果	40
3.4.1 ほぞ接合部のモーメント－変形角関係	40
3.4.2 木材めり込み時の応力－ひずみ関係	43
3.4.3 力学挙動推定式の妥当性	45
3.5 力学挙動と嵌合度の関係	46
3.5.1 数値解析の概要	46
3.5.2 回転剛性と嵌合度の関係	47
3.5.3 初期すべりと嵌合度の関係	48

3.5.3 ひずみエネルギーと嵌合度の関係	48
3.6 要約	49

第4章 梁材－梁材接合部（渡りあご接合部）

の力学挙動解析	51
4.1 はじめに	51
4.2 力学挙動の推定	52
4.2.1 木材のめり込み理論	52
4.2.2 力学モデル	54
4.2.3 力学挙動の定式化	57
4.3 試験体と試験方法	62
4.3.1 渡りあご接合部試験体	62
4.3.2 接合部の力学試験方法	63
4.4 力学試験結果	64
4.4.1 モーメント－変形角関係	64
4.4.2 力学的特性値	72
4.4.3 力学挙動推定式の妥当性	74
4.5 切欠き寸法と力学性能の関係	77
4.6 要約	79

第5章 軸材料－面材料接合部（両面テープ貼り接合部）

のせん断挙動	81
5.1 はじめに	81
5.2 試験体と試験方法	82
5.2.1 接合部試験体	82
5.2.2 静的せん断負荷試験	84
5.2.3 繰返しせん断負荷試験	84
5.3 結果と考察	85
5.3.1 静的負荷下での力学性能	85
5.3.2 繰返し負荷下での力学性能	87
5.3.3 エネルギー論的考察	95
5.4 疲労破壊時のスリップ変位の推定	98
5.5 要約	100

第 6 章	両面テープ貼り接合を用いた面材張り耐力壁	
	の力学挙動解析	102
6.1	はじめに	102
6.2	試験体と試験方法	103
6.2.1	耐力壁試験体	103
6.2.2	試験方法	104
6.3	力学試験結果	107
6.3.1	荷重－変形角関係	107
6.3.2	力学的特性値	112
6.4	力学挙動の推定	115
6.4.1	力学モデル	115
6.4.2	両面テープ貼り接合部での耐力	116
6.4.3	面材のせん断変形	119
6.4.4	力学挙動の定式化	119
6.4.5	力学挙動推定式の妥当性	120
6.5	要約	123
第 7 章	総括	124
参考文献		127
謝辞		136
論文目録		137

第1章 緒言

1.1 日本の森林資源量と木材利用

1.1.1 国内森林資源量と木材利用の現状

産業革命以降、急速に発展する科学技術を駆使することで、人類の生活は飛躍的に進化した。現在でも様々な材料・機械・エネルギーを活用することで、人々は安全で快適な生活を続けている。しかしながら、このような生活は資源を大量に消費する社会を生み出した。人々が資源を消費するペースは、地球上で生成されるペースを上回っており、これによって、資源の枯渇が危惧されたり、地球環境の変化が問題視されたりしている。

近年では、これらの問題を背景として、再生可能な資源を活用することによる資源循環型社会の構築が望まれており、木材はそれを叶える資源の一つと関心を集めている。森林で生産される木材は、植林後数十年で伐採されて資源として活用でき、その後に植林を行なうことで次の資源を生産することができる。すなわち、「植林→育成→収穫→利用→植林」の循環サイクルを通して、持続可能な資源の利用が行なうことができる。本項では、日本の森林資源および木材利用に関する統計データを用いて、木材利用を通じた資源循環型社会の構築への可能性と課題を記す。

日本は森林資源に恵まれた国である。森林総面積は約 2500 万 ha¹⁾と広大で、国土面積の 66%を占めている。また、森林の蓄積量は約 50 億 m³、年間の成長量は約 7000 万 m³におよぶ²⁾ (平成 27 年度)。ここから、我が国における森林資源量の推移を、人工林に焦点を充てて記す。戦後、森林伐採された国土を緑化するために、拡大造林政策が行なわれた。この際に木材資源による国の経済成長も見越して、資源としての利用価値が高いスギ・ヒノキをはじめとする針葉樹で人工林が大規模に造られた。現在の人工林面積は約 1000 万 ha におよび³⁾、これは日本の森林総面積 (約 2500 万 ha) の約 40%を占める¹⁾。この政策によって植えられた木々は現在成長を続けており、それに伴って、人工林での森林蓄積量が増加している。Figure 1.1 は、人工林における森林蓄積量の推移を示している。1966 年時点では 5.6 億 m³であった森林蓄積量は次第に増加し、2012 年時点で 30 億 m³を超えている。ここで、森林蓄積量の年齢構成を Figure 1.2 に示す。図によれば、年齢 8~12 で森林蓄積量が特に大きいことがわかる。これらは拡大造林政策の開始時に植えられたスギ・ヒノキが大半を占めている。一般的にスギやヒノキは、この年齢になると、構造用部材 (柱材や梁材など) を採取できるほどに径が大きくなることから、伐採期に至っていると考えられる。したがって、現

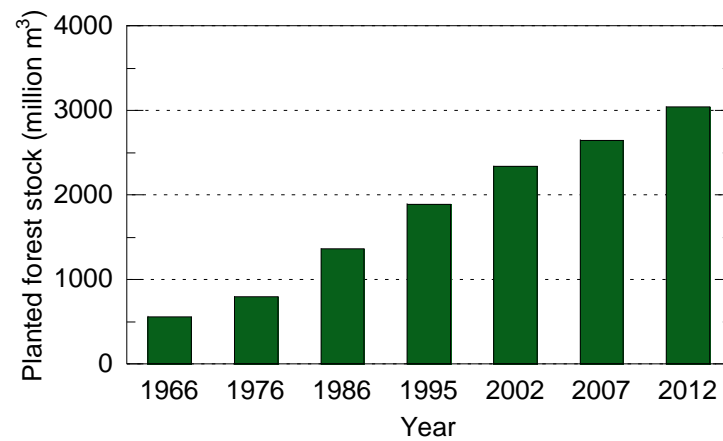


Figure 1.1 Transition of wood resource stock in planted forest^{1), 3)}.

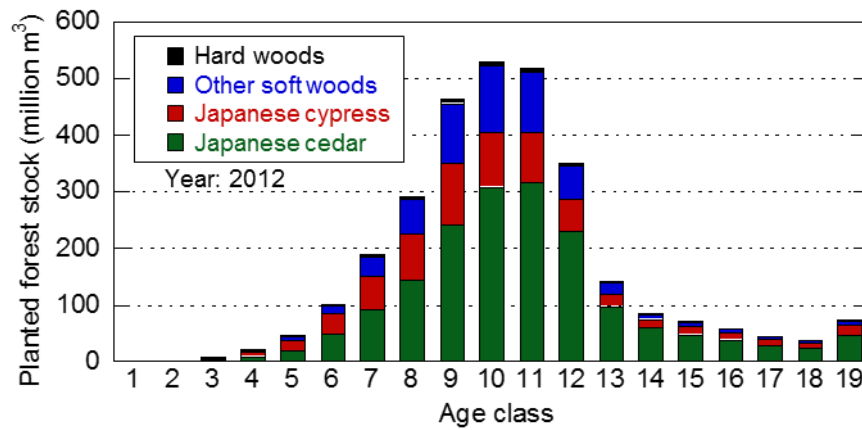


Figure 1.2 Planted forest stock by age class²⁾.

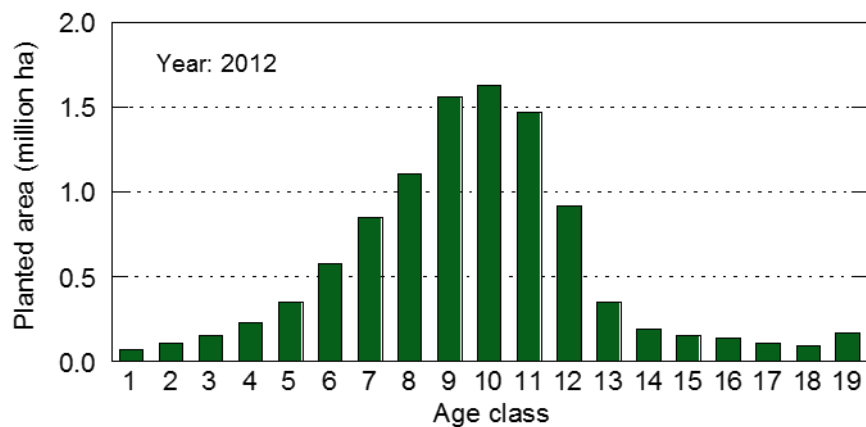


Figure 1.3 Planted forest area by age class¹⁾.

在の日本の人工林には、構造利用をはじめとした、木材供給のポテンシャルを大いに備えた状態にあると考えられる。

しかしながら、森林資源の持続可能な利用を考えるうえで、重大な課題が存在している。それを説明するために、人工林面積の齢級構成を Figure 1.3 に示す。これによれば、齢級 8～12 付近で人工林面積が大きく、一方で齢級 5 以下では小さくなっており、全体的に偏りがあることがわかる。持続的な木材利用を行なうためには、全ての齢級で平準化されている（同程度の人工林面積が存在している）ことが望ましく、図のように低齢級で人工林面積が少ないことは、将来的に木材供給ポテンシャルが低下することを示唆している。また、この齢級構成における偏りは、先述の「植林→育成→収穫→利用→植林」のサイクルが機能しなかった結果であると考えられる。この現状を打開するためには、現在伐採期を迎えている齢級 8 以上の樹木を伐採し、その場所に植林することが必要と考えられ、また、伐採を行なうためには、それら樹木の木材としての利用を促すことが重要である。

近年日本では、人工林に蓄積された豊富な木材資源の活用や、林業・林産業の発展をはじめとした地方創生、適切な管理による森林の多面的機能の維持などの観点から、国産材の積極的な利用が望まれるようになってきている。ここで、国産材利用（用材）に関すると、2014 年では 2149 万 m³ の需要があり、そのうち製材用材が 1221 万 m³ (56.8%)、合板用材が 335 万 m³ (15.6%) であり、また、パルプ・チップ用材が 505 万 m³ (23.5%) である¹⁾ (Figure 1.4)。このデータから、建築用材料をはじめとしたマテリアル利用が多くを占めていることがわかる。人工林の森林資源を大量に活用するためには、大勢であるマテリアル利用を拡大させることが有効である。また、これを踏まえて「公共建築物等における木材の利用の促進に関する法律」が 2010 年に制定されるなど、木材の構造利用に対する機運が高まっている。

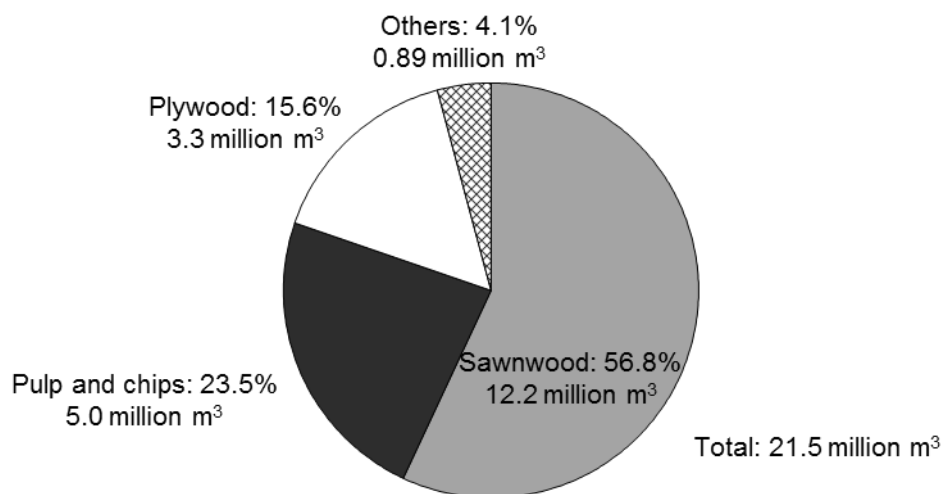


Figure 1.4 Wood demand chart in 2014¹⁾.

1.1.2 木材の建築利用による環境優位性

木材は再生可能な資源であることから、これの積極的な利用は、資源循環型社会の構築に有効な手段である。本項では、木造建築の普及拡大によって想定される、資源循環をはじめとした環境優位性を記す。

木造建築に関わる資源（炭素）の循環を Figure 1.5 に示す。森林で伐採された樹木は、その後、製材・加工を経て建築物として用いられる。建築物を廃棄する際は、燃焼などの工程により二酸化炭素として大気中に炭素が排出される。排出された二酸化炭素を基にして、光合成活動により新たな樹木が成長する。この図でわかるように、木造建築物に関わる資源は、シンプルな形で循環のサイクルを描くことができ、すなわち、木材の構造利用は資源循環型社会の構築に貢献できると考えられる。

また、近年では二酸化炭素をはじめとした温室効果ガスの大気中濃度が上昇し、これに伴う地球温暖化が深刻化している。現在では、二酸化炭素濃度の増加抑制を進めることが急務となっているが、これに対する木材の優位的な性能として、加工時の省エネルギー性と炭素貯蔵効果が挙げられる。例えば建築材料は、用途に合わせて加工・成型が必要となるが、木材の場合は他の建築材料と比較して加工や成型に必要なエネルギーが圧倒的に少なくなり、同時に加工時に排出される二酸化炭素も少なくなる⁴⁻⁶⁾。また、木材が建築物中の材料として使用されている期間は、その木材中の炭素が大気に放出されることはないため、大気中の二酸化炭素濃度の増加を抑制することに貢献している。

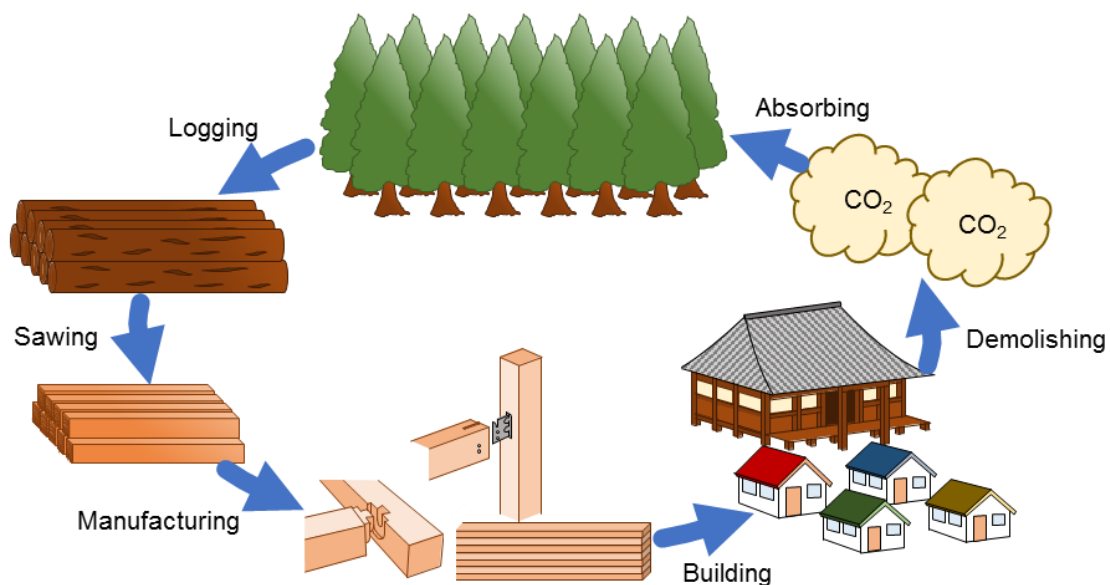


Figure 1.5 Carbon resource cycle on wooden buildings.

このような木材利用による環境優位性は研究されており，例えば Eriksson et al.⁷⁾は，ヨーロッパでこれから 1 年間に建設される非木造集合住宅のうち，100 万世帯に相当する建築物を木造に置き換え，かつ，材料生産・建設時に必要なエネルギーを端材でまかなったとすると（これが可能なことは，Gustavsson et al.⁸⁾が検証している），420 万～970 万トンの炭素排出を抑制できるとシミュレーションしている．なお，この抑制量は，ヨーロッパの総炭素排出量の 0.2～0.5%（1990 年を基準）に相当する．また，日本でも木材の構造利用による環境優位性が検証されており，有馬⁹⁾が建築物における木材利用時の炭素収支をシミュレーションにより明らかにしている．彼によるシミュレーションでは，年間に建てられる 1～3 階建ての鉄骨造建築物を，仮に木造で建てた場合の炭素収支量を計算している．例えば鉄骨造から木造への代替率が 50% のとき，代替により建設に関わる炭素排出が 65 万トン削減され，加えて，96 万トンの炭素が建築物中に貯蔵される結果が示されている．

このような炭素収支に関わる環境優位性は，昨今では国際的な認識を得ており，例えば気候変動枠組条約の決議内容にも見ることができる．2011 年に南アフリカ・ダーバンで開催された気候変動枠組条約第 17 回締約国会議（COP17）では，森林から産出された木材の炭素固定量を評価し，炭素蓄積の変化量を二酸化炭素吸収量または排出量として計上することなどが合意されている¹⁾．このように，木材は再生可能で低環境負荷の資源の一つであり，木材の建築利用は資源循環型社会の構築に貢献しうることから，環境優位性が大きいことがわかる．

1.2 日本の木造建築物

我が国では古くから，建築物に木材を利用してきた．近代では鉄やコンクリートなどを建築材料とした中高層建築物が多く見られるものの，今でもなお木造建築物は多く活躍し，例えば戸建住宅や社寺建築をはじめとした低層建築物のほとんどが木造である．これらの木造建築物では軸組構造が多く採用され，柱材や梁材などの軸材料に木材を用いて躯体を構成している．我が国では，社会情勢の変化を受けて，現在は様々な木造建築物の構法が存在するようになった．本節ではその中でも，軸組構法の代表的なものとして，伝統軸組構法と在来軸組構法を紹介する．

伝統軸組構法（Figure 1.6(a)）は，古くから日本に受け継がれてきた構法であり，建築物中には様々な大工技術が内包されている．その技術が織り込まれた伝統軸組構法建築物からは，「しなやかさ」や「格調高さ」といった言葉で表現されるような，日本文化独特の美しさを感じる人が多い．柱材や梁材などの部材には無垢材が用いられることがほとんどであ

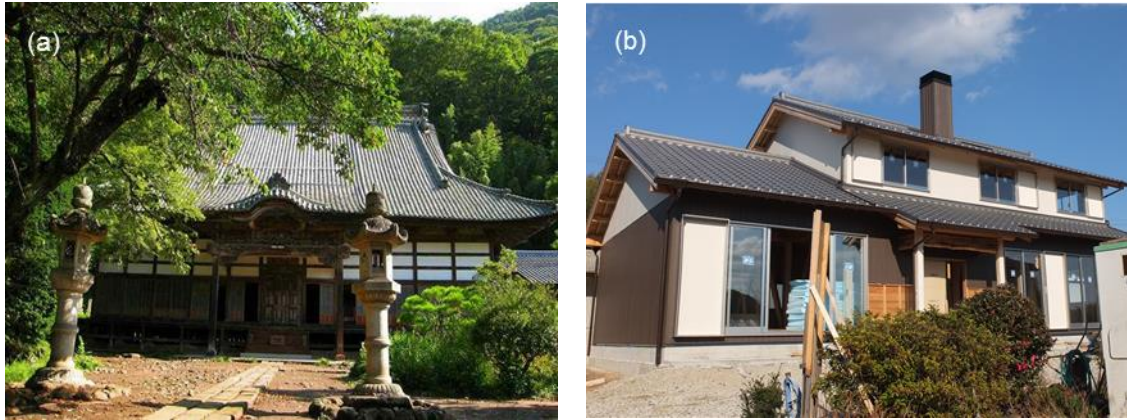


Figure 1.6 Post and beam wooden structures in Japan. (a) Traditional post and beam structure. (b) Conventional post and beam structure.

り，そのため製造エネルギーが少なく，低環境負荷の構法であるとされている．また，部材同士を繋ぐ接合部や継ぎ手では金物が用いられないため，建築物としての耐久性が高く，このことは，樹木が次の木材資源として活用されるまでの時間を確保することにつながる．かつては法令上で建築が難しかったが，現在では先述の文化・技術の保護や低環境負荷性などが見直されるようになり，構造力学的な問題を解明する研究が盛んに行なわれ，また，設計法の整備も進んでいる^{例えば 10)}．

在来軸組構法（Figure 1.6(b)）は，現代の戸建木造住宅で最も一般的な構法である．戦時中に国内の木材資源が枯渇したが，その後，戦後復興に向けて大量に住宅を供給することが望まれた．木材資源は小断面のものしか存在しなかったが，これを用いて建てることを可能なのがこの構法である．柱材や梁材などには，伝統軸組構法と比べると細い部材が使われている．これに，筋違や面材を併せることで水平力に対する耐力性能を確保している．一方で，時代の進行とともに室内環境の向上が望まれるようになり，高気密性・高断熱性・高遮音性が求められるようになった．在来軸組構法では，その細い部材ゆえに，大壁が採用されることが多く，これら室内環境に関わる性能を確保することが容易であり，そのことも現在大勢を占めている理由として考えられる．

1.3 木造建築に用いられる接合

1.3.1 接合方法の種類

木造建築物が多く活躍する一方で，日本は災害が多い国としても知られている．台風は毎

年のように発生し、激しい風雨は時折建築物に甚大な被害を与えている。また、地震も頻繁に発生し、近年のものでは2011年3月に発生した東日本大震災、2016年4月に発生した熊本地震などが挙げられ、これらにより多くの建築物が損傷・倒壊したことは記憶に新しい。建築物である以上、利用者の安全を確保することが求められるため、木造建築における力学性能の把握は大きな関心事となっている。

軸組構法の木造建築物において、部材と部材を繋ぐ接合は、建築物の安全性を考慮するうえで非常に重要である。台風や地震などの災害が起きた際、建築物には大きな外力が作用する。建築物の損傷（変形）や倒壊は、接合部で見られることが多く、したがって、接合部の力学性能は、建築物全体の力学性能に支配的となる。このことは、実験的にも検証されており、軸組構造物の振動台実験を実施したところ、試験体に含まれる接合部の性能が、構造物の耐震性能に反映されていることが示された^{11), 12)}。

木質接合部の種類は①接合具による機械的接合、②接着による接合、③木材同士の嵌合接合に分けられる¹³⁾。①に関する接合としては、釘、構造用ビス、ボルト、ラグスクリュー、メタルプレートコネクタなどの金物を用いたものが具体例として挙げられ、これらの力学的な性能は多く検証されている^{例えば 14)-21)}。さらには、木質材料由来の接合具を用いる方法も検討されている^{例えば 22)-23)}。②は接着層を介した応力伝達による接合であり、接着剤のみを用いる方法と他の接合具を併用する方法がある。接着接合によるモーメント抵抗型の接合部として、例えばフィンガージョイントによるもの²⁴⁾、単板の重ね合わせによるもの²⁵⁾の開発が試みられている。また、接合具を併用するものとして、異形棒鋼や木ダボによるグルード・イン・ロッド接合^{例えば 26)-30)}が挙げられ、この接合方法は今日の木質構造物に多用されている。③の嵌合接合は、伝統的な建築物や住宅などに用いられるものであり、これの詳細に関しては2章に詳しく記す。

軸組構法には、Figure 1.7のように、様々なタイプの接合部が存在する。これらを以下の3タイプに大別する。本論文では、これらを軸組構造における主要な接合タイプとして論述を展開する。

- (1) 柱材－梁材接合部：軸組中の鉛直材と水平材を繋ぐ接合部を指す。鉛直材には柱材の他にも束材などが挙げられ、また、水平材には梁材の他にも桁材や土台材などが挙げられるが、本論文ではこれらをまとめて「柱材－梁材接合部」と称す。この接合部の代表的なものに、ほぞ接合部や貫接合部が挙げられる。
- (2) 梁材－梁材接合部：軸組中の水平材と水平材を繋ぐ接合部を指す。上記と同様、水平材には梁材の他にも桁材や土台材などが挙げられるが、本論文ではこれらをまとめて「梁材－梁材接合部」と称す。この接合部の代表的なものに、渡りあ部が挙

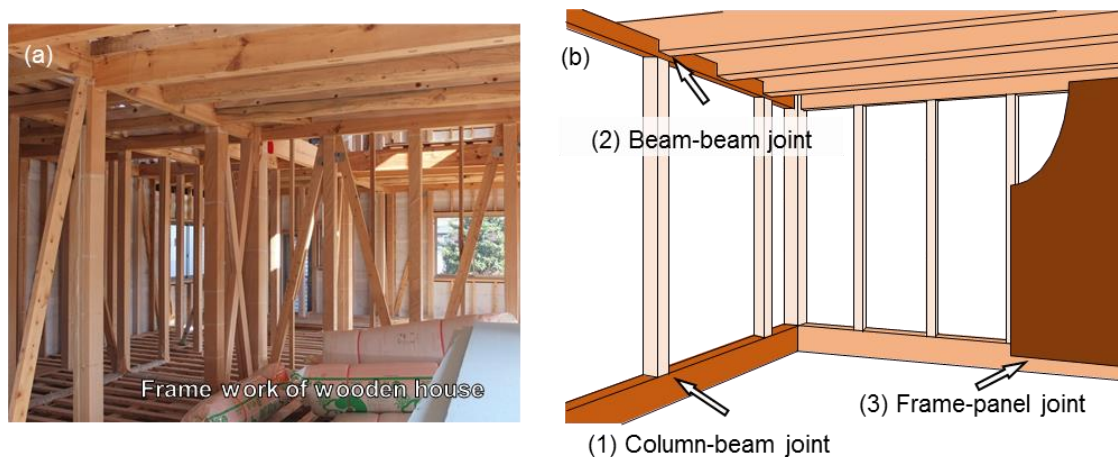


Figure 1.7 Timber joints used in post and beam structure.

げられる。

- (3) 軸材料一面材料接合部：ここで軸材料は鉛直や水平に関わらず、軸組中における通直材を意味し、柱材・梁材・桁材・土台材などを指している。また、面材料は軸組構法で用いられる木質パネルを意味し、合板・OSBなどを指している。本論文ではこれらを「軸材料一面材料接合部」と称す。この接合は、例えば面材張り耐力壁に見られ、一般的に釘着接合が多い。

1.3.2 接合部の力学性能

軸組構造建築物の構造力学的な性能を検証するためには、接合部の力学性能の把握は不可欠である。建築物に外力が作用した際には、様々な負荷モードが想定されるが、本論文では、地震等により接合部に水平力が作用するケース、すなわち、柱材－梁材接合部・梁材－梁材接合部においてモーメントが作用するケース、また、軸材料一面材料接合部ではせん断が作用するケースを想定した。

接合部の力学性能は、一般的には力学実験により評価される。力学試験は接合部の実大スケール試験体を用いて行なわれることが多く、標準的な試験方法および試験結果の評価方法は定められている^{例えば 31)}。これまでに、大学をはじめとした全国各地の研究機関が力学試験を実施してきた。これによって、現在では膨大な力学試験結果が蓄積され、様々な種類の接合部の力学性能が明らかになっている。

しかしながら、これまで日本で用いられてきた、あるいはこれから開発されるだろう木質接合部の力学性能の全てを、力学試験により評価することには非現実性が感じられる。先述のように日本には様々な木造の構法が存在しており、それにあわせて接合部の種類は非常

に多く存在している。また、たとえ同種の接合部であっても、部材の樹種、詳細な寸法、接合具の性能が違えば、力学性能も変化する。これらの違いも考慮すると、接合部の力学性能を網羅するためには無数の試験量を実施する必要がある。さらに接合部の力学試験の実施には、実大スケールの試験体を用意する必要があり、また、大型の試験機も必要である。したがって、これらの試験には金銭面と人員面で多大な負担と労力が求められるため、必然的に量的制約を受ける。すなわち、あらゆる接合部の力学性能を力学試験により評価することは現実的とは言えない。

加えて、実験的な評価のみでは接合部の力学性能把握が不十分となることがしばしばある。接合部は複雑な仕口形状や接合具が組み合わせて構成され、外力が作用した際には、様々な負荷モードにおける木材での抵抗、接合具での抵抗、接触部での摩擦などが耐力発現要因となっているが、接合部の力学試験により得られる結果では、どの要因が、どの程度耐力発現に寄与しているかを判断することは難しく、したがって、接合部の耐力発現メカニズムが不鮮明であることが多い。

接合部の力学性能が力学試験により調べられる一方で、理論解析的な研究も行なわれている。ここでは、要素実験で得られる弾性係数などの特性値から、接合部の力学性能をシミュレーションするものを取り上げる。このような接合部の力学性能に対する理論解析的な研究は、上記のような問題の対策となりうる。理論解析的な研究は、はじめに耐力発現のモデル化が行なわれる。外力が作用した際の耐力発現メカニズムを研究者らが紙面上で仮定し、それに基づいて接合部が発現する耐力を計算する。この仮定された耐力発現メカニズムの妥当性は、計算結果は試験結果が一致することにより確かめられる。耐力発現メカニズムが解明されることは、その接合部の力学性能の安全性がより強固に確保される。また、その接合部の欠点や補強点が明確となり、より力学的に優れた耐力要素の開発につながると考えられる。

さらに、理論解析的な研究の利点にはもう一点挙げられる。先述の通り、接合部はたとえ同種であっても材料特性（例えば樹種特性）や寸法などが違う場合が多いが、力学性能が計算機上でシミュレーションできるようになると、入力値（材料特性・寸法）を設定することでこれらの違いに対応できる。すなわち、要素実験のデータが得られさえすれば、力学試験に依存しない力学性能評価をすることができる。実際には、シミュレーションの妥当性を検証するためにいくらかの力学試験を実施する必要があるが、力学試験の必要量はずっと少なくなる。

接合部の力学性能を把握するためには、接合部試験体を用いた力学試験は不可欠である。しかしながら、耐力発現メカニズムを解明するためには、理論解析的な研究が求められ、このことは、接合部の力学的な安全性を確保するうえで重要である。加えて、理論解析的な研

究によって、接合部の力学挙動をシミュレーションにより評価することができるようになり、このことは、力学試験の必要量を減らし、構造物における接合部設計をより容易にすることに貢献する。

1.4 研究目的と構成

木材は再生可能で低環境負荷な資源の一つである。再生可能な資源であることから、近年目指されている資源循環型社会の構築に貢献すると考えられる。また、木材の構造利用を考えたとき、施工時の省エネルギー性や、木材の炭素貯蔵効果の面から、現在深刻化している地球環境問題に貢献しうる。ただし、建築物である以上、様々な外力から利用者を守る必要があるため、力学性能の把握が不可欠である。木造建築物（特に、軸組構法建築物）の力学性能は、接合部の力学性能が支配的であることから、本研究ではこれら接合部の力学性能を把握することを目的とした。具体的には下記に示すとおり、柱材－梁材を繋ぐほぞ接合部や、梁材－梁材を繋ぐ渡りあご接合部の力学挙動を解析した。また、軸組構法建築物では軸材料－面材の接合が多く見られるが、これへの適用を想定した両面テープ貼り接合部の力学性能を実験的・理論的に解析した。両面テープ貼り接合部に関しては、疲労試験による力学的耐久性を調べ、エネルギー論的考察により変形性能を推定すると共に、面材張り耐力壁へ応用しその力学性能を評価した。なお、本研究では建築物に水平力が作用するケース、すなわち、ほぞ接合部と渡りあご接合部ではモーメントが作用することにより回転変形するケース、両面テープ貼り接合部では接合面にせん断力が作用するケース、面材張り耐力壁では壁体上部に水平力が加わることで長方形の軸組が平行四辺形に変形するケースを想定して力学解析を行なった。なお、これらの接合部の種類を 1.3.1 章の①～③に基づいて分けると、ほぞ接合部と渡りあご接合部は③嵌合接合、両面テープ貼り接合部は②接着接合に分類されるかと考えられる。本書は以上のことを包括するものとしており、構成を以下に記す。

第 1 章では、木材利用は資源循環型社会を構築するために有効な材料であることを記し、加えて、現在我が国は木材供給のポテンシャルを大いに備えた状態にあることを記した。また、木材の構造利用は循環型社会の構築に加え、現在深刻化が進んでいる地球温暖化問題に対して、省エネルギーや炭素貯蔵効果の面から貢献できることを記した。また、日本で見られる木造建築物を紹介した。加えて、木質構造物の力学性能を考えるうえで、接合部の力学性能を把握することが必要であることを記し、また、これに対する理論解析的なアプローチの重要性を記した。

第 2 章では、接合部の力学性能に関する既往研究を紹介した。軸組構法建築物に用いられ

る柱材－梁材接合部，梁材－梁材接合部，軸材料－面材料接合部の力学性能に関する研究例を取り上げた．各種接合部の実験的に得られた力学性能を記すことに加えて，力学挙動の理論解析的な研究例も記し，これまでに試みられたアプローチを紹介した．

第3章では，柱材－梁材接合部の一つであるほぞ接合部を対象に，力学性能を理論的・解析的に研究した．ほぞ接合は T 字型の接合方法であり，柱材のほぞが梁材のほぞ穴に差し込まれることで構成され，モーメントが作用することによって接合部が回転変形する際には，ほぞとほぞ穴の側面同士が接触し，めり込みと摩擦で耐力を発現する．建築物中のほぞ接合部には，接触部に隙間がある（簷合が甘い）ケースが多く，このような場合には力学性能の低下が予想される．この低下の程度を定量的に調べることを目的とした．はじめに，ほぞ接合部の耐力発現機構を，めり込みと摩擦を組み合わせたモデルで表現した．これには，仕口接触部の隙間をパラメータとして組み入れており，これが接合部の簷合度を表している．このモデルに基づいて，接合部のモーメント－変形角関係の推定式を導いた．続いて，推定式の妥当性を実験的に検証した．隙間を持つほぞ接合部試験体を用いて加力試験を実施し，実験的に得られたモーメント－変形角関係を，推定結果のそれと比較した．

第4章では，梁材－梁材接合部の一つである渡りあご接合部を対象に，力学性能を理論的・解析的に研究した．渡りあご接合は水平構面に用いられる接合方法で，二本の梁材に設けられた切欠き同士が嵌め合わさることで構成されており，構面内のせん断性能確保を担っている．これに用いられる切り欠きの形状・寸法は，地域や大工によってわずかに違っている．この違いは，接合部の力学性能に影響を及ぼすが，その影響を力学試験により把握することは多大な労力を要する．そこで，渡りあご接合にモーメントが作用したときの力学挙動（モーメント－変形角関係）を理論解析した．これは，既往の木材のめり込み理論を応用させて，接合部の力学挙動をシミュレーションするものである．この章では，その理論誘導過程を記す．加えて，6 パターンの切欠き形状の渡りあご接合部試験体を用意し，それらの力学試験も実施した．これにより，接合部の力学性能を実験的に把握するとともに，誘導した理論の妥当性を検証した．

第5章では，軸材料－面材料接合として，工業用両面テープを用いた接合部（両面テープ貼り接合部）のせん断性能を研究した．この接合部はこれまでに静的負荷下で性能評価が試みられており，建築物中の耐力要素に適用できる可能性がうかがえた．しかしながら，実際の建築物には繰返しの外力が作用するため，ここでは繰返し負荷下における両面テープ貼り接合部のせん断疲労性能を調べた．小型スケールの接合部試験体を用いて試験を実施し，負荷サイクル数の増加に伴うせん断性能の変化を調べた．また，エネルギー論的な考察を加えることで，この接合部が疲労破壊するときの変形性能を予測する方法を考えた．

第6章では，上記の両面テープ貼り接合部の応用として，これを用いた面材張り耐力壁の

力学性能を実験的・解析的に研究した。面材張り耐力壁において、軸組一面材間は釘着接合が一般的であるが、ここではその代替として、工業用両面テープによる接合を試みている。この耐力壁は、釘を工業用両面テープで代替することで接合部の密閉性が増し、遮音性が向上することが報告されている³²⁾。ここでは、実大スケールの耐力壁試験体による力学試験を実施し、力学性能評価を行なった。また、理論的な解析も行い、小型スケールの接合部試験で得られるような両面テープ貼り接合部のせん断挙動から、耐力壁の力学挙動（荷重－変形関係）をシミュレーションした。

第2章 既往の研究

2.1 柱材－梁材接合部の力学性能

軸組構法は主に、柱材をはじめとした鉛直部材、梁材をはじめとした水平部材で構成されている。柱材と梁材を繋ぐ際には、T字型のほぞ接合や十字型の貫接合部が用いられることが多い、いずれの接合部でも、モーメント抵抗が建築物の耐震・耐風などに貢献している。本節では、柱材－梁材接合部の代表的なものとし、貫接合部とほぞ接合部を取り上げ、モーメントが作用した時の力学性能に関する既往の研究を解説する。

貫接合部は、柱材と梁材（貫材）を繋ぐ十字型の接合部で、Figure 2.1(a)のような形状をしている。柱材に長方形の貫通穴（貫穴）を設け、そこに梁材を差し込むことで構成される。さらに、貫穴の余剰部分に楔を打ち込むことで嵌合度を高め、初期支圧力を与えている（初めから圧力が掛かっている）。この接合部にモーメントが作用し、回転変形するような場合は、貫穴－楔、楔－梁材、梁材－貫穴間でそれぞれ繊維直交方向の部材がめり込み、加えて、接触部で摩擦が生じ、これらが耐力発現要因となっている（Figure 2.1(b)）。

ここで、貫接合部の力学性能に関して記す。貫接合部はその耐力発現をめり込みに依存しているため、たとえ大変形に至っても破壊せず、すなわち、靱性の高さが特徴的である。また、力学的特性値に関しては、梁材の樹種や断面寸法によって大きく異なるが、その回転剛性と降伏モーメントは式(2.1)、(2.2)により算出できる³³⁾。これは、稲山^{34), 35)}のめり込み理論（この理論に関する詳細は第4章で記す）を応用することで誘導されたものである。この算出方法では、Figure 2.2 に示すように、楔が無い貫接合部を想定しており、図の寸法パラ

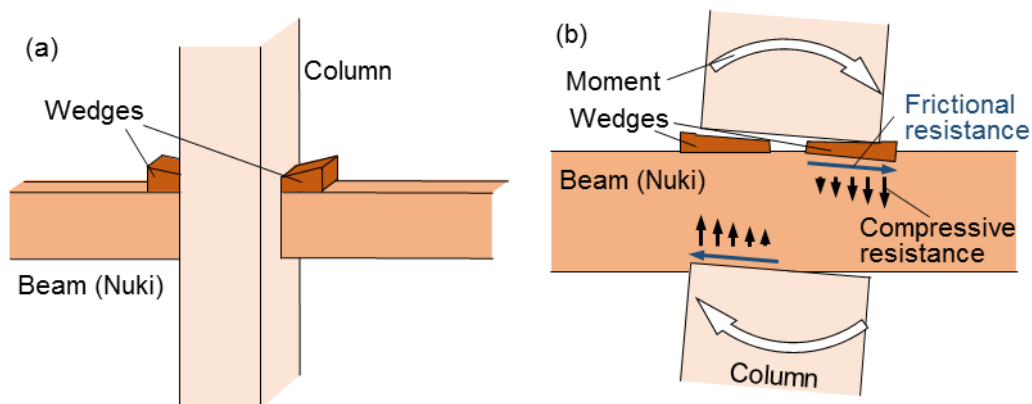


Figure 2.1 Beam-column “Nuki” joint. (a) Overall view of the joint. (b) Compressive and frictional resistances under moment.

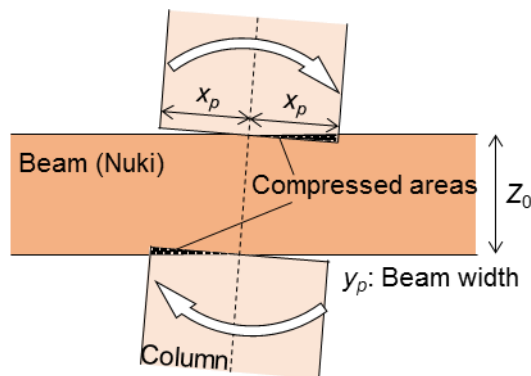


Figure 2.2 Size parameters for calculating “Nuki” joints’ properties by equations (2.1) and (2.2)³⁵⁾.

メータ (x_p : 柱材の幅の半分, y_p : 梁材の幅, Z_0 : 梁材の高さ), 横圧縮ヤング率 E_{\perp} (=繊維方向ヤング率/50), 繊維方向に対する繊維直交方向の置換係数 n , 縁端距離を無限大としたときのめり込み降伏応力度 F_m ($\approx 2.4 \times$ 長期許容めり込み応力度) を用いて, 次式で計算される.

$$\text{回転剛性 } K_R : \quad K_R = x_p^2 \cdot y_p \cdot E_{\perp} \left\{ \frac{x_p}{Z_0} \left(C_{xm} - \frac{1}{3} \right) + 0.5 C_{xm} \right\} \quad (2.1)$$

$$\text{降伏モーメント } M_y : \quad M_y = \frac{K_R \cdot Z_0 \cdot F_m}{x_p \cdot E_{\perp} \cdot C_{xm} \sqrt{C_{ym}}} \quad (2.2)$$

ただし,

$$C_{xm} = 1 + \frac{4Z_0}{3x_p}, \quad C_{ym} = 1 + \frac{4Z_0}{3ny_p}$$

ここで, 一般的な貫接合部の回転剛性, および降伏モーメントを示すことを目的に, 一例として, 断面 $120 \times 120 \text{ mm}$ の柱材と断面 $30 \times 90 \text{ mm}$ のスギ梁材 (貫材) を用いた貫接合部で両特性値を計算する. 用いられる特性値は $x_p=60 \text{ mm}$, $y_p=30 \text{ mm}$, $Z_0=90 \text{ mm}$, $E_{\perp}=150 \text{ MPa}$ (繊維方向ヤング率 $7.5 \text{ GPa}^{36)}$ の $1/50$), $n=5$, $F_m=4.7 \text{ MPa}$ (長期許容めり込み応力度 1.96 MPa^{37} の 2.4 倍) となり, 回転剛性 K_R は 53.1 kNm/rad , 降伏モーメント M_y は 0.66 kNm と計算される (Figure 2.3).

上記式は, 木材のめり込み設計基準に基づいて導かれたものであり, 例えば木質ラーメン架構の設計に用いられる. したがって, 貫接合部の力学性能を簡潔に知るうえで重要なものである. 一方で, 貫接合部の力学性能に関する研究はこれまで多く積み重ねられており, 上記式では考慮されていない事象に対しても理論的な考察が試みられており, 以下では, 既往の研究の紹介を通して, 考察のアプローチ方法, および得られた知見を解説する.

貫接合部の力学性能に関する先駆的な研究として, 坂³⁸⁾の研究が挙げられる. 彼は, 貫接

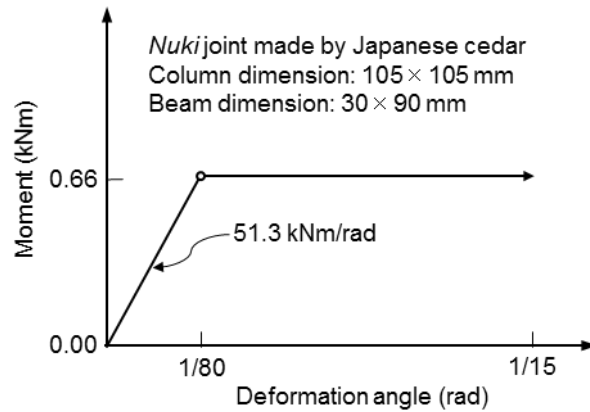


Figure 2.3 Moment behavior of “Nuki” joint (Species: Japanese cedar; column dimension 105×105 mm; beam dimension: 30×90 mm, as an example) calculated by equations (2.1) and (2.2).

合で構成された骨組構造物試験体を用いて力学試験を実施することで、貫接合部のモーメント抵抗性能を実験的に明らかにした。また、彼は貫接合部が回転変形する時、梁材は貫穴との接触によりめり込むが、この時のめり込み応力は放物線状に分布するとのモデルを仮定し、モーメント抵抗性能を計算した。なお、貫接合部の力学性能は多く研究されているが、この論文が理論解析的な研究の初めてのものである。その後、後藤^{39), 40)}によっても理論解析的な研究が行なわれた。彼らは貫接合部が回転変形する時のめり込み応力分布は、三角形状に分布すると考え、それに基づいて接合部のモーメントー変形角関係を定式化した。この三角形状に分布するという考え方は、貫接合部で生じるめり込み変形を幾何学的に捉えたものであり、現在に至っても多く用いられ、例えば先述の式(2.1), (2.2)でも採用されている。

実際の建築物中に見られる貫接合部では、Figure 2.1(a)のように、柱材に設けられた貫穴が梁材（貫材）よりわずかに大きく作られており、その隙間に楔が打ち込まれていることが多い。楔が打ち込まれていることで、接合部には初めから圧力（初期支圧力）がかかり、嵌合度が高まっている。このような貫接合部の力学性能は、楔は樹種や形状、打ち込み程度によって変化することが推察される。これに関して、Kato and Komatsu^{41), 42)}は貫接合部に用いる楔の樹種や形状の力学的最適化を試みた。彼らは、楔に作用する平均面圧応力が比例限度応力となるような打ち込み量が最適であると考え、この妥当性を力学試験により明らかにした。一方で北守ら⁴³⁾は、楔の打ち込み程度が接合部の力学挙動（モーメントー変形角関係）に及ぼす影響を理論解析的に研究した。彼らは始めに、この接合部が回転変形した際の耐力発現は、木材のめり込み抵抗と摩擦抵抗によるものと仮定し、両者を組み合わせて耐力発現モデルを構築した。その中に、楔の打ち込み程度（初期支圧力）をパラメータとして導入している。このモデルに基づいて理論を誘導し、モーメントー変形角関係の推定式を導いた。推定式の導出後は、式中の楔の打ち込み程度のパラメータを任意に変化させることで、

モーメントー変形角関係にそれが及ぼす影響を考察することができる。この方法により北守らは、楔を強く打ち込むほど、①小変形角から高い耐力（モーメント）を発揮すること、②降伏変形角が小さくなること、③大変形角時の耐力にはほとんど影響しないことを明らかにした。また、楔による初期支圧力は、Guan et al.^{44), 45)}によって詳細に解析されている。彼らは打ち込み時の初期支圧力の応力状態や、回転変形に伴う応力状態の変化を有限要素法（FEM）解析により明らかにした。この研究でも、貫接合部の力学性能における楔の打ち込み程度は初期剛性に大きな影響を与えることが示され、終局耐力にはわずかな影響であり、これは北守ら⁴³⁾の研究を裏付けるものとなった。一方、Chang et al.^{46), 47)}は、貫穴が梁材断面よりも大きいにもかかわらず、楔を用いない（すなわち、接合部に隙間がある状態）貫接合部の力学性能を理論解析的に研究した。この接合部は主に台湾で見られるものである。彼らはこの貫接合部の力学性能を解析するにあたって、めり込みと摩擦が作用する力学モデルを構築し、モーメントー変形角関係の推定式を理論的に誘導した。この推定式の妥当性が実験結果との比較により示されている。また、彼らはこの推定式を用いて、隙間の大きさと回転剛性の関係をシミュレーションしている。これによれば、隙間が存在すると回転剛性は低下するものの、隙間が小さい範囲ではその影響が小さいことが示された。一方、貫接合部が回転変形した際の、より詳細な（部分的な）変形を知るには、棚橋らの研究が有効であるように思われる。この研究を説明するにあたって、彼らが接合部の研究よりも以前に行なった、木材のめり込み理論に関する研究を紹介する。木材小試験体の全面に横圧縮力を作用させた場合と、めり込み力を作用させた場合では、一般的にめり込み時の方が高い性能（ヤング率など）を示す。これは、めり込み時には Figure 2.4 のように、余長部（直接載荷板が触れていない部分）でカーブ状の変形が起きるためとされており、この余長部での変形量に相当する抵抗力が付随するためと考えられている。したがって、木材のめり込み特性を把握するためには、この変形をいかに表現するかが重要となる。棚橋ら^{48), 49)}は地盤工学で用いられるパステルナーク・モデル^{50), 51)}を適用することで、この変形を表現することを試み、結果として Figure 2.4 の余長部でのカーブを指数関数曲線で表現している。なお、稲山³⁵⁾もこれを指数関数曲線で表現しており、両者の関数式は非常に似ている。稲山は観察に基づいて指数関数曲線を仮定したが、それに対して棚橋らは理論的にその関数式を導出した。それを踏まえると、棚橋らの研究^{48), 49)}は稲山の仮定を理論的に保証したと考えることができる。棚橋らが提案した理論では、この指数関数曲線の形状（カーブの緩急）を表現するために無次元特性値 γH という物性値を定義しており、これは力学試験より得ることができる。ここで得られた γH の値を検証することで、余長部での変形の形状を評価することができる。加えて棚橋ら⁵²⁾は、上記のめり込み理論を発展させることで、貫接合部のモーメントー変形角関係を定式化した。ここで、実験により得られたモーメントー変形角関係と提案式を比較

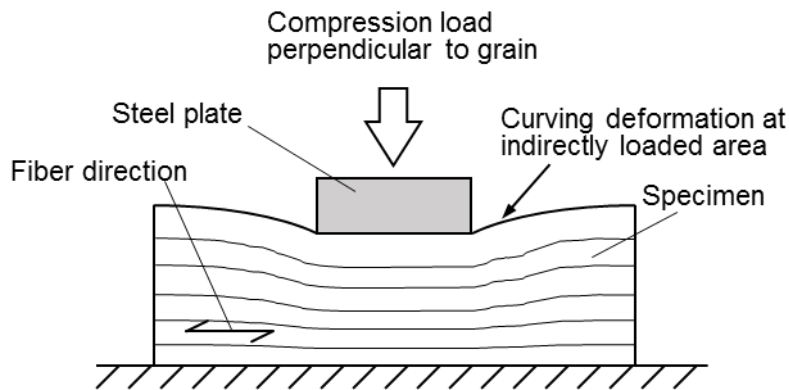


Figure 2.4 Curving deformation at indirectly loaded area under locally compression loading perpendicular to grain.

