



Title	木材・木質面材料の生物劣化が木質構造物の耐震性能に及ぼす影響
Author(s)	戸田, 正彦
Citation	北海道大学. 博士(農学) 乙第6911号
Issue Date	2014-03-25
DOI	10.14943/doctoral.r6911
Doc URL	http://hdl.handle.net/2115/56110
Type	theses (doctoral)
File Information	Masahiko_Toda.pdf



[Instructions for use](#)

木材・木質面材料の生物劣化が
木質構造物の耐震性能に及ぼす影響

戸田正彦

2014

目次

第1章 序論	3
1.1 研究の背景と目的	3
1.2 既往の研究と本研究の位置付け	6
1.3 本研究の構成	8
第2章 木材腐朽が釘接合部のせん断性能に及ぼす影響	11
2.1 はじめに	11
2.2 実験	12
2.2.1 腐朽処理方法	12
2.2.2 縦圧縮試験	13
2.2.3 釘接合1面せん断試験	14
2.2.4 腐朽度の評価	15
2.3 結果と考察	16
2.3.1 縦圧縮強度	16
2.3.2 釘接合1面せん断性能	18
2.3.3 木材腐朽後の終局耐力の評価	23
2.4 小括	28
第3章 構造用木質面材の腐朽が釘接合せん断性能に及ぼす影響	29
3.1 はじめに	29
3.2 実験	30
3.2.1 試験体	30
3.2.2 腐朽処理方法	32
3.2.3 釘接合1面せん断試験	32
3.2.4 釘側面抵抗試験	33
3.2.5 質量減少率の測定	33
3.2.6 主材の縦圧縮試験	34
3.3 結果と考察	34
3.3.1 腐朽処理期間と質量減少率	34
3.3.2 腐朽と釘側面抵抗の関係	37
3.3.3 腐朽と釘接合せん断耐力との関係	40
3.3.4 釘接合1面せん断耐力の評価	44
3.4 小括	49
第4章 生物劣化が耐力構面の性能に及ぼす影響	51
4.1 はじめに	51
4.2 生物劣化が筋かい耐力壁のせん断性能に及ぼす影響	52
4.2.1 筋かい耐力壁のモデル化	52
4.2.2 筋かい耐力壁の水平耐力	52
4.2.3 筋かい耐力壁の水平剛性	54
4.2.4 生物劣化による筋かい耐力壁の性能の変化	55
4.3 生物劣化が面材釘打ち構面のせん断性能に及ぼす影響	58

4.3.1	面材釘打ち構面の面内せん断性能の推定手法に関する検討	58
4.3.2	面材釘打ち構面の面内せん断試験と耐力推定手法の検証	64
4.3.3	釘配置や面材のせん断性能が構面のせん断性能に及ぼす影響	76
4.3.4	生物劣化が面材釘打ち構面のせん断性能に及ぼす影響	78
4.4	小括	84
第5章	生物劣化が木質構造物の耐震性能に及ぼす影響	86
5.1	はじめに	86
5.2	モデルプランの概要	87
5.3	壁量計算による初期設計	88
5.3.1	地震に対する必要壁量	88
5.3.2	風圧力に対する必要壁量	91
5.4	品確法の等級1（基準法レベル）に対応する壁量設計	92
5.4.1	耐力壁の仕様と壁倍率	92
5.4.2	存在壁量の算定と検証	92
5.4.3	壁配置のバランスの検証	93
5.4.4	柱頭柱脚接合部の引抜き力の検証	97
5.5	生物劣化が生じた場合の残存耐力の評価	101
5.5.1	生物劣化による耐力低下の設定	101
5.5.2	残存壁量の算定と検証	102
5.5.3	耐力壁配置のバランスの検証	103
5.5.4	柱脚接合部の残存引抜き耐力の検証	104
5.6	初期設計時の耐震等級が残存耐力に及ぼす影響	107
5.6.1	長期優良住宅の耐震性能	107
5.6.2	長期優良住宅の初期設計	107
5.6.3	長期優良住宅に生物劣化が生じた場合の残存耐力の評価	110
5.5	小括	116
第6章	総括	117
	謝辞	123
	文献	124