すると、両者が一致した時の γH の値は、Figure 2.4 のような試験で得られた値よりも大きくなった。 γH は特性値の性質として、値が大きくなるにつれて、余長部での変形が小さくなる（カーブが急になる）ことを意味しており、したがって、貫接合部のような回転めり込み時には、Figure 2.4 のようなめり込み変形（等変位めり込み変形）させたときよりも余長部での変形が小さいことが示唆された。

柱材－梁材を T 字型に繋ぐ接合方法として、ほぞ接合が多く用いられる。接合部は Figure 2.5 のようであり、柱材先端のほぞが、梁材のほぞ穴に差し込まれることで構成されている。モーメントが作用し、接合部が回転変形するような場合は、ほぞの側面とほぞ穴の側面が互いに接触し、すなわち、めり込みと摩擦により耐力を発現する。また、力学性能の向上を目的に、込栓（Figure 2.5）や鼻栓を用いることがあり、これらの場合は栓でせん断耐力が発現

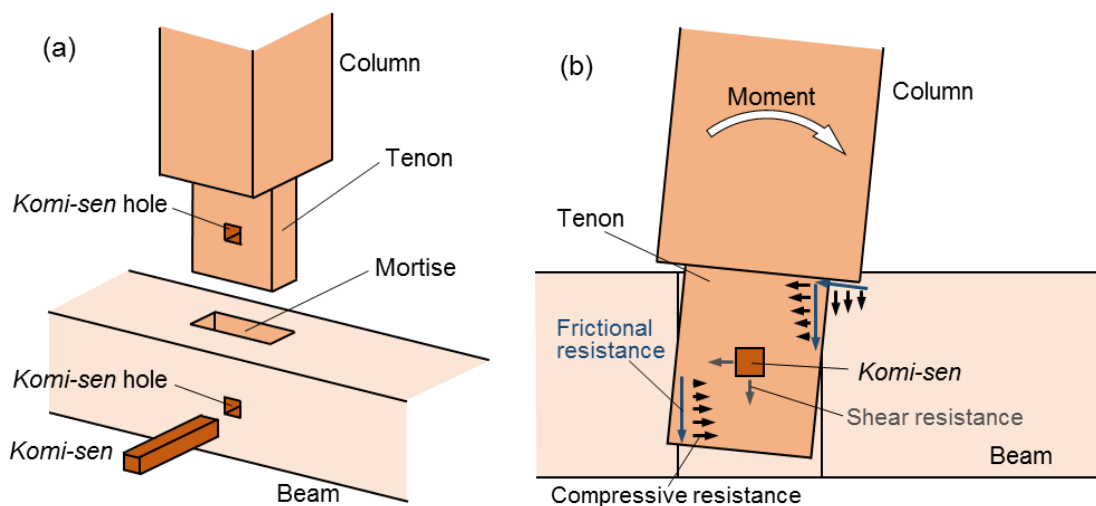


Figure 2.5 Beam-column Mortise and tenon joint. (a) Overall view of the joint. (b) Compressive, frictional and shear resistances under moment.

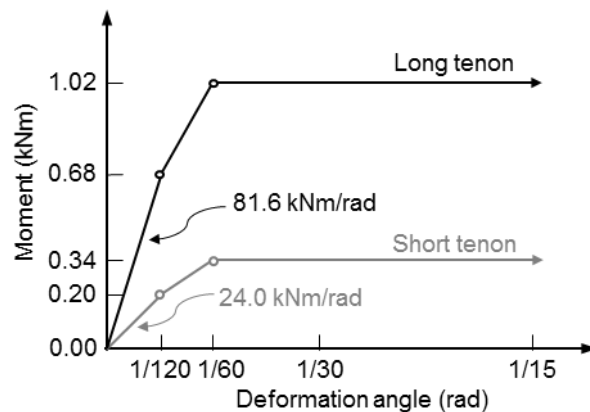


Figure 2.6 Moment behaviors of long/short mortise and tenon joints¹⁰⁾.

する。また、割楔を用いられることもあり、この場合には、ほぞ先端部（Figure 2.5 における下部）で初期支圧力が作用している⁵³⁾。

ここで、一般的なほぞ接合部の力学性能を示す。ほぞ接合部のモーメント性能に関する力学試験はこれまでも多く実施されており（例えば 54)~56)，それらの結果が「伝統構法を生かす木造耐震設計マニュアル」¹⁰⁾にまとめられている。文献 10) で示される内容に基づくと、柱材断面を 105×105～150×150 mm（柱材断面は力学性能に影響を及ぼすが、この範囲内ではほとんど影響しないとされている）、ほぞ断面を 30×90 mm、また、ほぞ長さを 120 mm（長ほぞ）と 60 mm（短ほぞ）に設定した場合、Figure 2.6 に示すモーメントー変形角関係が現れると示されている。変形角 1/120 rad 時のモーメントは長ほぞ、短ほぞでそれぞれ 0.68 kNm, 0.20 kNm であり、これに基づく初期剛性 81.6 kNm/rad, 24.0 kNm/rad が得られる。また、終局モーメント値はそれぞれ 1.02 kNm, 0.34 kNm となっている。なお、文献 10) では、柱材および梁材の樹種に関する情報は記されていない。一方で、ほぞ接合部では込栓等の補強具が用いられることがある。この効果を実験的に調べたものとして、坂田らの研究が挙げられる⁵⁷⁾。彼らは込栓を用いたほぞ接合部の力学性能を検証する際に、込栓が無い試験体との比較を行なっている。実験結果によれば、込栓を用いた試験体は、無い試験体と比較すると初期剛性が高くなっており、約 2 倍の違いがあった。この原因として、込栓が存在することにより、接合部の回転変形時に柱の浮き上がりが抑えられ、柱材コーナー部と梁材上面とのめり込みが早期に生じるために初期剛性が高くなったためと考えられる。しかしながら、最大モーメントはほぼ同等であった。坂田らの試験体において、ほぞ接合部の最大モーメントはほぞ根元の曲げ破壊で決まっており、したがって、込栓を用いても最大モーメントの向上にはならなかった。

モーメント作用下でのほぞ接合部の力学性能は多く研究されており、以下ではそれらを紹介する。ほぞ接合部が回転変形した際には、Figure 2.5(b)に示すように、ほぞ先端部一ほ

ほぞ穴壁面，ほぞ根元部－ほぞ穴壁面，柱材コーナ一部－梁材上面の3箇所接触し，めり込み変形が生じると推察される⁵⁸⁾．これを踏まえて，西村ら⁵⁹⁾は接合部が回転変形した時のほぞの応力状態を実験により測定した．彼らは，ほぞのあらゆる箇所にひずみゲージを貼付した状態で接合部を回転変形させ，応力が集中する箇所を特定した．加えて，彼らは力学解析のモデルに要求される特性をまとめている．これを踏まえて，ほぞ接合部の力学性能に関する理論解析が試みられた．例えば，佐久間ら^{60), 61)}は，ほぞ接合部が回転変形する際に生じるめり込み抵抗や摩擦抵抗を，バネを用いてモデル化し，接合部の荷重－変形角関係を導いている．また，接触部でのめり込み抵抗算出時は稲山のめり込み理論^{34), 35)}に基づいてバネ構成則を築き上げている．一方，入江ら⁶²⁾はほぞ接合部回転変形したとき，実際の仕口では面同士が接触することから，めり込み抵抗力の算出にはバネではなく，応力分布に基づくと考えた．この考えのもと，彼らは接合部のモーメント－変形角関係の解析を行なっている．また，坂田ら^{57), 63)}は，ほぞ接合部が回転変形する場合のモーメント－変形角関係を理論的に導出した．彼らは，ほぞ接合部は回転変形することで，Figure 2.5(b)で示すように，①ほぞ穴側面の接触によるほぞ先端部でのめり込み，②同様にほぞ根元部でのめり込み，③柱材コーナ一部による梁材上面へのめり込み，④上記3つのめり込みに伴う摩擦，⑤込栓がある場合は込栓のせん断の5つが生じるとした．これら5つの耐力発現要因に対して，それぞれ耐力値の計算式を提案した．これら個別の耐力計算式は，接合部における力やモーメントの釣合式中に代入され，この釣合式を解くことで接合部のモーメント－変形角関係を定式化した．坂田らの理論解析結果は，実験結果と概ね一致したものであり，ほぞ接合部の力学性能を解析的に推定する手段として有効なものであった．一方，榊井ら⁶⁴⁾は，実際のほぞ接合部のモーメント抵抗性能を調べる力学試験では繰返し負荷法を採用することが多いことから，この時の履歴特性を表現できるモデルが必要と考えた．解析にあたって彼らは，仕口接触部の木材のめり込み特性と摩擦特性を考慮した解析モデルを構築し，これに基づく変位増分解析法を提案することで，繰返し負荷時の履歴特性を表現した．

2.2 梁材－梁材接合部の力学性能

軸組構法では，梁材をはじめとした水平部材同士を繋ぐ接合部が多く見られる．このような接合部は水平構面内で用いられる．中でも，渡りあご接合部はモーメントに抵抗することができることため，構面内のせん断性能の確保に貢献している．本節では，梁材－梁材接合部として渡りあご接合部を取り上げ，モーメントが作用した時の力学性能に関する既往の研究を解説する．

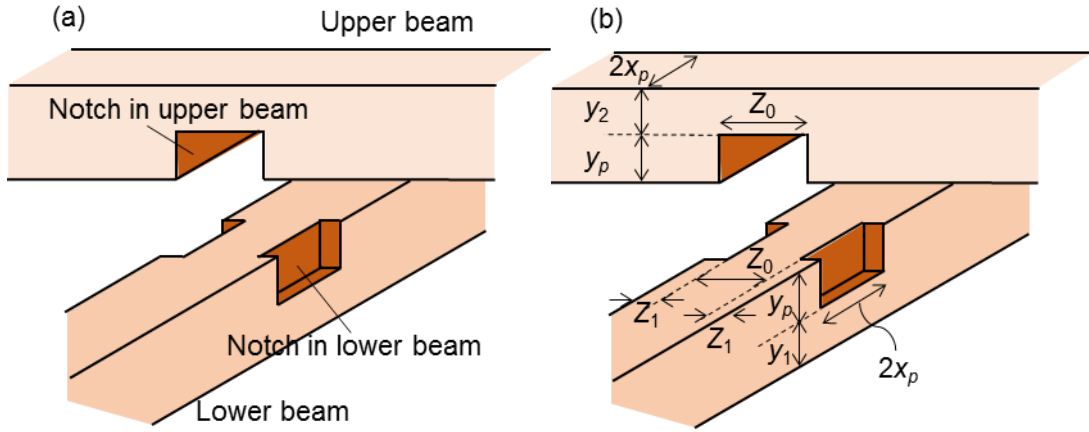


Figure 2.7 Beam-beam “Watari-ago” joint. (a) Overall view of the joint. (b) Size parameters for calculating *Watari-ago* joint’s properties by equations (2.3), (2.4) and (2.5)³⁵⁾.

渡りあご接合部とは、Figure 2.7 に示すように、直交する梁材の切欠き同士が嵌め合わさることで構成されている。主に建築物中の床や天井・小屋組み中に用いられ、水平構面の面内せん断性能の確保を担っている。風や地震などを建築物が受けた場合には、渡りあご接合部は回転変形し、その際に仕口同士の噛み合わせにより耐力を発現する。

この接合部のモーメントに対する力学性能に関して、実験的な研究がこれまでも実施されている。例えば小原ら⁶⁵⁾⁻⁶⁷⁾や定成⁶⁸⁾は、様々な樹種・切欠き寸法の渡りあご接合部試験体を用意し、力学試験を実施することで力学性能を調べた。彼らによれば、供試材がスギの場合よりもヒノキの場合の方が、回転剛性が増加すること（横圧縮弾性係数の違いによる）、また、切欠き深さ（Figure 2.7(b)における y_p ）が大きいほど回転剛性が増加することを明らかにした。

渡りあご接合部は切欠き嵌合部でのめり込みを主な耐力発現要因としていることから、前節の貫接合部と同様に、稲山のめり込み理論を応用させることで、回転剛性と降伏モーメントが計算できる。計算式は文献 33) で紹介されており、Figure 2.7(b)で示す寸法パラメータ、および、前項と同様に E_{\perp} , n , F_m を用いて次式で計算される。

回転剛性 K_R :

$$K_R = \frac{x_p^3 \cdot y_p \cdot C_{y1} \cdot E_{\perp}}{Z_0} \left(C_{xm} - \frac{1}{3} \right) + \frac{y_p \cdot C_{y2} \cdot E_{\perp}}{3} \left\{ (Z_0 + 2Z_1)^2 + \frac{Z_1}{x_p} \left(\frac{3Z_0^2}{4} + \frac{3Z_0Z_1}{2} + Z_1^2 \right) \right\} \quad (2.3)$$

$$\text{降伏モーメント } M_y : \quad M_y = K_R \cdot \theta_y \quad (2.4)$$

ここで、式(2.4)中の降伏モーメント θ_y は、

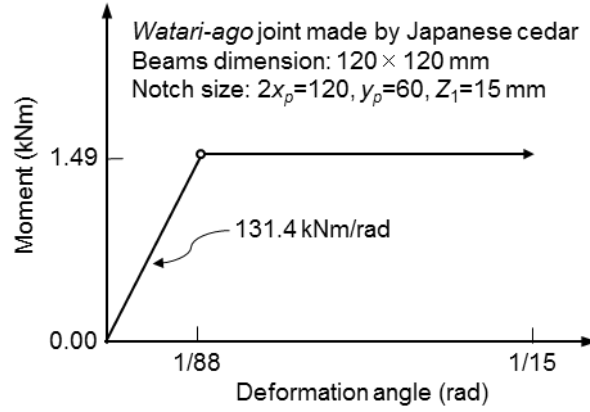


Figure 2.8 Moment behavior of “Watari-ago” joint (Species: Japanese cedar; beams dimension: 120×120 mm; Notch size: $2x_p=120$ mm, $y_p=60$ mm, $Z_1=15$ mm, as an example) calculated by equations (2.3), (2.4) and (2.5).

降伏変形角 θ_y :
$$\theta_y = \min(\theta_{ya}, \theta_{yb}) \quad (2.5)$$

$$\theta_{ya} = \frac{Z_0 \cdot F_m}{x_p \cdot E_{\perp} \cdot C_{xm} \sqrt{C_{y1} \cdot C_{ym}}}$$

$$\theta_{yb} = \frac{4x_p \cdot F_m}{(Z_0 + 2Z_1) \cdot E_{\perp} \cdot C_{zm} \sqrt{C_{y2} \cdot C_{ym}'}}$$

ただし,

$$C_{y1} = 1 + \frac{2Z_0}{3ny_p} \left\{ 1 - \exp\left(-\frac{3ny_1}{2Z_0}\right) \right\}, \quad C_{y2} = 1 + \frac{2Z_0}{3ny_p} \left\{ 1 - \exp\left(-\frac{3ny_2}{2Z_0}\right) \right\}$$

$$C_{ym}' = 1 + \frac{8Z_0}{3ny_p}, \quad C_{zm} = 1 + \frac{16x_p}{3(Z_0 + 2Z_1)}$$

ここで、一般的な渡りあご接合部の回転剛性、および降伏モーメントを示すことを目的に、一例として、断面 120×120 mm の 2 本のスギ梁材で接合部を構成し、切欠き形状を $x_p=60$ mm, $y_p=60$ mm, $y_1=60$ mm, $y_2=60$ mm, $Z_0=90$ mm, $Z_1=15$ mm とする。 $E_{\perp}=150$ MPa（繊維方向ヤング率 7.5 GPa³⁶⁾ の 1/50）、 $n=5$, $F_m=4.7$ MPa（長期許容めり込み応力度 1.96 MPa³⁷⁾ の 2.4 倍）を用いると、回転剛性 K_R は 131.4 kNm/rad, 降伏モーメント M_y は 1.49 kNm（降伏変形角 θ_y は 0.0113 rad）と計算される（Figure 2.8）。ただし、戸田⁶⁹⁾の研究によれば、式(2.3)で得られる回転剛性は、実験で得られる値よりも上側（すなわち、危険側）、式(2.4)で得られる降伏モーメントは下側（安全側）の傾向にあることが示されている。

2.3 軸材料一面材料接合部の力学解析

木質軸組構造において、軸材料である木材（素材）と面材料の接合は多く、例えば面材張り耐力壁に見ることができる。この接合は一般的に釘着接合を用いられていることが多く、面材張り耐力壁に関すると、軸材料一面材料のスリップ変位を釘着接合のせん断抵抗によって抑制している。釘着接合部のせん断性能に関する研究は古くから行なわれている。実験的な内容に関して、例えば辻井ら⁷⁰⁾の研究が有名である。彼らは許容耐力値の計算式を提案することを目的に、スギ材やマツ材を供試材として釘着接合部のせん断試験を実施した。彼らが提案した式によれば、繊維に平行方向に作用したせん断によって Figure 2.9(a) のような釘の引き抜けが生じる場合では、釘 1 本あたりの許容耐力は素材の圧縮強度と釘径を基に算出されるとしている。現在でも、木質構造設計規準⁷¹⁾では辻井らの提案式に基づいて、釘 1 本当たりの長期許容せん断耐力 P_a （単位：N）は以下の式が定められている。

$$P_a = k \cdot d^{1.8} \quad (2.6)$$

ただし、 k は樹種グループによる係数であり、J1 グループ（ベイマツ、カラマツなど）では 39.6、J2 グループ（ベイヒ、ヒノキなど）では 35.6、J3 グループ（スプルース、スギなど）では 31.0 が定められている。また、 d は釘径（単位：mm）である。なお、短期許容耐力は、式(2.6)で求めた値の 2 倍で求められ、これは変位 10 mm の耐力の下限值に対し、安全率 2 が確保されたものとなっている。一方、側板が合板などの木質面材料であり、かつ、合板の密度が低く、母材（木材素材）の密度が高く、合板が薄く、釘が太い場合には、Figure 2.9(b) で示すような釘頭部が側板を貫通する破壊（パンチングシア）が生じる場合がある。このような場合では、式(2.6)による長期許容せん断耐力が適さない。これを踏まえて神谷ら⁷²⁾は、様々な厚さ・密度の合板を側板とした合板一木材素材の釘着接合部せん断試験を実施した。試験結果をまとめることで、最大荷重を推定する実験式を導いており、この式によれば、合板の密度、合板の厚さ、釘頭部の直径をパラメータとして、パンチングシア時の最大耐力を

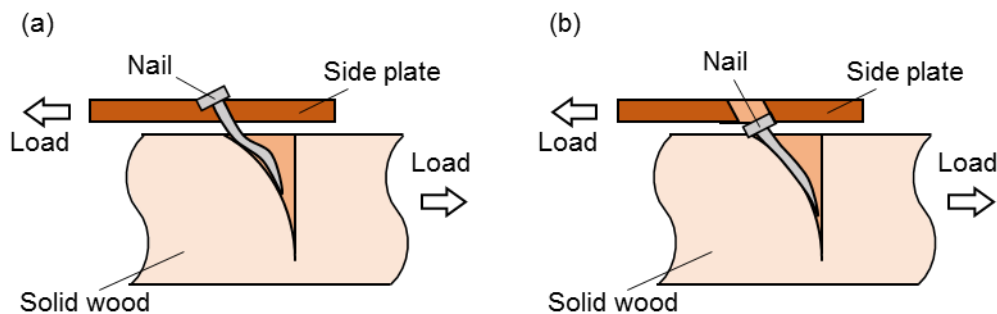


Figure 2.9 Failure modes of nailed joint under shear load. (a) Pull-out. (b) Punching shear.

求めることができる．ここで提案された式にもとづいて，現在では式(2.7)によりパンチングシア時の長期許容せん断耐力 P_a (単位：N) が求められる⁷¹⁾．ここで， ρ_p は合板の密度 (単位：g/cm³)， t は合板の厚さ (単位：mm)， d_h は釘頭部の直径 (単位：mm) である．

$$P_a = 6.5 \cdot \rho_p^{1.5} \cdot t^{0.75} \cdot d_h^{1.7} \quad (2.7)$$

釘着接合部の耐力発現に関する理論的な研究が行なわれており，例えば Meyer⁷³⁾は，釘着接合部の耐力は，釘に作用する曲げ力と引張力の和で表現できるとしており，接合部の耐力性能を理論的に誘導している．また，坪井ら⁷⁴⁾はこの理論に実験的な検証を加えた．一方 Foschi⁷⁵⁾は，同接合部の荷重－スリップ変位関係を，釘の曲げ性能と母材（木材素材）の抵抗性能の和で表現できると考え，弾塑性挙動の理論的推定式を導いた．この推定式の妥当性を実験的に検証したところ，試験結果と推定結果は概ね良い一致を示しており，推定式の妥当性が示された．

このような釘着接合部は建築物で用いられるため，長期荷重に対する力学性能は大きな関心事となる．これに関して，有馬ら⁷⁶⁾の研究が挙げられ，彼らは長期せん断力を接合部に作用させ，最大荷重の 30% 以下の条件では，スリップ変位量は時間経過後もほぼ一定になり，かつ，その値は負荷直後の値の約 2 倍であることを明らかにしている．また，Jang et al⁷⁷⁾，⁷⁸⁾は釘着接合部のせん断に関するクリープ挙動を実験的に調べるとともに，負荷時間の増加に伴ってスリップ変位量が増大する挙動を，スプリングとダッシュポットを用いた粘弾性モデルで表現している．

また，建築利用では動的な荷重も想定され，これに対する力学性能の把握も大きな関心事である．これに関する実験的な研究は試みられており，Gromala⁷⁹⁾は合板をはじめとした様々な構造用木質面材料を側板として釘着接合部試験体を用意し，それに繰返し動的荷重を作用させ，実験結果をまとめている．これによれば，静的強度の 20% 以下のストレスレベルでは，繰返し負荷による履歴の影響はほとんど無視できる．Soltis and Mtenga⁸⁰⁾は変位制御による繰返し動的荷重を与える試験を実施しており，小変形の条件下において，繰返し負荷回数が少ない範囲では負荷履歴の影響はほとんど無いことが示された．一方，若島ら^{81)–83)}は，釘着接合部に繰返しせん断負荷を与え，負荷履歴に伴うエネルギー吸収能の変化を測定した．一定荷重制御あるいは一定変位制御条件下では，エネルギー吸収能は収束する傾向を明らかにした．加えて，弾性床理論を適用することで，荷重－スリップ変位関係の履歴曲線を理論的に表現することを試みた．また，Chui et al⁸⁴⁾は，繰返し負荷による釘着接合部の荷重－スリップ変位曲線を FEM 解析に基づき再現した．一方，Jang et al⁸⁵⁾は疲労特性を調べており，この研究によれば，除荷時のスリップ変位回復量と疲労寿命はべき関数の関係にあることが実験的に示された．また，試験開始から疲労破壊に至るまでのスリップ変位量の経

時変化を調べており、結果によれば、試験開始直後ではスリップ変位量が急激に増大するが、その後では増大がし難くなっていき、破壊直前になると、また急激な増大が見られることが明らかになった。Tokuda^{86), 87)}は釘着接合部の疲労試験で得られたデータを基に、面材張り耐力壁が疲労破壊する際の疲労寿命および疲労限度を推定した。この研究によれば、静的最大荷重の 30～35%が疲労限度と推定され、また、それを壁体の変形角に換算すると $1/300 \sim 1/400$ rad 程度であることが示された。また、Li et al⁸⁸⁾は釘を用いた木質接合部のせん断疲労試験を実施し、この接合部が疲労破壊に至るまでのせん断性能の変化を報告した。それによれば、疲労試験の初期と破壊直前で、繰返し負荷数の増加とともに、負荷 1 回あたりの損失エネルギーが増加した。さらに彼らは、エネルギー論的考察により接合部の疲労寿命の予測式を提案した。

軸材料一面材料の釘着接合は、木造建築物において面材張り耐力壁に見られ、特に、在来軸組構法や枠組壁構法の建築物に多く用いられている。柱材や梁材などから構成される軸組フレームに対して、Figure 2.10 に示すように、軸組フレームを覆うように面材を張り付けることで耐力壁が成り立っている。この耐力壁では、軸材料一面材料のスリップ変位を釘着接合のせん断抵抗によって抑制している。

面材張り耐力壁の力学性能（ここでは、面内せん断性能）を調べる実験はこれまでに多く試みられている（例えば 89)~91)）。ここで得られた知見を基にして、現在は定まった試験法や、壁倍率の算出方法が定められており、試験実施方法に関する解説は青木による連載^{92)~95)}に詳しく記されている。多くの力学試験結果を踏まえて、面材張り耐力壁の壁倍率は以下のように定められている。例えば、面材料に配向性ストランドボード（OSB）を用いる場合や、厚さ 5.0 mm 以上の構造用合板を用いる場合には、壁倍率 2.5 が与えられている（ただし、釘ピッチが 150 mm 以下）。また、厚さ 7.5～9.0 mm の JAS 一級構造用合板、あるいは厚さ 9.0 mm

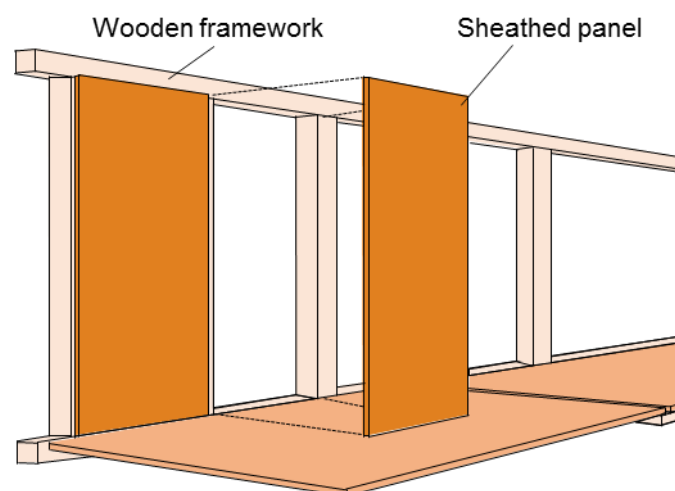


Figure 2.10 Panel-sheathed shear wall

以上の JAS 二級構造用合板が用いられる場合には壁倍率 3.0 が与えられ、厚さ 9.0 mm 以上の JAS 一級構造用合板を用いる場合には壁倍率 3.5 が与えられる。面材張り耐力壁は、上記のように高壁倍率であり、かつ施工が容易なこともあって、現在の木造住宅に多く採用されている。

面材張り耐力壁の面内せん断性能が力学試験により明らかになる一方で、耐力性能予測に関する既往の研究が行なわれてきた。Tuomi and McCutcheon⁹⁶⁾の論文が理論的解析の先鞭を付けたものとしてよく知られている。彼らは釘接合の面材張り耐力壁が面内せん断変形した時の面材－軸組間のスリップに、釘接合のせん断性能を適用することで、耐力壁の最大耐力を推定する方法を導いた。彼らの研究を受けて、多くの研究者が釘接合による面材張り耐力壁の力学挙動の理論的な推定を試みた。Itani et al⁹⁷⁾は、釘接合のせん断性能をパラメータとして、耐力壁の剛性を算出する式を示した。一方、Hirashima⁹⁸⁾や Easley et al⁹⁹⁾、McCutcheon¹⁰⁰⁾、Schmidt and Moody¹⁰¹⁾は釘接合部の荷重－変位関係の非線形挙動を反映することで、耐力壁の荷重－変形角関係における非線形力学挙動を理論的に推定している。神谷¹⁰²⁾は、これらの簡易的な表現手法も提案しており、彼の提案方法によれば、釘 1 本あたりのせん断荷重－スリップ変位のグラフを得ると、軸のスケールを変更するだけで耐力壁の荷重－変形角関係を推定することができる。この方法は、計算機すら必要無い、極めて簡便な方法として良く知られている。また、これ以降の研究では壁体構成要素の詳細な変形も反映した力学挙動解析が試みられるようになっていく。上記の研究では軸組を剛体としているが、Gupta and Kuo¹⁰³⁾は軸組の曲げ変形も考慮して、面材張り耐力壁の荷重－変形角関係の導出を行なっている。Dolan and Foschi¹⁰⁴⁾は、たとえ面内せん断力下でも、面材料は面外変形を生じていることに着目し、この様子を有限要素法により解析した。彼らの研究によれば、この解析により面材張り耐力壁が面内せん断負荷を受けたときの実際の現象を反映することができ、かつ、耐力壁の荷重－変形角関係を精度良く推定できるとされている。また、Källsner and Girhammar¹⁰⁵⁾は軸組が基礎に緊結された場合の面材耐力壁の非線形挙動を導出している。これらの研究では、面材内周に釘着接合が配列されていることを想定しているものが多いが、実際の施工では必ずしもそのようになるとは限らない。それを踏まえて村上ら¹⁰⁶⁾は、面材中で任意に釘着接合が配列された場合での耐力壁の荷重－変形角関係を計算する式を導いている。

このような静的荷重条件における面内せん断性能が研究される一方で、動的な荷重に対する面内せん断性能も研究されている。今西ら¹⁰⁷⁾は面材張り耐力壁試験体に繰返し面内せん断力（変位制御、1000 回の負荷回数）を作用させ、負荷履歴にともなうせん断性能の変化を調べた。例えば、負荷回数が増加するにつれて、最大せん断耐力が対数的に減少することを報告している。さらに、White and Dolan¹⁰⁸⁾は、動的荷重下における非線形挙動を表現す

る有限要素解析プログラムを構築しており、これによれば、耐力壁の変形や粘弾性などを計算することができる。Li et al¹⁰⁹⁾はこのような耐力壁の動的な力学性能に関する有限要素モデルを発展させ、面材張り耐力壁で構成される木造軸組構造物の耐震性能を解析的に明らかにした。彼らは振動台実験を実施し、実験により得られる結果と、有限要素法解析によって得られる結果が一致することを確認した。

面材張り耐力壁は、容易な施工により高耐力性能を確保できることから、世界中で多く用いられている。しかしながら、軸組フレームを面材料で覆うために密閉性が高まりすぎることや、間取りにおける多様性（動線の確保や窓の配置）が制限されることなどがしばしば見られる。このような問題の解決を図ったものに、例えば佐々木ら¹¹⁰⁾の研究が挙げられる。彼らは面材張り耐力壁の耐久性向上策の一つとして、面材に孔を空けることで壁内の換気を図ることを考えた。面材に孔が存在することにより、耐力壁のせん断性能が低下することが想定され、彼らはそれを実験的に調べた。これによれば、孔あき合板を用いた場合は孔無し合板と比較して、例えばせん断許容耐力が16%低下することが示されている。また、たとえ孔あき合板を用いたとしても、耐力壁の力学挙動は、既往の手法¹⁰²⁾により推定可能であることを確認している。一方、開口部（窓や扉を想定）が設けられた面材張り耐力壁がニーズの高まりを受けるようになり、例えばYasumura et al.¹¹¹⁾は、種々の開口部を有する面材張り耐力壁の試験体の力学試験を実施し、そのせん断性能を調べている。この研究によれば、開口係数（壁体において開口部が占める割合）が大きくなると、せん断耐力比（開口有と開口無の耐力壁での耐力比；値が大きいと開口による耐力低下が大きいことを意味する）も大きくなり、両者の間には曲線的な関係があること、また、この関係は開口部の形状に拠らずに同一曲線で与えられることを明らかにした。さらに杉山ら¹¹²⁾⁻¹¹⁴⁾は、無開口面材張り耐力壁での知見を発展させ、このような開口部を有する面材張り耐力壁の力学挙動を推定している。

第3章 柱材－梁材接合部（ほぞ接合部）の力学挙動解析

3.1 はじめに

ほぞ接合部は、木造軸組構法において、柱材と梁材を繋ぐ際に多く用いられる T 字型の接合部であり、例えば Figure 3.1(a)のような箇所で用いられている。ほぞ接合部は Figure 3.1(b)のような形状をしており、柱材先端のほぞが梁材のほぞ穴に差し込まれることで構成されている。建築物に地震・台風などの水平力が作用すると、ほぞ接合部にはモーメントが作用し、回転変形する。ほぞ接合部のモーメント抵抗性能に関して実験的な把握がこれまでも試みられており^{54)-56), 58)-60)}、これらのような実験結果を踏まえて、力学挙動を理論的な解析が行なわれている^{57), 59)-64)}。

このように、ほぞ接合部のモーメント抵抗性能に関して実験的、あるいは解析的な研究例は多くある。しかしながら、現存する建築物中のほぞ接合部は、仕口が木材の収縮や負荷履歴などで接合部に隙間が生じるケースが多くある。接合部で隙間が生じると、部材同士の接触が不十分となり、力学性能が低下することが予想される。このことは、棚橋ら¹¹⁵⁾が実験により確かめている。彼らは建築後 118 年の寺院客殿（長野県長野市）、60 年の古民家（広島県福山市）が解体される際に、柱材－梁材から成るほぞ接合部を採取し、それらを試験体としてモーメント抵抗性能を調べた。これにより得られたモーメント－変形角関係（包絡線）の一例を Figure 3.2 に示す。なお、この図は文献¹¹⁵⁾を基に筆者が作成したものであり、図の結果は、長ほぞ（ほぞ長さが 100 mm 以上）の試験体のみを記している。これによれば、最大モーメントが 1.0 kNm を上回っており、「伝統構法を生かす木造耐震設計マニュアル－限界耐力計算による耐震設計・耐震補強設計法」¹⁰⁾で示されている最大モーメントが 1.02

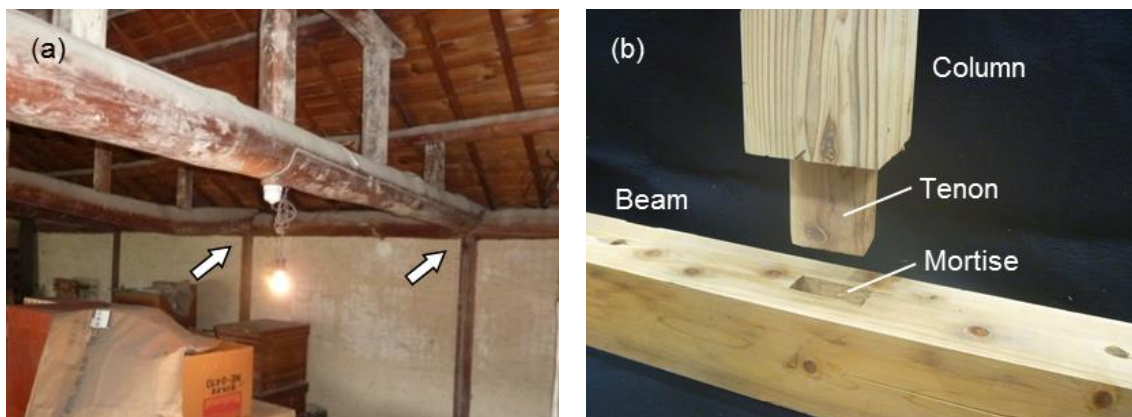


Figure 3.1 (a) Mortise-tenon joints in wooden buildings. (b) Shape of mortise-tenon joint.

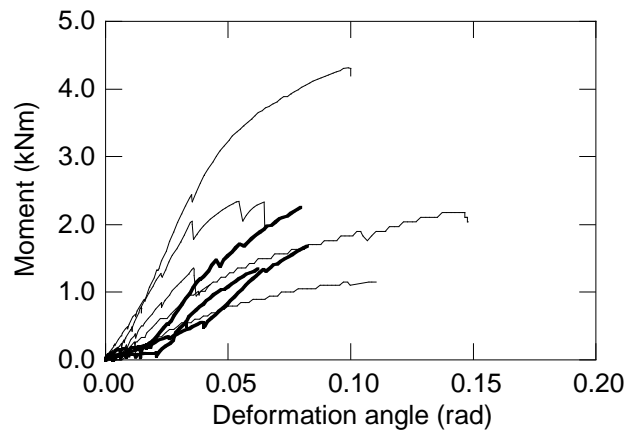


Figure 3.2 Moment-deformation angle relationships of the mortise-tenon joints removed from old wooden buildings¹¹⁵⁾.

kNmであることを鑑みると、構造物中の耐力要素として役割を果たせることが示唆され、この接合部を継続利用できる可能性が現れる。しかしながら、小変形角域（ ~ 0.02 rad 程度）に注目すると、一部の試験体（図の太線で示された試験体でより顕著）で十分なモーメントが発現されていない様子が見受けられる。回転変形が始まってすぐにはモーメントを発現せず、ある程度の変形に至ってから剛性の立ち上がりが見られる。

小変形角域でモーメントの発現が不十分であった原因として、ほぞ幅方向の嵌合度の低さが考えられる。ほぞ幅とほぞ穴の幅は、同じであることが望ましいが、Figure 3.3 に示すように、ほぞ幅がほぞ穴の幅わずかに小さく、そのため、ほぞーほぞ穴間に隙間（図の斜線

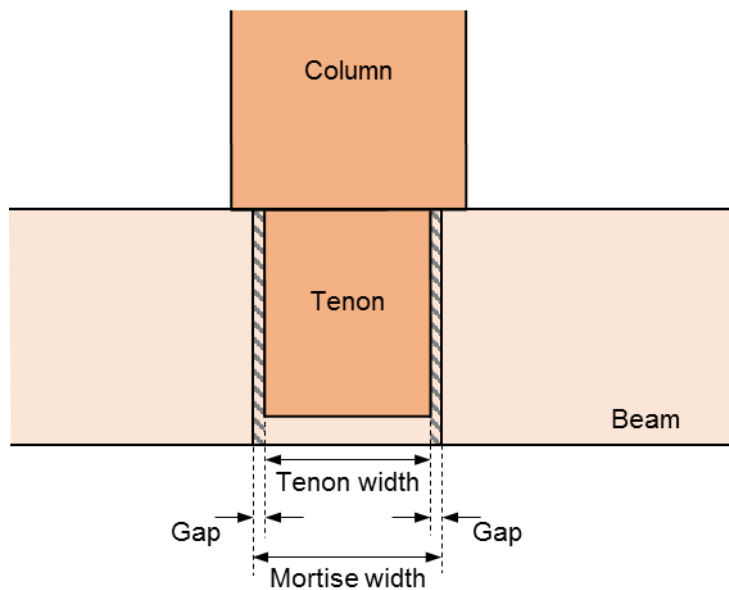


Figure 3.3 Existence of gaps due to smaller tenon width than mortise width.

部)が生じていると考えられる。ほぞ幅が小さいために隙間が生じた原因としては、①接合部加工を行なった大工の技術のほか、②長期利用における木材の収縮、③過去に災害などを受けた際の荷重(変形)履歴などが考えられる。このように、実際の構造物中に用いられているほぞ接合部は、嵌合度が低い可能性がある。先述の通り、嵌合度が低いと力学性能が低下することが予想され、その低下の程度を把握することは重要である。そこで本章では、嵌合度の低さを考慮に入れて、ほぞ接合部の力学挙動を解析した。

3.2 力学挙動の推定

3.2.1 力学モデル

本研究では、嵌合度を考慮に入れて、ほぞ接合部の力学挙動を理論的に誘導した。これは、木材のめり込み応力-ひずみ関係を用いて、接合部のモーメント-変形角関係を推定するものである。推定式を誘導するにあたって、ほぞ接合部の寸法を Figure 3.4 に示すように記号化した。ここで、 h_c と b_c は柱材断面に関わる寸法、 h_b と b_b は梁材断面に関わる寸法を示している(ともに四角形断面)。ほぞの厚さを b とし、長さを l とした。なお、ここではほぞ長さ l は梁材の高さ h_b よりも短い、あるいは同じものとした($l \leq h_b$)。また、幅方向寸法に関すると、ほぞ穴の幅を h とし、ほぞの幅はそれよりも g 小さく、 $h-g$ とした。すなわち、ほぞ-ほぞ穴間には g の隙間が存在することになり、また同時に、この g がほぞ接合部の嵌合度を表すパラメータとなっている。

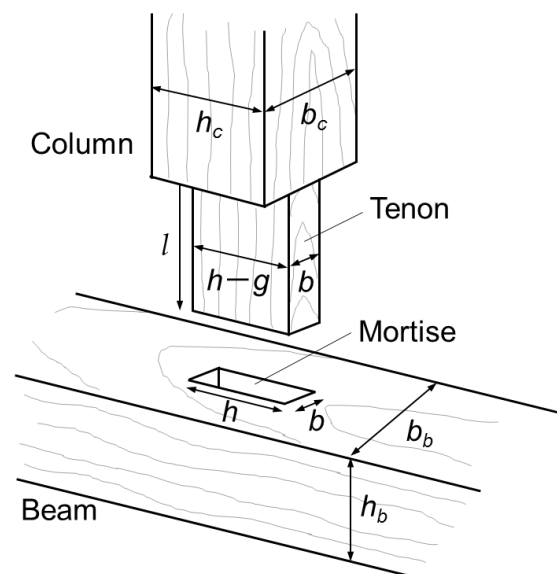


Figure 3.4 Size parameters of a mortise-tenon joint for the derivation.

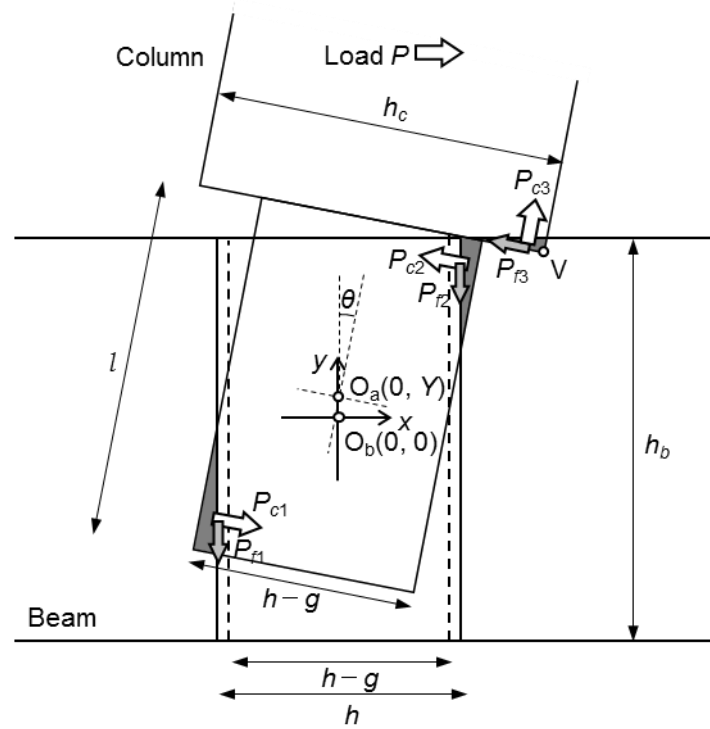


Figure 3.5 Geometrical modeling of deformation at mortise and tenon joint. The joint deformed at deformation angle θ of column due to external force P . Partial compressive deformation are represented with the gray parts. Partial compressive and frictional resistance is represented with white and gray allows, respectively.

ほぞ接合部が水平方向の外力 P により柱が変形角 θ となるまで回転した様子を Figure 3.5 に示す。ここで、ほぞーほぞ穴間の隙間 g は、両側で等間隔に ($g/2$ ずつ) 存在すると仮定した。力学モデルでは、繊維直交方向にのみめり込み変形が生じるものとし、それを灰色部で示す。これらの箇所では白矢印 P_{c1} , P_{c2} , P_{c3} のようにめり込み抵抗力が発現し、また、灰色矢印 P_{f1} , P_{f2} , P_{f3} のように摩擦抵抗力が発現している。

ほぞ接合部の変形の様子を、Figure 3.5 に示すように、 xy 平面座標上に幾何学的にモデル化した。このモデルでは、接合部の回転中心は常にほぞの図心にあると仮定した。したがって、変形前は点 O_b (ここを xy 平面座標における原点とする) が回転の中心となる。変形が進むにつれて、柱材は点 V を支点にして浮き上がると仮定し、これに伴って回転の中心は点 O_a に移動するものと考えた。この移動は y 軸上で起こるものとし、その移動距離 Y は点 V (柱材コーナー部) を支点にした浮き上がり量として求めた。ここで梁材がめり込まれることによる点 V の移動はわずかであるために無視すると、式(3.1)の通りに表現される。

$$Y = \frac{h_c}{2} \sin \theta \quad (3.1)$$

なお、実際には回転の中心は x 方向にも移動するが、その移動量は y 方向と比べるとわずか

であることが確認されているため¹¹⁶⁾，ここでは無視した．

3.2.2 りり込み抵抗力和摩擦抵抗力

次に，Figure 3.6 から柱材が θ ほど傾いた時のほぞの幾何学的な配置を考える．ここで，接合部を構成する 8 本の直線（Lines 1-8）と，8 つの交点 A-H を考えた．まずは点 O_b を原点とする xy 平面座標において，それぞれの直線を表す一次関数式を導いた．Line 1 は傾き $-\tan\theta$ であり，また， y 軸切片は $l/(2\cos\theta)+Y$ であるため，直線式は式(3.2)のようになる．

$$\text{Line 1: } y = -\tan\theta \cdot x + \frac{l}{2\cos\theta} + Y \quad (3.2)$$

同様に残りの直線（Line 2-8）も幾何学的な関係に基づいて以下の関数式で表現した．

$$\text{Line 2: } y = -\tan\theta \cdot x - \frac{l}{2\cos\theta} + Y \quad (3.3)$$

$$\text{Line 3: } y = \frac{1}{\tan\theta} x - \frac{h-g}{2\sin\theta} + Y \quad (3.4)$$

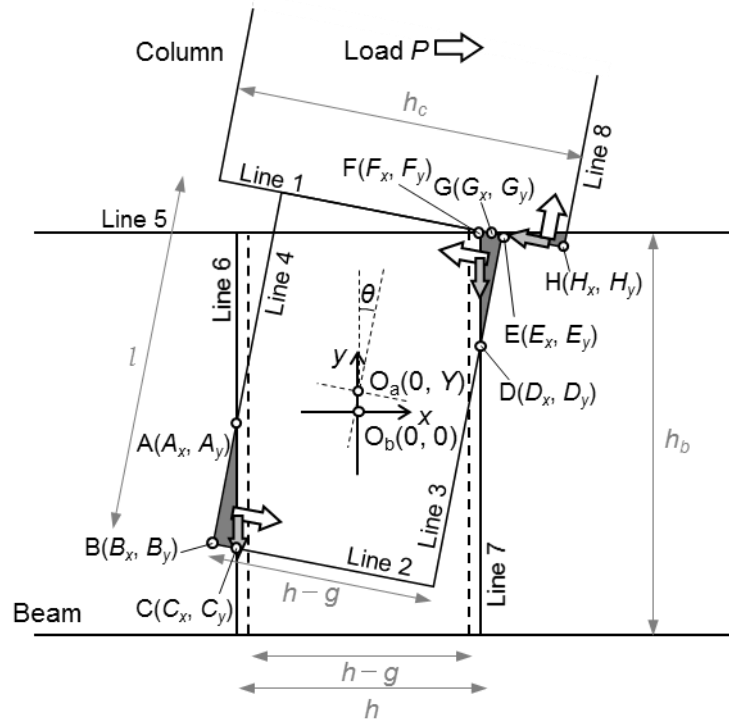


Figure 3.6 Geometrical modeling of mortice-tenon joint. Lines 1-8 and Intersections A-H are defined for presenting the arrangement.

$$\text{Line 4: } y = \frac{1}{\tan \theta} x + \frac{h-g}{2 \sin \theta} + Y \quad (3.5)$$

$$\text{Line 5: } y = \frac{l}{2} \quad (3.6)$$

$$\text{Line 6: } x = -\frac{h}{2} \quad (3.7)$$

$$\text{Line 7: } x = \frac{h}{2} \quad (3.8)$$

$$\text{Line 8: } y = \frac{1}{\tan \theta} x - \frac{h_c}{2 \sin \theta} + Y \quad (3.9)$$

このように Line を関数式で表すと、Figure 3.6 中の交点 A-H は二次方程式を用いて容易に求めることができる。

点 A (Line 4 と Line 6 の交点) :

$$A(A_x, A_y) = \left\{ -\frac{h}{2}, -\frac{h-g}{2} \left(\frac{1}{\tan \theta} - \frac{1}{\sin \theta} \right) - \frac{g}{2 \tan \theta} + Y \right\}$$

点 B (Line 2 と Line 4 の交点) :

$$B(B_x, B_y) = \left[-\frac{1}{2} \{ l \sin \theta + (h-g) \cos \theta \}, \frac{1}{2} \{ l \sin \theta \tan \theta + (h-g) \sin \theta \} - \frac{l}{2 \cos \theta} + Y \right]$$

点 C (Line 2 と Line 6 の交点) :

$$C(C_x, C_y) = \left(-\frac{h}{2}, \frac{h}{2} \tan \theta - \frac{l}{2 \cos \theta} + Y \right)$$

点 D (Line 3 と Line 7 の交点) :

$$D(D_x, D_y) = \left\{ \frac{h}{2}, \frac{h-g}{2} \left(\frac{1}{\tan \theta} - \frac{1}{\sin \theta} \right) + \frac{g}{2 \tan \theta} + Y \right\}$$

点 E (Line 1 と Line 3 の交点) :

$$E(E_x, E_y) = \left[\frac{1}{2} \{ l \sin \theta + (h-g) \cos \theta \}, -\frac{1}{2} \{ l \sin \theta \tan \theta + (h-g) \sin \theta \} + \frac{l}{2 \cos \theta} + Y \right]$$

点 F (Line 5 と Line 7 の交点) :

$$F(F_x, F_y) = \left(\frac{h}{2}, -\frac{h}{2} \tan \theta + \frac{l}{2 \cos \theta} + Y \right)$$

点 G (Line 1 と Line 5 の交点) :

$$G(G_x, G_y) = \left[\frac{1}{\tan \theta} \left\{ \frac{l}{2} \left(\frac{1}{\cos \theta} - 1 \right) + Y \right\}, \frac{l}{2} \right]$$

点 H (Line 1 と Line 8 の交点, Figure 3.5 の点 V と一致) :

$$H(H_x, H_y) = \left[\frac{1}{2} \{ l \sin \theta + h_c \cos \theta \}, -\frac{1}{2} \{ l \sin \theta \tan \theta + h_c \sin \theta \} + \frac{l}{2 \cos \theta} + Y \right]$$

続いて, ほぞ下部に生じるめり込み抵抗 P_{c1} の算出した. ここで, Figure 3.7 の赤枠内に示すように新たに点 A を原点とした座標軸 $x_1 - \delta_1$ を設定した. x_1 軸は Line 4 と重なり, δ_1 軸は x_1 軸に直交するため, これらの軸は柱材の変形角 θ の変化に伴って回転する. この $x_1 - \delta_1$ 軸を抽出したものを Figure 3.8 に示す. ここでは, 三角形横圧縮変形を評価するにあたって, 三角形の形状を図のように x_1 における微小区間で分割したとき, 1 つの微小区間内 (例えば灰色部分) においては等変位めり込みとみなせると考えた. ここで, ほぞ下部でのめり込み変形量は $x_1 - \delta_1$ 軸にしたがって式(3.10)のようになる.

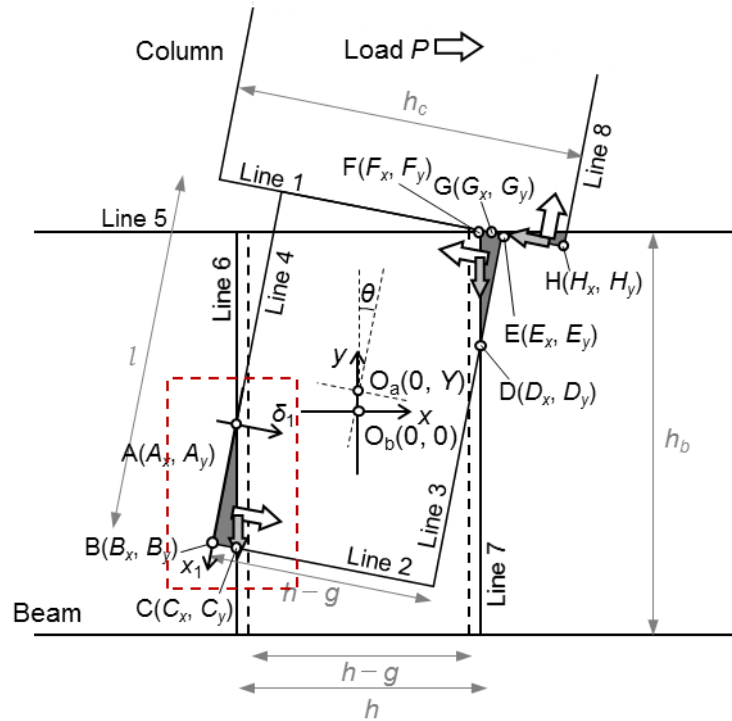


Figure 3.7 New axes of x_1 and δ_1 in a red square.