第 1 章 序論

1.1 研究の背景と目的

我が国は国土面積の 2/3 が森林に覆われた世界有数の森林国であり、木材は古くから建築材料として利活用されてきた。現在も森林資源の重要な利用用途は住宅を中心とした建築用材であり、新設住宅着工戸数の約半分が木造であることから、木で作られた住宅に住みたいという意識は日本人の精神に強く根付いていると言えよう¹⁾。

2002 年に国土交通省が策定した“長寿命木造住宅整備指針”²⁾は、木造住宅への国民のニーズの高さ、および循環型社会形成の観点から、「一般的な人工林の再生サイクル以上に使い続けられるような木造住宅の整備を推進するため、木造住宅の物理的、社会的な耐久性の向上に向けての配慮事項をとりまとめた」ものである。このような背景のもと、2006 年 6 月に制定された“住生活基本法”では、「国民の豊かな住生活の実現を図るため、住生活の安定の確保及び向上の促進に関する施策について、その基本理念、国等の責務、住生活基本計画の策定その他の基本となる事項」について定められており、これを受けて 2009 年には「住宅を長期にわたり使用することにより、住宅の解体や除去に伴う廃棄物の排出を抑制し、環境への負荷を低減するとともに、建替えに係る費用の削減によって国民の住宅に対する負担を軽減し、より豊かで、より優しい暮らしへの転換を図ること」を目的とした「長期優良住宅普及促進法」が施行され、一定の条件を満たす長寿命住宅について認定し、あわせて金融・税制上の支援措置が講じられた。このように、今後は新規に建築される住宅だけでなく、既存の住宅についても十分な耐久性が求められ、安心・安全を担保できるような耐震診断や耐震補強・補修が必須となると考えられる。

建築基準法によって定められている耐震性能は、過去の大きな災害を機に見直さ

れ続けてきた。特に、1978年に発生した宮城県沖地震（全壊 6,600 戸，死者 28 名）³⁾の後に 1981 年に改正された基準法は新耐震基準とも呼ばれ，それまでの中地震に「耐える」基準から，中地震に「損傷しない」ことに加えて「大地震に対して倒壊しない」ことを明記しており，地震による建物の倒壊を防ぐだけではなく，建物内の人間の安全を確保することに主眼がおかれている。一方，1995 年に発生した阪神淡路大震災（全壊 106,000 戸，死者 6,300 名）⁴⁾では，倒壊した建物はいわゆる「古い」住宅が多く，新耐震基準以降に建築された建物は倒壊した数が非常に少なかったことから，新耐震基準の妥当性が明らかになったと考えられる。しかし，2000 年に改正された建築基準法では，筋かい端部や柱頭柱脚の仕口の仕様が指定されたとともに，従来は「釣り合いよく配置する」とされていた耐力壁の配置が具体的に規定されるよう改正されたため，2000 年以前の建物はこれらの規定を満たさないものも多く⁵⁾，単に新耐震基準以降に建築されたからといって耐震性能が確保されているわけではない。いずれにしても，新耐震基準の制定から 30 年以上経過しており，経年による劣化，蟻害，腐朽が生じている可能性があるため，1981 年以降の建築物であっても新築時の耐震性能が担保されているとは言えない⁶⁾。

一方，近い将来に大地震が発生する確率は非常に高い⁷⁾ことから，2006 年 6 月に施行された住生活基本法では，耐震化率を 2015 年までに 90%とする目標を設定し，その後，5 年毎の見直しを踏まえて，2020 年までに 95%という目標を設定している。「地震被害全体の軽減に最も効果が高いのは，当然であるが，既存建物の耐震改修である」⁸⁾との通り，耐震診断・耐震改修の実施が我が国の災害対策の中で最優先課題であることは疑いない。

耐震診断基準は，1977 年に鉄筋コンクリート造を対象としたものが作成され，その後鉄骨造・木造についても指針が作成されている。木造住宅を対象とした耐震診断基準⁹⁾については，1985 年に初版が作られ，2012 年に発行された改訂版が最新版