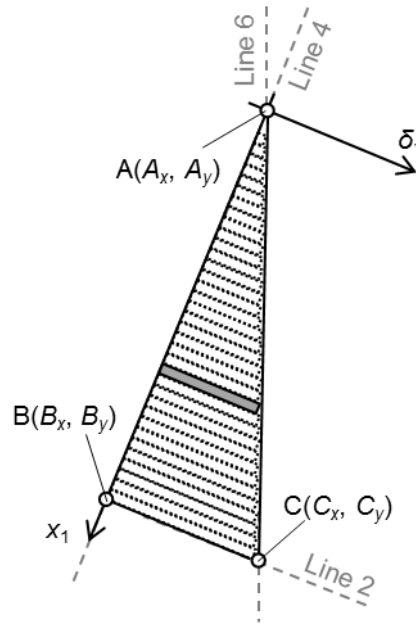


Figure 3.8 x_1 - δ_1 axes in the red square of Figure 3.7 and calculation method of stress σ_1 produced in minute intervals.

$$\delta_1 = \frac{\sqrt{(C_x - B_x)^2 + (C_y - B_y)^2}}{\sqrt{(A_x - B_x)^2 + (A_y - B_y)^2}} x_1 \quad (3.10)$$

また, x_1 における微小区間の変形量 δ_1 を平ほぞ幅 h で除すことで, 微小区間でのひずみ ε_1 が求められる. また, 木材のめり込み応力-ひずみ関係 $\sigma=f(\varepsilon)$ とした時, x_1 の微小区間で生じる応力 σ_1 が求められる. これに平ほぞ厚さ b を掛けることで抵抗力 ΔP_{c1} が求まる. このことは, 次式のように示される.

$$\Delta P_{c1} = b \cdot \sigma_1 = b \cdot f(\varepsilon_1) = b \cdot f\left(\frac{\delta_1}{h}\right) \quad (3.11)$$

これを x_1 で積分することでめり込み抵抗力 P_{c1} が算出される.

$$P_{c1} = \int_0^{\sqrt{(A_x - B_x)^2 + (A_y - B_y)^2}} \Delta P_{c1} dx_1 \quad (3.12)$$

また, クーロン則に基づき, 垂直抗力に摩擦係数 μ を乗じることで, 摩擦抵抗力 P_{f1} , P_{f2} , P_{f3} は式(3.13)のようになる.

$$\begin{aligned} P_{f1} &= \mu P_{c1} \cos \theta \\ P_{f2} &= \mu P_{c2} \cos \theta \\ P_{f3} &= \mu P_{c3} \end{aligned} \quad (3.13)$$

3.2.3 力学挙動の定式化

接合部に外力が作用すると、ほぞ接合部にはめり込みと摩擦による抵抗力が生じる。本研究では、水平方向ならびに鉛直方向の力が釣り合い、また、外力によるモーメントがめり込み抵抗力和摩擦抵抗力によるモーメントと釣り合うという考え方に基づいて接合部のモーメント-変形角関係（ $M-\theta$ 関係）を誘導した。

ここで、前出の2種類の抵抗力（めり込みと摩擦抵抗力）の作用線と回転中心点 O_a との距離を算出した。めり込み抵抗力 P_{c1} , P_{c2} , P_{c3} の作用線と回転中心の距離 L_{c1} , L_{c2} , L_{c3} は、

$$L_{c1} = \frac{l}{2} - \frac{1}{3} \sqrt{(B_x - A_x)^2 + (B_y - A_y)^2} \quad (3.14)$$

$$L_{c2} = \frac{l}{2} - \frac{1}{3} \sqrt{(E_x - D_x)^2 + (E_y - D_y)^2} \quad (3.15)$$

$$L_{c3} = \frac{h_c}{2} - \frac{1}{3} \sqrt{(G_x - H_x)^2 + (G_y - H_y)^2} \quad (3.16)$$

また、摩擦抵抗力 P_{f1} , P_{f2} , P_{f3} の作用線と回転中心の距離 L_{f1} , L_{f2} , L_{f3} は、

$$L_{f1} = \frac{h}{2} - \frac{2}{3} \sqrt{(B_x - C_x)^2 + (B_y - C_y)^2} \quad (3.17)$$

$$L_{f2} = \frac{h}{2} - \frac{2}{3} \sqrt{(E_x - F_x)^2 + (E_y - F_y)^2} \quad (3.18)$$

$$L_{f3} = \frac{l}{2} \quad (3.19)$$

ここで、Figure 3.5 より水平方向と鉛直方向それぞれの力の釣合、点 O_a を中心としたモーメントの釣合から次の3つの等式が成立する。

$$P_{f1} + P_{c1} \sin \theta + P_{f2} - P_{c2} \sin \theta - P_{f3} \sin \theta - P_{c3} \cos \theta = 0 \quad (3.20)$$

$$P_{c1} \cos \theta - P_{c2} \cos \theta - P_{f3} \cos \theta + P_{c3} \sin \theta + P = 0 \quad (3.21)$$

$$P_{c1} \cdot L_{c1} + P_{f1} \cos \theta \cdot L_{f1} + P_{c2} \cdot L_{c2} - P_{f2} \cos \theta \cdot L_{f2} + P_{c3} \cdot L_{c3} + P_{f3} \cdot L_{f3} = PL \quad (3.22)$$

なお、ここで L は接合部から加力点までの距離（ \approx 柱材長さ）である。これらの等式は坂田ら³⁹⁾が提案する等式と似ているが、本研究では抵抗力 P_{c1} , P_{c2} , P_{c3} , P_{f3} に柱材の変形角 θ を考慮している点が異なっている。上記の式(3.20)～(3.22)は、式(3.13)により、

$$P_{c1}(\mu \cos \theta + \sin \theta) + P_{c2}(\mu \cos \theta - \sin \theta) - P_{c3}(\mu \sin \theta + \cos \theta) = 0 \quad (3.20')$$

$$P_{c1} \cos \theta - P_{c2} \cos \theta - P_{c3}(\mu \cos \theta - \sin \theta) + P = 0 \quad (3.21')$$

$$P_{c1}(L_{c1} + L_{f1}\mu \cos^2 \theta) + P_{c2}(L_{c2} - L_{f2}\mu \cos^2 \theta) + P_{c3}(L_{c3} + L_{f3}\mu) = PL \quad (3.22')$$

となる．さらに，式(3.20')～(3.22')を整理することで，ほぞ接合部の $M-\theta$ 関係は式(3.23)のように求められる．

$$M = PL = \frac{p(\theta) \cdot t(\theta) - q(\theta) \cdot s(\theta)}{r(\theta) \cdot t(\theta) - q(\theta) \cdot u(\theta)} P_{c1} L \quad (3.23)$$

ただし，

$$\begin{aligned} p(\theta) &= \cos^2 \theta (\mu^2 - 1) - \mu \sin \theta \cos \theta - \sin^2 \theta \\ q(\theta) &= \cos^2 \theta (\mu^2 + 1) - \mu \sin \theta \cos \theta + \sin^2 \theta \\ r(\theta) &= \mu \sin \theta + \cos \theta \\ s(\theta) &= (L_{c1} + L_{f1} \mu \cos^2 \theta) (\mu \cos \theta - \sin \theta) + (L_{c3} + L_{f3} \mu) \cos \theta \\ t(\theta) &= (L_{c2} - L_{f2} \mu \cos^2 \theta) (\mu \cos \theta - \sin \theta) - (L_{c3} + L_{f3} \mu) \cos \theta \\ u(\theta) &= L (\mu \cos \theta - \sin \theta) - (L_{c3} + L_{f3} \mu) \end{aligned}$$

3.3 試験体と試験方法

3.3.1 ほぞ接合部試験体

前節で誘導した推定式（式(3.23)）の妥当性を検証するために，ほぞ接合部のモーメント抵抗性能を実験により調べた．試験体は柱材と梁材からなる T 字型の接合部で，柱材には長さ 1300 mm のスギ材（*Cryptomeria japonica* D.DON），梁材には長さ 800 mm のヒノキ材（*Chamaecyparis obtusa* Sieb. et Zucc.）の気乾材を用いた．6 体の接合部試験体（T-1～T-6）

Table 3.1 Dimensions of mortise-tenon joint specimens. Symbols h , b , l , g were size parameters in Figure 3.4. (unit: mm)

Joint specimen	Mortise		l	Tenon		Gap g
	h	b		$h-g$	b	
T1	73.80	30.00	90.00	70.82	30.00	2.98
T2	74.14	30.00	90.00	71.18	30.00	2.96
T3	70.90	30.00	90.00	68.07	30.00	2.83
T4	75.25	30.00	90.00	72.77	30.00	2.48
T5	73.32	30.00	90.00	72.30	30.00	1.02
T6	73.47	30.00	90.00	72.48	30.00	0.99

を用意した．柱材と梁材の断面寸法（ $b_c \times h_c$, $b_b \times h_b$ ）は 105×105 mm，ほぞの寸法の詳細を

Table 3.1 に示す．Figure 3.4 に示すように，ほぞの幅（断面の長辺寸法） $h-g$ をほぞ穴の長辺寸法 h よりわずかに小さく加工することで接合部に隙間 g を設けた

3.3.2 接合部の力学試験方法

力学試験は，Figure 3.9 に示すセットアップで実施した．使用した試験機は，構造物疲労試験機（EHF-JB-20L，島津製作所製）で，鉄骨のフレームを有しており，フレームの側面に電気油圧サーボ式アクチュエータを組み込んでいる．試験方法は日本住宅・木材技術センターが定める方法³¹⁾に従って行なった．T 字型接合部試験体の梁材をアンカーボルトで加力試験機に固定し，柱材の先端部は鉄製治具とロードセルを介してアクチュエータにピン接合した．これを加力点として水平方向に加力することで，接合部にモーメントを作用させた．負荷は正負交番繰返し負荷とし，加力の正負交番は，柱材の変形角が $\pm 1/450$ ， $1/300$ ， $1/200$ ， $1/150$ ， $1/100$ ， $1/75$ ， $1/50$ ， $1/30$ ， $1/10$ rad となる時とし，さらに，試験機の最大ストローク量 200 mm（ $1/6.5$ rad に相当）を加えた 10 段階とした（Figure 3.10）．各段階における繰返し数は 3 回とした．接合部のモーメントは，ロードセル（SFL-100kN，島津製作所製）で出力された荷重 P に，接合部から加力点までの距離 L を乗じることで求めた．

$$M = P \cdot L \quad (3.24)$$

また，柱材の変形角 θ を測定するために，柱材の上部と下部に巻込型変形計（DP-1000E，

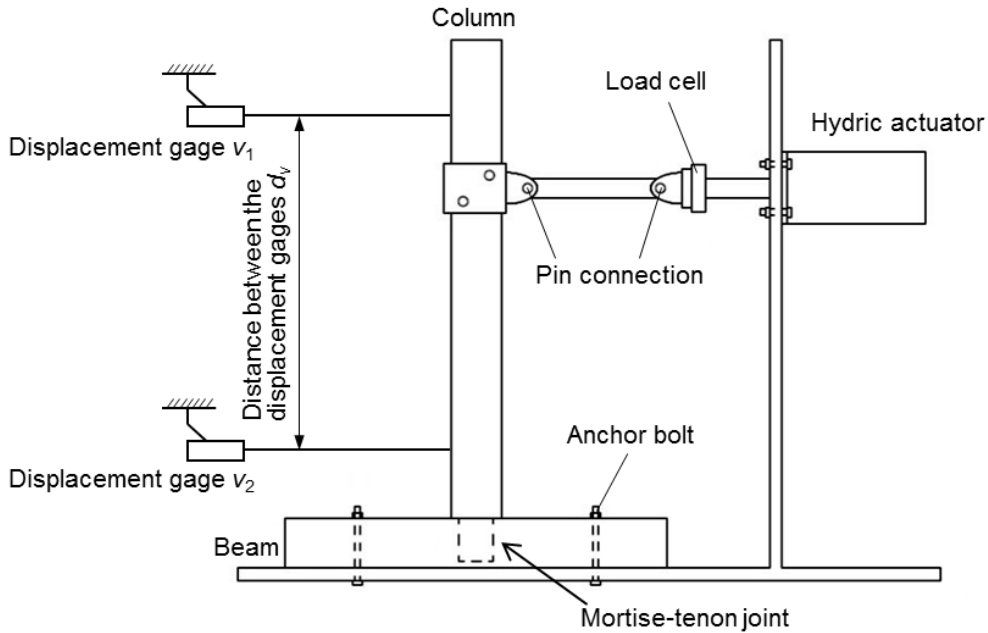


Figure 3.9 Mortise-tenon joint specimen and experimental setup.

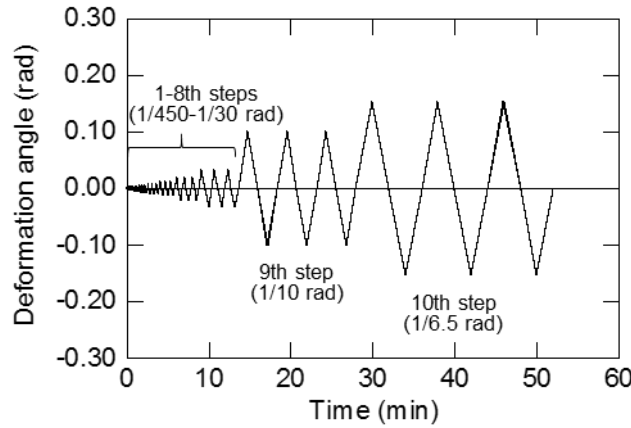


Figure 3.10 Loading sequence.

東京測器研究所製)を2台設置した。それぞれの変形計の出力値を v_1 , v_2 とし、また、変位計間距離 d_v (本試験では 1120 mm) を用いて変形角 θ を式(3.25)のように求めた。

$$\theta \approx \tan \theta = \frac{v_1 - v_2}{d_v} \quad (3.25)$$

なお、本試験において柱材の曲げ変形は極めてわずかであると判断し、考慮しなかった。水平方向加力にあたって、アクチュエータの移動速度は 100 mm/min とした。

3.3.3 木材小試験体のめり込み試験

前節で誘導した推定方法では、木材のめり込み負荷下での応力-ひずみ関係 (式(3.11))に用いる $\sigma=f(\varepsilon)$ が必要となる。そこで、加力試験後の接合部試験体の柱材 (スギ材) から小試験体を採取し、それを試験体としてめり込み試験を行った。試験は材料試験機 (オートグラフ AG-1 100kN, 島津製作所製) を用いて実施した。小試験体は寸法を 30×30×90 mm とし、6 体の T 字型試験体の柱材からそれぞれ 6 体ずつ (T1~T6 Series), 合計で 36 体を採取した。試験方法は Figure 3.11 に示すように試験体の上下面に載荷板を設置する方法を採用した。載荷面積は 30×30 mm, 載荷部両側の余長部の長さはそれぞれ 30 mm とした。この試験体寸法と載荷面積は、棚橋らの論文⁴⁹⁾に基づいて決定した。木材のめり込み挙動は、余長部が長いほど高い性能を示すが、Figure 3.11 の寸法条件では余長部長さが無限大の時とほぼ同等の結果を得ることができる。また、クロスヘッドの移動速度を 1.0 mm/min として木材の半径方向に負荷した。

これより得られる応力 σ -ひずみ ε 関係を式(3.26)¹¹⁷⁾により近似することで、この関係を表現するパラメータを決定する。なお、式(3.26)は、Foschi¹¹⁸⁾が木質構造物の非線形挙動を解析するために提案した式を Sasaki et al.¹¹⁷⁾が改良したものである。

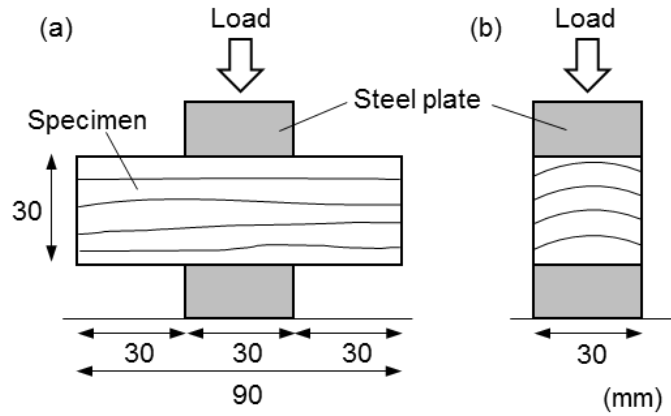


Figure 3.11 Compression perpendicular to grain test with small clear specimens. (a) Front view, and (b) Side view

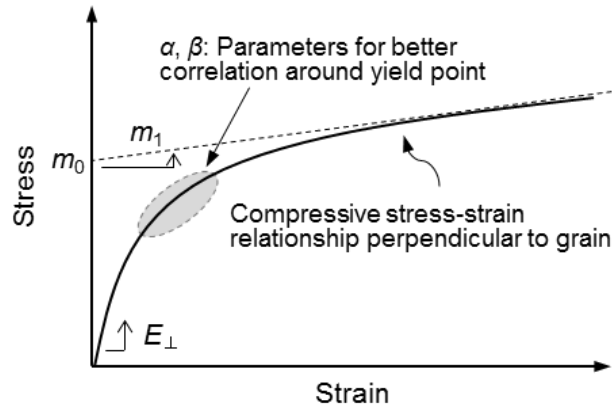


Figure 3.12 Regression image of Eq. (3.26). E_{\perp} shows Young's modulus. m_0 and m_1 are the intercept and slope of an asymptote (dotted line), respectively. α and β are parameters for better correlation around yield point.

$$\sigma = f(\varepsilon) = (m_0 + m_1 \cdot \varepsilon) \left[1 - \exp \left\{ -\frac{E_{\perp}}{m_0} (\varepsilon + \alpha \cdot \varepsilon^{\beta}) \right\} \right] \quad (3.26)$$

ここで、 E_{\perp} は弾性係数、 m_0 は塑性域における漸近線の切片、 m_1 は塑性域での傾き、 α と β は降伏点付近での一致度を高めるために用いる係数である。めり込み試験を実施して得られる応力-ひずみ関係を用いて式(3.26)のパラメータを決定し、その後、式(3.26)を式(3.11)に代入し、最終的に式(3.23)で接合部のモーメント M - 変形角 θ の関係を計算することができる。

3.4 力学試験結果

3.4.1 ほぞ接合部のモーメントー変形角関係

ほぞ接合部の力学試験で得られたモーメント M ー変形角 θ 関係を Figure 3.13 に示す。また、Figure 3.14 は Figure 3.13 より抽出した包絡線¹¹⁹⁾であり、黒色線で正方向加力時 (Figure 3.9 において右方向へ加力)、灰色線で負方向加力時 (Figure 3.9 において左方向へ加力) の結果を示している。なお Figure 3.14 では、ほぞ厚さ方向 (Figure 3.4 の b 方向) の接触による摩擦と考えられるモーメント値を除いている。例えば T-1 試験体の包絡線 (Figure 3.14(a)) を見ると、負荷初期の変形角が小さい範囲 (約 0.04 rad 以下) では十分なモーメント抵抗を発生していない。このことは、柱材は傾いているが、ほぞ接合部に存在する隙間のため木材同士が十分に接触していないことを示している。この状態を過ぎ、変形角が 0.04 rad を超えると、ほぞ接合部の木材同士が接触するようになり、モーメント抵抗は発生し始めた。変形角の増加とともにモーメント抵抗は増大していき、変形角が約 0.07 rad 付近に達したところでモーメント抵抗は降伏し、その後は緩やかな増加を示した。試験終了後に試験体を解体し、接合部を観察すると、ほぞ先端は細くなっており、したがって、ほぞーほぞ穴の接触部でめり込み変形が生じていることがわかる (Figure 3.15(a))。また、梁材ー柱材コーナー部の接触部でもめり込み変形を確認した (Figure 3.15(b))。なお、今回の試験では折損などの破壊はなかった。

他の試験体でも、同様の傾向が見られた。負荷初期の小変形角域ではモーメント発生がわずかであったが、回転変形が進むにつれて次第に剛性の立ち上がりが見られるようになっている。しかしながら、正負方向で挙動が大きく異なる試験体が多く見られた。これは接触部に隙間が存在することにより、加力とともにほぞが移動することが原因と考えられる (いわゆる、「すわり」が変化している)。Figures 3.13, 3.14 では、ほぞ接合部の力学挙動を把握することに難しさが残るが、後の解析ではこれらの結果からも特性値を算出した。

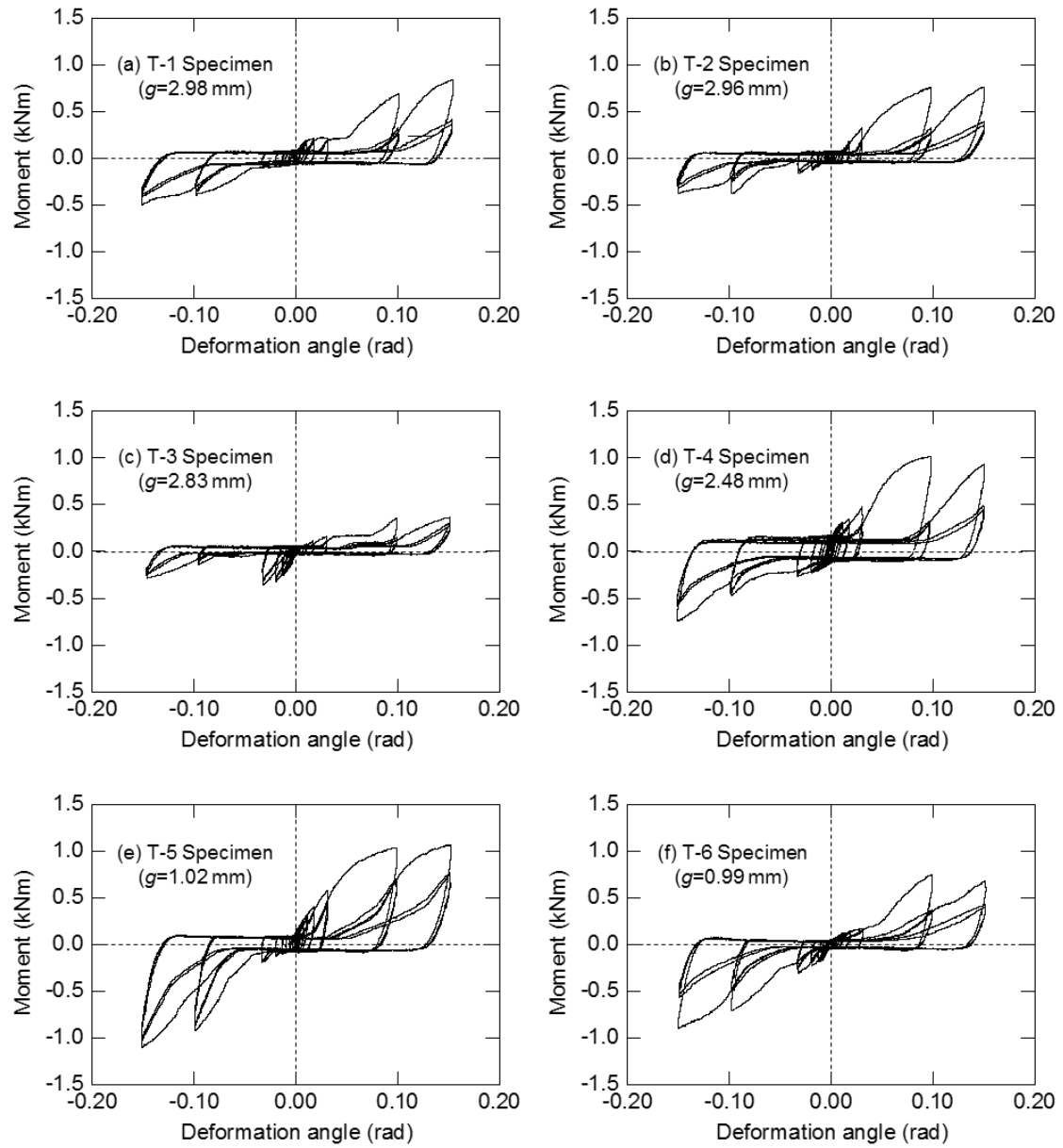


Figure 3.13 Hysteresis curves of moment-deformation angle relationship obtained from the mortise-tenon joint tests.

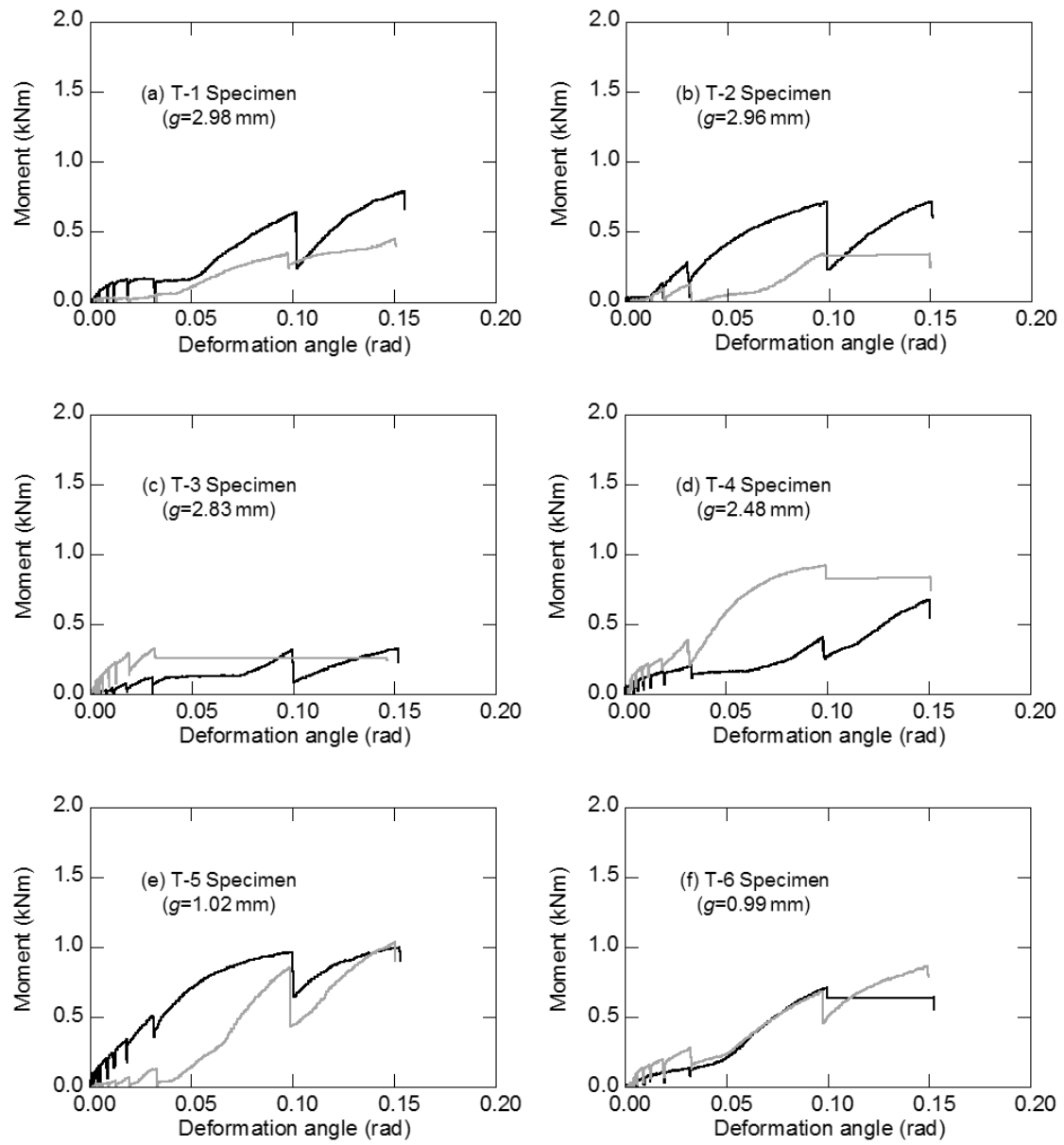


Figure 3.14 Envelope curves of moment-deformation angle relationship obtained from the mortise-tenon joint tests.

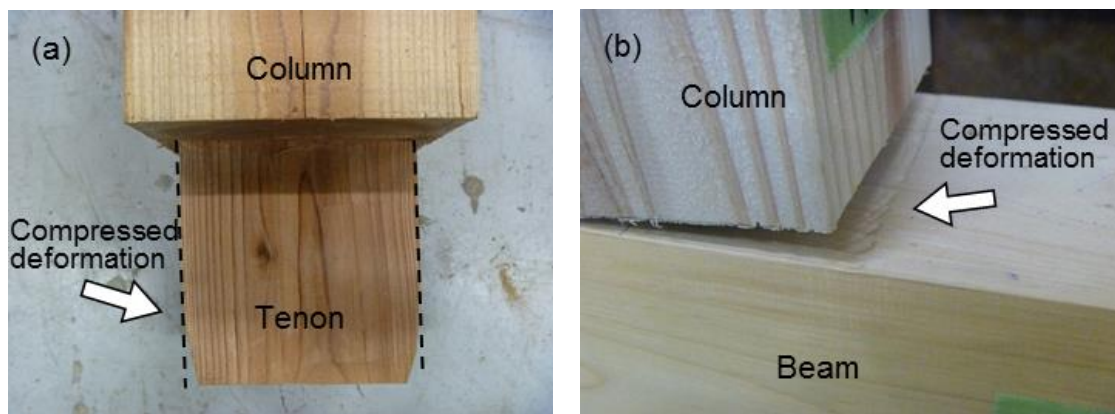


Figure 3.15 Compressed deformation of the joints. (a) Deformation at a tenon observed after testing. (b) Deformation at beam surface by the contacting with column edge part.

3.4.2 木材めり込み時の応力－ひずみ関係

小試験体のめり込み試験で得られた応力 σ －ひずみ ε 関係を Figure 3.16 に示す．図中の 6 本の細線は，それぞれの接合部試験体（T1～T6）の柱材から採取した小試験体 6 体の結果を示しており，これら 6 本の曲線を，同一ひずみ時の応力値で平均したものを太線で示す．この太線を式(3.26)で表現するために 5 個のパラメータを決定した．図中のプロット（□）は，決定したパラメータを用いて式(3.26)による応力－ひずみ関係をあらためてプロットしたものである．これらのプロットは試験結果の太線と良く一致していることから，ほぞ接合部のモーメント M －変形角 θ 関係の推定にはこれらのパラメータを用いることとした．6 体の接合部試験体のめり込み挙動に関するパラメータを Table 3.2 にまとめる．

Table 3.2 Parameters expressing the relationships between compressive stress and strain perpendicular to grain according to Eq. (3.26).

Specimen	n^*	E_{\perp} (MPa)	m_0 (MPa)	m_1 (MPa)	α	β
T-1 Series	6	254.5	3.41	22.4	208.6	2.2
T-2 Series	6	305.2	3.55	22.8	444.0	2.3
T-3 Series	6	340.2	4.07	19.9	387.2	2.3
T-4 Series	6	449.2	5.34	40.9	357.2	2.3
T-5 Series	6	266.0	3.75	32.4	17.4	1.7
T-6 Series	6	303.9	3.07	22.4	555.4	2.4

* Number of small clear specimens

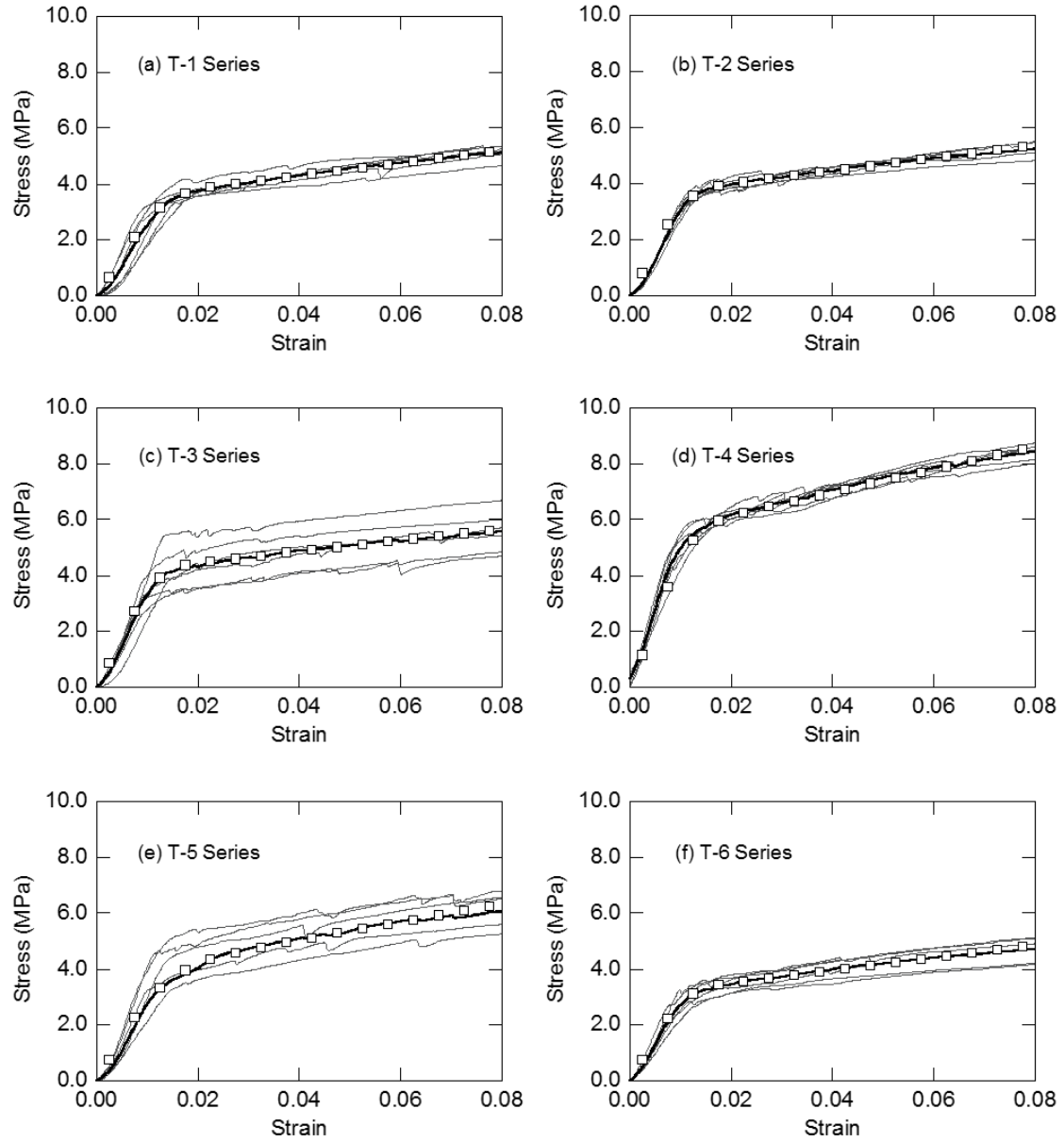


Figure 3.16 Relationships between compressive stress and strain perpendicular to grain. Gray lines show respective test data. Black thin lines show averaged data. Square plots show the regression results by Eq. (3.26).

3.4.3 力学挙動推定の妥当性

ほぞ接合部の $M-\theta$ 関係を推定した結果を Figure 3.17 で示す。図では、正方向加力時の包絡線を細実線で、負方向加力時の結果を細破線で示している。また、これら2つの結果に対して、同一変形角時のモーメント値を平均することで描いた結果を太実線で示す。また、プロット (o) は推定結果を示している。これは、試験体 T-1 および T-6 の結果で、Table 3.2 のパラメータを用いて式(3.26)によりめり込み応力-ひずみ関係を表現し、式(3.11)を経て式(3.23)より得られたものである。

Figure 3.17(a)のプロットによれば、変形角が約 0.03 rad 以下ではモーメント値がゼロになっている。これは誘導した力学モデル上で、ほぞ接合部の隙間で木材同士が接触していない、すなわち、抵抗のない状態であるためである。変形角が約 0.04 rad に達したところでモーメント抵抗が発現し始め、モーメント抵抗は変形の増大とともに指数関数的に増加を始めた。この時の推定値は、試験結果における細実線と細破線の間付近に位置し、太実線に沿うような挙動を示した。Figure 3.17(b)の推定結果でも、ほぞ接合部の弾塑性挙動を概ね表現できている。このように、推定結果は試験結果と概ね一致したことから、接合部の隙間を考慮に入れた本解析モデルは、モーメント-変形角関係を推定することができた。したがって、3.2 章での理論的な推定方法の妥当性を確認することができた。

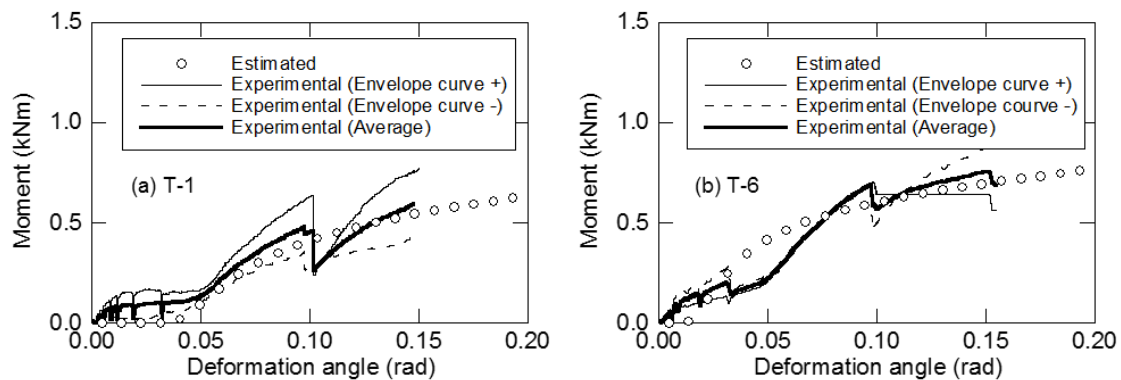


Figure 3.17 Estimated results for moment-deformation angle relationship.

3.5 力学挙動と嵌合度の関係

3.5.1 数値解析の概要

本章で誘導した力学挙動の推定方法を多面的に検証するために、嵌合度（隙間 g ）の変化に伴う力学特性値の変化を数値解析した。推定式における g の値を変化させると、モーメントー変形角関係は、例えば Figure 3.18 のように変化する。これは、 $h_c=105$ mm, $h=72$ mm, $b=30$ mm, $l=90$ mm のほぞ形状を想定し、また、めり込み特性値は Table 3.2 の T-6 Series を入力した上で、 $g=0.0\sim 4.0$ mm の時のモーメントー変形角関係を計算したものである。図に見られるように、推定結果上では隙間 g が大きくなるにつれて、モーメントが発現し始める変形角は遅れるようになり、また、回転剛性も低下している様子が見受けられる。このように、モーメント抵抗性能が低下しており、この様子をより明確に表現するために、以下では力学的

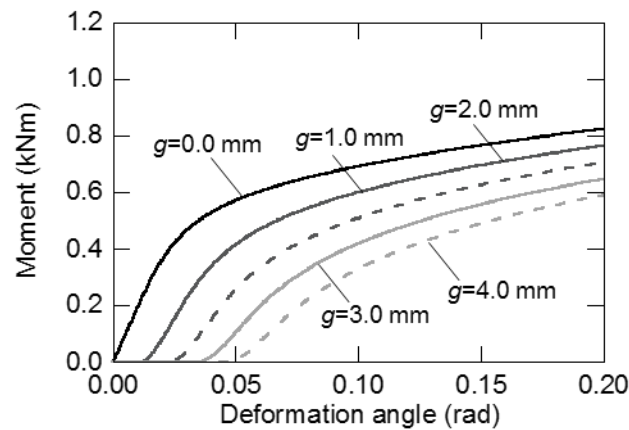


Figure 3.18 Example of moment-deformation angle relationship with various gap size g

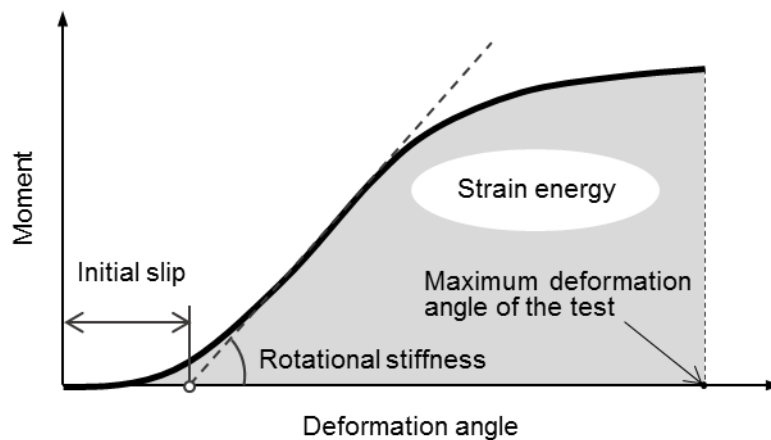


Figure 3.19 Properties analyzed of mortise-tenon joint

特性値の変化を検証した。検証の対象とした特性値を Figure 3.19 で説明する。力学的特性値は3つとし、接合部のモーメントー変形角関係における回転剛性、初期すべり、ひずみエネルギーとした。回転剛性は、 $M-\theta$ 関係の線形部分の傾斜とした。初期すべりは、回転剛性を表す初期傾斜が横軸と交わる交点（すなわち、接合部が十分にモーメント抵抗を発現し始める変形角）とした。ひずみエネルギーは、加力試験時の最大変形角（1/6.5rad）に至るまでのモーメントー変形角の曲線で囲まれる面積を求めることで算出した。

3.5.2 回転剛性と嵌合度の関係

回転剛性と嵌合度（隙間 g ）の関係を Figure 3.20 示す。縦軸は回転剛性を表しており、 $g=0.0$ mm の時の回転剛性（推定値）で基準化している。6本の線は6体分の数値解析結果を、6個のプロットは実験結果（各試験体の正・負方向負荷時の平均値）である。一般に、ほぞ接合部の隙間が大きくなれば回転剛性は低下すると予想される。実験結果によれば、 $g=1.0$ mm 付近で回転剛性は約 27% 低下し、 $g=3.0$ mm 付近で約 50% 低下していることがわかる。隙間の存在が回転剛性の低下に大きな影響を与えることが明らかとなった。一方、数値解析結果においても隙間 g の増加に伴って回転剛性が低下する様子が明らかであり、 $g=1.0$ mm のときの回転剛性の低下率は約 22%， $g=3.0$ mm のときは約 47% となった。このように、解析結果は実験結果と概ね一致し、隙間の大きさをパラメータとして回転剛性の低下を定量的に示すことができた。

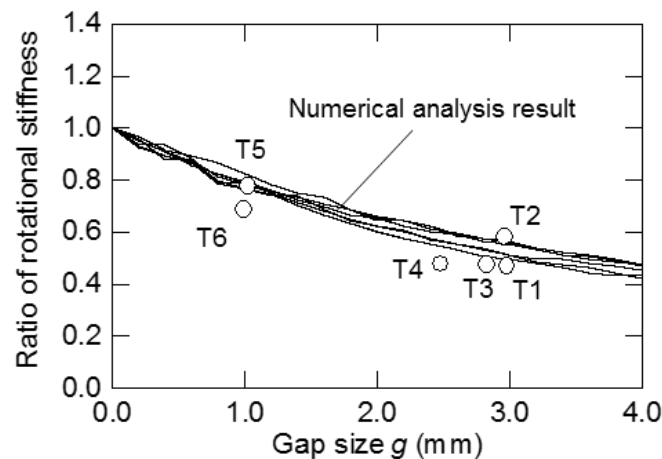


Figure 3.20 Experimental and analytical results of rotational stiffness. The vertical axis is normalized by the estimated rotational stiffness when the gap is 0.0 mm, while the horizontal axis expresses a gap g between tenon and mortise

3.5.3 初期すべりと嵌合度の関係

初期すべりと隙間 g の関係を Figure 3.21 に示す. 実験結果のプロットによれば, $g=1.0$ mm 付近で約 0.023 rad, $g=3.0$ mm 付近で約 0.034 rad の変形角に達した時に接合部はモーメント抵抗を発現することがわかった. 数値解析結果によれば, 6 本の線はほとんど一致しており, 隙間 g の増加に伴って初期すべりが比例的に大きくなるという結果が示され, $g=1.0$ mm の時の初期すべりは約 0.014 rad, $g=3.0$ mm の時は約 0.039 rad であった. これらを実験結果と比較すると, g が小さい範囲では危険側, 大きい範囲では安全側を示しているが, 両者は概ね良好な一致を示している. なお, 初期すべりの数値解析結果では, めり込み特性値 (Table 3.2) の違いによる影響は, 回転剛性に比べると少なかった. このことは, 初期すべりは, 接合部が変形 (柱材が傾斜) した時のほぞとほぞ穴の幾何学的な配置 (木材同士が接触したか否か) による影響が支配的であるためと考えられる.

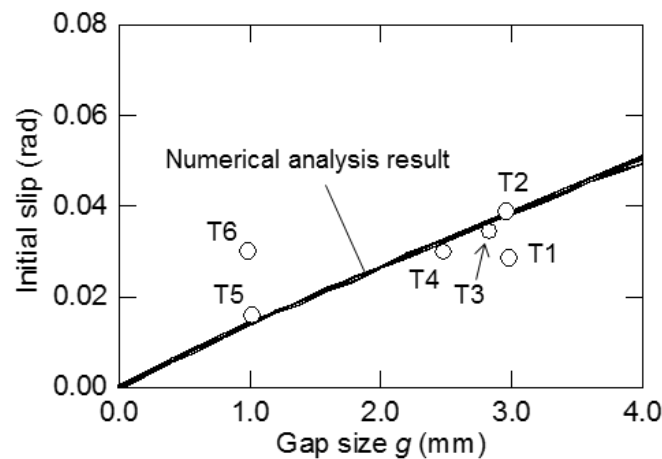


Figure 3.21 Experimental and analytical results of initial slip

3.5.4 ひずみエネルギーと嵌合度の関係

ひずみエネルギーと隙間 g の関係を Figure 3.22 に示す. 縦軸はひずみエネルギーで, $g=0.0$ mm の時のひずみエネルギー (推定値) で基準化したものを示す. 図中のプロットは実験結果 (各試験体の正・負方向負荷時の平均値) を示している. これによれば, $g=1.0$ mm 付近でひずみエネルギーは約 13%低下し, $g=3.0$ mm 付近で約 47%低下している. (ただし, $g=2.83$ mm の試験体では約 85%の低下となっており, 外れ値が現れる可能性がある.) 一方, 数値解析結果は, ほとんど 1 本の線で表され, $g=1.0$ mm の時のひずみエネルギーの低下率は 21%, $g=3.0$ mm の時は 52%となった. 数値解析結果と実験結果との比較によれば, 解析結果を大

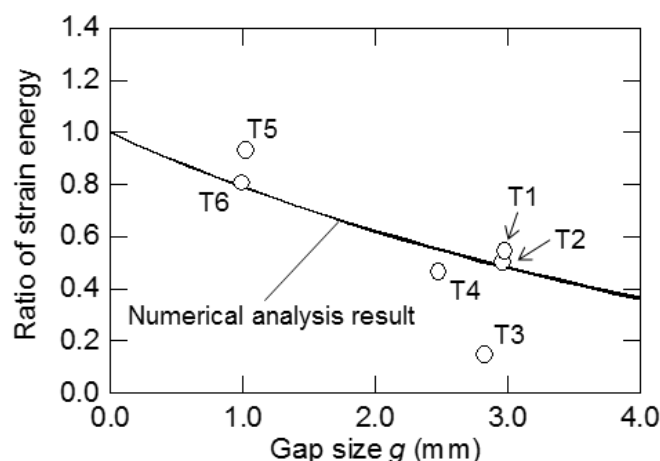


Figure 3.22 Experimental and analytical results of strain energy. The vertical axis is normalized by the estimated strain energy when the gap is 0.0 mm, while the horizontal axis expresses a gap g between tenon and mortise

きく下回るプロット ($g=2.83$ のプロット) が現れる可能性を考慮しなければいけないが、概ね良い一致を示した。なお、このようなひずみエネルギーの解析においては、初期すべりと同様に、めり込み特性値 (Table 3.2) の違いによる影響はほとんど見受けられなかった。

3.6 要約

本章ではほぞ接合部のモーメント抵抗性能に関して行なった研究をまとめた。この接合部のモーメント－変形角関係に関する既往研究は多くあり、実験的にその関係が報告されているほか、理論解析的な試みによって力学挙動の推定式も提案されている。しかしながら、既往の推定式では網羅できないケースがある。嵌合度が低いほぞ接合部はそのようなケースの一つであり、これは実存する建築物のほぞ接合部では多く見られる。既往の研究¹¹⁵⁾では古建築から採取したほぞ接合部の力学試験を実施することにより、実存するほぞ接合部は、嵌合の甘さが原因で初期すべりが大きいことが確認されている。また、このような結果から、ほぞ接合部のモーメント抵抗性能は初期すべり以外でも嵌合度の影響を受けることが予想されたため、これを理論解析的に明らかにすることも行なった。3.2 章では嵌合度が低い接合部のモーメント抵抗－柱材の変形角の推定式を理論的に誘導した。この推定式によれば、ほぞ接合部の嵌合が甘い場合は、変形角が小さいうちはモーメント抵抗を発現しなかった。変形が進むとモーメント抵抗が発現し始め、その後、モーメント抵抗は変形の増加とともに比例的に増大した。降伏後にはモーメント抵抗は緩やかに増加した。このように得

られた推定結果をモデル試験結果と比較したところ、両者には概ね良い一致が見られ、誘導した推定法の妥当性が示唆された。さらに、誘導した推定法を用いて、嵌合度と力学的特性値（回転剛性、初期すべり、ひずみエネルギー）との関係を数値解析的に調べた。その結果、嵌合度が低下するにつれて、接合部の力学的特性値が低下する様子が定量的に示された。これにより、接合部のモーメント抵抗性能評価を行なう際に、隙間を考慮することの重要性が示された。

第4章 梁材－梁材接合部（渡りあご接合部）の力学挙動解析

4.1 はじめに

渡りあご接合とは、日本の軸組構法木造建築物で一般的に見られる接合方法の一つで、例えば Figure 4.1(a)のように梁材と桁材を繋ぐ際に用いられる。接合部の形状は Figure 4.1(b)に示すように、互いに直交する梁材（桁材）の切欠きが嵌め合わさるようになっており、これは主に建築物中の床や天井・小屋組みの中に用いられ、水平構面の面内せん断性能の確保を担っている。風や地震などを建築物が受けた場合には、渡りあご接合部は回転変形し、その際に切欠き同士の噛み合わさりにより耐力を発現する。

この接合部の力学挙動（モーメント－変形角関係）に関しては、かつて小原ら^{65)・67)}や定成⁶⁸⁾、戸田⁶⁹⁾が実験的に調べており、その結果を報告している。これらの研究によれば、接合部がモーメントにより回転変形する際には、切欠き同士でめり込みが生じ、それによって抵抗性能を発現することが明らかになっている。また、力学挙動を見ると、回転変形の初期は剛性の立ち上がりが見られ、変形角の増大とともに降伏する挙動が現れる。しかしながら、たとえ降伏しても、耐力低下を起こすことなく、大きな変形角に至っても明確な破壊は見られない。すなわち、高い靱性が特徴的である。高靱性であることは、構造物の力学的な安全性を確保することにおいて重要なことであることから¹²⁰⁾、渡りあご接合部の有用性がうかがえる。このように、数々の研究者らによって実験的な把握は試みられているものの、渡りあご接合部は切欠き形状が複雑で、かつ、施工する大工らによっても詳細な寸法が異なっている。したがって、接合部の力学挙動を把握することは多大な試験量を要することになり、現実的ではない。これを克服するためには、渡りあご接合部の力学挙動を理論的に

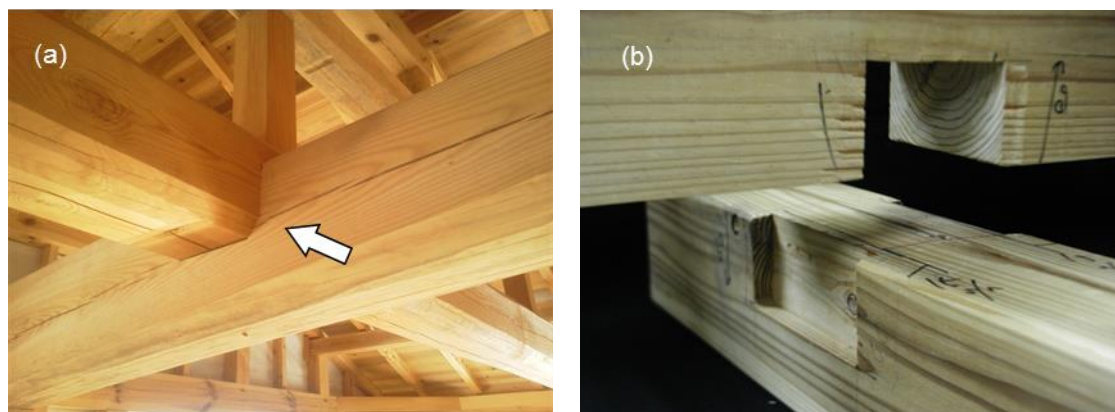


Figure 2.1 A “Watari-ago” joint in horizontal roof members, consisting of two notched beams.

推定する手法を確立することが望まれる。しかしながら、この接合部は先述の通り切欠き形状が複雑で、回転変形時の切欠き同士でのめり込み変形をモデル化することが難しいとされてきた背景がある。

本章では、この渡りあご接合部の力学挙動（モーメント－変形角関係）を、既存の木材のめり込み理論を発展させることで推定を試みた。また、渡りあご接合部のモーメント性能を実験的に調べて推定結果と比較することで、その妥当性を検証した。加えて、構築した推定法を用いて数値解析することにより、渡りあご接合部の切欠き寸法と力学性能の関係を調べた。

4.2 力学挙動の推定

4.2.1 木材のめり込み理論

渡りあご接合部にモーメントが作用して回転変形するような場合では、切欠きの接触部でめり込み変形が生じている。渡りあご接合部のモーメント－変形角関係の推定式を構築するためには、めり込み変形によって発現される抵抗力を、数式によって計算することが必要になる。本章では、既往のめり込み理論に基づいてこれを計算した。本節ではそのめり込み理論を記すとともに、接合部の力学挙動推定への適用のために加えた改良を記す。

木材にめり込み荷重（部分的な横圧縮荷重）を作用させたときは、載荷板直下で圧縮変形することに加えて、余長部（直接載荷板が触れていない部分）でも変形を生じる (Figure 2.4)。めり込み変形のモデル化にあたっては、この余長部での変形も考慮する必要がある。かつて稲山は、余長部の表面の変形の様子を Figure 4.2 の黒太線で示すように、指数関数曲線で表現した³⁵⁾。図のように X － Z 軸を決めており、ここで、 X 軸は負荷前の木材試験体（めり込みをうける試験体）の上側表面に沿うように配置され、 Z 軸は載荷板側面を沿うように鉛直下向きに配置されている。載荷板が押し込まれることにより木材がめり込み変形し、変位が δ となった時を図で表現している。このとき、載荷板角部での XZ 座標は $(0, \delta)$ となり X が大きくなるにつれて変位 Z が 0 に漸近する様子を次式の指数関数式で表現した。

$$Z = \delta \cdot \exp(-\alpha X) \quad (4.1)$$

ここで α は指数関数曲線のカーブ形状（緩急）に関わるパラメータであり、この決定を以下で記す。

ここで稲山は、曲線状で変形がほぼゼロとなる終点（図中 decay point）を仮定し、また、始点から終点までの距離（decay length）を定義した³⁵⁾。この距離に関しては、かつて Madsen

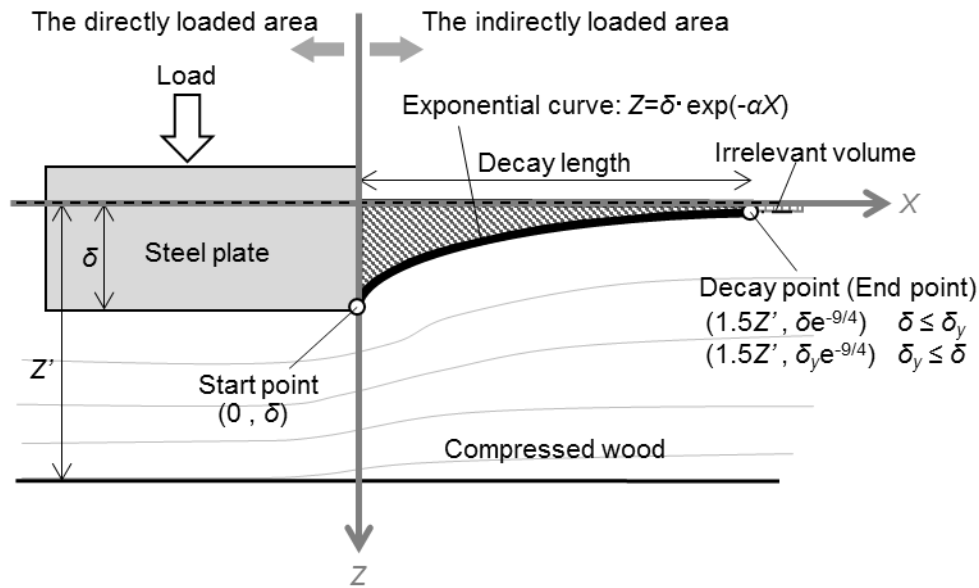


Figure 4.2 Surface shape of indirectly loaded area under embedment loading, taken a side view of small clear wood specimen. A compression deformation is divided on the boundary of the Z-axis. The left side is called the directly loaded area, and right side the indirectly loaded area in this research. The surface shape of the indirectly loaded area is expressed as an exponential curve.

ら¹²⁾が有限要素法解析の結果から、試験体高さ Z' の 1.5 倍程度になると報告している。この結果を基に式(4.1)中の α の値を決定する。余長部の変形において、 $0 \leq X \leq 1.5Z'$ の範囲での変形量 $v_{X=1.5Z'}$ (図中の斜線部) が、 $X \rightarrow \infty$ の範囲で考慮した際の変形量 $v_{X \rightarrow \infty}$ の 0.9 倍程度であると仮定すると、次式のようになる。

$$\frac{v_{X=1.5Z'}}{v_{X \rightarrow \infty}} = 1 - \exp(-1.5Z'\alpha) \approx 0.9 \quad (4.2)$$

この式を解くと、 $\alpha = 1.5/Z'$ を導くことができ、すなわち指数関数曲線の終点 (decay point) の座標は $(1.5Z', \delta e^{-9/4})$ となる。

この稲山によるめり込み理論は簡潔でイメージしやすく、また、実際のめり込み試験時の挙動をよく反映していることから、特に日本では設計基準に用いられるほどに活用されている。本章でも余長部の変形をモデル化する際に彼の理論を引用した。しかしながら、筆者は変位 δ が極端に大きい場合には、この理論が適切でない可能性を考えた。

Figure 4.2 に示すように、終点の Z 座標は δ に依存しているが、 δ が大きい場合ではこれをゼロとみなすことに困難が生じると考えられる。 δ が大きくなるにつれて式(4.2)の右辺 (≈ 0.9) が成立し難くなり、図で示すところの灰線部 (irrelevant volume) が無視できないほどに大きくなる。そこで、本節では α 値の算出過程を拡張させることでこの解決を図った。載荷板変位が増大し、 $\delta = \delta_y$ (δ_y は降伏変形量) に達した時は終点の変形量は $Z = \delta_y e^{-9/4}$ とな

るが、これ以上載荷板変位が増大しても ($\delta > \delta_y$)、この値は変化しないものとした。この状態のもとで載荷板のエッジの座標 $(0, \delta)$ と終点の座標 $(1.5Z', \delta_y e^{-9/4})$ を式(4.1)の指数関数曲線で結んだとき、 α は以下の場合分けで導かれる。

$$\alpha = \begin{cases} \frac{3}{2Z'} & (\delta \leq \delta_y) \\ \frac{3}{2Z'} - \frac{2}{3Z'} \log \frac{\delta_y}{\delta} & (\delta_y < \delta) \end{cases} \quad (4.3)$$

本節での余長部での変形には、式(4.3)の α を用いてモデル化した。

4.2.2 力学モデル

ここから、渡りあご接合部のモーメント M —変形角 θ 関係の定式化を行なう。本章では、Figure 4.3 に示す 2 タイプの渡りあご接合部を考慮した。Type A は、一般的に多く用いられる渡りあご接合部の切欠き形状であり、下梁の切欠きは側面上部のみにとどめられている。一方 Type B は下梁の中央部でも切り欠かれている。ここで、図に示すように切欠きの寸法をパラメータ化した。

渡りあご接合部のモーメント M —変形角 θ 関係の定式化にあたって、以下の 3 点の仮定を設けた。

仮定 1 : 渡りあご接合部が回転変形した際は、Figure 4.4(a)の灰色で示す箇所でもり込み変形が生じるものとした。ここで、 P_u は上梁がめり込まれることによる抵抗力、 P_l は下梁がめり込まれることによる抵抗力を意味している。このとき、繊維直交方向でのみ変形が生じるものとし、繊維方向での変形は考慮しなかった。

仮定 2 : Figure 4.4(b)に示すように、三角形めり込み変形の最深部が降伏変位 δ_y を超えたとき、塑性変形が部分的に生じる（濃い灰色部分）ものとした。抵抗力の算出にあたって、弾性部分ではフックの法則を適用しており、塑性部分ではフックの法則で求められた応力から低減係数 r を乗じた。低減係数 r は木材小試験体のめり込み試験時の応力—ひずみ曲線における、弾性域と塑性域での傾きの比と定義した (Figure 4.5)

仮定 3 : Figure 4.6 に示すように、切欠きの接触部に隙間がある場合は、接合部は耐力発現できないものとした。変形角の増大に伴って接触したときに、耐力発現が開始されるとした。

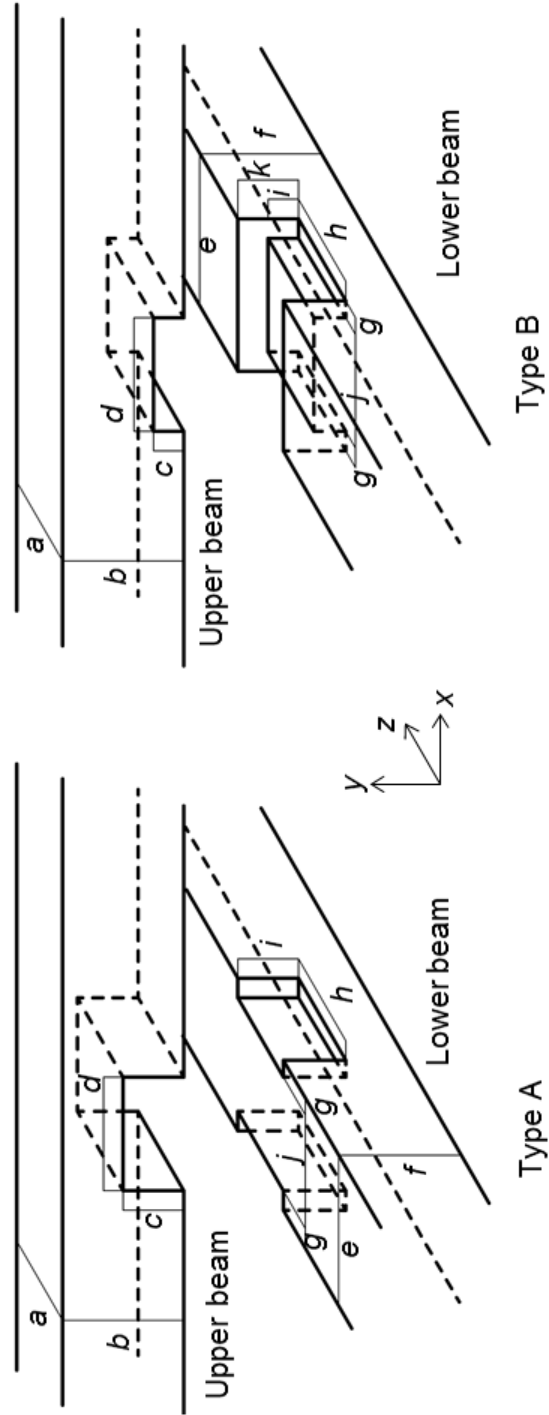


Figure 4.3 Design of two types of “Watari-ago” joint. a, b, c and d size parameters in upper beam. e, f, g, h, i, j and k size parameters in lower beam. Pairs of size parameters (a and h, c and i, d and j) have same value because of geometrical relationship.

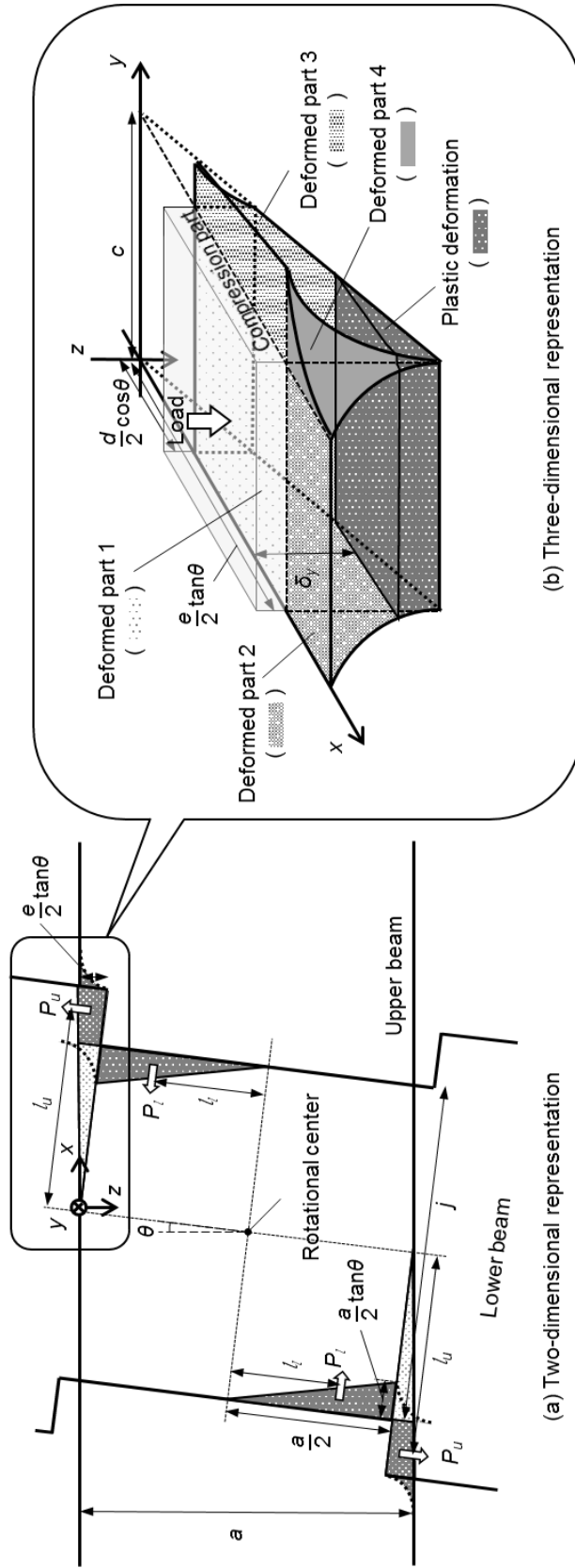


Figure 4.4 (a) Geometry of compressed deformation of "Watari-ago" joint under a deformation angle θ (top view of the joint in Figure 4.3). Darker parts mean deformed areas, (b) Three dimensionally expression of a deformed part in upper beam. It is divided into 4 parts. The axis x , y , z is according to Figure 4.3. a , d , e and j size parameters in Fig. 4.3, P_u and P_t embedment forces produced on the upper and lower beams, l_u and l_t length from the rotational center to loading points P_u and P_t .

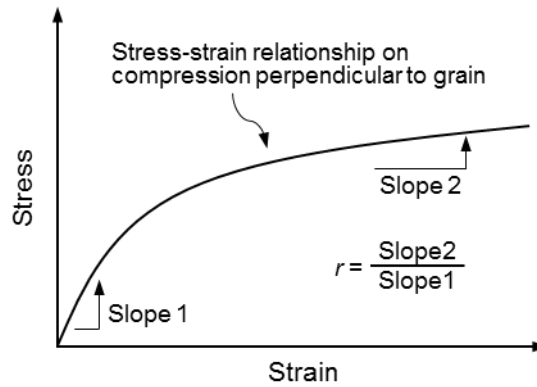


Figure 4.5 Calculation of reduction coefficient r from stress-strain curve obtained by embedment test with small clear wood specimen

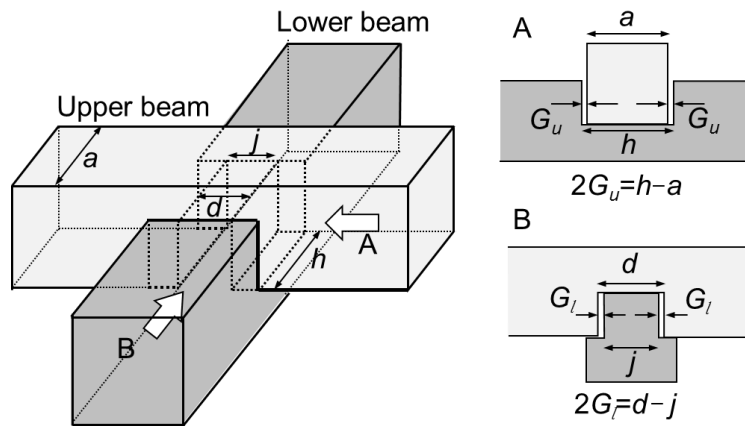


Figure 4.6 Gaps at the contact area. G_u means gap seen from the viewing point A. G_l means gap seen from the viewing point B

4.2.3 力学挙動の定式化

上記の仮定に基づいて、渡りあご接合部の抵抗モーメント M を算出した。本章では、応力-ひずみ関係において極めて一般的な材料法則である、フックの法則をベースとして理論誘導を行った。Figure 4.4(a)のようなめり込み変形が生じ、それらが弾性域内である場合には、めり込み抵抗 P_u と P_l は次式で示される。

$$P_u = \frac{V_u}{a} E_{90} \quad , \quad P_l = \frac{V_l}{j} E_{90} \quad (4.4)$$

ここで、 V_u と V_l は Figure 4.4(a) で示されるめり込みの変形体積（濃い灰色部分）であり、それぞれ上梁、下梁での変形体積である。また、 E_{90} は繊維直交方向圧縮時の弾性係数である。

a と j はそれぞれ切欠き中の寸法を示している (Figure 4.3). 式(4.4)によれば, めり込み抵抗力 P_u と P_l は変形体積 V_u と V_l に依存することから, 接合部の抵抗モーメント M を誘導する際には, V_u と V_l の算出が重要であることがわかる.

変形体積の算出を行うにあたって, Figure 4.4(b)で示される変形の様子を, Figure 4.7 で示すように4部分に別けて考えた.

変形部分 1: 切欠き同士が接することで直接の力によって変形する部分. ここでの変形体積を V_{x1} とする.

変形部分 2: 直接的な力は受けない, 余長部での変形. 変形部分 1 とは x 方向で隣り合っている. ここでの変形体積を V_{x2} とする.

変形部分 3: 直接的な力は受けない, 余長部での変形. 変形部分 1 とは y 方向で隣り合っている. ここでの変形体積を V_{x3} とする.

変形部分 4: 直接的な力は受けない, 余長部での変形. 変形部分 2 と 3 に隣り合っている. ここでの変形体積を V_{x4} とする.

上記の添え字 x は上梁, 下梁のケースに合わせてそれぞれ u と l に置き換わる.

ここで, 上梁でのめり込み変形を考える. 一つの接触部分での変形体積を V_u としたとき, それは上記の変形部分の和で示される.

$$V_u = V_{u1} + V_{u2} + V_{u3} + V_{u4} \quad (4.5)$$

接合部回転変形時の変形角が θ の時, 変形部分 1 における変形体積 V_{u1} は, Figure 4.7(a)で示すように, 幾何学的に次式で求められる (ただし, ここでは弾性・塑性部分を別けない, トータルの変形体積を示す).

$$\begin{aligned} V_{u1} &= \frac{1}{2}c \left(\frac{d}{2} \sin \theta + \frac{e}{2} \sin \theta \right) \left(\frac{d}{2} \cos \theta - \frac{e}{2} \cos \theta \right) \\ &= \frac{1}{8}c(e^2 - d^2) \sin \theta \cos \theta \end{aligned} \quad (4.6)$$

また, 変形部分 2, 3 における変形体積 V_{u2} , V_{u3} は Figure 4.7(a)(b)に示すように, 余長部の表面変位を表す指数関数式を用いて計算することができる.

$$V_{u2} = c \int_0^{\frac{3}{2}a} \frac{e}{2} \sin \theta \cdot \exp(-ax) dx \quad (4.7)$$

$$V_{u3} = \int_{\frac{d}{2} \cos \theta}^{\frac{e}{2} \cos \theta} \int_0^{\frac{3a}{2n}} x \tan \theta \cdot \exp(-any) dy dx \quad (4.8)$$

ここで, c と e は切欠きの寸法を示している. また, 式(4.8)における係数 n は余長部の変形の広がり繊維直行方向に置換する係数であり, これは稲山によって $n=5$ (スギの場合) が提案されている³⁵⁾. 変形体積 V_{u4} を求めるにあたって筆者は, 指数関数曲線の開始は, 変形

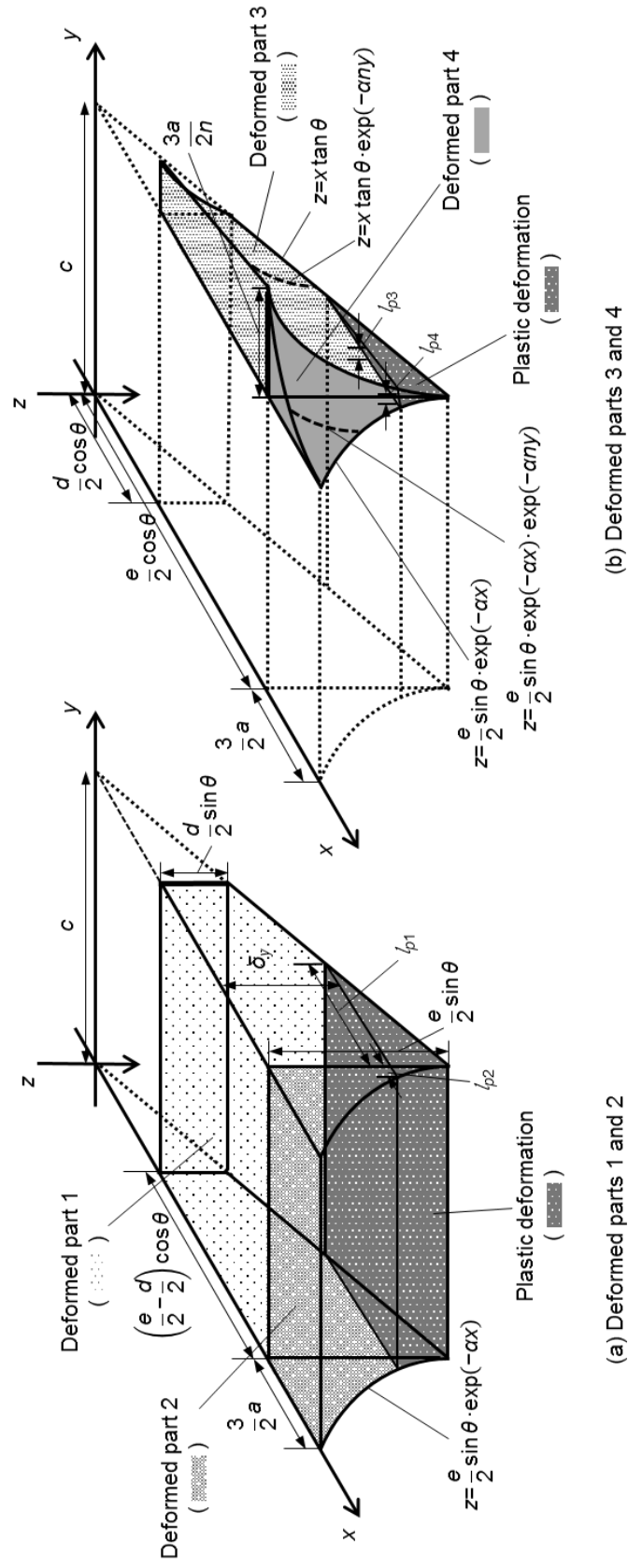


Figure 4.7 Size parameters and equations that make up the deformed parts (detailed view of Figure 4.4(b)). l_{p1} , l_{p2} , l_{p3} , and l_{p4} length of the top surface of the plastically deformed part 1 to 4.

部分 2 の端から始まり, y 方向に向かって進むことを仮定した. そうすることで, 次式のよう
に求められる.

$$V_{u4} = \int_0^{\frac{3}{2}a} \int_0^{\frac{3a}{2n}} \frac{e}{2} \sin \theta \cdot \exp(-\alpha x) \cdot \exp(-\alpha ny) dy dx \quad (4.9)$$

変形角 θ が大きく, 降伏変形角 θ_y を超えるような場合では, 変形体積 V_u は, 弾性変形部分 V_{ue} と塑性変形部分 V_{up} (Figure 4.4(b)や Figure 4.7 の濃い灰色部分) に別けられるものとした. すなわち, V_u は次式の通りになる.

$$V_u = \sum_{i=1}^4 V_{ui} = \sum_{i=1}^4 (V_{uei} + V_{upi}) \quad (4.10)$$

なお, ここで $i=1 \sim 4$ はそれぞれ変形部分 1 ~ 4 を意味している. また, 降伏変形角 θ_y は, 三角形めり込み変形の最も変形が大きくなる場所 $(e \sin \theta)/2$ が降伏変形 δ_y になるときとした. ここで, 降伏変形 δ_y は, 切欠き寸法, 係数 α , 弾性係数 E_{90} , 長期許容めり込み応力度 f_m を用いて次式で求めた³⁷⁾.

$$\delta_y = \frac{2.4 \alpha f_m}{E_{90} \sqrt{C_x C_y C_{xm} C_{ym}}} \quad (4.11)$$

ただし,

$$C_x = 1 + \frac{1}{\alpha e} \left(1 - \exp \left(-\frac{3a}{2} \alpha \right) \right), \quad C_y = 1 + \frac{1}{\alpha n c} \left(1 - \exp \left(-\frac{3a}{2} \alpha n \right) \right)$$

$$C_{xm} = 1 + \frac{4}{\alpha e}, \quad C_{ym} = 1 + \frac{4}{\alpha n c}$$

これより, 式(4.10)に代入する塑性部分の変形体積 V_{upi} を求める. はじめに, Figures 4.4(b), 4.7 に示すような, 変形部分 1 において, 塑性部分の上面の x 方向距離 l_{p1} を求める. これは, 幾何学的に求めることができ, 次式のようになる.

$$l_{p1} = \frac{e}{2} \cos \theta - \frac{\delta_y}{\tan \theta} \quad (4.12)$$

変形部分 1 における塑性部分 V_{up1} は l_{p1} を用いて次式で表される.

$$V_{up1} = \begin{cases} \frac{c}{2} l_{p1} \left(\frac{e}{2} \sin \theta - \delta_y \right) & \left(\frac{d}{2} \sin \theta \leq \delta_y \right) \\ \frac{c}{2} \left(\frac{e}{2} \sin \theta + \frac{d}{2} \sin \theta - 2\delta_y \right) \left(\frac{e}{2} - \frac{d}{2} \right) \cos \theta & \left(\frac{d}{2} \sin \theta \geq \delta_y \right) \end{cases} \quad (4.13)$$

同様に, 変形部分 2 における塑性部分に関して, 塑性部分の上面の x 方向距離 l_{p2} は式(4.14)のように幾何学的に求められ, また, これを用いて変形部分 2 における塑性部分 V_{up2} は式(4.15)のように求められる.

$$l_{p2} = -\frac{1}{\alpha} \log \frac{2\delta_y}{e \sin \theta} \quad (4.14)$$

$$V_{up2} = c \int_0^{l_{p2}} \left(\frac{e}{2} \sin \theta \cdot \exp(-\alpha x) - \delta_y \right) dx \quad (4.15)$$

変形部分 3 においても同様に，幾何学的な関係より塑性部分の上面の y 方向距離 l_{p3} は式 (4.16) のように求められ，また，これを用いて塑性部分 V_{up3} は式 (4.17) のように求められる．

$$l_{p3} = -\frac{1}{an} \log \frac{\delta_y}{x \tan \theta} \quad (4.16)$$

$$V_{up3} = \begin{cases} \int_{\frac{e}{2} \cos \theta - l_{p1}}^{\frac{e}{2} \cos \theta} \int_0^{l_{p3}} (x \tan \theta \cdot \exp(-any) - \delta_y) dy dx & \left(\frac{d}{2} \sin \theta \leq \delta_y \right) \\ \int_{\frac{d}{2} \cos \theta}^{\frac{e}{2} \cos \theta} \int_0^{l_{p3}} (x \tan \theta \cdot \exp(-any) - \delta_y) dy dx & \left(\frac{d}{2} \sin \theta \geq \delta_y \right) \end{cases} \quad (4.17)$$

変形部分 4 においても同様であり，次式で l_{p4} ，および V_{up4} が求められる．

$$l_{p4} = -\frac{1}{an} \log \frac{2\delta_y}{e \sin \theta \cdot \exp(-\alpha x)} \quad (4.18)$$

$$V_{up4} = \int_0^{l_{p2}} \int_0^{l_{p4}} \left\{ \frac{e}{2} \sin \theta \cdot \exp(-\alpha x) \cdot \exp(-any) - \delta_y \right\} dy dx \quad (4.19)$$

各変形部分での弾性部分 V_{uei} は，各々のトータルの変形 V_{ui} から塑性部分 V_{upi} を除けば求められるので，

$$V_{uei} = V_{ui} - V_{upi} \quad (4.20)$$

上梁における抵抗モーメント M_u は，式 (4.4) に基づくめり込み抵抗力和，回転中心から三角形めり込みの図心までの距離 l_u を乗じることで求められる．

$$M_u = \left(\frac{E_{90}}{a} \sum_{i=1}^4 V_{uei} + r \frac{E_{90}}{a} \sum_{i=1}^4 V_{upi} \right) l_u \times 2 \quad (4.21)$$

ここで，塑性抵抗を示す項には低減係数 r が乗じられている．また，ここでは距離 l_u を単純に直角三角形の図心までの距離とし， $e/3$ とした．この考え方は，余長部でのめり込みや，塑性変形が生じた際に必ずしも正確な値ではないが，ここでは計算の簡略化のため，その導出を省いた．

下梁におけるめり込み変形体積 V_{lei} と V_{lpi} に関しても，式 (4.4) ～ (4.20) と同様にして求めることができ，また，下梁における抵抗モーメント M_l は式 (4.21) と同様に次式で示される．

$$M_l = \left(\frac{E_{90}}{j} \sum_{i=1}^4 V_{lei} + r \frac{E_{90}}{j} \sum_{i=1}^4 V_{lpi} \right) l_l \times 2 \quad (4.22)$$

渡りあご接合部が発現する抵抗モーメント M は，上梁での抵抗モーメントと下梁での抵抗

モーメントの和で示される.

$$M = M_u + M_l \quad (4.23)$$

実際の渡りあご接合部では, 仮定 3 や Figure 4.6 のように切欠きの接触部に隙間が存在することが多い. このようなケースでは, 変形初期は切欠きの噛み合わせりが起きず, したがって, 抵抗モーメント M_u , M_l は発現しないものとした. 変形が進行するにつれて互いが噛み合わせり, その時から耐力発現 (抵抗モーメントの発現) を始めるものと考えた. ここで, 耐力発現を始める変形角を, 上梁と下梁でそれぞれ θ_u , θ_l とし, また, これらは Figure 4.6 に示す隙間 G_u , G_l を用いて下記のように算出した.

$$\theta_u = \frac{2G_u}{e} = \frac{h-a}{e} \quad , \quad \theta_l = \frac{2G_l}{a} = \frac{j-d}{a} \quad (4.24)$$

4.3 試験体と試験方法

4.3.1 渡りあご接合部試験体

渡りあご接合部の力学性能を実験的に把握するため, 実大スケール接合部試験体を用意し, 力学試験を行なった. 試験体は Figure 4.8 に示すもので, 二本の梁材 (スギ気乾材; *Cryptomeria japonica* D.DON) からなる十字型の試験体で, 試験体の中央部に渡りあご接合が施されている. 外形寸法は 1500×1500 mm とした. 下梁の切欠き形状は Figure 4.3 で示すように, Type A と B の 2 パターンとした. また, 切欠きの寸法を変化させることで, 全 6

Table 4.1 Sizes of “Watari-ago” joint specimens (unit: mm).

Series	Type	a (h)	b	c (i)	d (j)	e	f	g	k	G_u	G_l
I	A	120	150	60	90	120	180	15	—	0.00	0.00
II	A	120	150	60	72	120	180	24	—	0.06	0.00
III	A	150	120	60	90	120	180	15	—	0.68	0.00
IV	A	120	180	60	120	150	120	15	—	0.97	0.76
V	B	120	180	30	120	150	120	15	60	0.44	0.00
VI	B	120	150	30	90	120	180	15	60	0.00	0.00

The parameters a , b , ..., k refer Figure 4.3.

The gap sizes G_u and G_l refer Figure 4.6.

The values were desired values, and therefore there were errors in actual specimens.

The parameters enclosed in parentheses (h , i and j) have the same value with the next parameters because of the geometrical relationship.

シリーズの試験体を作成した．それぞれのシリーズの切り欠き寸法を Table 4.1 に示す．なお，表中の寸法パラメータ a, b, \dots, k は Figure 4.3 に従っている．表中で括弧に囲まれる h, i, j は接合部の幾何学的な関係上，それぞれ a, c, d と同じ値となる．ただし，ここでの値は加工時における目標値であり，実際の試験体にはわずかな誤差があった．その誤差の一部は切欠き接触部の隙間 G_u, G_l (Figure 4.6 に従う) として現れている．接合部試験体は各シリーズで5体ずつ実施するものとし，試験体数は計 30 体とした．

4.3.2 試験方法

渡りあご接合部の力学試験のセットアップを Figure 4.8 に示す．試験は鉄製の試験機フレームを持つ構造用疲労試験機 (EHF-JB10-20L, 島津製作所製) を用いて実施した．試験は日本住宅・木材技術センターが定める「鉛直構面及び水平構面の剛性と許容せん断耐力を算定するための試験」³¹⁾ に準じて実施した．図に示すように，十字型接合部試験体の上側の端点を，鉄製治具を介して油圧式のアクチュエータとピン接合し，ここを加力点とした．また，他の3点でも鉄製治具を介して試験機フレームとピン接合した．この状態でアクチュエータにより水平方向で載荷することにより，渡りあご接合部にモーメントを作用させた．載荷には，Figure 4.9 に示すように，正負交番載荷を採用した．載荷は変位制御で行なっており，折り返しは変形角が $\pm 1/450, 1/300, 1/200, 1/150, 1/100, 1/75, 1/50, 1/30$ rad とし，さらに，

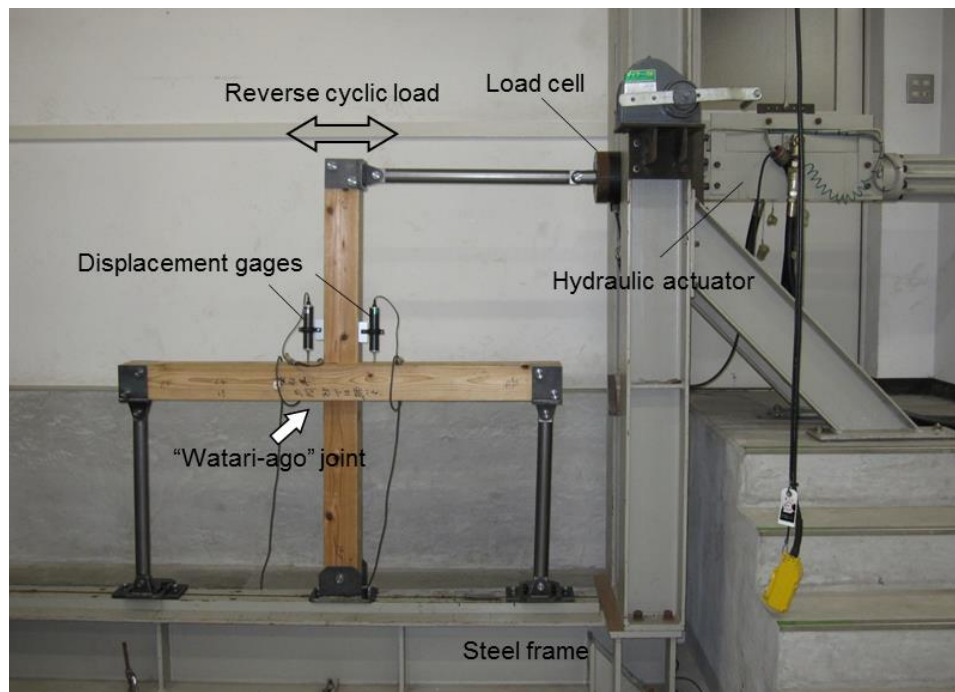


Figure 4.8 “Watari-ago” joint specimen and experimental setup.

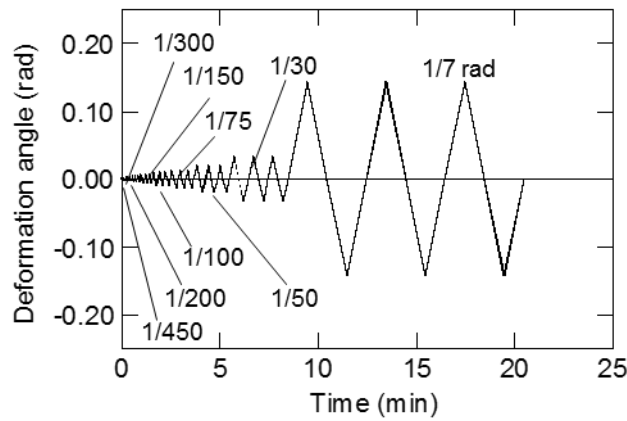


Figure 4.9 Loading sequence.

アクチュエータのストローク限界となる ± 200 mm（変形角 $\pm 1/7$ rad に相当）を加えた 9 段階とした。また、各段階における繰り返し数は 3 回とした。載荷速度は 200 mm/min とした。アクチュエータに取り付けたロードセル（SFL-100kN, 島津製作所製）を用いて水平力を測定し、それに試験体設置時の鉛直方向のピンーピン接合距離 1400 mm を乗じてモーメントを算出した。また、接合部付近に 2 台のひずみゲージ式変位計（CDP-50, 東京測器研究所製）を用いて変形角 θ を測定した。変形角 θ は 2 台の変位計の出力値 v_1 と v_2 、および変位計間距離 H を用いて次式で算出した。

$$\theta \approx \tan \theta = \frac{v_1 - v_2}{H} \quad (4.25)$$

これらの測定器は、センサインタフェース（PCD-300B および PCD-320A, 共和電業製）を介してパーソナルコンピュータに収録した。なお、サンプリング周波数は 5.0Hz とした。

4.4 力学試験結果

4.4.1 モーメントー変形角関係

はじめに、力学試験で観察された変形性状を Figure 4.10 に示す。全ての試験体で、Figure 4.10(a)に示すように、切欠きの接触部の繊維直交方向でめり込み変形が見られた。このことから、渡りあご接合部の耐力発現要因の一つとして、木材のめり込み抵抗が重要であることがわかる。また、シリーズ II と IV の試験体の一部では、大変形時に Figure 4.10(b)で示すように、上梁の切り欠きのコーナー部からせん断破壊を生じた。他のシリーズでは現れなかった性状であることから、この 2 シリーズの特徴的な結果であるといえる。

力学試験により得られたモーメントー変形角履歴関係を Figures 4.11～4.16 に示す．図から，全てのシリーズにおいて変形角 0.03 rad 程度で降伏したが，降伏後もモーメントを維持した．このことから，渡りあご接合部は高い靱性を持つことが示され，これは既往の研究に従うものであった^{65)・69)}．ここで，同一変形角段階内での負荷履歴による影響を見てみると，小変形角域での繰返し載荷の段階では（おおよそ 0.03 rad 以下），2 ないし 3 回目の負荷時の曲線は，同変形角段階での 1 回目の曲線と概ね一致しており，したがって，負荷履歴による影響は小さいと判断できる．一方で， 0.10 rad を超える変形を一旦受けると，2 ないし 3 回目の負荷時は，1 回目の曲線と比較して極めて低いモーメントを示した．これほどの大変形の後には，切欠きの接触部には残留変形が生じ，それによりモーメント性能が低下したと考えられる．

Figures 4.11～4.16 においてシリーズ間の比較をすると，モーメントー変形角履歴曲線は切欠き寸法等の条件によって異なることがわかる．例えば，シリーズ III では，極めて小さい変形角域ではモーメントをほとんど発現しなかった．これは，このシリーズの試験体には隙間 G_u が大きいものが多かったためである（Table 4.1）．試験が進行して変形角が大きくなると，切欠きが十分に噛み合わさったと思われ，大きな剛性をもってモーメント値を増大させた．シリーズ IV も III と同様に隙間が大きかったものであり，小変形角域での抵抗モーメントは非常に小さい．変形角の増大とともにモーメント値も増大したが，その程度は III よりも小さかった．また，このシリーズでは多くの試験体では，変形角 0.12 rad 付近（Figure 4.14 の矢印）で Figure 4.10(b)に示すような上梁のせん断破壊が生じた．このせん断破壊の発生とともにモーメント値は急激に低下し，以降も回復することはなかった．また，シリーズ VI の結果を見ると，他のシリーズと比較して剛性や最大モーメントが低いことが明らかになった．

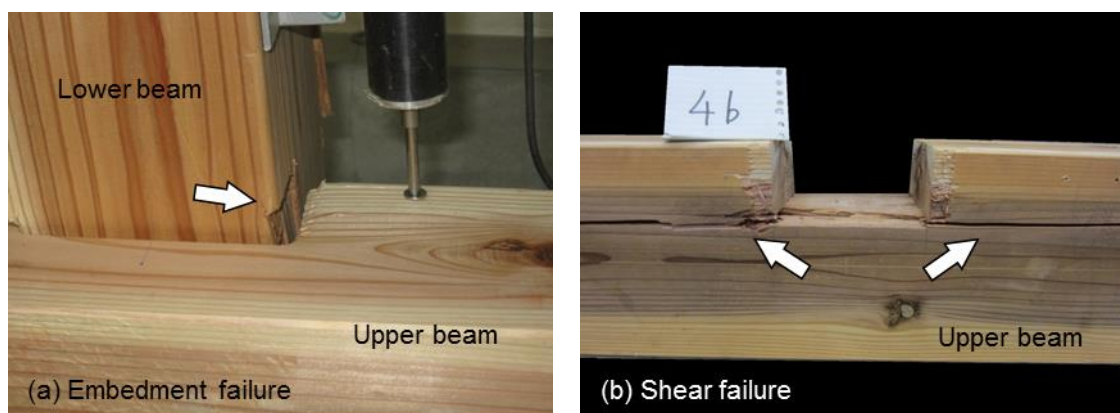


Figure 4.10 Failure mode during/after the mechanical testing.

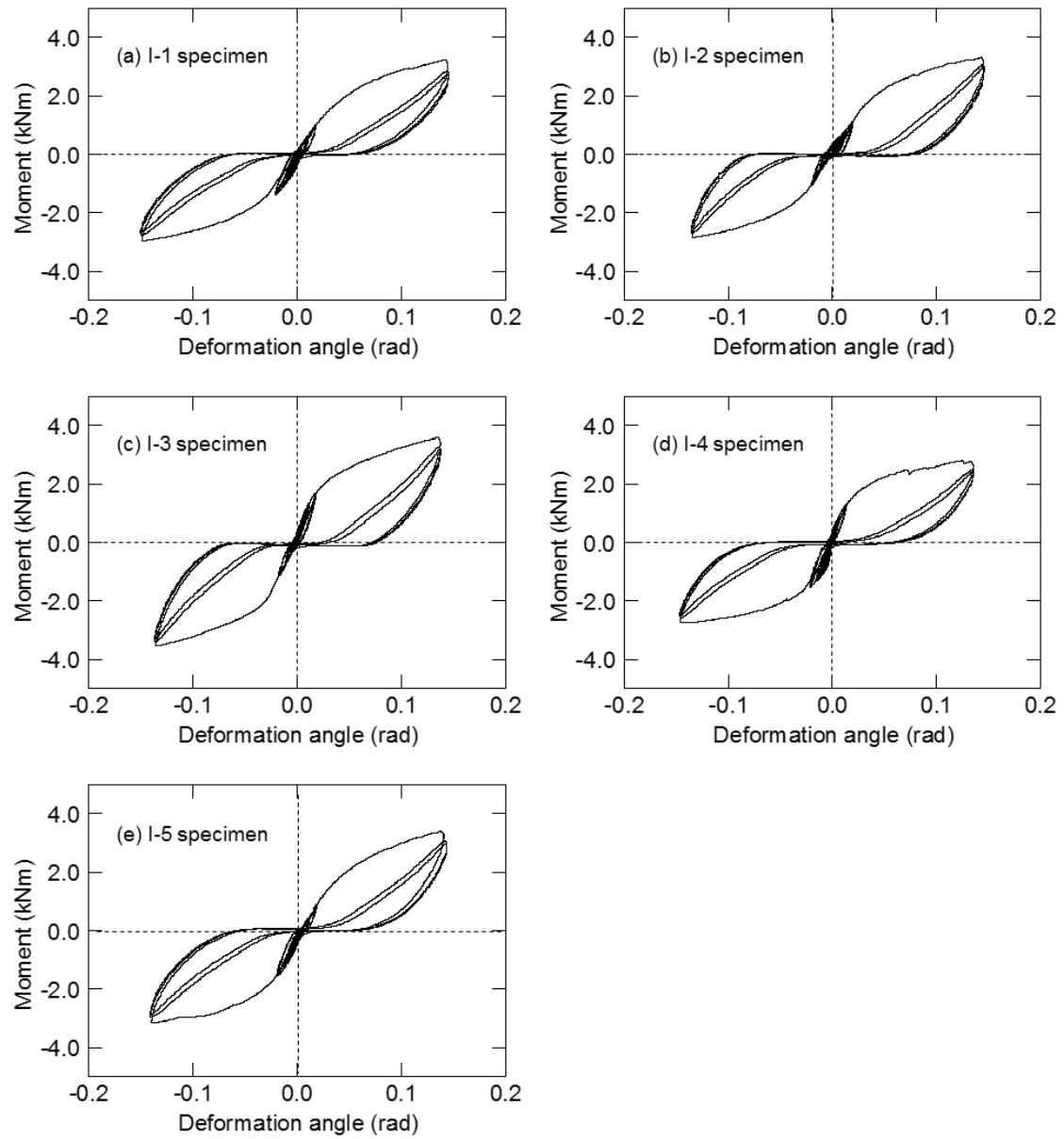


Figure 4.11 Moment and deformation angle relationships of the “Watari-ago” joints (Series I).