となる。特に木造住宅の耐震診断の場合は、鉄筋コンクリート造や鉄骨造と異なり、蟻害や腐朽などの生物劣化に関する診断が重要な診断項目となる。しかし、上記「耐震診断」で提案されている腐朽度の評価方法は、ドライバーの圧入抵抗を主観的に3段階に分類するものであり、客観性に欠けていると言わざるを得ない。このため、これに代わる有効かつ簡便な腐朽診断方法に関する新たな技術開発が望まれている。また、木材の腐朽と強度の関係が明らかになったとしても、一足飛びに建物全体の耐震性能を判定することは困難である。建物を構成する柱や梁などの部材、それらを繋ぐ柱頭柱脚や柱-梁などの接合部、部材と接合部から成る壁や床などの耐力要素、そして耐力要素が組み合わさって建物全体が構成されていることを考えると、木材自体の腐朽と強度の関係は、もっとも小さい要素レベルでのデータにしか過ぎない。建物の耐震診断をより正確に行い、より有効に耐震補強を実施するためには、接合部や構面における腐朽と強度の関係についての研究が今後は必要となると考えられる。

このように、木造住宅の耐震診断、特に腐朽などの生物劣化診断については、まだまだ診断技術や診断データの蓄積が不足しており、かつその診断結果と建物の耐震性能を適切に結びつける手法も確立されていないのが現状である。

以上の観点から、本研究では、木造住宅を始めとする木質構造物の耐震安全性を確保するために、生物劣化が生じた木造躯体の残存耐力を評価する手法について検討した。

本章では、まずこれまでの木材・木質材料の腐朽と強度に関わる研究および木質構造物の耐力要素の評価に関する研究を概説し、次いで本論文の概要について説明する。

1.2 既往の研究と本研究の位置付け

【木材・木質材料の腐朽と強度】

木材の腐朽と質量減少率について、海外では古くは飛行機の機体に使われている木材を対象に、初期腐朽が木材強度に及ぼす影響について検討している¹⁰⁾。その後、質量減少率を指標として木材腐朽と強度低下の関係が多様な樹種と腐朽菌種を対象に行われた¹¹⁻¹³⁾

我が国の木材腐朽に関する研究は、建築学会の資料¹⁴⁾によると、すでに明治17年(1884年)岡正が「木材防腐の研究」のテーマで腐朽・蟻害への対策を論じている。その後、一般建築や古社寺の柱の腐朽や枕木、杭を対象とした研究が行われてきた¹⁵⁻¹⁹⁾。

上記の研究では小試験体を用いて強度試験を行い評価しているが、超音波^{20,21)}や木ねじ²²⁾で評価する手法など、非破壊・微破壊的手法での評価手法に関する研究も進められてきた。

近年はピロディン(スイス Proceq 社製)に代表される鋼製ピンを打ち込む際の抵抗を指標とする測定装置が開発され、装置のコンパクトさと取り扱いの容易さによって広く使用されるようになった²³⁾。また打込み深さと貫入抵抗の関係を連続的に測定するレジストグラフ²⁴⁾も、断面内の腐朽の分布を示すことができる手法として注目されている。しかし、後述するように、実際に腐朽診断では、ドライバーを刺した際の抵抗の大きさを人間の主観で評価する方法が採用され続けているなど、客観的かつ簡便な評価手法が確率されたとは言いがたい。

これらの腐朽度評価用測定機器の開発によって、近年は住宅用実大製材^{25,26)}や枠組壁工法製材²⁷⁾、木橋部材^{28,29)}、屋外に設置された丸太材³⁰⁾など、構造用材としての実大木材を対象として腐朽と強度の関係を明らかにする研究が数多く報告されている

また木材素材だけでなく、木材を原料とする木質材料の腐朽抵抗性についての研究も進められてきた。パーティクルボードや MDF を対象とした研究では、木材素材との違いや接着剤の種類による耐久性の差異について検討されている³¹⁻³³⁾。また合板についても保存処理や単板樹種の違いによる影響について報告されている^{34,35)}。