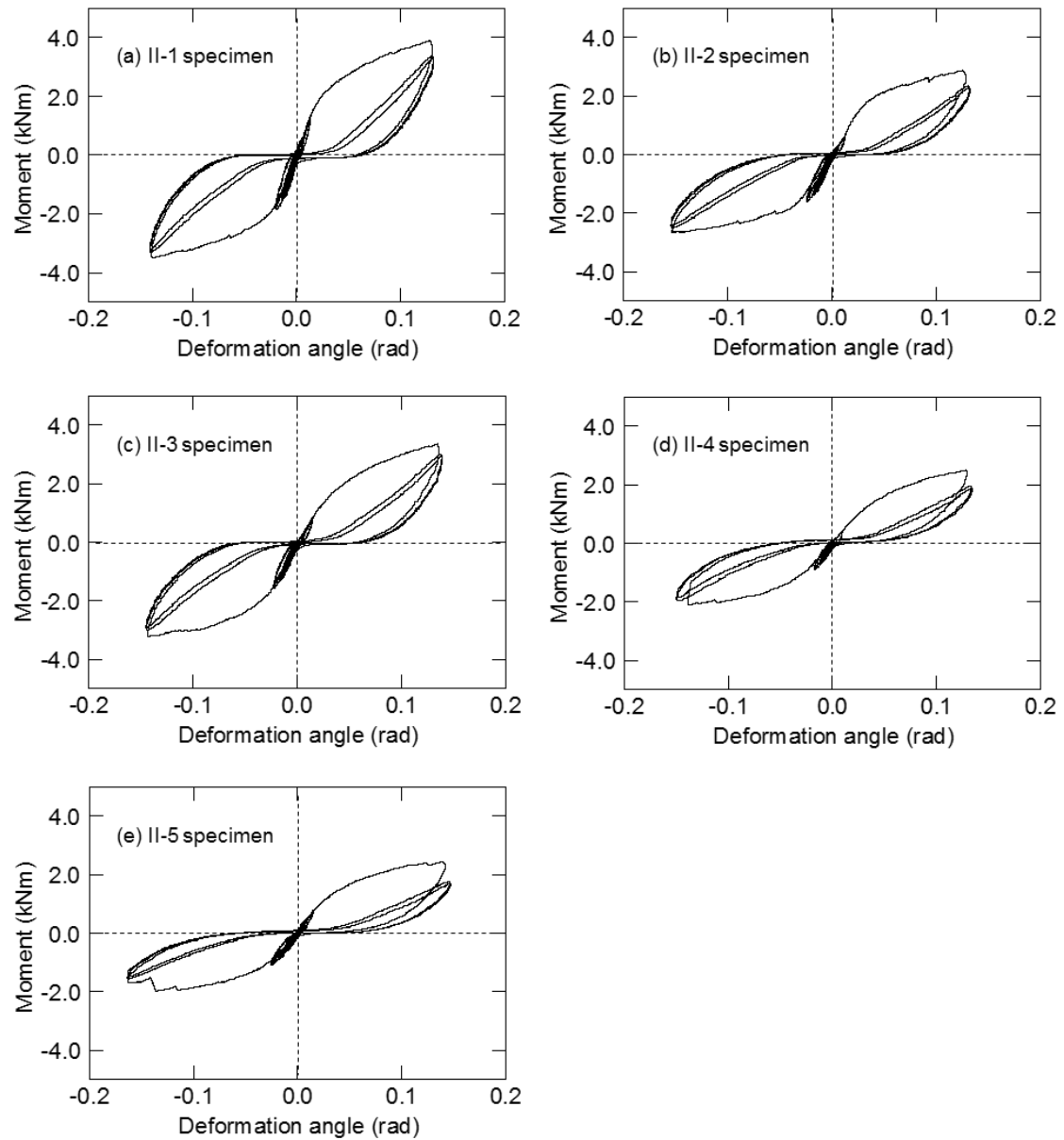


Figure 4.12 Moment and deformation angle relationships of the “Watari-ago” joints (Series II).

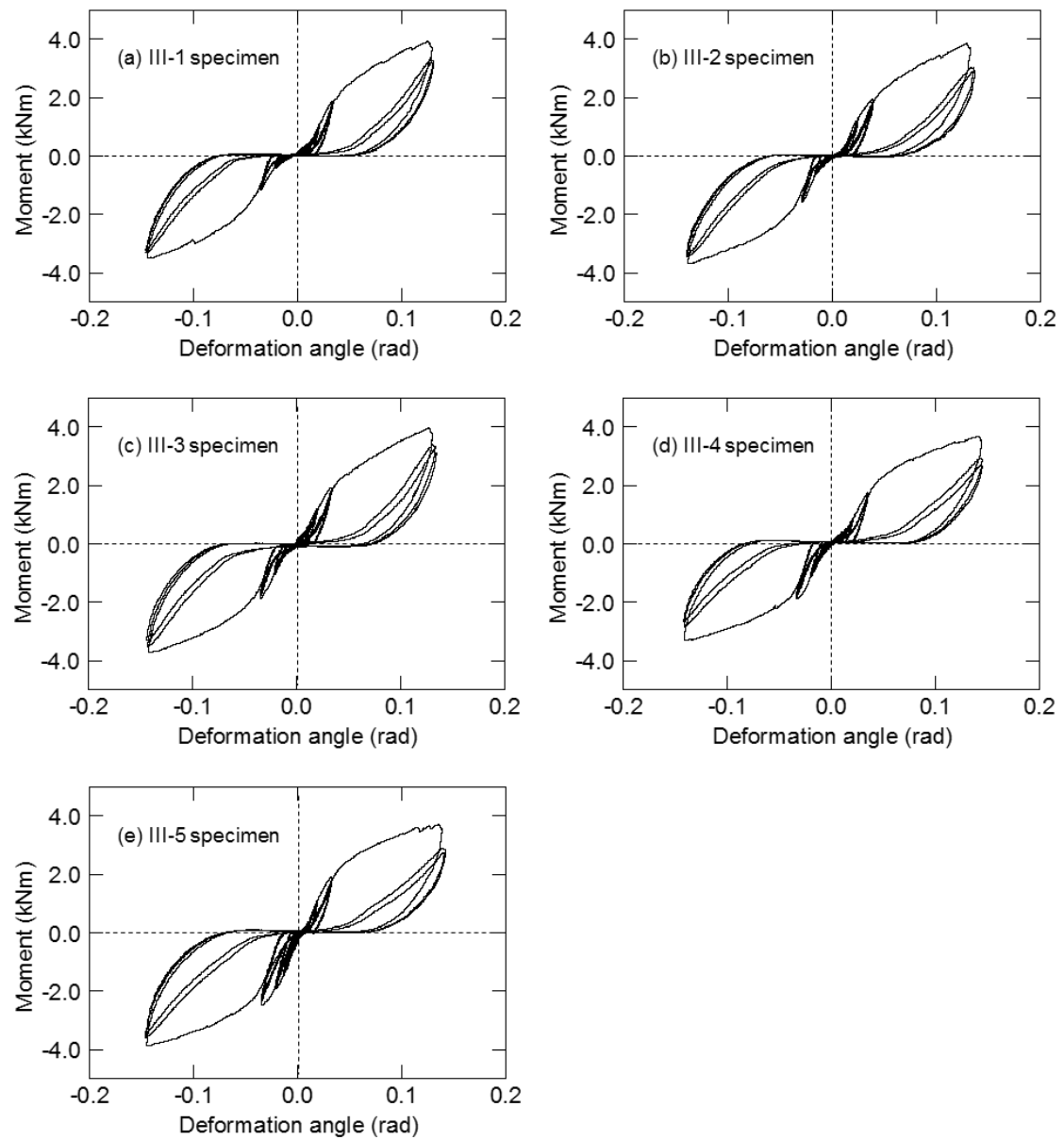


Figure 4.13 Moment and deformation angle relationships of the “Watari-ago” joints (Series III).

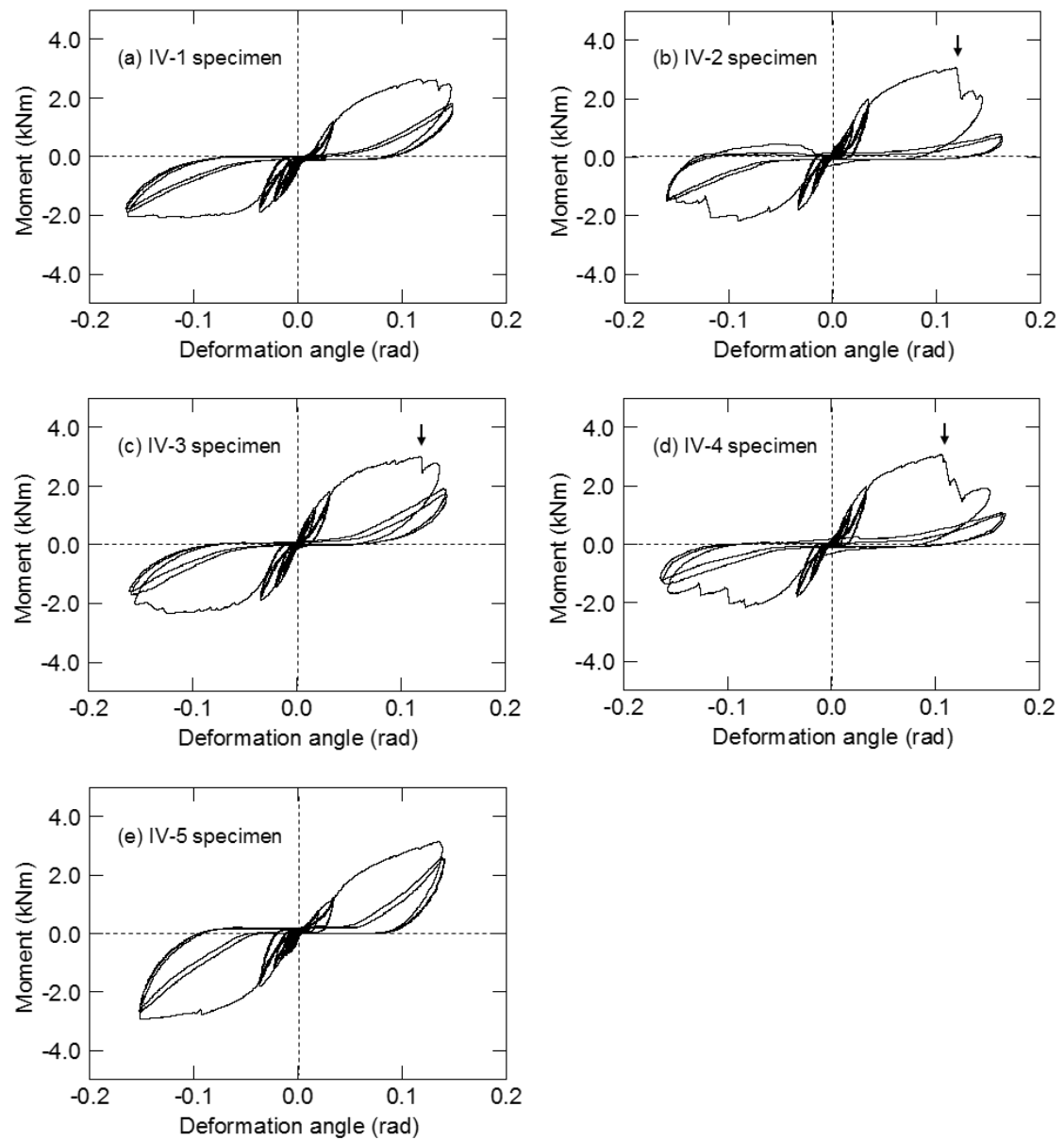


Figure 4.14 Moment and deformation angle relationships of the “Watari-ago” joints (Series IV).

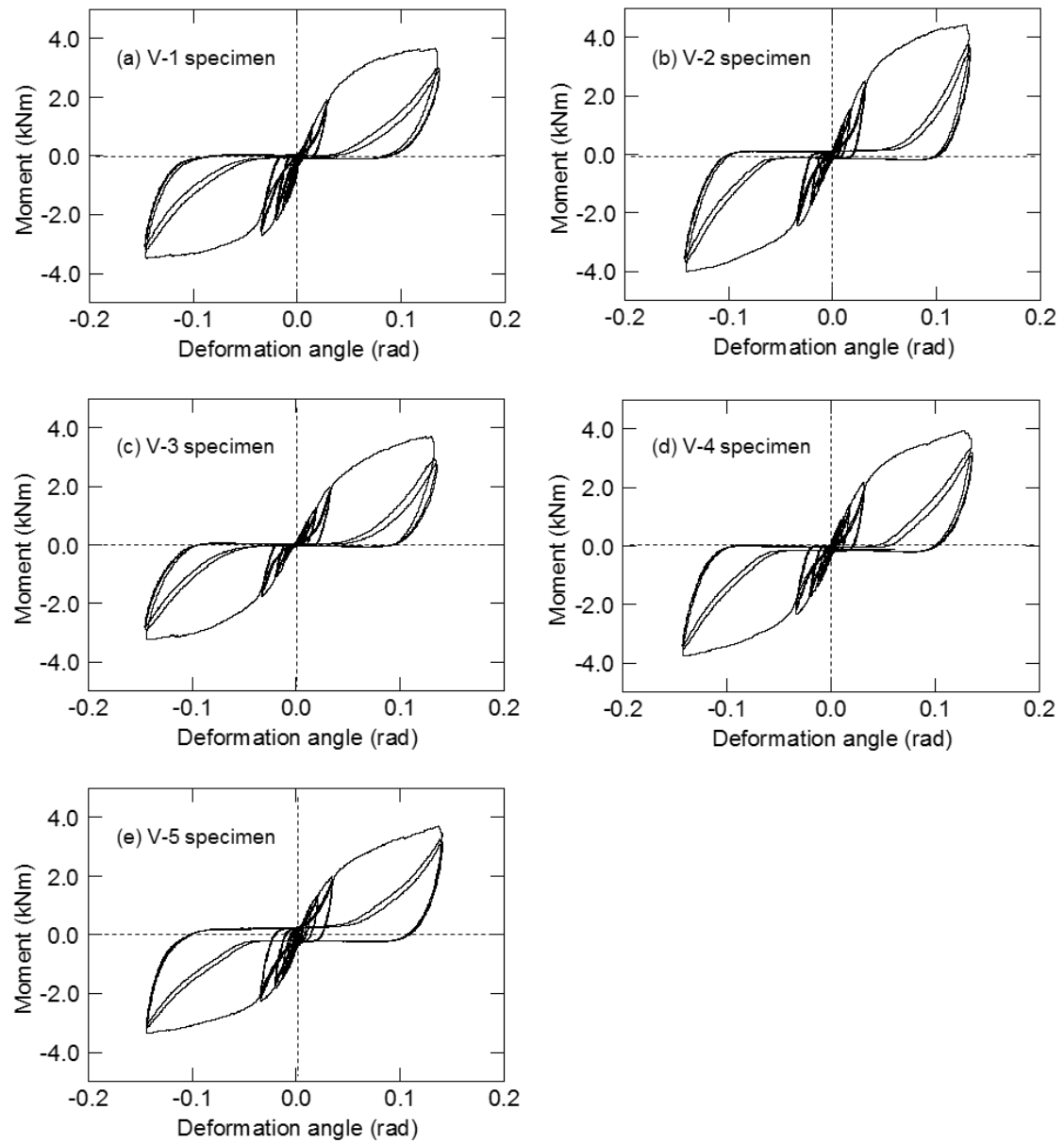


Figure 4.15 Moment and deformation angle relationships of the “Watari-go” joints (Series V).

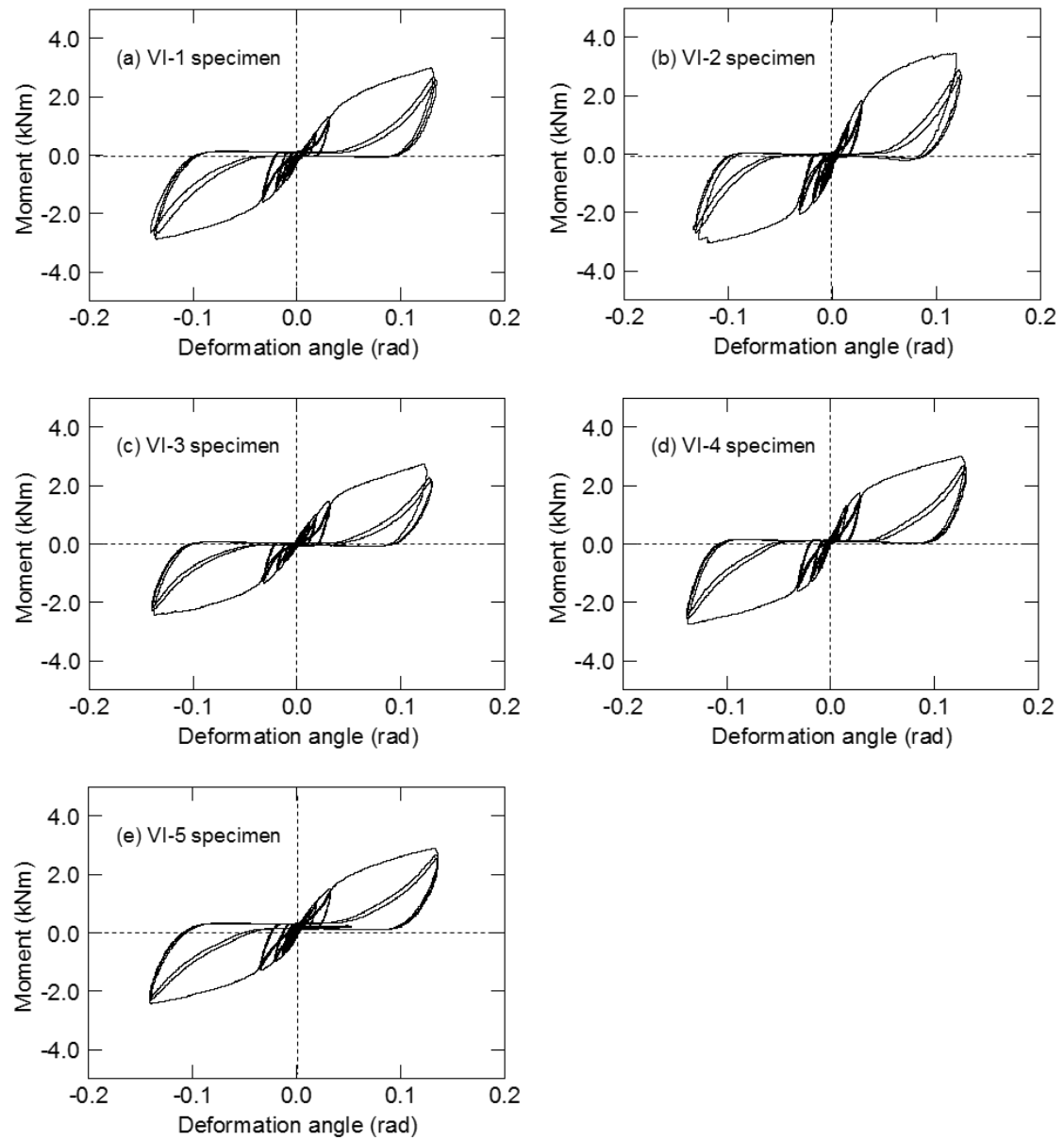


Figure 4.16 Moment and deformation angle relationships of the “Watari-ago” joints (Series VI).

4.4.2 力学的特性値

渡りあご接合部の力学試験結果の解析にあたって、完全弾塑性モデルによる力学特性値の評価を行なった。完全弾塑性モデルとは、木質構造要素の力学特性値をエネルギー論に基づく考え方で算出するモデルである。これに先立って、Figures 4.11～4.16 のような履歴曲線から包絡線を抽出した。なお、ここでは履歴曲線の正方向負荷時（図の第一象限）から抽出した。この包絡線を用いて完全弾塑性モデルを適用し、特性値の算出を行なった。算出の手順を Figure 4.17 を用いながら以下に記す^{例えば 92)-95)}。

- 手順 1 : 包絡線上の $0.1M_{\max}$ と $0.4M_{\max}$ を結ぶ直線 I を引く (M_{\max} は最大モーメント)。
- 手順 2 : 包絡線上の $0.4M_{\max}$ と $0.9M_{\max}$ を結ぶ直線 II を引く。
- 手順 3 : 包絡線に接するまで II を平行移動し、これを直線 III とする。
- 手順 4 : 直線 I と直線 III の交点の荷重を降伏モーメント M_y とし、この点から横軸に平行に直線 IV を引く。
- 手順 5 : 直線 IV と包絡線との交点の変位を、降伏変形角 θ_y とする。
- 手順 6 : 原点と (θ_y, M_y) を結ぶ直線を直線 V とし、その傾きを初期剛性 K とする。
- 手順 7 : 最大荷重後、 $0.8 M_{\max}$ となった時の変形角または $1/15 \text{ rad}$ のどちらか小さい変形角を終局変形角 θ_u と定める。
- 手順 8 : モーメントー変形角の包絡線下 ($0 \leq \theta \leq \theta_u$) の面積を S とする。
- 手順 9 : 直線 V と $\theta=\theta_u$ と横軸および横軸に平行な直線で囲まれる台形の面積が、手順 8 で求めた S と等しくなるように、横軸に平行な直線 VI を引く。
- 手順 10 : 直線 V と直線 VI の交点を終局モーメント M_u と定め、その時の変形角を降伏点変形角 θ_v とする。
- 手順 11 : 塑性率 μ を θ_u/θ_v で定義し、また、構造特性係数 D_s を以下の式で表す。

$$D_s = 1/\sqrt{2\mu - 1} \quad (4.26)$$

- 手順 12 : 上記のほかに、変形角 $1/120 \text{ rad}$ 時のモーメント $M_{1/120}$ を求める。

以上の手順により、最大モーメント M_{\max} 、降伏モーメント M_y 、初期剛性 K 、終局モーメント M_u 、構造特性係数 D_s 、変形角 $1/120 \text{ rad}$ 時のモーメント $M_{1/120}$ の 6 つの力学的特性値を得ることができる。なお、実際には包絡線の抽出と完全弾塑性モデルの適用にあたって、荷重変形曲線の特徴点抽出自動化ツール「Pickpoint3292」¹¹⁹⁾を用いた。

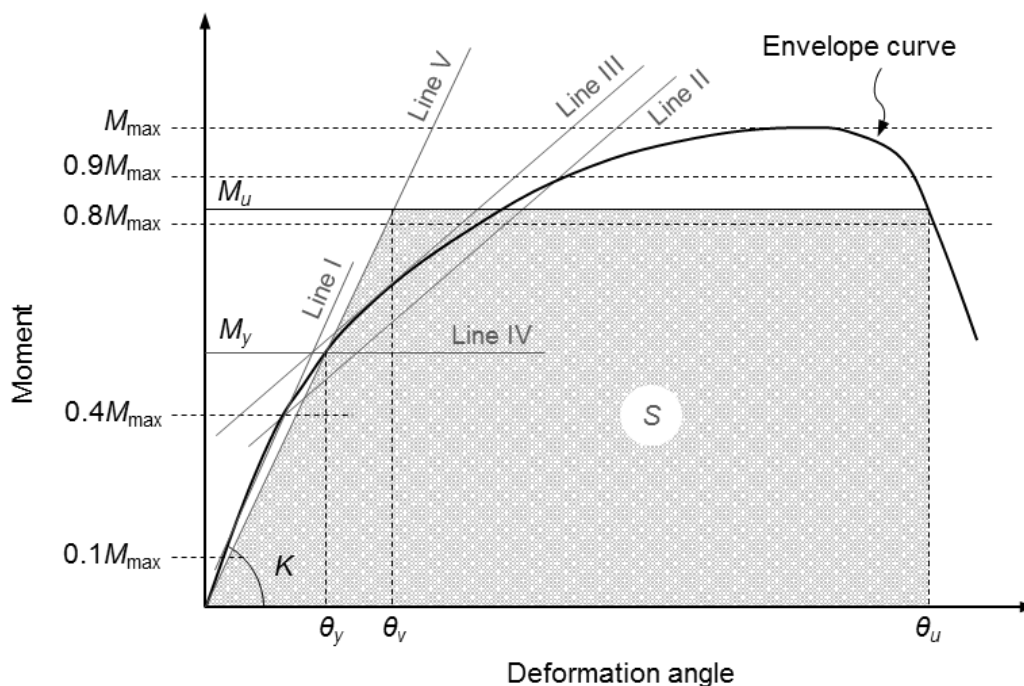


Figure 4.17 Calculation method of mechanical properties by perfect elasto-plastic model.

Table 4.2 Mechanical properties of “Watari-ago” joints.

Series	M_{\max} (kNm)	M_y (kNm)	K (kNm/rad)	M_u (kNm)	D_s	$M_{1/120}$ (kNm)
I	3.26	1.83	58.0	2.87	0.47	0.70
II	3.01	1.65	50.9	2.61	0.49	0.49
III	3.83	2.05	51.2	3.27	0.55	0.29
IV	2.99	1.79	47.8	2.68	0.54	0.43
V	3.89	2.23	62.0	3.50	0.51	0.66
VI	3.02	1.66	50.9	2.64	0.51	0.53

M_{\max} : maximum moment; M_y : moment at yield point; K : rotational stiffness; M_u : ultimate moment

D_s : structural characteristic factor; $M_{1/120}$: moment at deformation angle 1/120 rad

シリーズ毎の力学的特性値の算出結果（平均値）を Table 4.2 に記す。表によれば、より大きな梁幅を持つシリーズ III と IV（それぞれ a と e ）は優れた最大モーメント M_{\max} ，降伏モーメント M_y ，終局モーメント M_u を示した。また，変形角 1/120 rad 時のモーメント $M_{1/120}$ を見ると，切欠き接触部の隙間が大きかったシリーズ III は，他より低い値を示した。このことから，隙間の大小は接合部のモーメント性能，特に小変形角域での性能に大きく影響することが示された。

4.4.3 力学挙動推定式の妥当性

本項では、4.2 章で理論的に導出した力学挙動の推定式（式(4.23)）の妥当性を検証するために、試験結果と推定結果の力学挙動（モーメント M －変形角 θ 関係）を比較した。

推定には、Figures 4.3, 4.6 と Table 4.1 に示す接合部の寸法 a, b, \dots, k 、および隙間 G_u, G_l を用いていた。また、稲山の文献³⁵⁾では、繊維直交方向圧縮時の弾性係数 E_{90} は、繊維方向圧縮時の弾性係数 E_0 の 1/50 倍を用いると記されている。そこで、本章では別途スギ小試験体の縦圧縮試験を実施し、 E_0 を実験的に求めた。スギ気乾材より作成した寸法 25×25×50 mm の小試験体を 18 体用意し、JIS Z 2101¹²²⁾に従って試験を実施した（Figure 4.18(a)）。その結果 Figure 4.19(a)に示す応力－ひずみ関係が得られ、そこから $E_0=7.6$ GPa（平均値）が得られた。また、塑性域での耐力の低減係数 r も同様に JIS Z 2101¹²²⁾に準拠した部分横圧縮試験を実施した。ここでの試験体はスギ気乾材を用いた 30×30×100 mm の小試験体を 17 体用意し、Figure 4.18(b)のセットアップで実施した。なお、載荷面積は 27×30 mm とした。これらの試験で得られた応力－ひずみ曲線（Figure 4.19(b)）から Figure 4.5 に示す方法で低減係数 r を算出した結果、 $r=0.065$ （平均値）が得られた。長期許容めり込み応力度 f_m は、文献 37)から $f_m=1.96$ MPa とし、また、余長部の変形の広がり繊維直行方向に置換する係数 n は、試験体がスギであることから、 $n=5$ を用いた³⁵⁾。

試験結果と推定結果の比較を Figure 4.20 に示す。図の細線は試験結果を示しており、Figures 4.11～4.16 に示される履歴曲線から包絡線を抽出¹¹⁹⁾したものである。なお、ここでは正方向負荷時（履歴曲線の第一象限）から包絡線を抽出した。一方、太線は推定結果を示している。これによれば、推定結果の太線は、試験結果の細線と概ね一致している。したがって、4.2 章での力学挙動推定式は概ね妥当性があると判断できる。また、シリーズ III や IV のような、小変形角域でわずかな抵抗モーメントしか発現しなかった挙動でも、接触部の隙間による耐力発現の遅れ（耐力発現開始の変形角 θ_u, θ_l ）を推定方法に取り入れることで、概ね推定できた。

しかしながら、図の推定結果は必ずしも試験結果を十分に推定したものとはならず、例えば、初期剛性はそれほど一致しておらず、推定結果はやや高めとなっている。この理由としては以下の 3 点が考えられる。(i) 推定に用いた弾性係数 E_0 は無欠点小試験体を用いてえられたものであるが、実際の渡りあご接合部試験体には木目の流れ等の欠点が含まれていること、(ii) 回転中心から三角形めり込みの図心までの距離 l_u および l_l を、推定では $e/3$ と簡略に求めたが、余長部での抵抗力や、部分的な塑性化などで、実際には異なると推測されること、(iii) 渡りあご接合部が噛み合わさりにより耐力発現する際には、めり込み抵抗だけでなく、実際には、摩擦抵抗も生じていると思われるが、4.2 章の理論にはこれを考慮し

ていなかったことが理由と考えられる．今後は，これらの内容も考慮に入れて，より推定精度の高い方法を提案することが必要と考えられる．

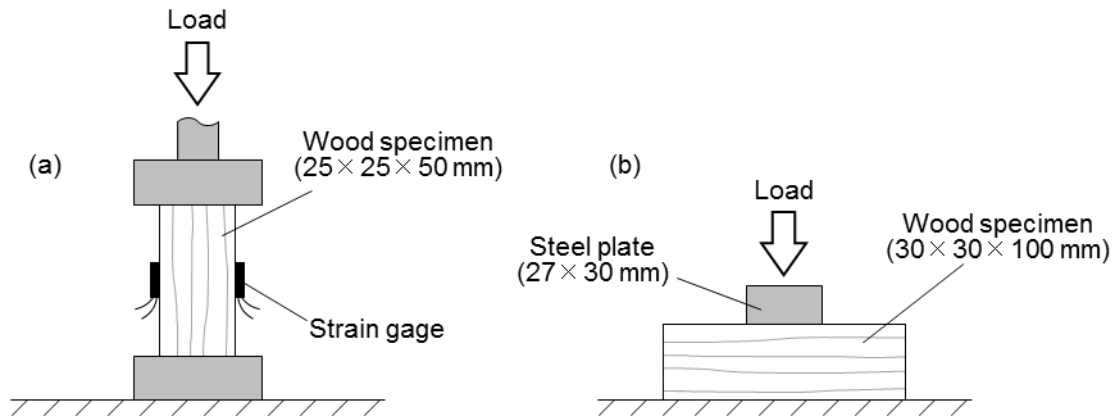


Figure 4.18 Mechanical tests with small clear wood specimen for obtaining the parameters E_{90} and r .

(a) Compression test parallel to grain. (b) Partial compression test perpendicular to grain.

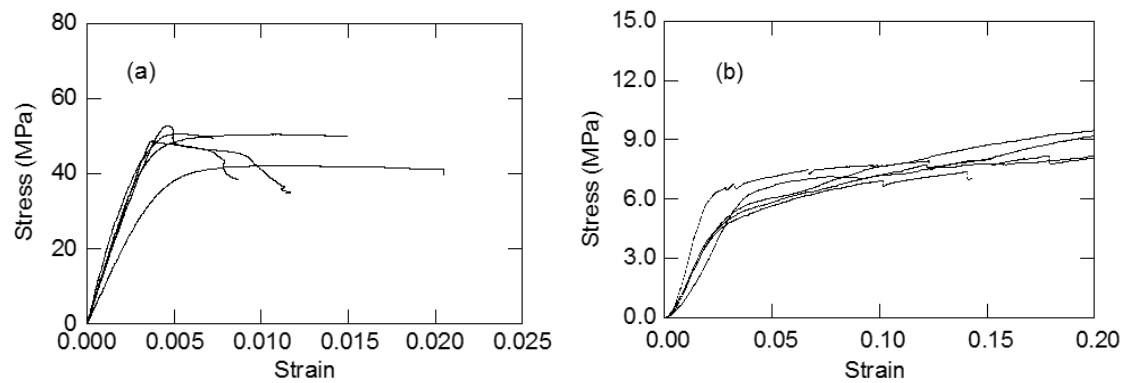


Figure 4.19 Examples of the mechanical test results with small clear wood specimen. (a) Compression test parallel to grain in Figure 4.18(a). (b) Partial compression test perpendicular to grain in Figure 4.18(b).

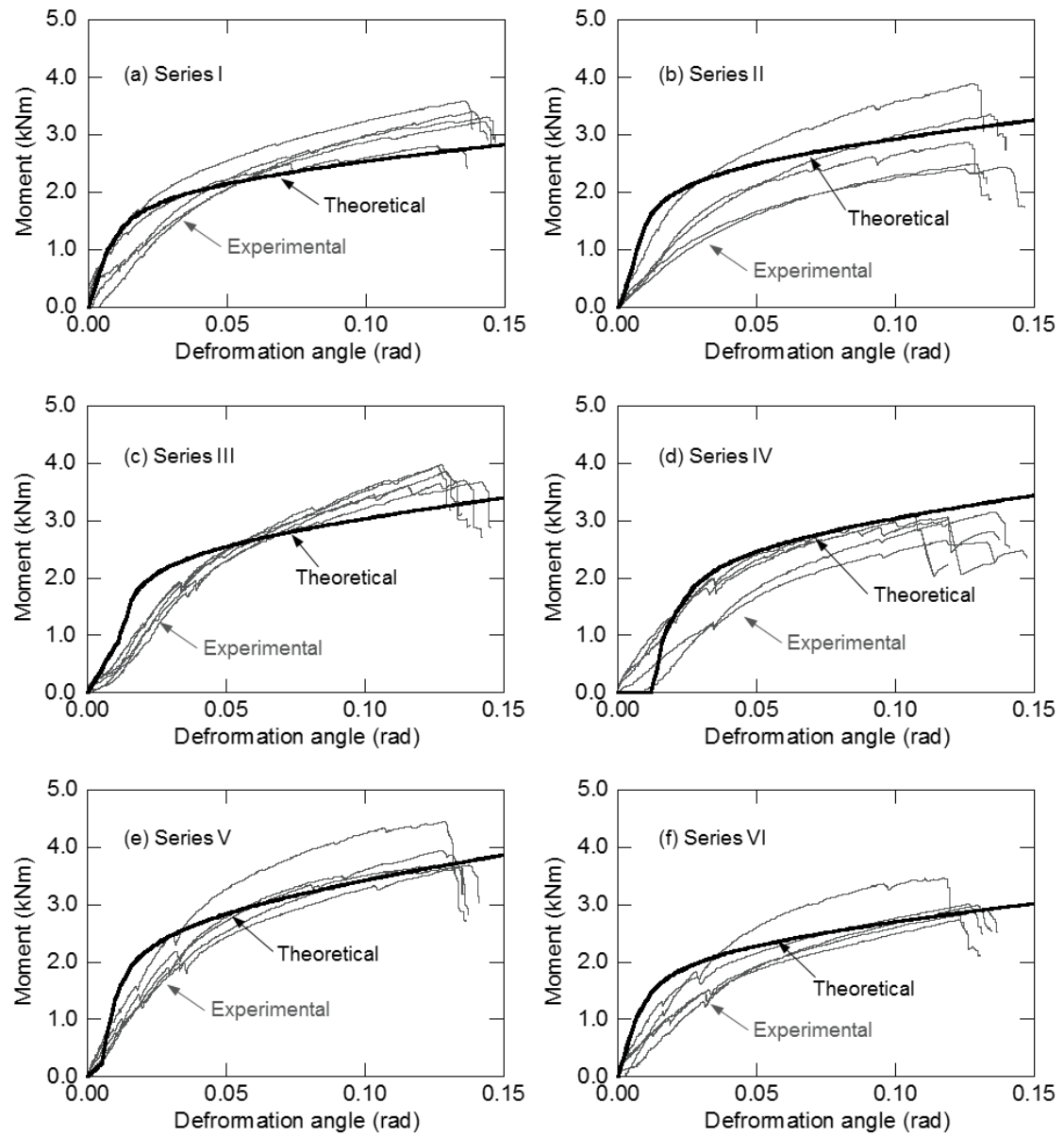


Figure 4.20 Comparisons between theoretical and experimental moment and deformation angle relationships of the “Watari-ago” joints.

4.5 切欠き寸法と力学性能の関係

試験結果から、渡りあご接合部は切欠き寸法の違いによってモーメント性能が異なることが明らかになった。しかしながら、実存する渡りあご接合部は建物の地域や加工する大工によって切欠きの微細な形状や寸法が違っている。これを踏まえて本節では、2.2章で誘導した推定式を用いて切欠き形状・寸法と力学性能の関係の数値解析的に調べることを目的とした。解析では、以下の6ケースにしたがって切欠き寸法を変化させ、その変化に伴う抵抗モーメントを算出している。

- ケース1： 上梁への繊維方向めり込み長さ g を変化させている。このとき、下梁の梁幅 e を固定する。 e が固定される条件では、下梁切り欠き部分の幅 j が変化し、その時の拘束条件は $j+2g=e$ となる (Figure 4.21(a))
- ケース2： 上梁への繊維方向めり込み長さ g を変化させている。このとき、下梁切り欠き部分の幅 j を固定する。 j が固定される条件では、下梁の梁幅 e が変化し、その時の拘束条件は $j+2g=e$ となる (Figure 4.21(b))
- ケース3： 下梁切り欠き部分の繊維方向長さ h を変化させている。このとき、上梁の梁幅 a も同時に変化し、拘束条件は $a=h$ となる (Figure 4.21(c))
- ケース4： 下梁の切り欠き深さ i を変化させている。このとき、上梁の切り欠き深さ c も同時に変化し、拘束条件は $c=i$ となる (Figure 4.21(d)).
- ケース5： 下梁の切り欠き深さ i を変化させている。このとき、上梁の切り欠き深さ c も同時に変化し、拘束条件は $c=i$ となる。ただし、ここでは下梁切り欠き部分の上面 (Figure 4.21(e)の灰色面) が上下方向に移動することで c, i の値を変化させる。例えば、これを Figure 4.3, Table 4.1 と併せて考えると、 $i=60\text{ mm}$ が Type A, $i=30\text{ mm}$ が Type B となる。
- ケース6： 下梁切り欠き部分の幅 j を変化させる。この時、上梁切り欠き部分の繊維方向長さ d も同時に変化し、拘束条件は $j=d$ となる (Figure 4.21(f)).

上記のケースに従って、渡りあご接合部の切欠き寸法 a, b, c, \dots, j において、計算機への入力上で変化させた。また、モーメント性能の変化の指標として、変形角 0.10 rad 時のモーメント値 $M_{1/10}$ を用いることとし、寸法入力値を変化させたときのモーメント値の変化を調べた。その結果を Figure 4.22 に示す。図の横軸は、各ケースにおいて、シリーズ I の切欠き寸法の変化率を示している。また、縦軸では寸法変化させた際に計算される $M_{1/10}$ を、シリーズ I の $M_{1/10}$ からの変化率で示している。Figure 4.22 によれば、ケース3と4での寸法変

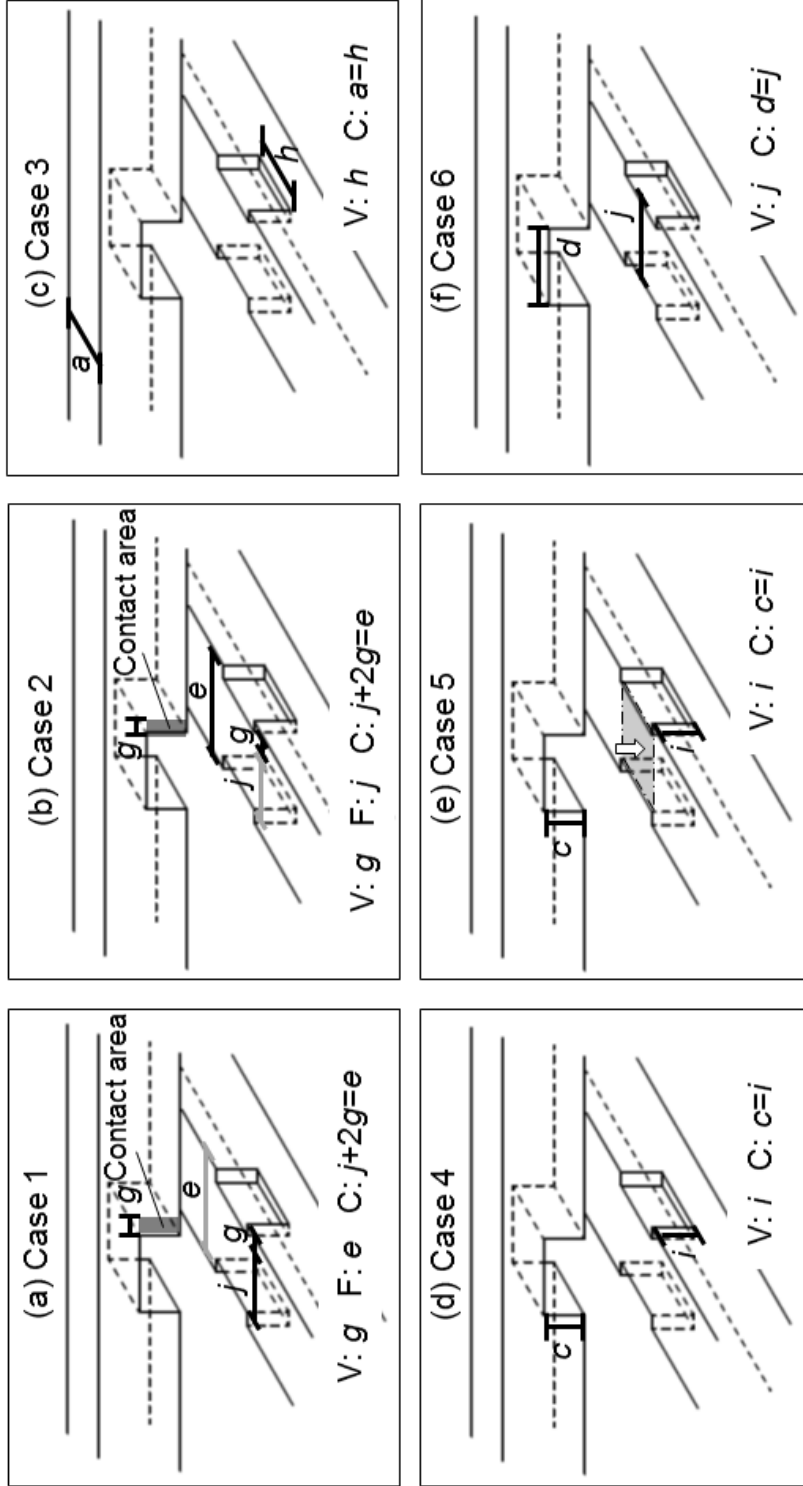


Figure 4.21 Cases of change in notch size. The black and gray lines means varied and fixed, respectively. a, c, d, e, g, h and j refer Figure 4.3. V varied size parameter. F fixed size parameter. C constraint condition due to geometrical relationships. In case 5, the top surface of notch in lower beam (gray part) is moved downward.

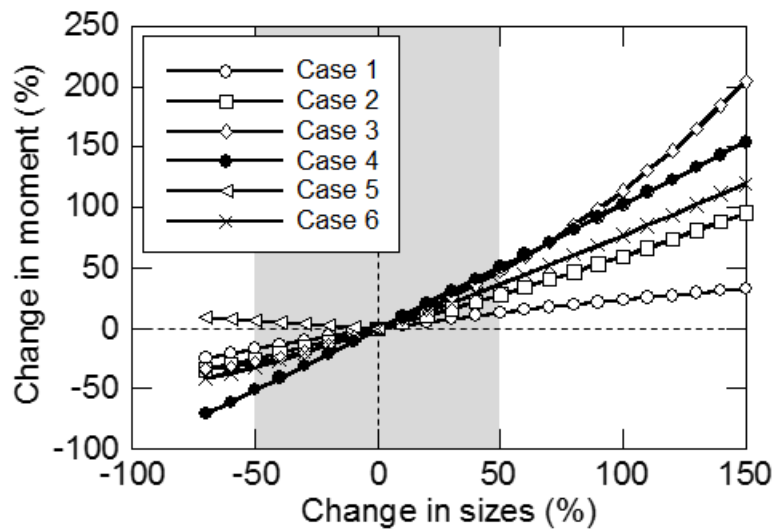


Figure 4.22 Changes in moments at deformation angle 0.10 rad $M_{1/10}$ caused by change cases in notch size according to Figure 4.21.

化はモーメント性能への影響が大きいことがわかる．例えば，両ケースに従って h や i をそれぞれ 50%大きくすると，モーメント値 $M_{1/10}$ は 50%程度増大した．また，ケース 6 でも影響は大きく，寸法 j を 150%大きくした際は， $M_{1/10}$ は 100%を大きく超えるほどに増大している．ケース 2 でも寸法 g を 150%大きくした際は， $M_{1/10}$ は 100%程度増大した．しかしながら，寸法を大きくすることは，部材断面を大きくすることを伴い，それを踏まえると過度な寸法増大は現実的ではない．そこで，寸法の変化率を，図の灰色で示すように，-50～50%程度内で考察することが適当と考えたと，その範囲内ではケース 3，4，6 の 3 つがモーメント性能に特に大きな影響を及ぼすと判断できた．

4.6 要約

本章では，渡りあご接合部を対象に，力学挙動（モーメントー変形角関係）の理論的推定式の誘導を行い，さらには推定式の妥当性を検証する目的も含めて，実大接合部試験体の力学試験を実施した．

理論的推定式の誘導では，既存の木材のめり込み理論を発展させることで，渡りあご接合部のモーメントー変形角関係を定式化した．定式化にあたっては，接合部の降伏挙動もモデルに取り入れることで，接合部の弾塑性挙動を表現することを試みた．この式では，切欠き寸法とめり込み特性値の関数で表されていることから，木材小試験体のめり込み試験を実施すれば，任意の切欠き寸法での接合部のモーメントー変形角関係を推定することができ

る.

渡りあご接合部のモーメント性能を力学試験によって調べた結果、モーメントー変形角関係からは、たとえ降伏変形角を大きく超える変形になってもモーメントを低下させることがなく、したがって、接合部は高い靱性を持つことが示された。一部のシリーズでは変形角 0.12 rad 程度で切り欠きコーナー部からせん断破壊が生じ、それを期にモーメントを急激に低下させたが、その他のシリーズではこのような低下は見られなかった。試験機の都合上、 $1/7\text{ rad}$ 程度までしか変形させることができなかったが、より大きな変形を与えても、接合部はモーメントを維持できると推察される。完全弾塑性モデルによる力学特性値の評価では、接合部の切欠き寸法によってモーメント性能が異なる様子が明らかとなった。例えば、梁幅の大きな接合部では、より最大モーメントなどの値が大きく、より優れた性能を持つことがわかった。

理論的に誘導したモーメントー変形角関係の推定結果を、力学試験の試験結果と比較することで、妥当性を検証した。両者は概ね一致したことから、その妥当性を示すことができた。詳細を見ると、初期剛性など小変形角域では十分な一致とは言い切れなく、今後はこの推定式の改善が望まれるが、降伏点付近の挙動や塑性挙動を良く表現することができた。また、この推定式を用いて、切欠き寸法とモーメント性能の関係を数値解析した。計算機上で任意の寸法を入力し、その時のモーメント性能の変化をまとめた。これによれば、接合部を構成する部材の梁幅、および切り欠き深さの変化は他の寸法よりもモーメント抵抗性能に より大きな影響を及ぼすことが示された。

第5章 軸材料—面材料接合部（両面テープ貼り接合部）の せん断挙動

5.1 はじめに

木造建築物は世界各地に存在し、居住施設として人々の生活を支えてきた。これらの建築物はそれを使用する人々の安全を確保する必要がある、特に日本では地震や台風などの災害が毎年のように発生し、多くの被害を受けてきた。このような度重なる災害によって木造建築物は外力の繰返し負荷に曝される。そのため、木造建築物を構成する耐力要素の疲労特性を明らかにすることは重要なことと考えられる。

昨今の木造軸組構法では、面材料が多く用いられている。例えば面材張り耐力壁はその代表的なものであり、柱材や梁材などの軸材料で構成されるフレームに面材料が接合されている（張り合わされている）。この軸材料—面材料の接合には、これまでは釘着接合が一般的である。このような軸材料—面材料の釘着接合部の疲労特性に関する研究はこれまでも幾つか行なわれており、例えば若島ら^{81)~83)}は力学実験の実施に加え、その試験結果に対するエネルギー論的・弾性床理論的アプローチを行なった。また、Chui et al.⁸⁴⁾による有限要素法による疲労性能やの把握や、Li et al.⁸⁸⁾による疲労寿命予測などが挙げられる。

一方でこれまでに、軸材料—面材料における金具による接合の代替として、工業用両面テープによる接合方法が検証されている。これは、自動車工業等で用いられてきた方法を木質構造に適用したものであり、木材の軸材料と木質の面材料を工業用両面テープで接着（あるいは木ダボによる補強を併用）する方法であり、例えば、面材張り耐力壁における釘着接合の代替を想定している。この接合方法による木質パネルは密閉性が高く、釘を用いた接合法よりも高い遮音性と断熱性が期待される³²⁾。この接合法の力学的な性能を調べるために、福田ら¹²³⁾は二面せん断試験を実施した。これによると、両面テープを用いた接合部は釘着接合の場合よりも高いせん断耐力を示し、この接合方法の有用性が示唆された。

福田らの研究によって、この接合部は静的荷重条件下で木造建築の耐力要素として十分な力学性能を有することが検証された。しかしながら、動的な荷重条件下での力学性能は検証されていない。そこで本研究では、両面テープを用いた接合部試験体、および木ダボを併用した試験体に対して繰返しせん断負荷を与え、接合部の力学的耐久性を実験的に検証した。さらに、エネルギー論的なアプローチにより接合部が疲労破壊するときの変形能の推定を試みた。

5.2 試験体と試験方法

5.2.1 接合試験体

日本農林規格¹²⁴⁾に従って、接合部の二面せん断試験体を作成した。試験体を Figure 5.1 に示す。母材（軸材料）にはスギ材（*Cryptomeria japonica* D.DON）の気乾材（含水率：13.9±1.9%（平均値±標準偏差），密度：395.1±13.4 kg/m³）を用い、寸法は 38×89×300 mm とした。側板（面材料）には厚さ 12 mm, 4 プライのスギ構造用合板（JAS 特類 2 級, 含水率：13.4±1.4%, 密度：476.3±14.6 kg/m³）を用い、寸法は 12×100×300 mm とした。母材と側板の接合には、2 種類のアクリル樹脂系両面粘着テープ（R230 と DF5680A（東洋インキ製, Table 5.1））を用いた（Table 5.1）。R230 は不織布を基材とした厚さ 145 μm のテープであり、これを用いた試験体を Type T1 と称す。また、DF5680A はポリオレフィンフォームを基材とした厚さ 1040 μm のテープであり、これを用いた試験体を Type T2 と称す。力学性能の補強を目的として、ブナ材（*Fagus crenata* Blume）のダボ（直径 10 mm, 長さ 36 mm）を併用した試験体も作成し、これらをそれぞれ Type T1D, T2D と称す。両面テープの接着および木ダボの打ち込みの過程を Figure 5.2 に示す。両面テープの接着の際には圧縮を行い、圧縮圧力は 1.0 MP, 圧縮時間は 10 秒間とした。その後、養生期間として 1 週間以上試験室で放置した。木

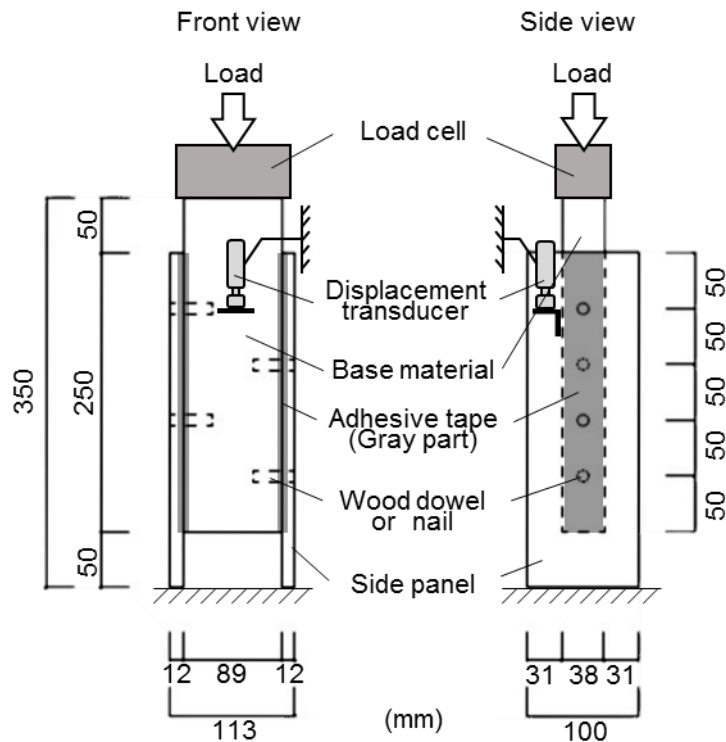


Figure 5.1 Joint specimen.

ダボを併用する場合には、両面テープの接着後、ドリルにより直径 9.5 mm のダボ穴を設け、そこに木ダボを叩き入れた。なお、母材および側板の表面には特別な加工を施さず、一般的なプレーナー仕上げにとどめた。また、これらとの比較のために、釘着接合（CN50）による試験体も作成した（Type N）。以上の 5 種の試験体の性状を Table 5.2 にまとめた。

Table 5.1 Adhesion tape used in preparation of the joint specimens.

Adhesion tape*	Substrate	Thickness
R230	Non-woven fabric	145 μm
DF5680A	Polyolefin foam	1140 μm

* Manufactured by Toyo Ink Co., Tokyo, Japan

* Acrylic resin-based double-faced adhesion tape

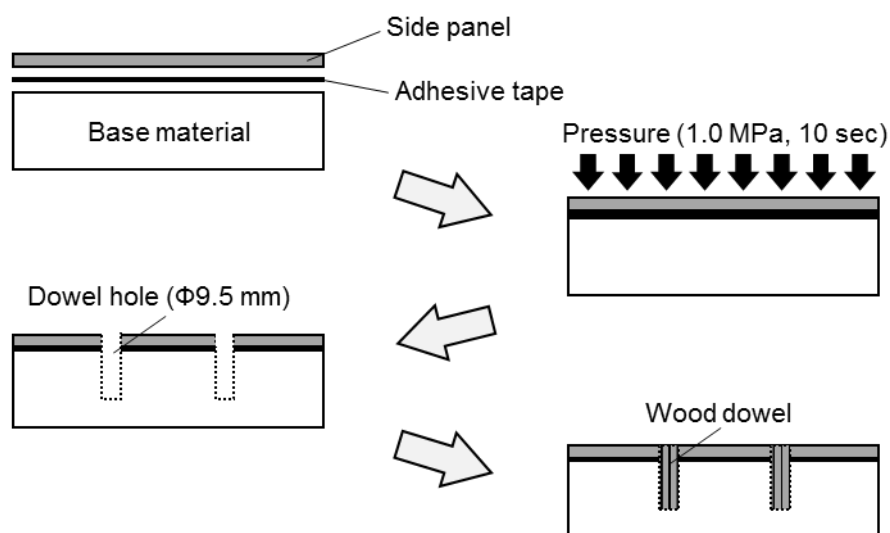


Figure 5.2 Method of connecting base material and side panel.

Table 5.2 Connecting material used to make the joint specimens.

Joint specimen type	Connector		
	Adhesive tape	Wood dowel	Nail
T1	R230	—	—
T2	DF5680A	—	—
T1D	R230	Beech wood	—
T2D	DF5680A	Beech wood	—
N	—	—	CN50

5.2.2 静的せん断負荷試験

はじめに、静的接合強度を得るための静的試験を行なった。試験には電気油圧サーボ式疲労試験機（EHF-UB5-10L，島津製作所製）を用い、Figure 5.3 に示すような静的加力試験を行った。剛な盤面上に試験体を設置し、母材上部を圧縮負荷することで、接合面にせん断力を作用させた。この時の荷重値（ロードセル（SFL-5-350，島津製作所製）の読み取り値）を接合面の面積（ 19000 mm^2 ）で除すことによりせん断応力を求めた。また、母材－側板間のスリップ変位をひずみゲージ式変位計（CDP-50，東京測器研究所製）を用いて測定した。負荷速度は 2.4 mm/min とし、最大応力 τ_{\max} に達した後、応力値が τ_{\max} の 80% に低下するまで負荷を継続した。静的試験の試験体数は、各タイプで 5 体とした。

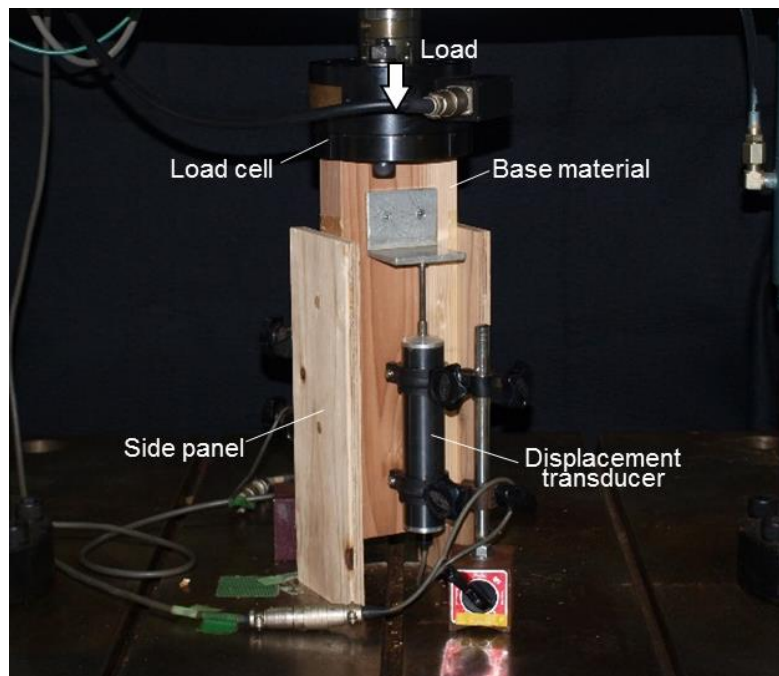


Figure 5.3 Experimental setup.

5.2.3 繰返しせん断負荷試験

繰返し負荷試験も、上記と同様にして行なった（Figure 5.3）。繰返し負荷は荷重制御で行い、負荷波形は片振りの三角波、負荷周波数は 0.5 Hz とした（Figure 5.4）。応力レベル SL は、静的試験により得られた最大応力 τ_{\max} の 60, 70, 80, 90% の 4 条件を設定した。各条件での試験体数は 3 体とした。試験体の側板が母材と分離した時を破壊とし、これを確認するまで繰返し負荷を継続した。試験は室温 25°C 、湿度 55% の環境で実施した。また、試験中の荷重とスリップ変位のサンプリング周波数は 20 Hz とした。

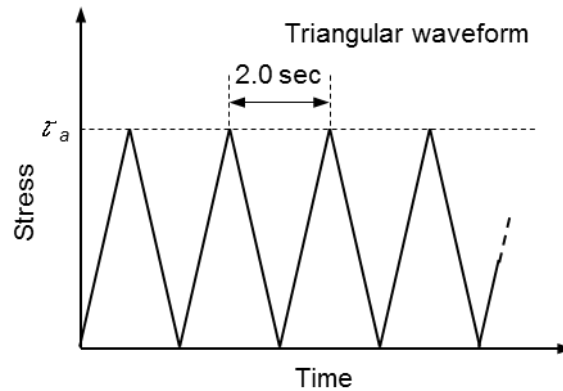


Figure 5.4 Loading sequence of the cyclic loading test.

5.3 結果と考察

5.3.1 静的負荷下での力学性能

静的試験によって得られた応力-スリップ変位曲線を Figure 5.5 に示す．両面テープのみの接合の場合では (a) T1 と (b) T2 の場合では，最大せん断応力はともに 0.3～0.4 MPa 程度となっており，これは，釘接合時 (e) N, 0.25 MPa 程度) と比較すると，上回っていることがわかる．また，木ダボを併用した接合部試験体 ((c) T1D と (d) T2D) では 0.7 MPa となっており，これは T1, T2 よりも大きかった．したがって，木ダボによる力学的な補強効果を見ることができた．一方，変形性能に関すると，両面テープのみの試験体では，T1 試験体ではスリップ変位量 3 mm 程度で最大応力に達し，その後応力を低下させて，5 mm 程度で破壊した．T2 試験体では 5 mm 程度で最大応力に達し，その後，6 mm 程度で破壊した．T2 試験体の方が変形性能に優れているものの，その差はわずかであった．木ダボを用いた試験体でも，変形性能に関しては，ほとんど効果は見られなかった．釘着試験体の変形性能は，両面テープを用いた試験体よりも非常に大きく，スリップ変位量 10 mm 程度で最大応力に達した後，その後も応力を維持し続け，25 mm 程度で破壊した．

また，応力-スリップ変位曲線から得られる強度特性値を Table 5.3 に示す．表中の値は，平均値±標準偏差を示している．この中の最大応力 τ_{\max} は繰返し負荷試験における応力レベル SL の基準となる強度値である．加えて，後の解析のために，曲線下の面積からエネルギー V_{sta} を算出し，弾性範囲の傾きから剛性 K を算出した．

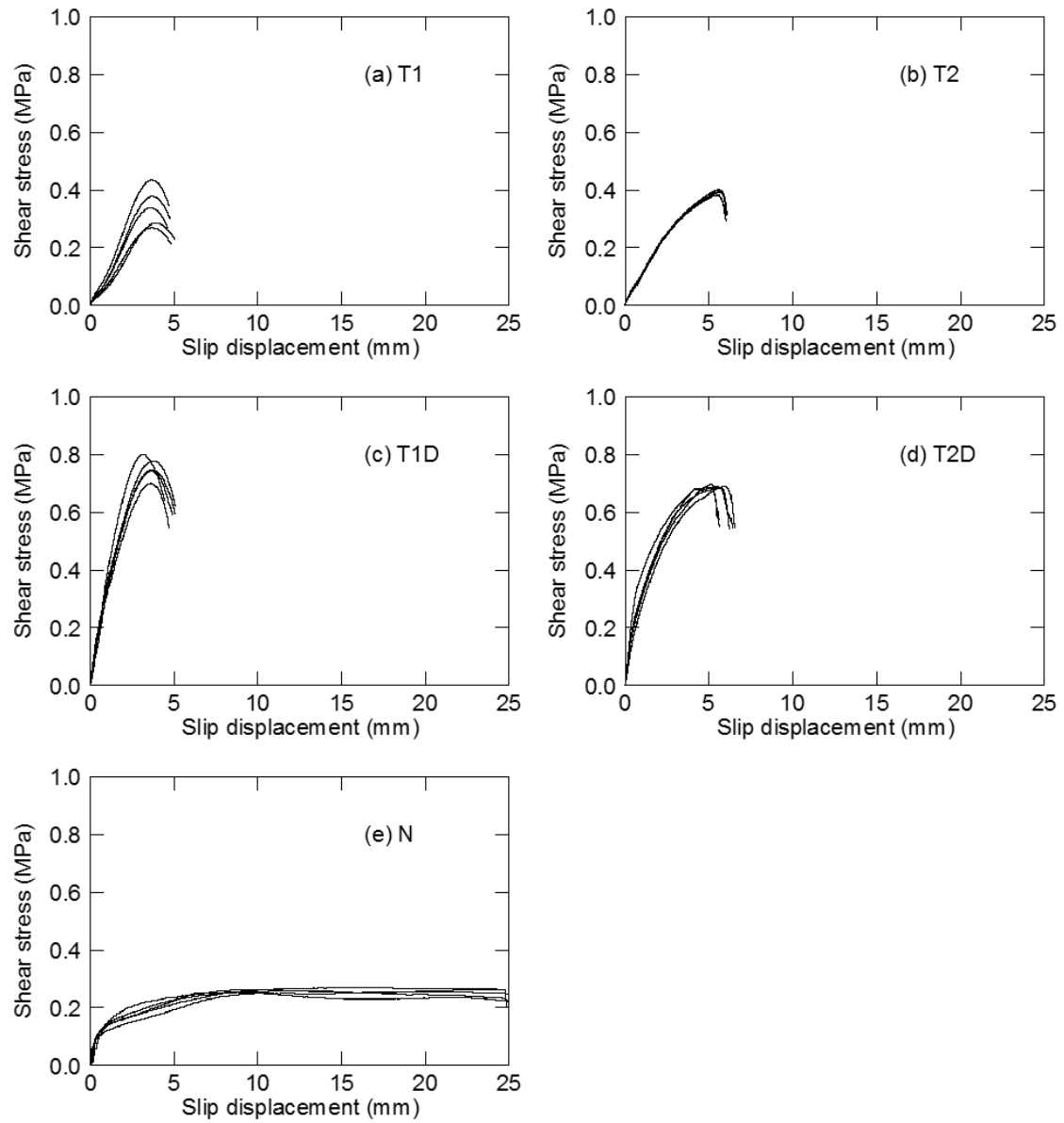


Figure 5.5 Shear stress-slip displacement curve obtained from static testing.

Table 5.3 Mechanical properties obtained from static test.

Joint Specimen type	Maximum stress τ_{\max}	Strain energy V_{sta}	Rigidity K
	(MPa)	(MPa·mm)	(MPa/mm)
T1	0.339 ± 0.068	0.697 ± 0.135	1.72 ± 0.38
T2	0.390 ± 0.008	1.347 ± 0.029	1.88 ± 0.03
T1D	0.753 ± 0.038	1.800 ± 0.180	6.31 ± 0.50
T2D	0.688 ± 0.004	2.711 ± 0.199	5.74 ± 1.45
N	0.262 ± 0.004	2.893 ± 1.468	2.89 ± 0.39

The values in the table are average \pm standard deviations

5.3.2 繰返し負荷下での力学性能

繰返し負荷試験により得られた応力スリップ変位曲線の一例を Figures 5.6～5.10 に示す。なお、試験体ごとに軸のスケールが異なっている。Figure 5.6 に示す T1 試験体の結果によれば、いずれのストレスレベルにおいても、負荷サイクル 1 回目の負荷時には、線形（弾性）の挙動が見られた。除荷時にスリップ変位が回復するものの、横軸値が 0 に近づくほどには回復することは無く、1.5 mm 程度のスリップ変位量を残して次のサイクルに移行した。すなわち残留変位が存在することがわかる。その後、負荷－除荷からなるループを見ると、負荷回数が増大するにつれて、ループも右側に移動する様子が現れており、残留変位が蓄積されていることが示された。この時のループの形状は、破壊時のサイクルを除けば、終始大きな変化は無かった。Figure 5.7 に示す T2 試験体でも同様の傾向が見られている。ここで、疲労破壊時の負荷回数（疲労寿命）に着目すると、T2 試験体は T1 試験体よりも大きいことがわかり、また、ストレスレベルが大きくなるにつれて、疲労寿命が小さくなっている様子が明確に現れた。Figures 5.8, 5.9 に示す T1D と T2D 試験体では、高ストレスレベル（80, 90%）になると、1 サイクル目の負荷時に、わずかにカーブしている様子が現れており、したがって、降伏挙動が現れている。これらの高ストレスレベル条件で 1 サイクル目の除荷後に現れている残留変位は、低ストレスレベル（60, 70%）の条件でのそれよりも大きかった。一方、Figure 5.10 に示す N 試験体では、低ストレスレベルの条件でも 1 サイクル目の負荷時に降伏する挙動が現れた。しかしながら、2 サイクル目以降の負荷時の応力スリップ変位曲線を見ても、1 サイクル目ほどには明確な降伏挙動は見られないようになった。変形性能に着目すると、N 試験体は疲労破壊時のスリップ変位量が他の試験体と比べて非常に大きく、これは、静的負荷試験で得られた挙動（Figure 5.5）が反映されていると考えられる。

これらの接合部試験体は、疲労寿命に達すると、試験体の母材と側板は分離した。この時

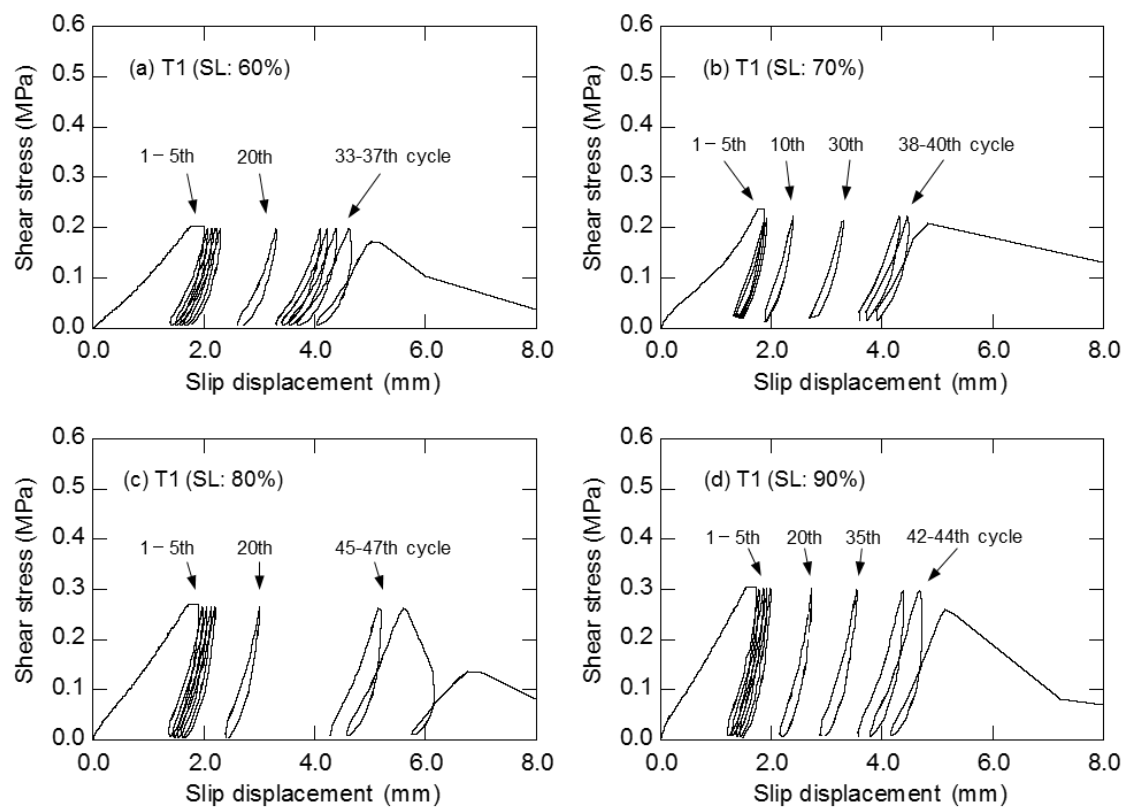


Figure 5.6 Shear stress-slip displacement curve obtained from cyclic load testing with T1 joint specimens.

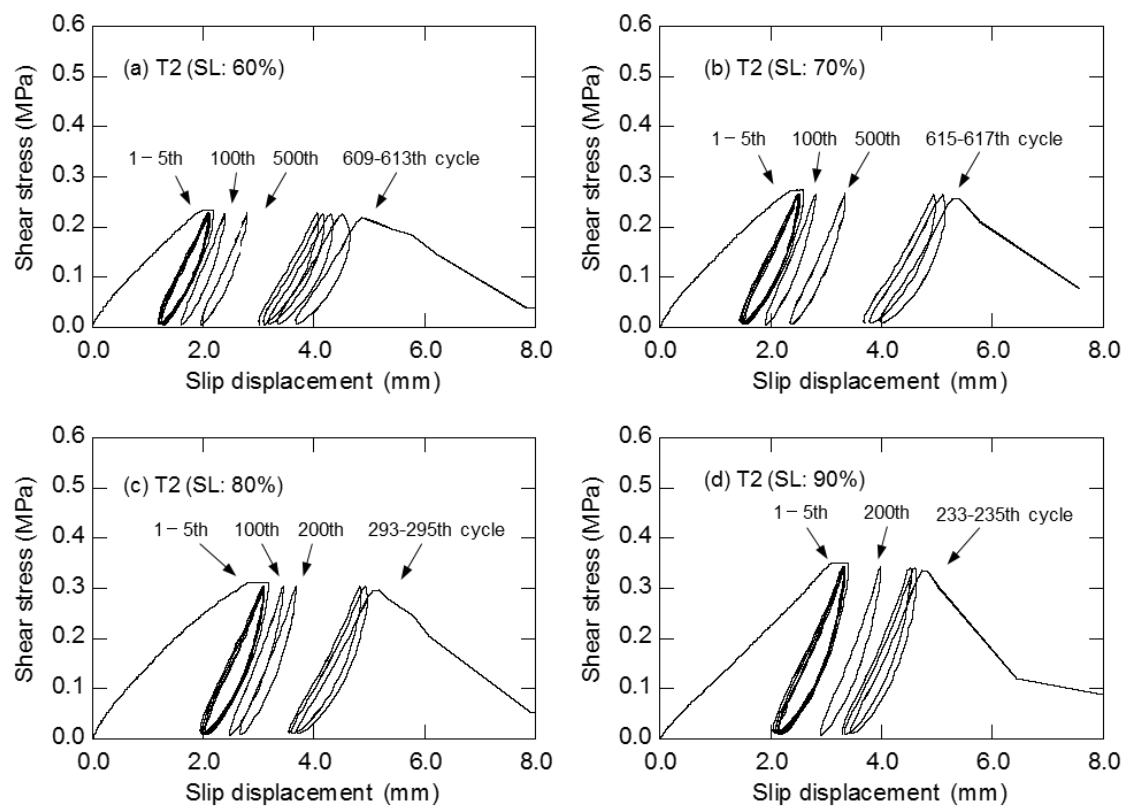


Figure 5.7 Shear stress-slip displacement curve obtained from cyclic load testing with T2 joint specimens.

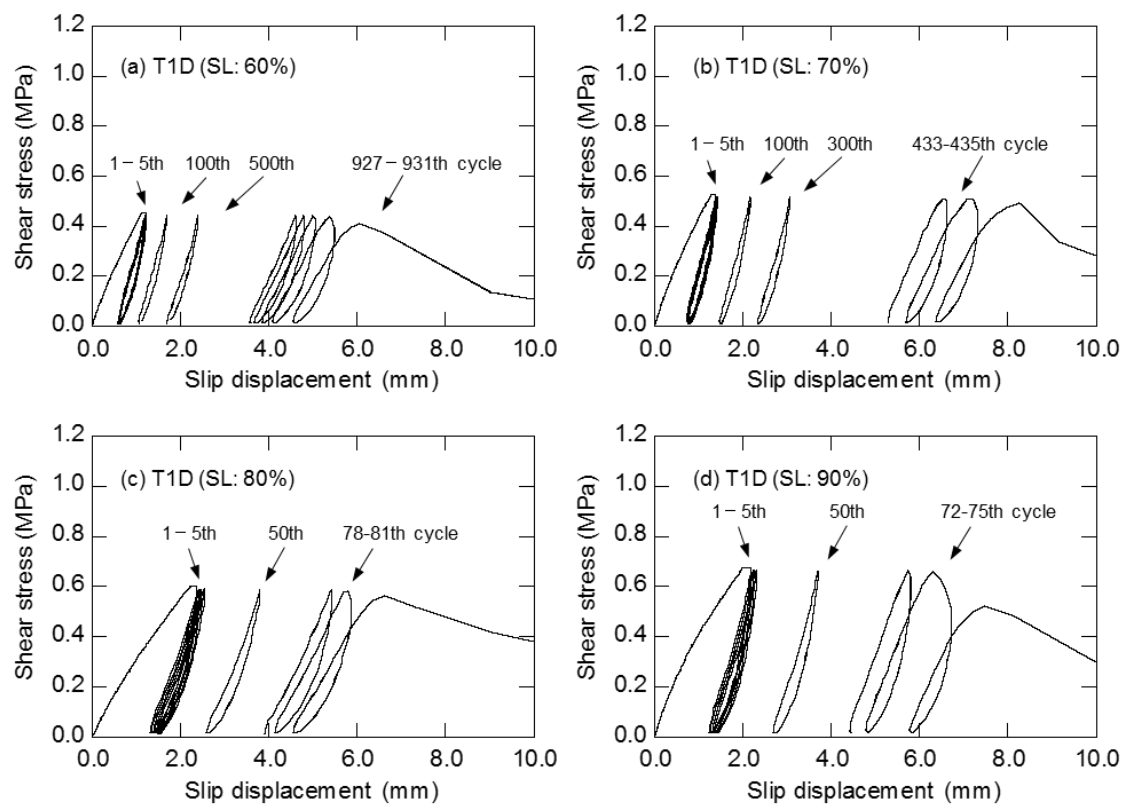


Figure 5.8 Shear stress-slip displacement curve obtained from cyclic load testing with T1D joint specimens.

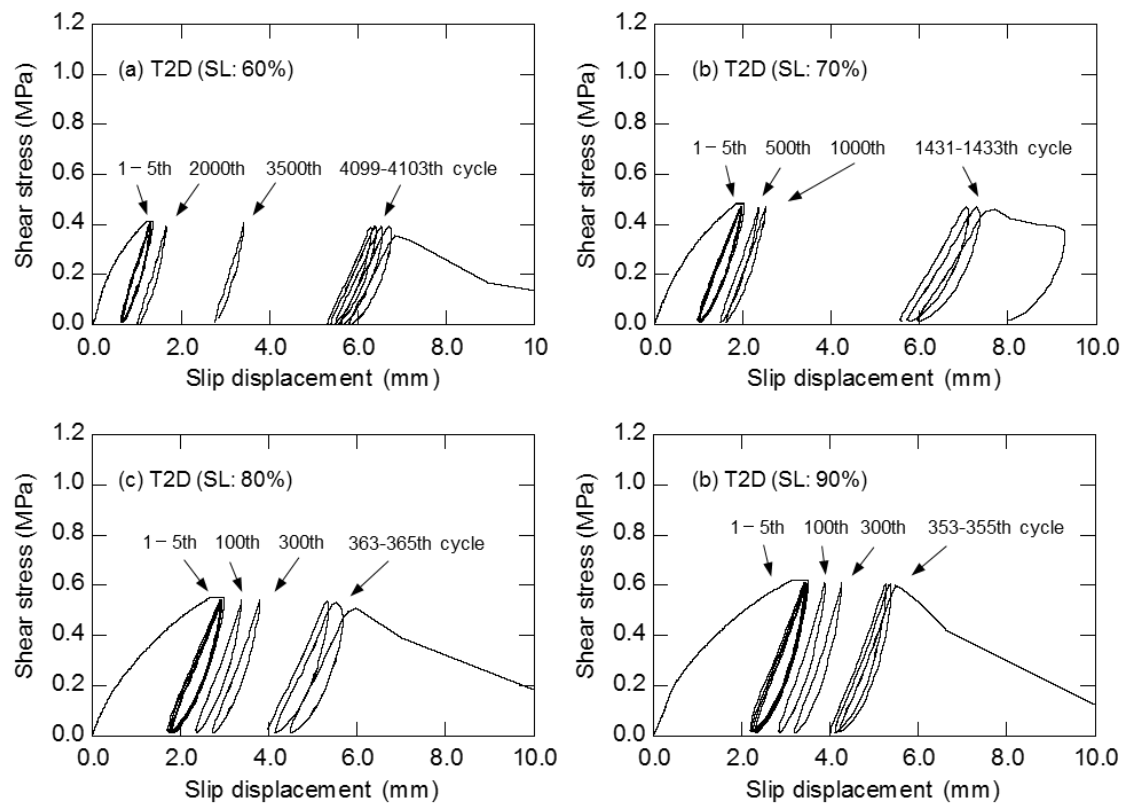


Figure 5.9 Shear stress-slip displacement curve obtained from cyclic load testing with T2D joint specimens.

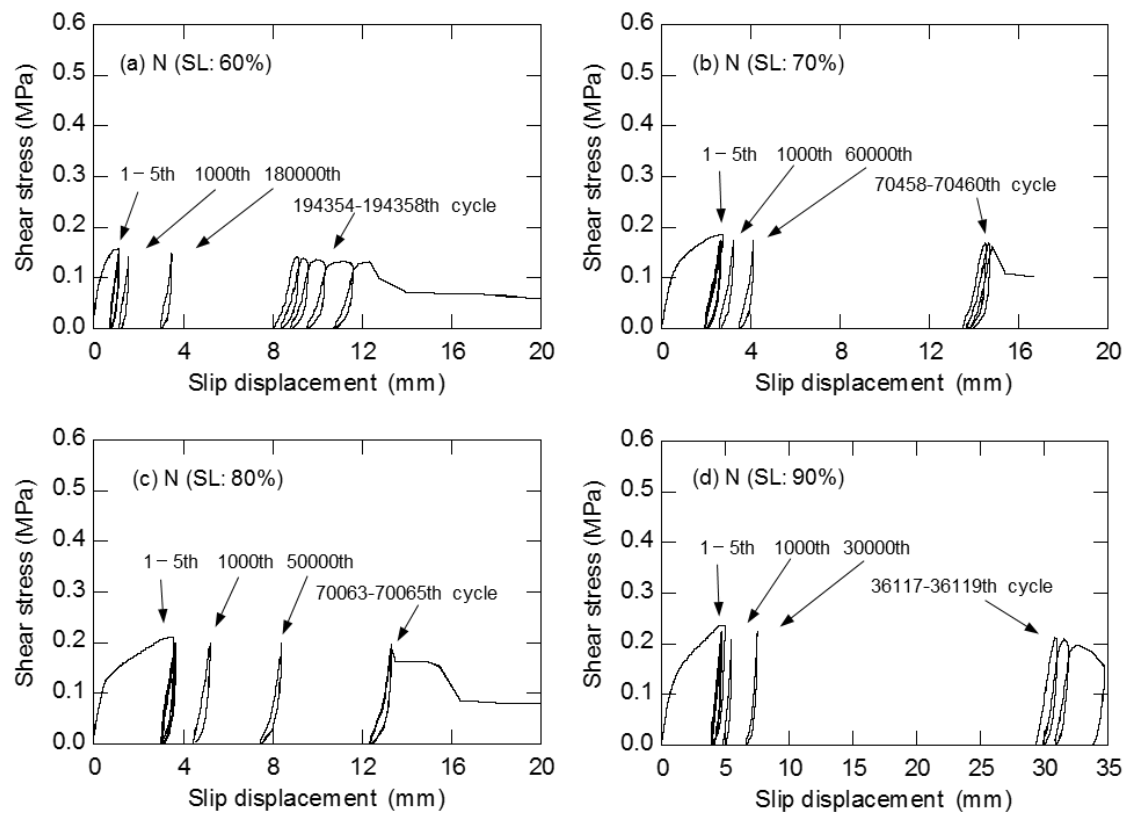


Figure 5.10 Shear stress-slip displacement curve obtained from cyclic load testing with N joint specimens.

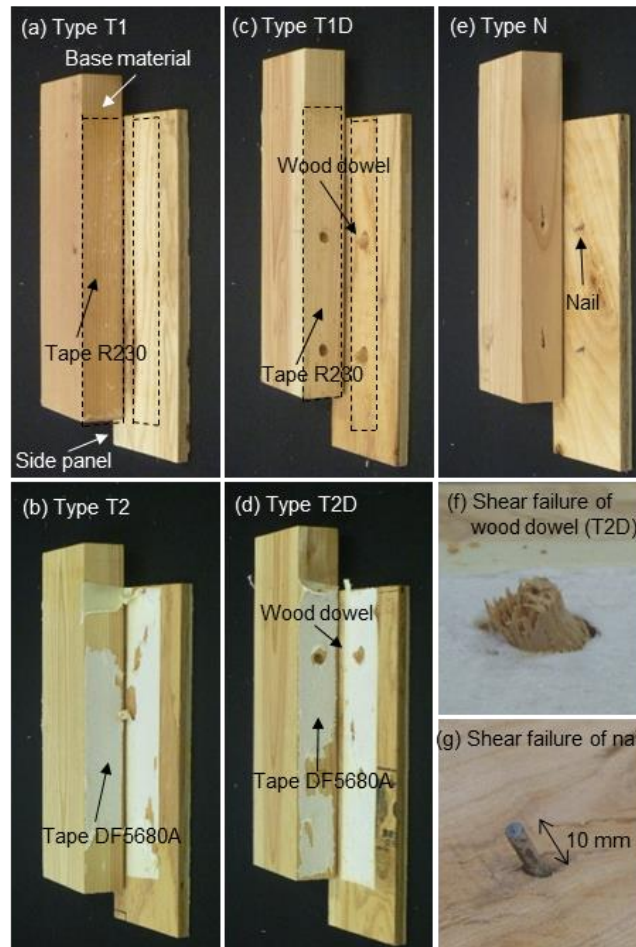


Figure 5.11 Failure modes in cyclic load testing: (a) T1 (b) T2 (c) T1D (d) T2D (e) N (f) wooden dowel (g) nail. Tape R230 was still applied in the range enclosed by the dotted line even after failure ([a] and [c]).

の破壊形状をタイプ別に Figure 5.11 に示す. Type T1 と T2 では, 全ての試験体で両面テープの剥離が生じ, 木破は見られなかった. 木ダボを併用した Type T1D と T2D では, 両面テープの剥離と木ダボの折損が同時に生じた (Fig. 5.11(f)). Type N では釘のせん断破壊が見られた (Figure 5.11(g)).

全試験体の応力レベル SL と疲労寿命 N_f の関係 ($S-N$ 線) を Figure 5.12(a) に示す. Type T2 (○), T1D (■), T2D (●), N (△) では片対数グラフ上で右下がりの有意な回帰線が得られた. これに対し, Type T1 (□) では有意な回帰線が得られなかった. 両面テープのみの試験体と木ダボを併用した試験体を比較したところ (Type T1 vs. T1D, T2 vs. T2D), 木ダボを併用した結果の方がプロットおよび回帰線は図の長寿命側に位置しており, 木ダボを併用することによって疲労寿命の増加が期待できる結果となった. また, Type N のプロットは, これらの試験体の結果よりもさらに長寿命側に位置していた.

Figure 5.12 では, ほとんどの回帰線の縦軸切片が 100% を上回っている. これは静的試験時と繰返し負荷試験時の載荷速度の違い (それぞれ 2.4 mm/min, 33.6~140.4 mm/min) が影響していると考えられる¹²⁵⁾. なお, Type N について, SL 100% 以上の繰返し負荷試験を行ったところ, Figure 5.12 に示すように回帰線は 90~100% を境にバイリニア状を示した. このことは, 釘着接合部の繰返し負荷に対する挙動が SL 90~100% を境にして異なることを示唆している.

先述したように, 両面テープおよび木ダボを用いた接合方法は, 面材張り耐力壁への適用を想定したものであり, 繰返し負荷に対する力学的な性能評価は重要である. このことを踏まえて, 負荷応力 τ_a と疲労寿命 N_f の関係を Figure 5.13 に示す. これによれば, Type T1D, T2D, N のプロットはほぼ同一直線上に位置していることから, 両面テープと木ダボを併用

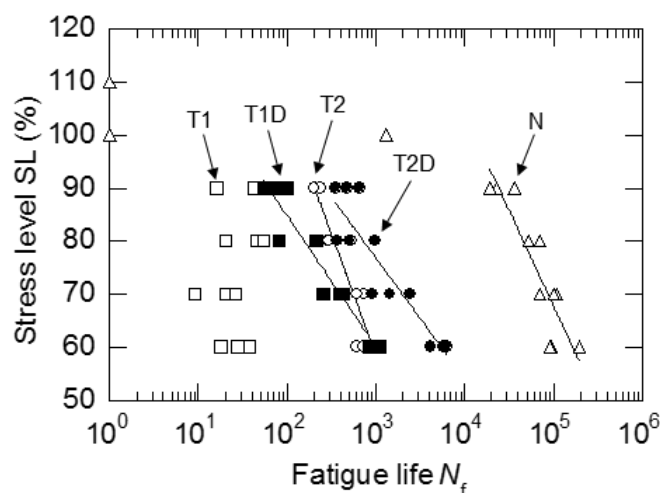


Figure 5.12 Relationship between stress level and fatigue life.

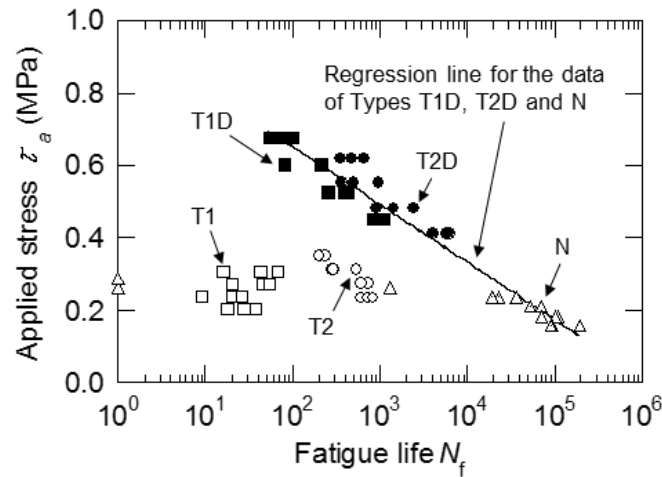


Figure 5.13 Relationship between applied stress and fatigue life.

した接合部の繰返しせん断負荷に対する強度特性としては、釘着接合と同等の耐久性を有していることが示された。釘着接合は面材張り耐力壁において一般的に用いられていることから、両面テープと木ダボを併用した接合方法は耐力壁への適用の可能性が示唆された。

5.3.3 エネルギー論的考察

繰返し負荷試験によって得られた応力スリップ変位曲線 (Figures 5.6～5.10) をもとに、エネルギー論的考察を試みた。Figure 5.14 に示すように濃い灰色で示す面積を負荷 1 回あたりのひずみエネルギー V_c と定義し、これを負荷回数毎に算出した。

負荷回数の増加に伴うひずみエネルギーの変化の一例を Figure 5.15 に示す。これによれば、負荷 1 回目には大きなひずみエネルギー V_c が現れたが、2 回目以降ではひずみエネルギー

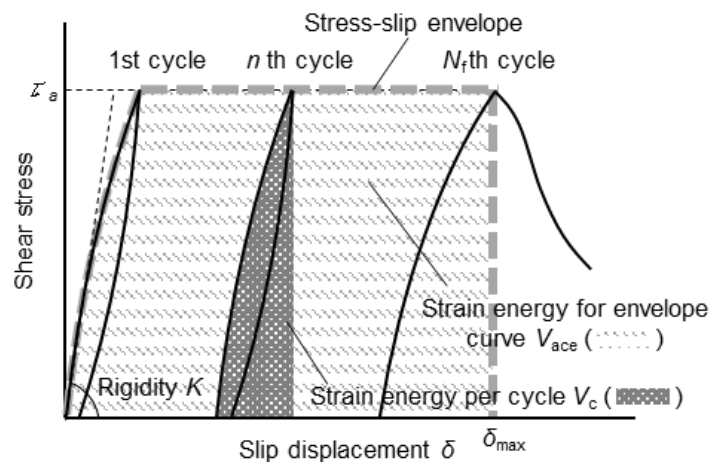


Figure 5.14 Strain energy calculation method and stress-slip displacement envelope definition.

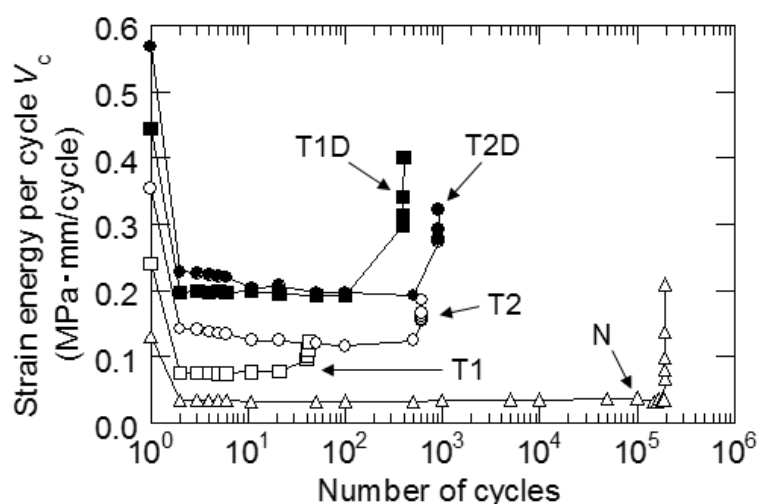


Figure 5.15 Relationship between strain energy per cycle and number of cycles

一 V_c の値は小さくなり、疲労寿命の少し前まではほぼ一定値で推移した。すなわち、外力に対するエネルギー吸収能は、最初の負荷時に大きく発揮されることを意味している。また、疲労寿命に近づくと、ひずみエネルギー V_c が増加する傾向が見られた。

この傾向が見られた原因は、以下のようなメカニズムによると考えられる。まず、これらの接合部に繰返し負荷を与えるたびに、テープ接着面の局所的な剥離や釘の微小な損傷が生じ、また、負荷回数が増加することでこれらが蓄積されと考えられる。これらの剥離・損傷は微少であるため、繰返し負荷の初期～中期の段階では負荷に対する抵抗性能の変化はわずかであると考えられる。つぎに、剥離面積の増加に伴って、両面テープが有効に接着されている残りの部分での力学的負担が大きくなる。この負担が降伏すると負荷時の応力-スリップ変位関係は塑性挙動を示すようになり、疲労寿命に近づくにつれてひずみエネルギー V_c は増大したと考えられる。このように疲労寿命に近づくとひずみエネルギー V_c が増大する傾向は、木材および木質材料を対象とした各種の疲労試験で指摘されている¹²⁶⁾。なお、Type T1とT1D、Type T2とT2Dを比較すると、木ダボを併用することでひずみエネルギー V_c が大きくなっているのは、負荷応力の設定が大きいためである。

一方、負荷の開始から疲労破壊に至るまでのひずみエネルギー V_c を累積し、これを累積ひずみエネルギー V_{acf} とした。これと疲労寿命 N_f の関係をFigure 5.16に示す。いずれのタイプでも、両対数グラフ上で有意な右上がりの回帰線が得られた。同様の結果は木材および木質材料を対象とした各種の疲労試験でも報告されている^{127), 128)}。Figure 5.16で明らかのように、疲労寿命 N_f が長くなる条件下（例えば、低応力レベル）では、 N_f が短くなる条件下と比較して、疲労破壊に要する累積ひずみエネルギー V_{acf} が大きくなっている。

Figure 5.14の太破線は、繰返し負荷試験の応力-スリップ変位曲線に関して負荷1回目か

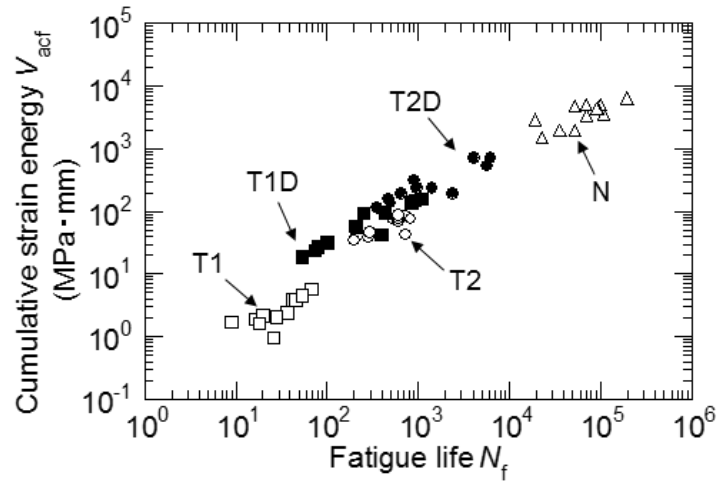


Figure 5.16 Relationship between cumulative strain energy and fatigue life.

ら疲労寿命に至までの包絡線を描いたものである^{128), 129)}。この包絡線に関するひずみエネルギーを包絡線ひずみエネルギー V_{ace} として次式のように定義した。

$$V_{ace} = \int_0^{\delta_{max}} (\text{stress-slip envelope}) d\delta \quad (5.1)$$

一方，Figure 5.5 に示す静的試験時の応力スリップ変位曲線において，負荷の開始から破壊（最大応力を確認後，応力値が最大値の 80%に低下した時）に至るまでのひずみエネルギーを求め，これを静的ひずみエネルギー V_{sta} として Table 5.3 に示した。

Figure 5.17 に静的ひずみエネルギー V_{sta} と応力レベル毎の包絡線ひずみエネルギー V_{ace} の

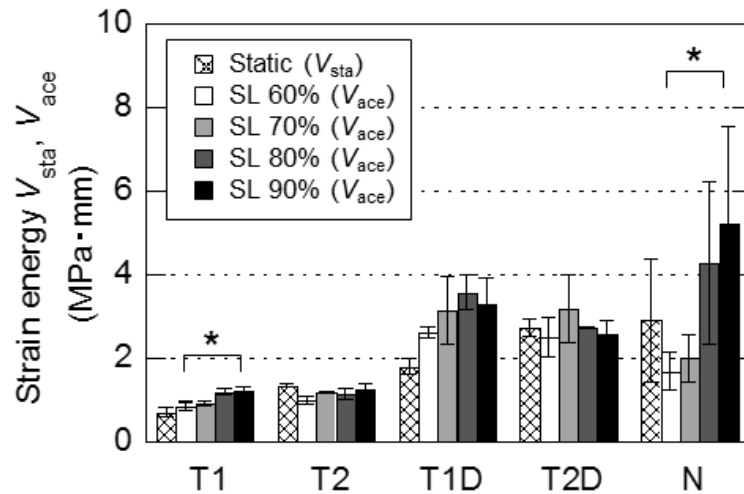


Figure 5.17 Strain energy from static testing and envelope strain energy at each stress level. The height of the bar indicates the average value, and the error bar indicates the standard deviation. *Significant difference at 0.05.

関係を示す．木材の曲げ疲労試験に関する既往の研究¹²⁸⁾によれば，包絡線ひずみエネルギー V_{ace} は応力レベル SL に関わらずほぼ一定とみなすことができ，また，その値は静的ひずみエネルギー V_{sta} の概ね 1.5 倍 ($V_{ace}/V_{sta} \approx 1.5$) であることが報告されている．Figure 5.17 によれば，Type T1 と N の包絡線ひずみエネルギー V_{ace} は応力レベル SL によって異なっているように見受けられる．そこで各 Type の V_{ace} に関する分散分析を行なったところ，Type T1 と N の V_{ace} は SL により差があることが認められた（有意水準 0.05）．一方，Type T2, T1D, T2D では SL による差は認められず，既往の報告¹²⁸⁾と同様の結果となった．また， V_{sta} と V_{ace} を比較したところ，試験体タイプによって傾向は様々で，既往の報告¹²⁸⁾のように $V_{ace}/V_{sta} \approx 1.5$ とはならなかった．例えば，Type T1 と T1D では， V_{sta} はどの V_{ace} よりも小さい値を示したが，Type T2 と T2D ではほぼ同等の値となり，テープの基材の違いが反映していると考えられる．

5.4 疲労破壊時のスリップ変位の推定

疲労破壊時のスリップ変位 δ_{max} の評価は，これらの接合方法を建築物の構造要素へ適用する場合に重要と考えられる．そこで，疲労寿命 N_f と疲労破壊時のスリップ変位 δ_{max} の関係を Figure 5.18 に示す．これによれば，釘着接合試験体（Type N）の δ_{max} は概ね 10～30 mm で，疲労寿命とは右下がりの関係を示した．これは，釘が母材からの支持を維持したまま疲労寿命に至る過程で，高い応力レベルでは母材へのめり込み変位が大きくなるが，これに対して低い応力レベルではめり込み変位が小さいまま釘が疲労破壊したため， δ_{max} は小さいま

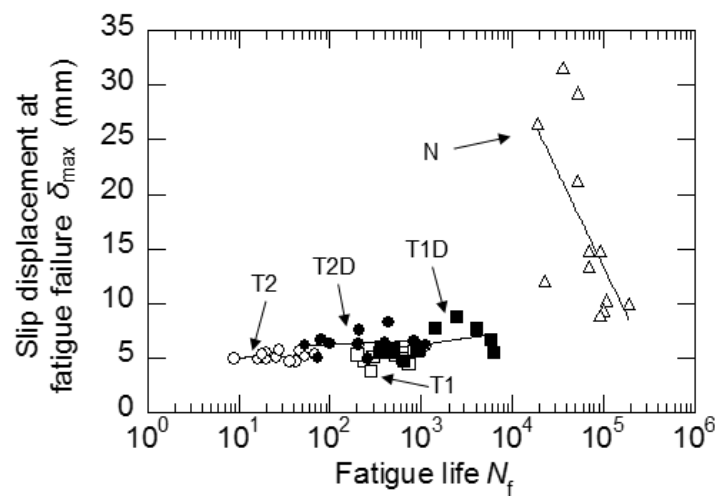


Figure 5.18 Relationship of slip displacement at fatigue failure to fatigue life.

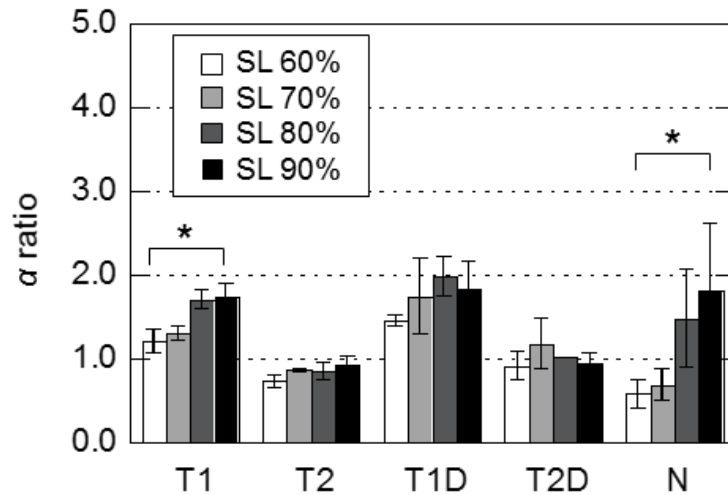


Figure 5.19 Values of α at each stress level. The height of the bar indicates the average value, and the error bar indicates the standard deviation. *Significant difference at 0.05.