【接合部の腐朽】

一方、木質構造物の構造性能を論じるには、接合部の性能についての検討が必要となるが、木質構造接合部と腐朽に関する研究は、木材自体での研究事例に比べると報告は少ない。具体的にはドリフトピン接合部^{36,37)}、柱-土台の実大接合部³⁸⁾、OSB の釘接合部³⁹⁾を対象として研究が行われている。なお生物劣化とは異なるが、構造用木質面材料と木材との釘接合部の劣化促進試験方法についての検討^{40,41)}も報告されている。

【腐朽事例の調査と耐震診断】

実際の木造住宅での腐朽による被害を調査した事例としては、ナミダタケによる腐朽被害例⁴²⁾や住宅構法による腐朽被害の発生件数の違いに関する報告がなされている⁴³⁾。また、実際に地震被害を受けた住宅を対象とした調査もいくつか行われており、腐朽やシロアリによる被害が見られたことが報告されている^{44,45)}。また耐震診断結果と被災度との関係⁴⁶⁾や、積雪地域での耐震診断と耐震改修による効果についての研究⁴⁷⁾もなされている。

【木質耐力構面の耐力評価手法】

耐力壁や床など、面材料を釘打ちした構面の変形性状を評価する手法は、建築学会の解説書⁴⁸⁾にもまとめられているが、釘のせん断すべりと面材のせん断変形は直列関係にあると仮定し、両者を独立させた形での解析が行われてきた。古くは、矩形の面材に 4 周釘打ちした耐力壁を対象として面材の回転方向を仮定したモデル^{49,50)}や力の釣合いにより面材の回転方向を決めるモデル^{51,52)}が提案されている。また

我が国の枠組壁工法の設計用構造計算式では、実際のせん断耐力よりも低く算出される略算モデルが導かれている⁵³⁾。

耐力構面を構成する接合部が腐朽した場合について実大壁の実験を行った事例は報告されていないが、接合耐力の低下を考慮した面内せん断性能についてシミュレーション等によって検討した報告がいくつかなされている³⁹⁾。腐朽とは異なるが、釘に錆が生じた場合の影響検証実験が報告されている^{54,55)}。

【本論文の位置付け】

これまで示したように、木材の生物劣化に関する研究の黎明期には、インフラ整備を目的とした枕木や杭、電柱などの耐久性や保存処理に関するもの多く見られ、その後は多種多様な木材腐朽菌および樹種を対象とした研究が進められたが、その多くは小試験体を用いた腐朽と質量減少の関係を検討するにとどまっており、構造用材として用いられることを考慮した材料強度や設計耐力に関する検討は多くない。近年、ようやく実大材や木質構造物の接合部に着目した研究が報告され始めているが、今のところそれらの多くは実験データの蓄積に過ぎず、特に接合耐力の低下のメカニズムに言及したものはほとんど見られない。さらには、木材腐朽と耐力壁や床構面などの構造要素の耐力低下とを関連付ける研究も事例に乏しい。

本論文では、木材の腐朽、木質構造の接合部の腐朽が、構造躯体を構成する耐力壁や床構面などの耐力要素の性能に及ぼす影響について検討し、木材・木質面材料の生物劣化と木質構造物の耐震性能に関して研究した結果を取りまとめることとする。

1.3 本研究の構成

本論文の構成を次ページに示す。まず木質構造物を構成する部材である木材や木質面材料を対象としての腐朽と強度の関係を明らかにし、その後、金物や木質面材

料を用いた接合部を対象とし、次いで構造物の主要な耐力要素である耐力壁や床構面などの耐力構面へと検討対象をスケールアップし、最終的には木造住宅を対象として、木質構造物の生物劣化と耐震性能に関する検討を行った。以下、各章の内容について簡潔に示す。