ま疲労寿命は長くなったと考えられる。一方、両面テープを用いた試験体（Type T1, T2, T1D, T2D）の δ_{\max} は概ね 4.0～8.0 mm で、釘着接合に比べるとかなり小さい。Type N に比べるとほとんど一定値に見えるが、詳細に見ると疲労寿命の増加とともに δ_{\max} も若干増加するように見受けられ、疲労寿命が長い条件下の変形能は大きくなっている。

ここから、疲労破壊時のスリップ変位 δ_{\max} の推定を試みる。Figure 5.14 に示すように、応力—スリップ変位包絡線の形状が台形に近いので、包絡線ひずみエネルギー V_{ace} との関係は次式のように近似することができる。

$$V_{\text{ace}} \approx \frac{1}{2} \tau_a \left(2\delta_{\max} - \frac{\tau_a}{K} \right) \quad (5.2)$$

この中で、 τ_a は疲労試験時の繰返し負荷応力である。また、 V_{ace} と V_{sta} の比 α ($=V_{\text{ace}}/V_{\text{sta}}$) を定義すると上式は次のように書き直すことができる。

$$\delta_{\max} = \frac{\alpha \cdot V_{\text{sta}}}{\tau_a} + \frac{\tau_a}{2K} \quad (5.3)$$

この式によれば、 α 値を知ることにより、静的試験で得られる剛性 K とひずみエネルギー V_{sta} より疲労破壊時のスリップ変位 δ_{\max} を推定することができる。本研究では、上式を用いて疲労破壊時のスリップ変位の推定を試み、これを δ_{me} と記すことにする。

はじめに、Figure 5.5 に示す静的試験の応力—スリップ変位曲線の比例域より剛性 K を算出し、Table 5.3 に示した。また、 V_{ace} と V_{sta} の比 α ($=V_{\text{ace}}/V_{\text{sta}}$) を各タイプで応力レベル毎に算出し、Figure 5.19 に示した。なお、比 α の値に対する SL の影響を分散分析（有意水準：0.05）により調べたところ、Type T1, N では SL による有意差が認められたが、Type T2,

T1D, T2D では認められなかった。

Table 5.3 と Figure 5.19 に示す値 (V_{sta} , K , α) を用いて δ_{me} を推定し、これと実験値 δ_{max} との比を求めた。Figure 5.20 に各タイプの応力レベル毎の結果を示す。これによれば、推定値と実験値との比は概ね 1.0 に近く、静的試験の結果をもとに疲労破壊時のスリップ変位を良く推定できることが示された。繰返し負荷によるスリップ変位の量を評価することは、接着テープを建築物へ適用する可能性を検討する上で重要である。特に構造要素の靱性を考慮に入れる場合には変形の限界を評価することが重要となる。 α に関して Figure 5.19 を見ると、Type T2, T1D, T2D では α の値は応力レベル SL に関わらずほぼ一定と見なすことができる (Type T2 では $\alpha \approx 0.8$, T1D では $\alpha \approx 1.8$, T2D では $\alpha \approx 1.0$)。一方、Type T1, N では α の値は応力レベル SL の影響を受け、 SL 70~80%を境に α 値が異なる様子がうかがえたため、 δ_{max} の推定の際には、 SL の高低に応じて α の値を変えることが望ましいと考えられる。

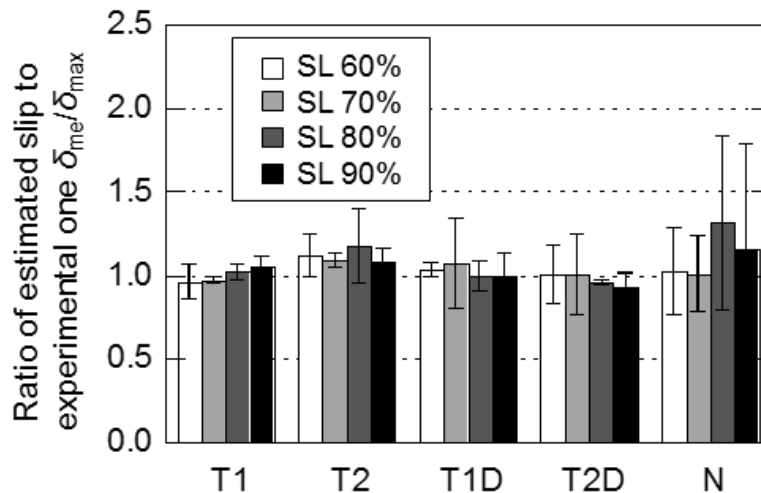


Figure 5.20 Ratio of estimated value to experimental value for slip displacement at fatigue failure. The height of the bar indicates the average value, and the error bar indicates the standard deviation.

5.5 要約

両面テープを用いた接合部の、繰返し荷負荷に対する力学的耐久性を把握するために、二面せん断試験体を用いて繰返し負荷試験を行ない、さらにエネルギー論的考察を加えた。応力レベルと疲労寿命の関係によれば、両面テープと木ダボを併用した接合部の $S-N$ プロットは、釘着接合部とほぼ同一直線上に位置していることから、同等の力学的耐久性を有していると考えられた。エネルギー解析によれば、ひずみエネルギーは負荷 1 回目で大きく、2

回目以降は低下し、疲労寿命の少し前までほぼ一定値で推移した。すなわち、外力に対するエネルギー吸収能は、負荷 1 回目で大きく発揮されと考えられた。また、応力スリップ変位関係の包絡線から算出したエネルギーは、Type T2, T1D, T2D の 3 タイプで、応力レベルの影響を受けないことが示唆された。

疲労破壊時のスリップ変位は釘着接合では疲労寿命の増加とともに減少したが、テープまたはダボ併用接合では釘着接合より小さいが、寿命の増加とともに若干増加した。エネルギー解析をもとにして、静的試験の結果から疲労破壊時のスリップ変位 δ_{\max} を推定できることを示した。

第6章 両面テープ貼り接合を用いた面材張り耐力壁の 力学挙動解析

6.1 はじめに

現代の戸建木造住宅において、在来軸組構法は最も普及した構法である。これらの建築物では、地震や台風などにより水平力が作用した際に、耐力壁が外力負担を担っている。したがって、耐力壁の力学性能は大きな関心事となる。面材張り耐力壁は、柱や梁材などから成る長方形の軸組に、合板などの面材を張り付けることで構成される耐力壁である。面材張り耐力壁において、面材の張り付けには一般的に釘着が用いられる。建築物に水平力が作用する際は、長方形の軸組が変形し、平行四辺形のようになるが、この変形を張り付けられた面材が抑制している。釘着のため施工が容易で、かつ十分な力学性能を有していることから、現在の在来軸組構法建築物でも多く用いられている。

前章でも記したとおり、軸材料と面材料の接合は一般的に釘着接合が用いられているが、既往の研究によれば、両面テープや接着剤を用いた方法が試みられている。例えば利根川ら¹³⁰⁾や佐藤ら¹³¹⁾⁻¹³³⁾は、粘弾性体テープを面材張り耐力壁の軸材料一面材料間に用いることで、耐力壁の粘弾性を付与することを試みた。彼らの研究によれば、粘弾性体テープを用いることで面内せん断負荷下での耐力壁のエネルギー吸収能力が向上することが明らかになり、例えば等価粘性減衰定数は、テープ無しの試験体が10%程度であったことに対して、テープ有では20%程度になることが報告されている。一方、Arai et al.¹³⁴⁾も面材張り耐力壁への粘弾性付与を検討しており、彼女らは粘弾性体テープをはじめ、酢酸ビニル系の木工用ボンドやシリコンコーキング材などの様々な接合具を用いて面材張り耐力壁を作成した。それら耐力壁試験体の面材せん断試験を実施し、これらの耐力壁の構造利用の可能性が示唆されている。

本研究では、第5章で軸材料と面材料を工業用両面テープで接合することを考え、このせん断性能を接合部試験体の力学試験により明らかにした。これは、上記の既往研究と異なり、粘弾性付与を期待したものではなく、メタルレスで高強度性能の耐力壁の開発を意図したものである。前章の結果によれば、木質構造における接合部として利用できることが示唆された。本章では、この接合方法を用いて、面材張り耐力壁を作成し、その面内せん断性能を評価した。

加えて本章では、耐力壁の力学挙動を理論解析的にシミュレーションすることを試みた。

これは、第5章で示したような接合部試験で得られる力学挙動（せん断荷重－スリップ変位関係）を用いて、耐力壁の力学挙動（荷重－変形角関係）を推定するものである。釘着接合による面材張り耐力壁の力学挙動の推定はこれまでも多く行なわれているが⁹⁶⁾⁻¹⁰⁶⁾、本章で示す推定方法は従来のものと異なり、面接合された面材張り耐力壁の力学挙動を推定するものと位置づけられる。

6.2 試験体と試験方法

6.2.1 耐力壁試験体

耐力壁試験体を作成するにあたって、以下の材料を用いた。軸組を構成する柱材および梁材・土台材には、断面 105×105 mm の愛知県産のスギ気乾材（*Cryptomeria japonica* D.DON）を用いた。また、面材には4 プライのスギ構造用合板（厚さ 12mm, JAS 特類 2 級）を用いた。これらの軸組、面材を用いて、Figure 6.1 に示す耐力壁試験体を作成した。3本の柱材と梁材・土台材からなる軸組を構成した。部材の接合部はほぼ接合した後、高耐力羽子板ボルト（D10A05-1, ダイドーハント製）を用いて補強した。軸組に2枚の構造用合板を貼り付けた。

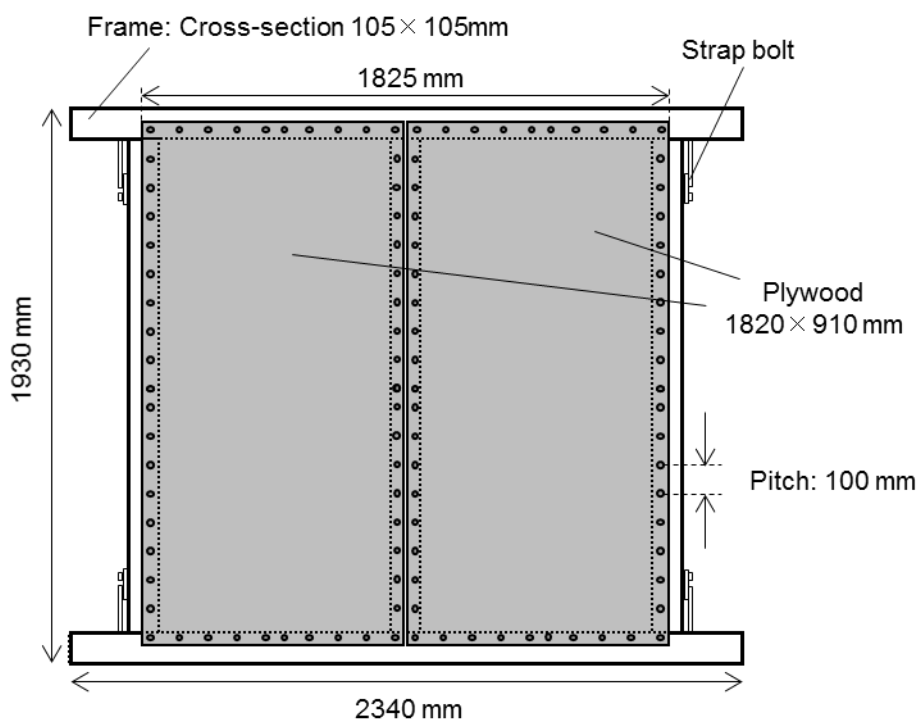


Figure 6.1 Shear wall specimens.

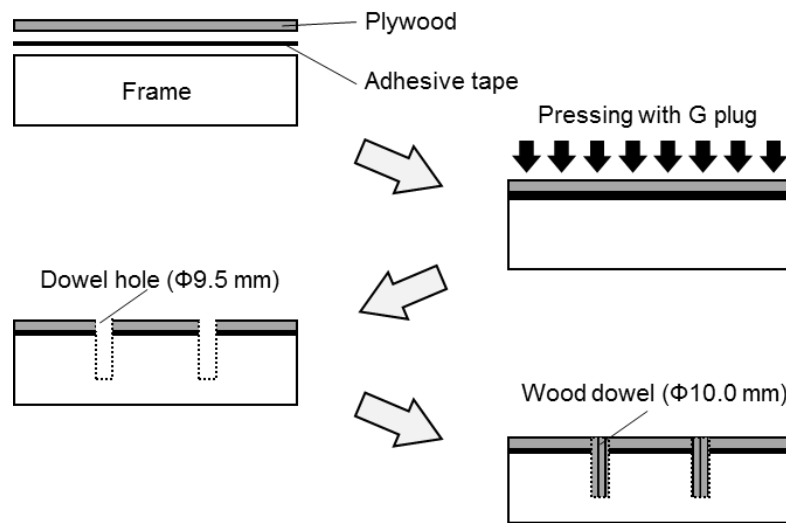


Figure 6.2 Method of jointing plywood and frame.

Table 6.1 Connectors used for making the shear wall specimens

Shear wall specimen	Adhesive tape*	Wood dowel**	Nail**
W-T1D	R230 (145 μm in thickness)	Beech ($\phi 10$ mm)	—
W-T2D	DF5680A (1140 μm in thickness)	Beech ($\phi 10$ mm)	—
W-N	—	—	CN50

* Manufactured by Toyo Ink Co., Tokyo, Japan

** Derived by 100 mm pitch

面材の貼り付けには、粘着テープはアクリル樹脂系両面粘着テープ 2 種類（R230 と DF5680A、東洋インク製）を使用した。R230 は不織布を基材とした両面テープで、厚さは 145 μm である。DF5680A はポリオレフィンフォームを基材とした両面テープで、厚さは 1140 μm である。両方とも、テープ幅は 50 mm であった。また、両面テープの使用に併せて、力学性能の向上を目的に、木ダボによる補強も行なった。木ダボは、直径 10mm、長さ 36mm の表面をローレット加工したブナ材（*Fagus crenata* Blume）を用い、Figure 6.1 に示すように、100 mm ピッチで打ち込んだ。両面テープの接着、および木ダボの打ち込みは、Figure 6.2 に示す要領で行なった。両面テープを軸組と合板で挟み込んだ後、十分な接着性能を確保するために圧縮した。その後、ドリルで直径 9.5 mm のダボ穴を設けた。なお、木ダボが直径 10 mm のため、ダボ穴直径は木ダボのそれより 0.5 mm 小さい。このダボ穴に木ダボをハンマーで叩き入れた。なお、試験体は試験室で手作業によって作成され、圧縮は G プラグを用いて行なった。したがって、間柱での圧縮は十分に行なえなかった。

軸材料一面材料間の接合に用いる接合具が異なる 3 種類の試験体を用意した (Table 6.1)。一つ目は、両面テープ R230 と木ダボを併用したもので、これをタイプ W-T1D とした。二

つ目は、両面テープ DF5680A と木ダボを併用したもので、これをタイプ W-T2D とした。三つ目は、従来の面材張り耐力壁である、釘のみ（両面テープを使用しない）もので、これをタイプ W-N とした。釘は CN50 を使用し、木ダボと同様に 100 mm ピッチで打ち込んだ。試験体数は各タイプで 3 体とした。

6.2.2 試験方法

面材張り耐力壁の力学試験のセットアップを Figure 6.3 に示す。試験は鉄製の試験機フレームを持つ構造用疲労試験機（EHF-JB10-20L, 島津製作所製）を用いて実施した。また、試験方法は日本住宅・木材技術センターが定める「鉛直構面及び水平構面の剛性と許容せん断耐力を算定するための試験」³⁾に準じて実施した。試験体を鉄製フレーム内に収め、試験体の軸組（土台材）をアンカーボルトでフレームの下辺に固定した。また、試験体の梁材の端を、鉄製治具を介して油圧式のアクチュエータに取り付けた。ここを加力点として水平方向加力を行なった。加力は正負交番繰返とし、折り返し点は、見掛けのせん断変形角が 1/450, 1/300, 1/200, 1/150, 1/100, 1/75, 1/50, 1/30, 1/10 rad の時とした（Figure 6.4）。各段階において正負方向の加力を 3 回繰返した後、次の変形角へ移行した。試験時には、Figure 6.3 に示すように 4 つの変位計を設置し、これを用いてせん断変形角を測定した。変位計 1 ～ 4 の出力値をそれぞれ $\delta_1 \sim \delta_4$ 、変位計 1 と 2 の間の距離を h 、変位計 3 と 4 の間の距離を v とし、せん断変形角 γ を次式で求めた。

$$\gamma = \frac{\delta_1 - \delta_2}{h} - \frac{\delta_3 - \delta_4}{v} \quad (6.1)$$

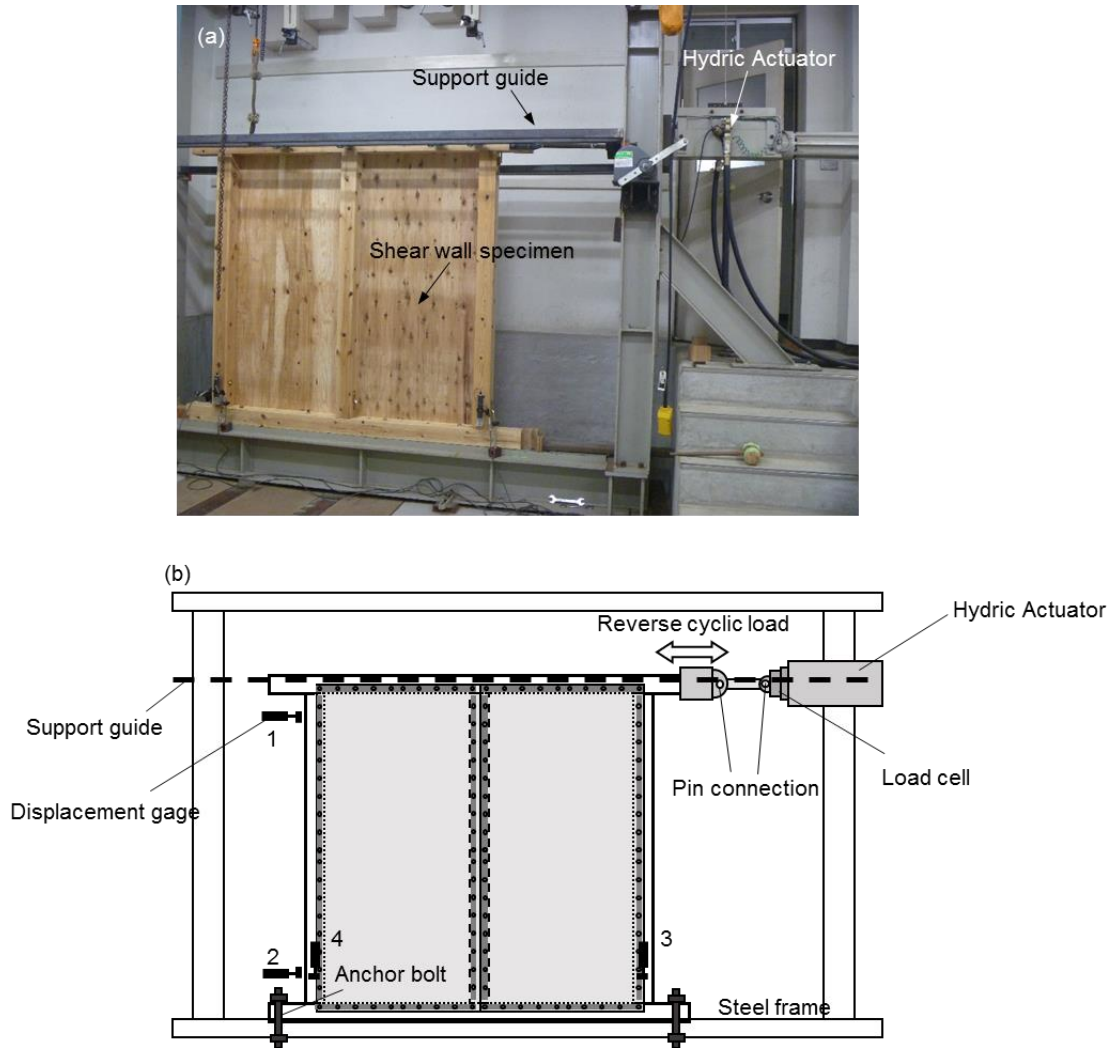


Figure 6.3 Experimental setup for panel sheathed shear wall.

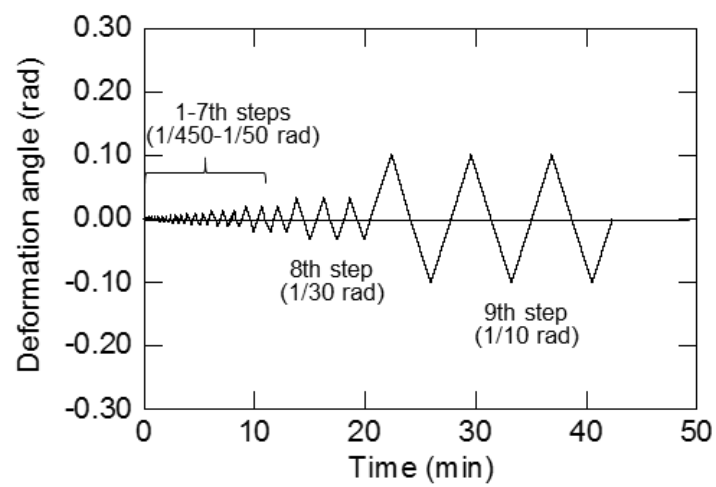


Figure 6.4 Loading sequence.

6.3 力学試験結果

6.3.1 荷重－変形角関係

試験により得られた荷重－変形角関係（履歴曲線）を Figures 6.5～6.4 に示す．Figure 6.5 では W-T1D 試験体の結果を示しており，これによれば，曲線は負荷初期から高い剛性を示した．変形角 0.02～0.03 rad で最大荷重（30 kN 程度）に達し，その際に急激に耐力を低下させた．一旦耐力の低下が生じると，その後は回復することは無く，したがって，靱性は低かった．Figure 6.6 に示す W-T2D 試験体でも，W-T1D と同様の傾向が見られた．試験体により多少のばらつきはあるものの，0.02～0.03 rad 程度で最大荷重に達し，その後は急激に耐力が低下した．Figure 6.7 に示す W-N 試験体に関する，上記の結果と異なり靱性が大きい傾向が見受けられる．これらの試験体は，剛性は W-T1D や W-T2D 試験体よりも低い様子がうかがえる．しかしながら変形角の増大とともに耐力も大きくなっていき，変形角 0.05 rad 付近で最大荷重を示した．また，たとえ最大荷重に至っても急激な耐力低下は起きなかった．図では，W-N の No. 1 試験体は最終サイクル（折返し変形角 1/10 rad）の結果が現れていないが，これは，試験時の試験体設置の不備によるものである．荷重が大きくなった際に，土台材ごと試験体がスリップし，それと同時に変位計がはずれたため，正確な変形角を測定できなかった．ただし，これからでも後のデータ解析は行なえると判断したため，採用している．なお，他の試験体では試験体の設置時に補強を施し，このようなスリップは生じていない．

力学試験で観察された破壊性状を Figure 6.8 に示す．W-T1D や W-T2D 試験体は Figure 6.8(a)に示すように，変形角が増大するにつれて，合板が褶曲するようになった．この際，合板－間柱での接合部分から両面テープの剥離が始まった．この部分は 6.2.1 章で記述したように，圧縮が十分に行なえなかった部分であり，この箇所が壁体試験体でもっとも弱い部分になったと考えられる．さらに変形角が増大すると，Figure 6.8(b)のように，合板の褶曲は大きくなり，それに伴って合板が軸組から外れた．この時，耐力はほとんど発現できていなかった．この時の木ダボは，軸組から引き抜けていた．木ダボのせん断破壊はほとんど見られなかった．一方，W-N 試験体は Figure 6.8(c)のような破壊性状を示した．変形角が増大するにつれて，釘はせん断変形し，それとともに軸組にめり込み変形が生じた．また，破壊時には写真のように，釘が軸組から引き抜けた．釘が引き抜けるとともに試験体は耐力を発現しなくなった．

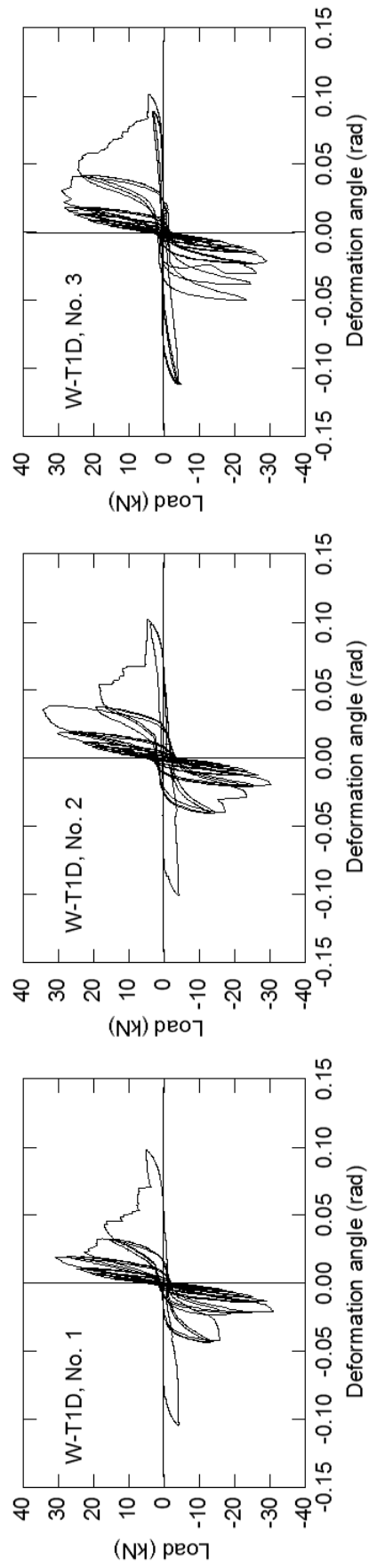


Figure 6.4 Load-deformation angle relationships of W-T1D specimens.

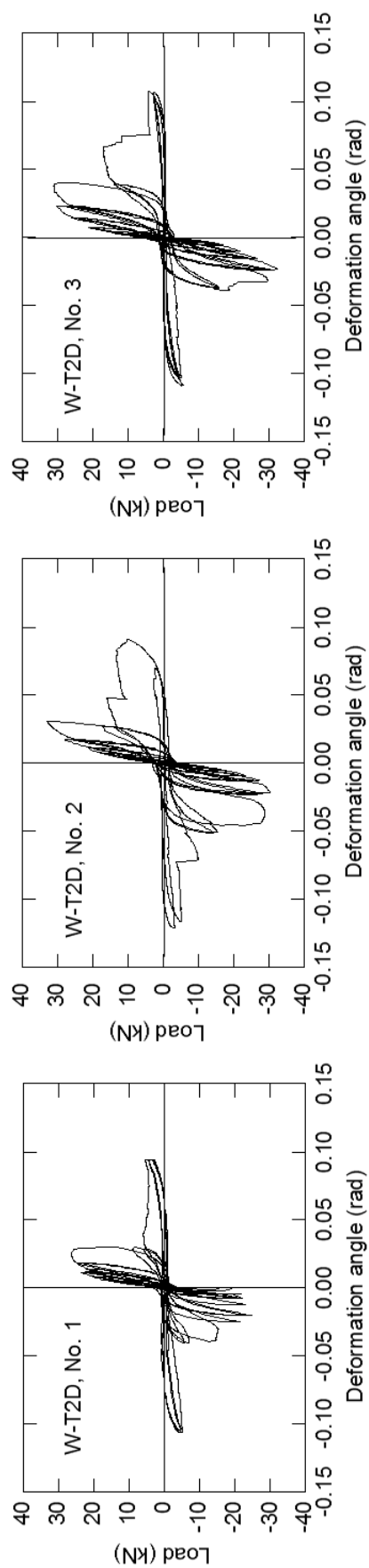


Figure 6.5 Load-deformation angle relationships of W-T2D specimens.

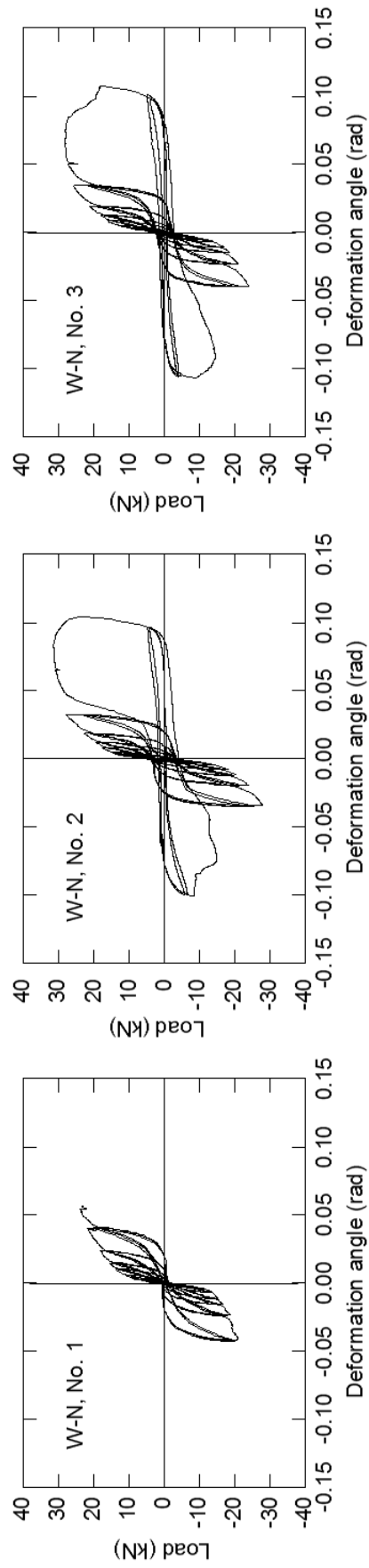


Figure 6.6 Load-deformation angle relationships of W-N specimens.



Figure 6.8 Failure mode of shear wall specimens. (a), (b)W-T1D and W-T2D, (c) W-N.

6.3.2 力学的特性値

日本における耐力壁の性能評価指標の一つに壁倍率があり、これは、構造計算（壁量計算）における重要なパラメータである。壁倍率は、荷重値のみならず、変形性能などの様々なパラメータを加味して算出されるものであるため、構造設計時に用いられるだけでなく、耐力壁の力学性能を総合的に評価する指標として多く用いられている。ここでは、本試験で得られた3タイプの面材張り耐力壁に対して、壁倍率を求めた。

壁倍率の求め方を以下に記す。はじめに、完全弾塑性モデル³¹⁾に基づいて耐力壁の力学的特性値を求める。求め方を以下に示すが、これは4.4.2章の再掲である（ただし、縦軸は荷重に変換されている）。

- 手順1： 包絡線上の $0.1P_{\max}$ と $0.4P_{\max}$ を結ぶ直線Ⅰを引く（ P_{\max} は最大荷重）。
- 手順2： 包絡線上の $0.4P_{\max}$ と $0.9P_{\max}$ を結ぶ直線Ⅱを引く。
- 手順3： 包絡線に接するまでⅡを平行移動し、これを直線Ⅲとする。
- 手順4： 直線Ⅰと直線Ⅲの交点の荷重を降伏耐力 P_y とし、この点から横軸に平行に直線Ⅳを引く。
- 手順5： 直線Ⅳと包絡線との交点の変位を、降伏変形角 γ_y とする。
- 手順6： 原点と (γ_y, P_y) を結ぶ直線を直線Ⅴとし、その傾きを初期剛性 K とする。

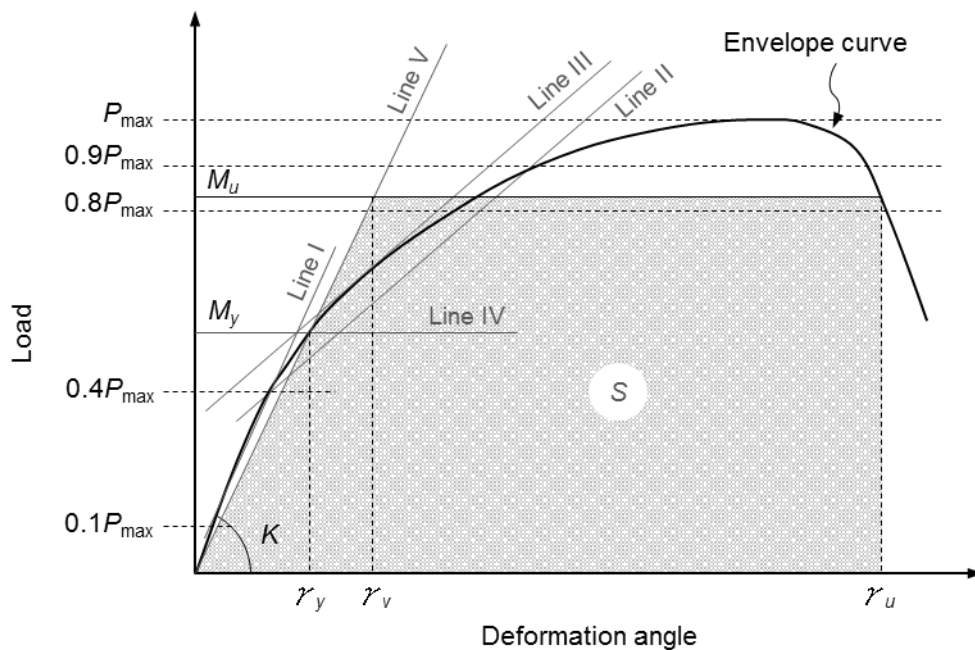


Figure 6.9 Calculation method of mechanical properties by perfect elasto-plastic model.

手順 7 : 最大荷重後, $0.8 P_{\max}$ となった時の変形角または $1/15 \text{ rad}$ のどちらか小さい変形角を終局変形角 γ_u と定める.

手順 8 : 荷重-変形角の包絡線下 ($0 \leq \theta \leq \gamma_u$) の面積を S とする.

手順 9 : 直線 V と $\gamma=\gamma_u$ と横軸および横軸に平行な直線で囲まれる台形の面積が, 手順 8 で求めた S と等しくなるように, 横軸に平行な直線 VI を引く.

手順 10 : 直線 V と直線 VI の交点を終局耐力 P_u と定め, その時の変形角を降伏点変形角 γ_v とする.

手順 11 : 塑性率 μ を γ_u/γ_v で定義し, また, 構造特性係数 D_s を以下の式で表す.

$$D_s = 1/\sqrt{2\mu-1} \quad (6.2)$$

手順 12 : 上記のほかに, 変形角 $1/120 \text{ rad}$ 時の耐力 $P_{1/120}$ を求める.

なお, ここでは荷重変形曲線の特徴点抽出自動化ツール「Pickpoint3292」¹¹⁹⁾を用いた. 力学的特性値の結果を Table 6.2 に示す.

この表によれば, 両面テープと木ダボを併用接合した耐力壁 (W-T1D と W-T2D) の最大荷重 P_{\max} はそれぞれ 32.0, 31.5 kN (ともに平均値) となっており, これは釘着の耐力壁 (W-N) の 27.7 kN を上回っている. また, 初期剛性 K , 降伏耐力 P_y , 終局耐力 P_u , 変形角 $1/120 \text{ rad}$ 時の耐力 $P_{1/120}$ のいずれの値を見ても, W-T1D と W-T2D は W-N の値を上回っており,

Table 6.2 Mechanical properties of the shear-wall specimens.

Specimen		P_{\max} (kN)	γ_{\max} (rad)	K (kN/rad)	P_y (kN)	P_u (kN)	μ	D_s	$P_{1/120}$ (kN)
W-T1D	No. 1	26.4	0.025	2960	17.7	23.5	3.7	0.397	19.7
	No. 2	32.9	0.031	2205	18.6	29.0	2.3	0.524	18.3
	No. 3	31.0	0.038	3375	17.8	27.6	5.0	0.335	15.6
	Average	32.0	0.031	2847	18.0	26.7	3.7	0.419	17.9
W-T2D	No. 1	30.8	0.019	3861	16.1	25.9	2.9	0.457	21.6
	No. 2	34.5	0.036	2209	20.7	32.0	2.7	0.482	18.5
	No. 3	29.2	0.031	3093	15.8	25.8	6.4	0.292	21.0
	Average	31.5	0.029	3054	17.5	27.9	4.0	0.410	20.4
W-N	No. 1	23.8	0.054	1623	12.3	19.7	4.6	0.348	12.8
	No. 2	31.3	0.083	1830	18.0	27.7	6.8	0.281	14.3
	No. 3	28.1	0.066	2220	14.6	25.1	8.1	0.256	16.0
	Average	27.7	0.068	1891	15.0	24.2	6.5	0.295	14.4

P_{\max} : maximum load; γ_{\max} : deformation angle at maximum load point; P_y : load at yield point;

K : initial stiffness; P_u : ultimate load; D_s : structural characteristic factor;

$P_{1/120}$: load at deformation angle $1/120 \text{ rad}$

したがって、両面テープと木ダボを併用接合した耐力壁は優れた耐荷重性能を有することがわかった。しかしながら、先述の通りこれらの耐力壁は変形性能が劣り、表中の最大荷重時の変形角 γ_{\max} を見ると、W-T1D と W-T2D がそれぞれ 0.031, 0.029 rad であり、これは W-N の 0.068 rad を下回った。

続いて、表中の値を用いて短期基準せん断耐力を求める。短期基準せん断耐力 P_o は、下記(i)～(iv)の値にそれぞれのばらつき係数 VF を乗じ、その最小値で決まる。また、(i)～(iv)はそれぞれ、(i)降伏耐力 P_y 、(ii)終局耐力 $P_u \times (0.2/D_s)$ 、(iii)最大荷重 $P_{\max} \times 2/3$ 、(iv)変形角 $1/120$ rad 時の荷重である。ばらつき係数 VF にあたっては、特性値の母集団の分布形を正規分布とみなし、統計的処理に基づく信頼水準 75% の 50% 下限許容限界値をもとに、変動係数 COV と k 値（試験体数 3 体の場合、 $k=0.471^{31)}$ ）を用いて次式で求められる。

$$VF = 1 - COV \cdot k \quad (6.3)$$

次に、短期基準せん断耐力 P_o に低減係数 α を乗じて、短期許容せん断耐力 P_s を算出する。ただし、ここでは低減係数 $\alpha=1.0$ とした。すなわち、 $P_o=P_s$ とした。最後に、 P_s を基準値となる 1.96 kN で除し、また、壁体の幅 L （ここでは、 $L=1.82$ m）で除すことで、壁倍率 SLF が算出される。

$$SLF = \frac{P_s}{1.96 \times L} \quad (6.4)$$

これにより求めた特性値を Table 6.3 に示す。壁倍率 SLF を見ると、タイプ W-T1D と W-T2D はそれぞれ 3.29 と 3.53 と現れている。一般的な面材張り耐力壁であるタイプ W-N の壁倍率が 3.81 であることから、両試験体はそれと同等の性能を有していると言える。詳細

Table 6.3 Shear load factor of the shear wall specimens.

Specimen		P_y (kN)	$P_u \times (0.2/D_s)$ (kN)	$P_{\max} \times 2/3$ (kN)	$P_{1/120}$ (kN)	P_s (kN)	SLF
W-T1D	Average	18.0	13.1	20.1	14.3		
	COV	0.03	0.22	0.11	0.11	11.74	3.29
	VF	0.99	0.90	0.95	0.95		
W-T2D	Average	17.5	14.1	21.0	20.4		
	COV	0.16	0.23	0.09	0.08	12.58	3.53
	VF	0.93	0.89	0.96	0.96		
W-N	Average	15.0	16.9	18.5	14.3		
	COV	0.19	0.29	0.14	0.11	13.59	3.81
	VF	0.91	0.87	0.94	0.95		

VF : variable factor (Eq. (6.3)); P_s : allowable load for temporary loading;
 SLF : Shear load factor (Eq. (6.4))

を見ると、タイプ W-T1D と W-T2D の短期基準せん断耐力 P_o はともに、(ii) $P_u \times (0.2/D_s)$ により決まっている。この特性値は、靱性が大きく影響するものであり、Figures 6.4, 6.5 に見られるように、両タイプは靱性が低かったために短期許容せん断耐力 P_s 、ならびに壁倍率 SLF が低めとなった。したがって、これらの耐力壁の壁倍率の向上を目指すのであれば、靱性が大きくなる工夫を加えることが有効的であると言える。

6.4 力学挙動の推定

6.4.1 力学モデル

粘着テープと木ダボを接合具とする面材張り耐力壁の力と変形の関係を導くにあたって、ある外力 P_w が耐力壁に作用したときの耐力壁のせん断変形角を γ とする。この変形角 γ は、式(6.5)のように面材－軸組間のスリップによる耐力壁の変形角 γ_s と面材のせん断変形角 γ_p の和であると仮定する：

$$\gamma = \gamma_s + \gamma_p \quad (6.5)$$

この章では、Figure 6.10 に示す耐力壁の外周 4 辺の接合領域において、水平方向（上辺ま

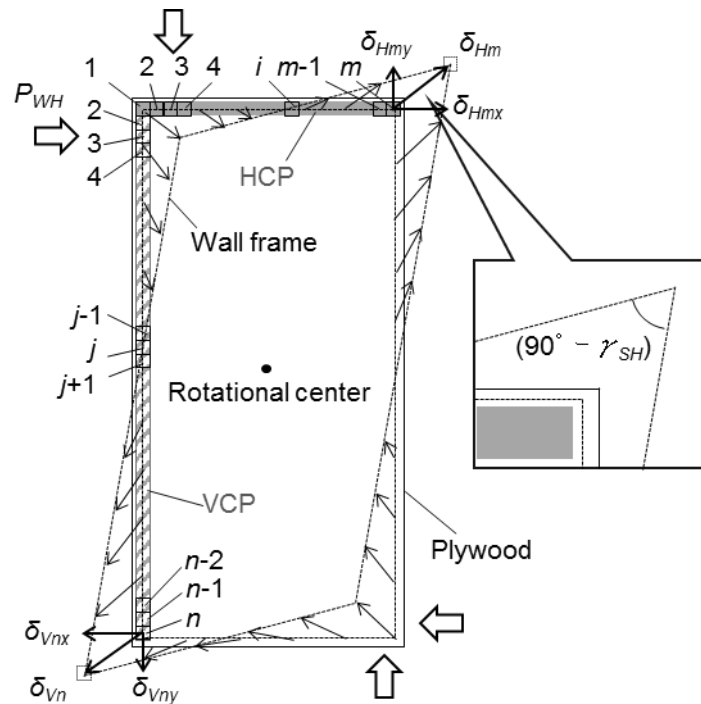


Figure 6.10 Appearance of deformation of framework by an external force. HCP: horizontally connecting part; VCP: vertically connecting part.

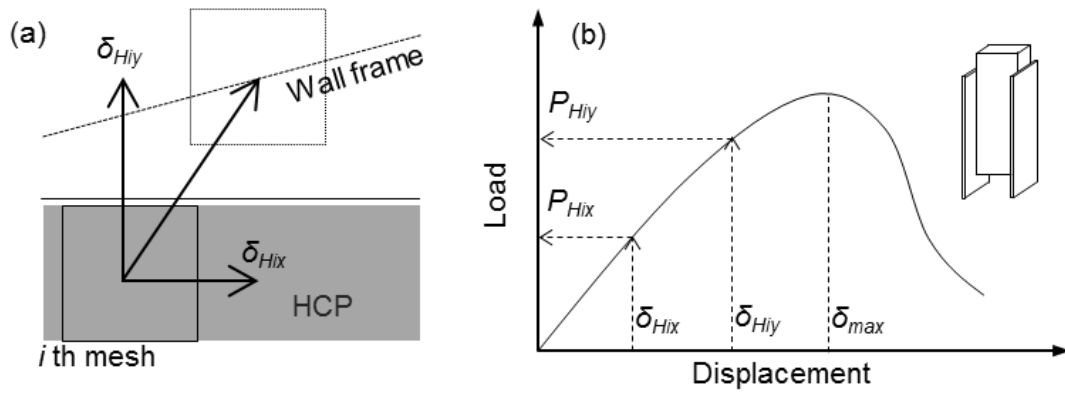


Figure 6.9 Calculation method for mesh displacement and resistance

たは下辺)に接合されている領域を Horitontally connecting part (以下, HCP), 鉛直方向(左辺または右辺)に接合されている領域を Vertically connecting part (以下, VCP) と呼ぶことにする. 変形角 γ_s と外力 P_w の関係を考えるに当たって, 面材が剛体であると仮定して, 面材-軸組間のスリップに対する耐荷重を, 各々の接合領域で独立して計算する方法を以下に示す.

6.4.2 両面テープ貼り接合部での耐力

まず, 合板張り耐力壁における接合領域 HCP の 1 辺に作用する荷重 P_{WH} とせん断変形角 γ_{SH} の関係を導く. 面材と軸組のスリップによる変形は, 剛体としての面材の図心を中心にして生じると仮定する. この接合領域を Figure 6.10 に示すように m 個のメッシュに分割し, 端部の変位を δ_{Hm} とする. それぞれのメッシュの変位は, Figure 6.11(a) のように水平方向と鉛直方向の変位成分に分けて考えることができ, i 番目のメッシュの変位を δ_{Hi} とすれば, その水平方向成分は δ_{Hix} , 鉛直方向成分は δ_{Hiy} と表すことができる ($1 < i < m$). そうすると, 端部の変位 δ_{Hm} と i 番目のメッシュの変位 δ_{Hi} の関係において, 変位の水平方向成分 δ_{Hix} はいずれのメッシュでも等しいので,

$$\delta_{Hix} = \delta_{Hmx} \quad (6.6)$$

また, 鉛直方向成分 δ_{Hiy} は, Figure 6.10 の幾何学的関係より式(6.6)のように表すことができる.

$$\delta_{Hiy} = \left(2 \times \frac{i}{m} - 1 \right) \times \delta_{Hmy} \quad (6.7)$$

以上より, 接合領域 HCP のせん断変形角 γ_{SH} は, 端部の変位 δ_{Hmx} と δ_{Hmy} を用いて式(6.8)の

ように表すことができる．

$$\gamma_{SH} = \frac{2\delta_{Hmx}}{H} + \frac{2\delta_{Hmy}}{L} \quad (6.8)$$

それぞれの変位成分 δ_{Hix} と δ_{Hiy} に対し，接合部のせん断荷重とスリップの関係（この関係を $P_J=f_J(\delta_J)$ と表記する）を適用することで， i 番目のメッシュにおける耐荷重 P_{Hi} を算出する（Figure 6.11(b)）．耐荷重に関する水平方向成分 P_{Hix} と鉛直方向成分 P_{Hiy} は，接合部のせん断試験で得られる荷重－スリップ関係（ $P_J=f_J(\delta_J)$ ）を用いて次のように表現することができる．

$$P_{Hix} = \begin{cases} f_J(\delta_{Hix}) & \left(\sqrt{\delta_{Hix}^2 + \delta_{Hiy}^2} \leq \delta_{\max} \right) \\ 0 & \left(\sqrt{\delta_{Hix}^2 + \delta_{Hiy}^2} > \delta_{\max} \right) \end{cases} \quad (6.9)$$

$$P_{Hiy} = \begin{cases} f_J(\delta_{Hiy}) & \left(\sqrt{\delta_{Hix}^2 + \delta_{Hiy}^2} \leq \delta_{\max} \right) \\ 0 & \left(\sqrt{\delta_{Hix}^2 + \delta_{Hiy}^2} > \delta_{\max} \right) \end{cases} \quad (6.10)$$

ここで， δ_{\max} は接合部のせん断試験における最大荷重時の変位とした．これは同時にせん断荷重 P_J が大きく低下する時のスリップ変位である（Figure 6.11(b)）．式(6.9)，(6.10)では，メッシュの変位 δ_{Hi} が δ_{\max} に到達するとき，このメッシュの耐荷重は 0 になっている．

次に， i 番目のメッシュにおける面材の中心のまわりの回転モーメントを考える．荷重 P_{Hix} は右回り， P_{Hiy} は左回りのモーメントを与え，それぞれのモーメントの大きさは式(6.11)，(6.12)のように表される．

$$M_{Hix} = P_{Hix} \times \frac{H}{2} \quad (6.11)$$

$$M_{Hiy} = P_{Hiy} \times \left(2 \times \frac{i}{n} - 1 \right) \times \frac{L}{2} \quad (6.12)$$

このとき M_{Hix} と M_{Hiy} は釣合うため，

$$\sum_{i=1}^m M_{Hix} = \sum_{i=1}^m M_{Hiy} \quad (6.13)$$

式(6.13)を満たす δ_{Hmx} と δ_{Hmy} の値の組み合わせを数値計算により求め，HCP における面材－軸組間のスリップの水平成分と鉛直成分の関係を求める．この考え方は神谷¹⁰²⁾の研究と同じであるが，軸組コーナ一部の変位は面材の対角方向に従うとした Tuomi and McCutcheon⁹⁶⁾の研究とは異なる．

一方，このときの耐荷重 P_{WH} は式(6.14)のようになる．

$$P_{WH} = \frac{\sum_{i=1}^m M_{Hix}}{H} = \frac{m}{2} \cdot f_J(\delta_{Hmx}) \quad (6.14)$$

ここで、式(6.8)より γ_{SH} は δ_{Hmx} と δ_{Hmy} で示されること、式(6.13)より δ_{Hmx} は δ_{Hmy} で表わすことができるため、式(6.14)の P_{WH} は γ_{SH} で表すことができる。この関係を $P_{WH}=f_{WH}(\gamma_{SH})$ と表記する。

引き続き、接合領域 **VCP** の 1 辺に作用する荷重 P_{WV} とせん断変形角 γ_{SV} の関係を導く。前節と同様に、この接合領域を Fig. 1 に示すように n 個のメッシュに分割し、端部の変位を δ_{Vn} とすると、 j 番目のメッシュの水平方向変位 δ_{Vjx} は、

$$\delta_{Vjx} = \left(2 \times \frac{j}{n} - 1\right) \times \delta_{Vnx} \quad (6.15)$$

また、 j 番目のメッシュの鉛直方向変位 δ_{Vjy} はいずれのメッシュでも等しいので、

$$\delta_{Vjy} = \delta_{Vny} \quad (6.16)$$

以上より、接合領域 **VCP** のせん断変形角 γ_{SV} は、**VCP** の端部の変位 δ_{Vnx} 、 δ_{Vny} を用いることで式(6.17)のように表すことができる。

$$\gamma_{SV} = \frac{2\delta_{Vnx}}{H} + \frac{2\delta_{Vny}}{L} \quad (6.17)$$

次に、**VCP** における j 番目のメッシュの耐荷重 P_{Vjx} と P_{Vjy} は、式(6.9)、(6.10)と同様にして、式(6.18)、(6.19)のようになる。

$$P_{Vjx} = \begin{cases} f_J(\delta_{Vjx}) & \left(\sqrt{\delta_{Vjx}^2 + \delta_{Vjy}^2} \leq \delta_{\max} \right) \\ 0 & \left(\sqrt{\delta_{Vjx}^2 + \delta_{Vjy}^2} > \delta_{\max} \right) \end{cases} \quad (6.18)$$

$$P_{Vjy} = \begin{cases} f_J(\delta_{Vjy}) & \left(\sqrt{\delta_{Vjx}^2 + \delta_{Vjy}^2} \leq \delta_{\max} \right) \\ 0 & \left(\sqrt{\delta_{Vjx}^2 + \delta_{Vjy}^2} > \delta_{\max} \right) \end{cases} \quad (6.19)$$

また、 j 番目のメッシュにおける面材の中心まわりのモーメント M_{Vjx} と M_{Vjy} は式(6.20)、(6.21)のように表され、これらは釣り合うため式(6.22)のようになる。

$$M_{Vjx} = P_{Vjx} \times \left(2 \times \frac{j}{n} - 1\right) \times \frac{H}{2} \quad (6.20)$$

$$M_{Vjy} = P_{Vjy} \times \frac{L}{2} \quad (6.21)$$

$$\sum_{j=1}^n M_{Vjx} = \sum_{j=1}^n M_{Vjy} \quad (6.22)$$

式(6.22)については、式(6.13)と同様に両辺を満たす δ_{vnx} と δ_{vny} の値の組み合わせを数値計算によって求め、VCP における面材一軸組間のスリップの水平成分と鉛直成分の関係を求める。また、そのときの耐荷重 P_{wv} は式(6.23)のようになる。

$$P_{wv} = \frac{\sum_{j=1}^n M_{vjx}}{H} = \frac{1}{4} \sum_{j=1}^n \left\{ f_j \left(\left(2 \times \frac{j}{n} - 1 \right) \times \delta_{vnx} \right) \times \left(2 \times \frac{j}{n} - 1 \right) \right\} \quad (6.23)$$

ここでも式(6.14)と同様に P_{wv} と γ_{sv} の関係を $P_{wv}=f_{wv}(\gamma_{sv})$ と表記する。

6.4.3 面材のせん断変形

前項では面材を剛体と仮定し、面材一軸組間のスリップとそれによって生じる荷重との関係を求めた。しかし、実際には面材はせん断変形する。面材のせん断変形 γ_p と外力 P_w の関係は、耐力壁の変形を想定する範囲で線形挙動を示すと仮定すれば、式(6.24)のようになる。

$$\gamma_p = \frac{P_w}{LTGN} \quad (6.24)$$

ここで、 L と T はそれぞれ面材の幅と厚さ、 G は面材のせん断弾性係数、 N は耐力壁に用いる面材の数である。

6.4.4 力学挙動の定式化

まず、面材一軸組間のスリップにより生じる耐力壁のせん断変形角 γ_s のときの荷重 P_w を考える。Figure 6.12 に、式(6.14)と式(6.23)で得られる $P_{wh}-\gamma_{sh}$ 、 $P_{wv}-\gamma_{sv}$ 関係を示す。ここで、せん断変形角 γ_s の時の荷重の値を抽出する。また、HCP と VCP の列数 N_H 、 N_V （例えば Figure 6.1 のような場合では、 $N_H=4$ 、 $N_V=4$ ）を抽出した荷重値に乘じ、足し合わせることで、せん断変形角 γ_s 時の耐力壁の耐荷重 P_w を式(6.25)のように算出することができる。

$$P_w = P_{wh} \times N_H + P_{wv} \times N_V = f_{wh}(\gamma_s) \times N_H + f_{wv}(\gamma_s) \times N_V \quad (6.25)$$

次に、式(6.25)で得られる $P_w-\gamma_s$ 関係の γ_s に、荷重 P_w の時の面材のせん断変形角 γ_p （式(6.24)）を加えることで、面材張り耐力壁の $P_w-\gamma$ 関係を求めることができる。

次項では耐力壁の力学挙動を計算するが、それにあたっては式(6.9)、(6.10)、(6.18)、(6.19)を計算するための、接合部のせん断試験で得られる荷重－スリップ関係（ $P_f=f_l(\delta_l)$ ）が必要となる。これは、前章でも示された小型スケール接合部試験体の静的試験結果（Figure 5.5）に基づいて決定される。そこで、Figure 5.5 で示されるせん断荷重－スリップ変位関係を、

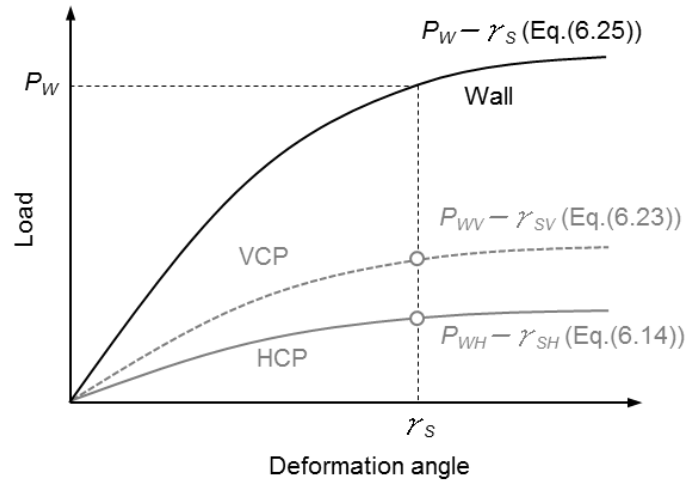


Figure 6.12 Calculation method for the $P_W-\gamma_s$ relationship of shear wall.

耐力壁の力学挙動の推定のベースとなる $P_J-\delta_J$ 関係に換算する必要がある。すなわち、接合部試験体の接合面積 A_s 、耐力壁試験体のメッシュ 1 つあたりの面積 A_J とすると、式(6.26)のようになる。

$$P \cdot \frac{A_J}{A_s} = P_J = f_J(\delta_J) \quad (6.26)$$

ここで、 P は接合部の静的負荷試験におけるせん断荷重（すなわち、縦軸値）を示している。この式(6.26)が、面材張り耐力壁の力学挙動（ $P_W-\gamma$ 関係）の推定のベースとなる。

6.4.5 力学挙動推定式の妥当性

上記で導出した力学挙動の推定式の妥当性を確認するために、推定結果の荷重－変形角関係を試験結果のそれと比較した。その結果を Figure 6.13 に示す。図の細線は、Figures 6.5～6.7 の荷重－変形角履歴曲線から包絡線を抽出したものである。また、同図の太破線は、本論文で提示した推定方法にしたがって計算した結果である。これらの計算結果は、Figure 5.5 の実験結果をもとにしており、接合部の力学挙動を良く反映したものになっていることが確認できる。これらを見ると W-N 試験体では理論値と実験値は弾性域だけでなく塑性域に至るまで良好な一致を示しているが、粘着テープを用いた W-T1D および W-T2D 試験体での一致度は低く、かなり過大な予測結果となっている。

このように W-T1D および W-T2D 試験体の実験値は推定値を大きく下回った。これに関して、耐力壁の加力試験中、せん断変形角が $1/75\text{rad}$ 前後に達した頃から試験体の間柱部分で合板が面外剥離し始めるのを確認している (Figure 6.8(a))。この原因は、先に述べたように試験体作製時において、間柱と合板の圧縮接合が不十分であったことが大きく影響して

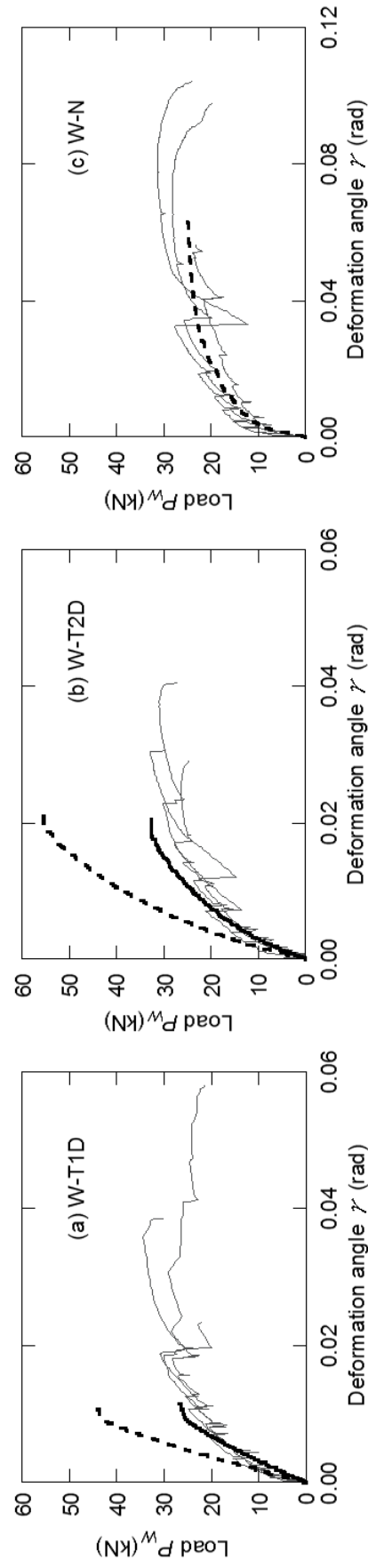


Figure 6.13 Comparison of theoretical and experimental results of plywood-sheathed shear walls. The thin line indicates experimental results, and thick line and thick solid lines indicate theoretical results at $N_V=4$ and 2, respectively.

いると考えられる。すなわち、間柱部の粘着テープによる接合はほとんど効いていないと考えられる。

このことを考慮に入れて、計算の際、式(6.25)における VCP の列数 N_V を 2 とし、間柱部の耐荷重を算定せず計算した。その結果を Figure 6.13 の太実線で示す。いずれの試験体も、弾性域や降伏点付近における推定結果は、試験結果と概ね良い一致を示した。このことから、本論文で提示した推定方法の妥当性が示唆された。また、間柱と合板の接着不良を改善すれば、Figure 6.13 の太破線のように、耐力性能に優れた力学挙動を示す可能性が示唆された。

合板張り耐力壁の力学挙動に関して、Figure 6.13 から荷重－変形角関係における弾性域および降伏点付近では良く推定できることがわかった。本節では、Figure 6.13 に示した荷重－変形角関係の実験値および推定値から算出される力学特性値を比較することで、本研究で提示した推定方法の推定精度を詳細に検討する。耐力壁の力学特性値は、日本住宅・木材技術センターなど、建築構造の検査・認定機関が定める完全弾塑性モデルを適用して求めた。これによって得られる力学特性値は、変形角 $1/120\text{rad}$ 時の耐力 $P_{1/120}$ 、初期剛性 K 、降伏耐力 P_y 、降伏時の変形角 γ_y 、完全弾塑性における降伏変形角 γ_v 、最大荷重 P_{max} 、最大荷重時の変形角 γ_{max} 、終局耐力 P_u 、終局変形角 γ_u 、塑性率 μ ($=\gamma_u/\gamma_v$)、構造特性係数 D_s の 11 種類である。これらの特性値を Figure 6.13 の包絡線に関する推定値および実験値から求め、推定値と実験値の比を求めた。Figure 6.14 にこれらの比の平均値と標準偏差を示す。同図によれば多くの特性値で比の値は 1.0 に近く、推定方法の妥当性が示唆された。 $P_{1/120}$ や K のような負荷初期における力学特性値では、若干危険側の推定となった。また、 P_y や P_{max} 、 P_u やなどの破壊点付近の耐力に関しては、若干安全側の推定となった。変形については、降伏点近傍の変形角 γ_y 、 γ_v では良い一致を示した。一方、破壊点付近の変形角 γ_{max} や変形が大きく

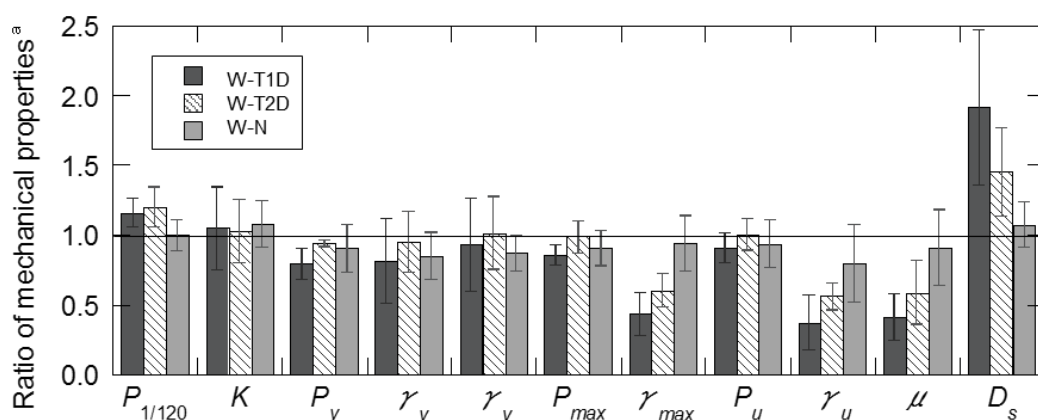


Figure 6.14 Comparison of theoretical and experimental values of shear walls. ^aRatio of theoretical estimated value to experimental result (theoretical value/experimental value).

なる γ_u では、比の値は 1.0 を大きく下回り、これらの特性値と深く関わる塑性率 μ と構造特性係数 D_s の推定精度も低くなった。すなわち、靱性に関わる推定が必ずしも良好ではなく、このことは W-T1D で顕著であった。この理由は、最大荷重に到達した以降の挙動をうまく推定できていないためであり、 γ_u の推定精度の向上が課題として挙げられる。力学試験での耐力壁が大変形している時の様子を観察すると、合板は Figure 6.8(b) のように面外に褶曲するような変形をしており、モデル上ではこのような挙動を考慮できていない。この様子を力学モデルに組み入れると γ_u の推定精度の向上につながると考えられる。以上のように、塑性域での推定精度に課題は残るものの、本研究で示した耐力壁の力学特性値の推定方法は、特に弾性域から降伏点までの範囲で有効であると考えられる。

6.5 要約

両面テープ貼り接合部の実用例として、本章では面材張り耐力壁を作成し、これの力学試験を実施することで力学性能評価を行なった。荷重－変形角関係によれば、両面テープ貼り接合による耐力壁の最大荷重は 20～30kN 程度であり、これは、従来一般的とされてきた釘着接合の面材張り耐力壁と同等であった。しかしながら、両面テープ貼り接合の耐力壁は、最大荷重に達した時にテープの剥離が生じ、耐力を低下させた。したがって、靱性は優れていなかった。壁倍率を算出したところ、両面テープ貼り接合の耐力壁はそれぞれ 3.29 と 3.53 であり、これは、釘着接合の耐力壁 (3.81) と同等の値となった。したがって、在来軸組構法における木質耐力要素としての可能性が十分にうかがえた。両面テープ貼り接合による面材耐力壁の力学性能向上に向けては、靱性を高くすることが有効であるように考えられる。加えて、今回の壁体試験体は間柱での圧縮が不十分であり、これを改善できればより優れた力学性能が見込まれる。

加えて本章では、耐力壁の力学性能を理論的に推定する方法を提示した。理論値と実験値を詳細に比較したところ、弾性域における力学挙動や最大荷重に関しては良好な推定精度が得られ、提案した耐力壁の力学挙動に関する理論的推定方法の妥当性が示された。

第7章 総括

木質構造の普及拡大が求められる現在において、構造物の力学的な性能を把握することは重要である。木質構造物(特に、我が国で多く見られる軸組構法の構造物)の力学性能は、部材と部材を繋ぐ接合部の力学性能が支配的となるため、接合部の力学性能を把握することが求められる。木造軸組構法で見られる接合部は主に、1) 梁材-柱材接合部、2) 梁材-梁材接合部、3) 軸材料-面材料接合部の3つに大別できる。本研究では、これらの接合部を対象に力学挙動解析を行なった。接合部試験体を用いて力学試験を実施することにより力学挙動を調べたほか、耐力発現メカニズムの考察により接合部に外力が作用した時の力学挙動推定式を導いた。加えて、誘導した推定式を用いることで、接合部の詳細寸法などの諸条件が力学挙動に及ぼす影響を数値解析的に調べた。なお、本研究では地震や台風などによって構造物に水平方向の外力が作用している状態、すなわち、梁材-柱材接合部、および柱材-柱材接合部ではモーメントが作用することにより回転変形する状態、軸材料-面材料接合部では接合面でせん断力が作用することによりスリップ変位が生じる状態を想定して力学挙動解析を行なった。

第3章では、梁材-柱材接合部の代表的なものとして、ほぞ接合部を対象に、モーメント作用時の力学挙動を解析した。ほぞ接合部はこれまでも多く研究されており、おおよそ想定される負荷条件下での力学挙動解析が試みられてきた。しかしながら、研究で得られるデータと異なり、実際に構造物中に存在するほぞ接合部は、ほぞ幅方向の嵌合の甘さが問題になることがしばしば見られる。これを踏まえて、嵌合の甘さを考慮してほぞ接合部の力学挙動を解析した。

はじめに、ほぞ接合部が回転変形した様子を幾何学的にモデル化した。ここでは、ほぞの幅をほぞ穴の幅よりもわずかに小さくすることにより隙間を設けることで、力学モデルに嵌合度のパラメータを組み入れた。幾何学モデルから接触部でのめり込み変形量を求め、これに木材めり込み時の応力-ひずみ関係を適用させることでめり込み抵抗力を求めた。また、クーロン則から摩擦抵抗力を求めた。その後、モーメント・鉛直力・水平力の釣合条件からほぞ接合部のモーメント-変形角関係の推定式を導いた。実大スケールのほぞ接合部試験体を用いて力学試験を行なうことで、モーメント-変形角関係の試験結果と推定結果を比較した。両者は良く一致したことから上記モデルの妥当性が示され、すなわち、ほぞ接合部の力学挙動は、木材のめり込みと摩擦が主な発現要因となっていることが明らかになり、加えて、嵌合が甘い場合の力学挙動は、幾何学モデルにおけるほぞ幅方向の隙間の存在によって説明できることが示された。

また、推定式中の嵌合度の入力値を変化させることで、嵌合度と力学挙動の関係を数値解析的に調べた。これにより、隙間が増大する（嵌合がより甘くなる）につれて回転剛性等の特性値が大きく低下することがわかり、例えば、ほぞの幅がほぞ穴の幅よりも 1.0 mm 小さい場合は、隙間が無い場合と比較して回転剛性が約 22% 低下することが明らかになった。また、0.014 rad 程度の初期すべりが生じるとともに、ひずみエネルギーは約 21% 低下することが示されており、このように、ほぞ接合部における嵌合度と力学挙動の関係を定量的な指標により示すことができた。

第 4 章では、梁材－梁材を繋ぐ接合部として、渡りあご接合部を対象に、モーメント作用時の力学挙動を解析した。本研究では、既往のめり込み理論を応用することで、渡りあご接合部にモーメントが作用した時の接触部でのめり込み変形の様子を三次元的にモデル化した。また、ここでモデル化された変形の様子を基に、フックの法則を用いて耐力を計算した。さらに、大変形時では塑性化に伴う耐力低減をモデルに組み入れることで、接合部の弾塑性域にわたる力学挙動の推定式を導いた。実大スケールの渡りあご接合部試験体を用いた力学試験を実施し、モーメント－変形角関係の試験結果と推定結果を比較した。両者は概ね一致しており、すなわち、渡りあご接合部の力学挙動はめり込み抵抗力が耐力発現要因のほとんどを占めていることが示唆された。

渡りあご接合部の切欠き形状や寸法は、地域や大工らによって大きく異なる。そこで、切欠き中の、どの寸法が、どの程度、力学挙動に寄与しているかを把握することは大きな関心事である。推定式中の寸法値（入力値）を変化させることで、それに伴うモーメント性能の変化を数値解析的に調べた。その結果、上梁の梁幅を大きくした場合と、切欠きを深くした場合は、モーメント抵抗性能がより急激に増大し、例えば上梁の梁幅を 50% 大きくするとモーメント抵抗性能は 47.2%、切欠き深さを 50% 大きくするとモーメント抵抗性能は 51.3% 増大した。このように、これらの寸法の増大が力学性能向上に効果的であることが、定量的な指標とともに示された。

第 5 章では、軸材料と面材料を工業用両面テープによる接合する方法を検証した。これは、自動車工業等で用いられてきた方法を木質構造に適用したものである。JAS に準拠して小型スケールの軸材料－面材料接合部試験体（二面せん断の試験体）を用意し、せん断性能を静的試験と疲労試験により評価した。工業用両面テープ接合の試験体や、木ダボを併用接合した試験体の性能を調べ、釘着接合による試験体の性能と比較した。静的試験の結果（せん断荷重－スリップ変位関係）によれば、工業用両面テープ接合時は釘着接合時よりも変形性能が劣り、脆性的な挙動が得られたものの、初期剛性や最大荷重はより高い値を示した。疲労試験の結果によれば、両面テープと木ダボを併用接合した試験体の S-N プロット（ストレスレベルと疲労寿命の関係）は、釘着接合のものとはほとんど同一線上に位置しており、同等

の疲労特性を持つことが示唆された。また、疲労寿命が長くなる条件下では、疲労破壊時の変位がわずかに増大し、すなわち、ストレスレベルなどの条件が変わると変形性能が変化することが示された。ここでは、エネルギー論的な考察を加えることで、任意のストレスレベルにおいて変形性能を推定する方法を提案した。

第6章では、この工業用両面テープによる接合を面材張り耐力壁に応用した。従来の釘着接合を代替するように、面材内周に両面テープを貼付して軸組フレーム（柱材・梁材）と接合した。また、力学的補強を目的に、木ダボも併用した。耐力壁の面内せん断試験によれば、両面テープと木ダボの併用接合による耐力壁は脆性的な破壊が見られたが、釘着接合の耐力壁と比較して、最大荷重は同等以上となり、剛性では大幅な向上が見られた。また、両面テープと木ダボを併用接合した耐力壁の壁倍率はそれぞれ 3.29, 3.53 となり、従前の釘着の耐力壁の壁倍率 3.81 と同等の値が得られたことから、この耐力壁の構造利用の可能性が示された。

さらに、この耐力壁の力学挙動推定を試みた。合板内周のテープ接合箇所を、小領域のテープ接合部の連続体とみなし、小型スケール接合部試験体のせん断荷重－スリップ変位関係を用いて、耐力壁が変形した時に各々の領域で発現されるせん断耐力を求めた。続いて、モーメントの釣合条件より耐力壁のせん断変形角を計算することで、荷重－変形角関係を推定した。推定結果と試験結果は概ね良い一致を示したことから、両面テープを用いた面材張り耐力壁の力学挙動は、両面テープ接合のせん断挙動に基づいて表現できることが示された。

上記のように、本研究では木質構造における接合部の力学解析を行ない、柱材－梁材接合を代表してほぞ接合部、梁材－梁材接合を代表して渡りあご接合部、軸材料－面材料接合を代表して両面テープ貼り接合部を対象とした。各々の接合部を実験的に性能評価し、構造利用の可能性を検討した。また、これに加えて、耐力発現機構をモデル化し、理論誘導することで力学挙動を推定することができた。この成果は、接合部耐力発現要因を特定することにつながるが、そのみに留まらず、数値計算により接合部の概ねの力学挙動を判断することが可能となることから、接合部設計をはじめとした建築実務の分野でも有益な知見になると考えられる。また、数値解析によって得られた結果（ほぞ接合部における嵌合度と力学挙動の関係、渡りあご接合部における切欠き寸法と力学挙動の関係）は、接合部の力学性能を考えるためには重要な問題であったが、これまでに定量的な指標は明確にされていなかった。本研究でこの指標を示すことができたことは、木質構造物の設計、ひいては構造物の構造力学的な安全性を確保するうえでの重要な知見になりうると考えられる。

参考文献

- 1) 林野庁：平成 28 年度版 森林・林業白書. 一般社団法人 全国林業改良普及協会. 東京. 2016
- 2) 林野庁：森林・林業統計要覧 2016. http://www.rinya.maff.go.jp/j/kikaku/toukei/youran_mokuzi.html (平成 28 年 11 月閲覧可)
- 3) 林野庁：平成 21 年度版 森林・林業白書. 一般社団法人 全国林業改良普及協会. 東京. 2009
- 4) Koch P: Wood versus nonwood materials in U.S. residential construction: some energy-related global implications. *Forest Products Journal* 42:31-42. 1992
- 5) Buchanan AH, Honey BG: Energy and carbon dioxide implications of buildings construction. *Energy and Buildings* 20:205-217. 1994
- 6) 岡崎泰男, 大熊幹章：炭素ストック, CO₂放出の観点から見た木造住宅建設の評価. *木材工業* 53:161-165. 1998
- 7) Eriksson OL, Gustavsson L, Hänninen R, Kallio M, Lyhykäinen H, Pingoud K, Pohjola J, Sathre R, Solberg B, Svanaes J, Valsta L: Climate change mitigation increased wood use in the European construction sector –towards an integrated modelling framework. *European Journal of Forest Resources* 131:131-144. 2012
- 8) Gustavsson L, Pingoud K, Sathre R: Carbon dioxide balance of wood substitution: comparing concrete- and wood-framed buildings. *Mitigation and Adaptation Strategies for Global Change* 11:667-691. 2006
- 9) 有馬孝礼：木材利用による二酸化炭素排出削減と炭素貯蔵効果. 日本建築学会大会学術講演梗概集 (九州). 477-478(1231). 2007
- 10) 木造軸組構法建築物の耐震設計マニュアル編集委員会：伝統構法を生かす木造耐震設計マニュアル ―限界耐力計算による耐震設計・耐震補強設計法. 株式会社学芸出版. 京都. 2008
- 11) Suzuki Y, Maeno M: Structural mechanism of traditional wooden frame by dynamic and static test. *Structural Control and Health Monitoring* 13:508-522. 2006
- 12) Wang H, Scanlon A, Shang S, He F: Comparison of seismic experiments on traditional Chinese wood structures and light wood-framed structure. *Journal of Structural Engineering* 139:2038-2043. 2013
- 13) 日本建築学会：木質構造接合部設計マニュアル. 丸善. 東京. 2009
- 14) Madsen B: Behavior of timber connections. Timber Engineering Ltd. North Vancouver. 2000
- 15) 小松幸平：接合具の非線形特性を考慮に入れた集成材骨組構造の解析 (第 1 報) 解析法

- の誘導. 木材学会誌 34:581-589. 1988
- 16) 小松幸平, 前田典昭, 堀江和美: 接合具の非線形特性を考慮に入れた集成材骨組構造の解析 (第2報) 実験による検証. 木材学会誌 35:201-211. 1989
 - 17) 中谷 誠, 森 拓郎, 小松幸平: ラグスクリーボルトと特殊金物を用いた木質ラーメン構造の柱-梁接合部に関する研究. 日本建築学会構造系論文集 73:599-606. 2008
 - 18) 坂楨義夫, 道場信義, 上杉義則, 大橋好光: 木質ラーメン接合部のモーメント-回転角関係に関する実験的研究. 日本建築学会構造系論文集 75:147-155. 2010
 - 19) 景山 誠, 村上雅英, 小松幸平: 曲げモーメントとせん断力の「複合応力を受ける木質ラーメン接合部の構造性能評価法に関する研究. 日本建築学会構造系論文集 75:165-173. 2010
 - 20) 小松幸平: 製材を利用したラーメン構法の開発. 住宅と木材 35:21-25. 2012
 - 21) 小松幸平: 製材を利用したラーメン構法の開発 II. 住宅と木材 36:20-30. 2013
 - 22) 中田欣作, 小松幸平: 強化 LVL 接合板および接合ピンを用いた木質構造フレームの開発 (第1報) 弾性床上の梁の曲げ理論を用いて求めた強化 LVL 接合のせん断性能. 木材学会誌 53:313-319. 2007
 - 23) 中田欣作, 小松幸平: 強化 LVL 接合板および接合ピンを用いた木質構造フレームの開発 (第2報) モーメント抵抗接合としての強化 LVL 接合の特性. 木材学会誌 55:155-162. 2009
 - 24) 野田康信, 森 拓郎, 古田直之, 小松幸平: 中間部材に合板を用いたラージフィンガージョイント接合部の性能. 木材学会誌 59:34-44. 2013
 - 25) 野田康信, 古田直之, 小松幸平: 交差重ね合わせ単板積層圧密接合法によるラーメン構法の開発 (第1報) 接合方法とモーメント抵抗性能. 木材学会誌 58:309-317. 2012
 - 26) Buchanan AH, Fairweather RH: Seismic design of glulam structures. Bulletin of the New Zealand national society for earthquake engineering 26:415-436. 1993
 - 27) 井上正文, 後藤 靖, 後藤靖男, 衛藤善律: 接着剤と接合金物を併用した木質構造仕口接合部に関する実験的研究. 日本建築学会構造系論文集 498:105-111. 1997
 - 28) Fragiaco M, Batchelar M: Timber frame moment joints with glued-in steel rods. I: design. Journal of Structural Engineering 138:789-801. 2012
 - 29) Fragiaco M, Batchelar M: Timber frame moment joints with glued-in steel rods. II: experimental investigation of long-term performance. Journal of Structural Engineering 138:802-811. 2012
 - 30) Yang H, Liu W, Ren X: A component method for moment-resistance glulam beam-column connections with glued-in steel rods. Engineering Structure 115:42-54. 2016
 - 31) 日本住宅・木材技術センター: 木造軸組工法住宅の許容応力度設計 2008 年度版. 財団

法人 日本住宅・木材技術センター．東京．2008

- 32) Fukuta S, Ogawa K, Nomura M, Yamasaki M, Sasaki Y: Sound insulation of walls using insulation mat and plywood jointed with a combination of adhesive tape and wood dowels. *European Journal of Wood and Wood Products* DOI: 10.1007/s00107-016-1085-3. 2016 (Published online 2016/07/16)
- 33) 日本住宅・木材技術センター：木造軸組工法住宅の許容応力度設計．財団法人 日本住宅・木材技術センター．東京．2001
- 34) 稲山正弘：木材のめり込み理論とその応用－靱性に期待した木質ラーメン接合部の耐震設計法に関する研究－．東京大学学位論文．1991
- 35) 稲山正弘：木材のめりこみに関する研究：その4 等変位めりこみの弾性剛性の計算式の提案．日本建築学会学術講演梗概集（関東）．907-908（21377）．1993
- 36) 森林総合研究所 監修：改定4版 木材工業ハンドブック．丸善株式会社．東京．2004
- 37) 日本建築学会：木質構造設計規準・同解説．丸善株式会社．東京．1996
- 38) 坂 静雄：社寺骨組の力学的研究（第2部 貫の耐力）．建築学会大会論文集．259-268．1941
- 39) 後藤一雄：貫通仕口による木造ラーメン（大黒柱）構造の研究－その1 仕口の挙動に関する実験的研究．日本建築学会構造系論文集 366:119-125. 1986
- 40) 後藤一雄：貫通仕口による木造ラーメン（大黒柱）構造の研究－その2 実大試験体による加力テスト．日本建築学会構造系論文集 78:75-81. 1987
- 41) Kato Y, Komatsu K: Strength and deformation of semi-rigid timber frames depending on the embedment resistance of timber. *Wood Research* 87:39-41. 2000
- 42) 加藤泰世，小松幸平，北守顕久：木構造柱－貫接合部の剛性・耐力に及ぼす楔の役割．木材学会誌 49:84-91. 2003
- 43) 北守顕久，加藤泰世，片岡靖夫，小松幸平：伝統木造における貫接合部の耐力発現モデルの提案と実験的検証．木材学会誌 49:179-186. 2003
- 44) Guan ZW, Kitamori A, Komatsu K: Experimental study and finite element modelling of Japanese “Nuki” joints –Part one: Initial stress states subjected to different wedge configurations. *Eng Struct*, 30:2032-2040. 2008
- 45) Guan ZW, Kitamori A, Komatsu K: Experimental study and finite element modelling of Japanese “Nuki” joints –Part two: Racking resistance subjected to different wedge configurations. *Eng Struct*, 30:2041-2049. 2008
- 46) Chang WS, Hsu MF, Komatsu K: Rotational performance of traditional Nuki joints with gap I: theory and verification. *J Wood Sci*, 52:58-62. 2006
- 47) Chang WS, Hsu MF: Rotational performance of traditional Nuki joints with gap II: the behavior of butted Nuki joints and its comparison with continuous Nuki joint. *J Wood Sci*, 53:401-407.

2007

- 48) 棚橋秀光, 清水秀丸, 堀江秀夫, 楊 萍, 鈴木祥之: パステルナーク・モデルに基づく有限長直交異方性木材の弾性めり込み変位. 日本建築学会構造系論文集 73:417-424.

2008

- 49) 棚橋秀光, 大岡 優, 伊津野和行, 鈴木祥之: 木材のめり込み降伏メカニズムと均等めり込み弾塑性変位の定式化. 日本建築学会構造系論文集 76:811-819. 2011
- 50) Pasternak PL: On a new method of analysis of an elastic foundation by means of two foundation constants, Gosudarstvennoe Izdatelstvo Literaturi po Stroitelstve i Arkhitekture. 1954
- 51) 棚橋秀光: パステルナーク・モデルによる地盤及び構造物の変位解析. 第46回地震工学シンポジウム 50-55. 2001
- 52) 棚橋秀光, 鈴木祥之: 伝統木造仕口の回転めり込み弾塑性特性と十字型通し貫仕口の定式化. 日本建築学会構造系論文集 76:1657-1684. 2011
- 53) 深谷基弘, 鈴木紘子: 図解 木造建築伝統技術事典. 株式会社彰国社. 東京. 2001
- 54) 平坂継臣, 木下加奈子: 木造仕口部の剛性と耐力に関する実験的研究 ―ほぞの耐力評価(1)―. 日本建築学会大会学術講演開梗概集(中国). 33-34 (22017). 1999
- 55) 平坂継臣, 木下加奈子, 猪原功喜, 古賀 誠: 木造仕口部の耐力と剛性に関する実験的研究(2) ほぞの耐力評価. 九州共立大学研究報告. 工学部 25:21-26. 2001
- 56) 杉山亮太, 山田真澄, 後藤正美, 鈴木祥之: 単位木造フレームを用いた動的・静的実験による木造軸組の耐震性能評価 その2: 短・長ほぞによる木造軸組の耐震性能. 日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸). 343-345 (22172). 2002
- 57) 坂田弘安, 山崎義弘, 宇田川洋隆, 大橋好光: 曲げせん断を受ける長ほぞ差し込栓打ち接合部の力学的挙動に関する研究. 日本建築学会構造系論文集 77:45-54. 2012
- 58) Eckelman CA, Haviarova E: Rectangular mortise and full-width tenon joints in ready-to-assemble light-frame timber constructions. Wood Fiber Sci 43:346-352. 2011
- 59) 西村 督, 後藤正美, 鈴木祥之: 木造軸組構法における長ほぞ込栓打ち接合部の応力伝達に関する実験的研究. 日本建築学会構造系論文集 75:2197-2204. 2010
- 60) 春山聡子, 佐久間譲, 後藤正美, 西村 特, 稲山正弘, 鈴木祥之: 木材の特性を考慮した木造軸組構法のほぞ差し接合部解析モデルの提案(その1) 実験結果と考察. 日本建築学会北陸支部研究報告集 51:125-128. 2008
- 61) 佐久間譲, 春山聡子, 後藤正美, 西村 督, 稲山正弘, 鈴木祥之: 木材の特性を考慮した木造軸組構法のほぞ差し接合部解析モデルの提案(その2) 実験と解析との比較. 日本建築学会北陸支部研究報告集 51:129-132. 2008
- 62) 入江康隆, 老藤慎也: 長ほぞ込栓打ち接合部のめり込み応力と摩擦せん断応力. 日本建築

学会技術報告集 14:95-98. 2008

- 63) 坂田弘安, 野口卓也, 宇田川洋隆, 大橋好光: 曲げせん断を受ける割楔接合部の力学的挙動に関する研究. 日本建築学会構造系論文集 78:1459-1467. 2013
- 64) 榊井 健, 錦田謙介, 高木利季: 繰り返し载荷を受ける長ほぞ差し込栓打ち仕口の弾塑性解析. 日本建築学会構造系論文集 78:753-762
- 65) 小原勝彦, 田畑 勝, 木下昌也, 福本満夫, 河本和義: 木質構造設計システムの構築に関する研究: その 5. 渡りあご水平構面の試験計画. 日本建築学会学術講演梗概集 (北陸). 563-564 (22282). 2010
- 66) 木下昌也, 田畑 勝, 福本満夫, 河本和義, 小原勝彦: 木質構造設計システムの構築に関する研究: その 6. 渡りあご水平構面の静的加力試験結果. 日本建築学会学術講演梗概集 (北陸). 565-566 (22283). 2010
- 67) 田畑 勝, 木下昌也, 福本満夫, 河本和義, 小原勝彦: 木質構造設計システムの構築に関する研究: その 7. 渡りあご接合部の静的加力試験結果. 日本建築学会学術講演梗概集 (北陸). 567-568 (22284). 2010
- 68) 定成政憲: 渡りあご接合部の曲げ強度特性. 日本建築学会学術講演梗概集 (関東). 329-330 (22165). 2011
- 69) 戸田正彦: 渡り腮接合部のモーメント抵抗性能. 日本建築学会学術講演梗概集 (東海). 495-496 (22248). 2012
- 70) 辻井静二, 後藤一雄: 釘接合の耐力に関する実験的研究. 日本建築学会論文報告集 60:465-468. 1958
- 71) 日本建築学会: 木質構造設計規準・同解説 ー許容応力度・許容耐力設計法ー. 丸善株式会社. 東京. 2002
- 72) 神谷文夫, 駕海四郎: 合板一製材釘接合部の剪断実験と許容耐力の提案. 木材学会誌 35:313-319. 1989
- 73) Meyer A: Carrying capacity of nailed joints under static load. Holz als Roh- und Werkstoff 15:96-109. 1955
- 74) 坪井善勝, 矢代秀雄: くぎ接合の耐力に関する実験報告. 日本建築学会関東支部第 24 回研究発表会. 1958
- 75) Foschi RO: Load-slip characteristics of nails. Wood Science 7:69-76. 1974
- 76) 有馬孝禮, 佐藤雅俊, 益田恵吾: 木質材料及び部材の長期耐力評価に関する研究. 建築研究報告 No.95. 建築研究所. つくば. 1981
- 77) Jang S, Polensek A: Theoretical models for creep slip of nailed joints between wood and wood-based materials. Wood Science and Technology 23:237-249. 1989

- 78) Jang SS, Fujimoto Y, Mataka Y: Viscous-viscoelastic models for creep of nailed joints using plywood, particleboard and medium density fiberboard as sheathing materials. *Mokuzai Gakkaishi*. 39:418-427. 1993
- 79) Gromala SD: Lateral nail resistance for ten common sheathing materials. *Forest Products Journal* 35(9):61-67. 1985
- 80) Soltis AL, Mtenga PVA: Strength of nailed wood joints subjected to dynamic load. *Forest Products Journal* 35(11/12):14-18. 1985
- 81) 若島嘉朗, 平井卓郎: 繰返し負荷を受ける木材と合板の釘接合部の履歴特性 (第1報) 静的正負繰返し負荷試験. *木材学会誌* 39:1259-1266. 1993
- 82) 若島嘉朗, 平井卓郎: 繰返し負荷を受ける木材と合板の釘接合部の履歴特性 (第2報) 弾性床上の梁理論による数値解析. *木材学会誌* 39:1377-1385. 1993
- 83) 若島嘉朗, 平井卓郎: 繰返し負荷を受ける木材と合板の釘接合部の履歴特性 (第3報) 基礎材料性能の再検討. *木材学会誌* 43:417-426. 1997
- 84) Chui YH, Ni C, Jiang L: Finite-element model for nailed wood joints under reversed cyclic load. *Journal of Structural Engineering* 124:96-103. 1998
- 85) Jang SS, Fujimoto Y, Mataka Y: Fatigue behavior of frame-to-sheathing nailed joints. *Forest Products Journal* 43(4):63-69. 1993
- 86) Tokuda M: Prediction of the number of cycles to failure of nailed shear-wall panels under reversed cyclic-loading. *Mokuzai Gakkaishi* 33:558-563. 1987
- 87) 徳田迪夫: 釘接合部の両振れ繰返し力に対する疲労特性. *木材学会誌* 33:605-609. 1987
- 88) Li L, Gong M, Smith I, Li D: Exploratory study on fatigue behavior of laterally loaded, nailed timber joints, based on a dissipated energy criterion. *Holzforschung* 66:863-869. 2012
- 89) 杉山英男: 木質構造における耐力壁の許容耐力の決定法と開口をもつパネル状木質壁体のせん断耐力の推定法に関する提案 — 木質構造の新しい設計体系確立のための提案と考察 (第5報) —. *日本建築学会論文報告集* 186:13-16. 1971
- 90) 神谷文夫, 平嶋義彦, 畑山靖男, 金谷紀行: 木質パネル構造に関する研究 (第1報) 耐力壁の面内剪断性能に及ぼす試験方法ならびに壁長さの影響. *林業試験場研究報告* 315:15-38. 1981
- 91) 神谷文夫, 平嶋義彦, 畑山靖男, 金谷紀行: 木質パネル構造に関する研究 (第3報) 解析的手法による耐力壁の評価法. *林業試験場研究報告* 322:73-94. 1983
- 92) 青木謙治: 耐力壁の面内せん断試験はどのようにやるべきか? (その1). *木材工業* 68:185-187. 2013
- 93) 青木謙治: 耐力壁の面内せん断試験はどのようにやるべきか? (その2). *木材工業* 69:90-93. 2014

- 94) 青木謙治：耐力壁の面内せん断試験はどのようにやるべきか？（その3）．木材工業 70:321-324. 2015
- 95) 青木謙治：耐力壁の面内せん断試験はどのようにやるべきか？（その4）．木材工業 71:256-259. 2016
- 96) Tuomi RL, McCutcheon WJ: Racking strength of light-frame nailed walls. *Journal of Structural Division* 104:1131-1140. 1978
- 97) Itani RY, Tuomi RL, McCutcheon WJ: Methodology to evaluate racking resistance of nailed walls. *Forest Products Journal* 32(1):30-36. 1982
- 98) Hirashima Y: Derivation of a racking deformation formula of nailed frame panel. *Mokuzai Gakkaishi* 27:141-143. 1981
- 99) Easley JT, Foomani M, Dodds RH: formulas for wood shear walls. *Journal of Structural Division*. 108:2460-2478. 1982
- 100) McCutcheon WJ: Racking deformations in wood shear walls. *Journal of Structural Engineering*. 111:257-269. 1985
- 101) Schmidt RJ, Moody RC: Modeling laterally loaded light-frame buildings. *Journal of Structural Engineering*. 115:201-207. 1989
- 102) 神谷文夫：面材を釘打ちした耐力壁のせん断剛性および強度に関する理論的研究．日本建築学会論文報告集 309:86-94. 1981
- 103) Gupta AK, Kuo GP: Behavior of wood-framed shear wall. *Journal of Structural Engineering*. 111: 1722-1733. 1985
- 104) Dolan JD, Foschi RO: Structural analysis model for static loads on timber shear walls. *Journal of Structural Engineering* 117:851-861. 1991
- 105) Källsner B, Girhammar UA: Analysis of fully anchored light-frame timber shear walls-elastic model. *Materials Structure*. 42:301-320. 2009
- 106) 村上雅英, 稲山正弘：任意の釘配列で打たれた面材壁の弾塑性挙動の予測式．日本建築学会構造系論文集 519:87-93. 1999
- 107) 今西祐志, 佐々木康寿：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能．名古屋大学森林科学研究 16:7-16. 1997
- 108) White MW, Dolan JD: Nonlinear shear-wall analysis. *Journal of Structural Engineering*. 121:1629-1635. 1995
- 109) Li M, Lam F, Foschi RO, Nakajima S, Nakagawa T: Seismic performance of post and beam timber buildings I: model development and verification. *Journal of Wood Science* 58:20-30. 2012
- 110) 佐々木康寿, 平嶋義彦, 入山朋之, 佐藤麻美子：孔あき合板を用いた耐力壁のせん断性能．木材学会誌 45:491-498. 1999
- 111) Yasumura M, Sugiyama H: Shear properties of plywood-sheathed wall panels with opening.

- Transaction of Architectural Institute of Japan 338:88-98. 1984
- 112) 杉山英男, 松本忠史: 多数の開口を持つ合板釘打ち張り耐力壁のせん断耐力略算法 (第 1 報) 無開口壁ユニットのせん断耐力評価. 木材学会誌 39:75-79. 1993
- 113) Sugiyama H, Matsumoto T: A simplified method of calculating the shear strength of a plywood-sheathed shear wall with opening II. Analysis of the shear resistance and deformation of a shear wall with openings. Mokuzaigakkaishi 39:924-929. 1993
- 114) Sugiyama H, Matsumoto T: A simplified method of calculating the shear strength of a plywood-sheathed shear wall with opening III. Analysis of the shear resistance of a wall and of the strength behavior of panel elements. Mokuzaigakkaishi 40:280-286. 1994
- 115) 棚橋秀光, 大岡 優, 山崎真理子, 佐々木康寿: 伝統的構法の古材・新材の仕口接合部の比較実験. 歴史都市防災論文集 7:223-230. 2013
- 116) Tanahashi H, Suzuki Y: Basic concept and general formulation of restoring force characteristics of traditional wooden joints. Proceedings of World Conference on Timber Engineering 2012. Auckland New Zealand 7/16-7/19, paper no. 00102. 2012
- 117) Sasaki Y, Miura S, Takemura T: Non-linear analysis of a semi-rigid jointed metal plate wood-truss. Mokuzaigakkaishi 34:120-125. 1988
- 118) Foschi RO: Analysis of wood diaphragms and trusses Part I: Diaphragms. Canadian Journal of Civil Engineering 4:345-362. 1977
- 119) 軽部正彦: 荷重変形曲線の特徴点抽出自動化ツール <http://www.ffpri.affrc.go.jp/labs/etj/karube/PickPoint/index-j.html>. (2016 年 12 月閲覧可)
- 120) Shiratori T, Leijten AJM, Komatsu K: Optimisation of pre/post-stressed embedment-type timber joint. ICE Structures and Buildings 164(2):91-104. 2011
- 121) Madsen B, Hooley RF, Hall CP: A design method for bearing stresses in wood. Canadian Journal of Civil Engineering 9: 338-349. 1982
- 122) JIS Z 2101: 木材の試験方法. 日本農林規格. 2009
- 123) 福田聡史, 野村昌樹, 西沢美代子, 山崎真理子, 佐々木康寿: 両面テープと木ダボを併用した木質接合部の形成. 木材工業 68:55-59. 2013
- 124) 日本農林規格: 構造用パネルの日本農林規格. 2013. http://www.maff.go.jp/j/jas/jas_kikaku/pdf/kikaku_52.pdf (2016 年 12 月閲覧可)
- 125) McNatt LR: Linear regression of fatigue data. Wood Science 11(1):39-41. 1978
- 126) Sugimoto T, Sasaki Y, Yamasaki M: Fatigue of structural plywood under cyclic shear through thickness I: fatigue process and failure criterion based on strain energy. Journal of Wood Science 53:296-302. 2007
- 127) Watanabe A, Sasaki Y, Yamasaki M: Bending fatigue of wood: strain energy-based failure criterion and fatigue life prediction. Wood and Fiber Science 46:216-227. 2014
- 128) Sasaki Y, Oya A, Yamasaki M: Energetic investigation of the fatigue of wood. Holzforschung

68:843-848. 2014

- 129) Gong M, Smith I: Effect of stress levels on compressive low-cycle fatigue behavior of softwood. *Holzforschung* 59:662-668. 2005
- 130) 利根川純平, 田邊祐介, 三辻和弥, 前田匡樹, 佐藤孝典: 粘弾性体テープを用いた木造住宅の制震工法に関する実験的研究. 第 12 回日本地震工学シンポジウム. 974-977. 2006
- 131) 佐藤孝典, 鈴木利哉, 御子柴正, 寺井雅和: 粘弾性体テープを用いた木造制震住宅に関する実験的研究 その 1 粘弾性体テープの材料実験. 日本建築学会大会学術講演梗概集 (東海). 235-236 (22118). 2012
- 132) 鈴木利哉, 佐藤孝典, 御子柴正, 寺井雅和: 粘弾性体テープを用いた木造制震住宅に関する実験的研究 その 2 木造軸組壁の動的載荷実験. 日本建築学会大会学術講演梗概集 (東海). 237-238 (22119). 2012
- 133) 御子柴正, 佐藤孝典, 鈴木利哉, 寺井雅和: 粘弾性体テープを用いた木造制震住宅に関する実験的研究 その 3 木造住宅の振動台実験. 日本建築学会大会学術講演梗概集 (東海). 239-240 (22120). 2012
- 134) Arai R, Matsutani Y, Nasu H, Kawase H: Study on damping effect of wooden bearing wall. *Proceedings of Word Conference on Timber Engineering*. Paper No. 125. 2014

謝辞

本研究を遂行するにあたって、終始御指導下さいました名古屋大学大学院生命農学研究科 生物材料工学研究分野 佐々木康寿教授に深く感謝いたします。

また、貴重なご助言を数多くいただきました同研究分野の山崎真理子准教授，安藤幸世助教，同大学院の生物システム工学研究分野 土川寛教授，生物材料物理学研究分野 山本浩之教授に厚く感謝いたします。

加えて、試験体の調達にご協力いただきました「あいちの木需要拡大協議会」および「伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験検討委員会 材料部会 古材 WG」，「豊田森林組合」の関係各位に感謝します。また，共同研究者として試験体の作成および力学試験の実施等でご協力いただきましたあいち産業科学技術総合センター 環境材料室の福田聡史様，野村昌樹様，元名古屋大学大学院生命農学研究科 大学院生の鈴木遼平様に心より感謝申し上げます。

最後に各種力学試験の実施にご協力いただき，また，研究の発展に様々なご助言をいただきました名古屋大学大学院生命農学研究科 生物材料工学研究分野の大学院生の皆様に感謝申し上げます。

論文目録

報文

- 1) Keita Ogawa, Yasutoshi Sasaki, Mariko Yamasaki: Theoretical modeling and experimental study of Japanese “Watari-ago” joints. *Journal of Wood Science* 61(5):481-491. 2015
- 2) Keita Ogawa, Yasutoshi Sasaki, Mariko Yamasaki, Satoshi Fukuta: Theoretical estimation of mechanical properties of plywood-sheathed shear wall with combined use of adhesive tape and wood dowels. *Wood and Fiber Science* 47(4):421-430. 2015
- 3) Keita Ogawa, Yasutoshi Sasaki, Mariko Yamasaki: Theoretical estimation of the mechanical performance of traditional mortise-tenon joint involving a gap. *Journal of Wood Science* 62(3):242-250. 2016
- 4) Keita Ogawa, Ryohei Suzuki, Satoshi Fukuta, Mariko Yamasaki, Yasutoshi Sasaki: Energetics approach to fatigue behavior of wooden joint using double-sided adhesive tape. *Wood and Fiber Science* 48(3):183-192. 2016
- 5) Satoshi Fukuta, Keita Ogawa, Masaki Nomura, Mariko Yamasaki, Yasutoshi Sasaki: Shear properties of metal-free wooden load-bearing walls using plywood jointed with a combination of adhesive tape and wood dowels. *European Journal of Wood and Wood Products* DOI: 10.1007/s00107-016-1084-4 (Published online 2016/07/16)

参考文献

- 1) Satoshi Fukuta, Keita Ogawa, Masaki Nomura, Mariko Yamasaki, Yasutoshi Sasaki: Sound insulation of walls using wood insulation mat and plywood jointed with a combination of adhesive tape and wood dowels. *European Journal of Wood and Wood Products* DOI: 10.1007/s00107-016-1085-3 (Published online 2016/07/16)
- 2) Keita Ogawa, Kosuke Shimizu, Mariko Yamasaki, Yasutoshi Sasaki: Fatigue behavior of wood under compression perpendicular to grain. *Holzforschung* (Under review)