第 1 章では、研究の背景および目的を示すとともに、既往の研究と本研究の位置付けを示した。

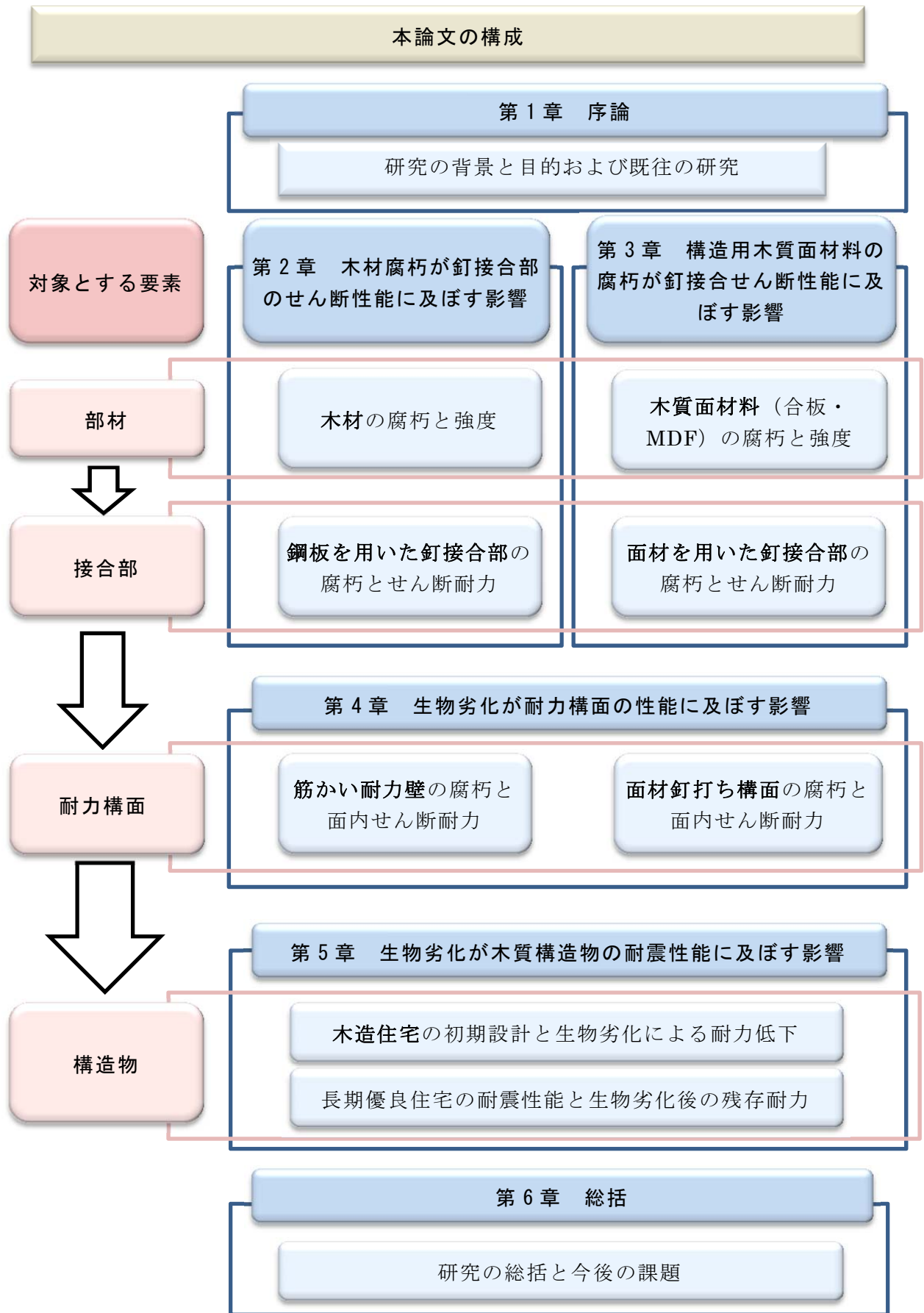
第 2 章では、木材腐朽菌を用いて強制腐朽処理を行ったトドマツ材の腐朽度の評価および強度試験を実施するとともに、鋼板を添え板とする釘打ち接合の一面せん断試験を実施し、木材腐朽が釘接合部の強度性能に及ぼす影響について検討した。

第 3 章では、構造用木質面材料のうち構造用合板と MDF（中質繊維板）を対象に、木材腐朽菌を用いて強制腐朽処理を行い耐朽性を調べるとともに釘接合部のせん断試験を実施し、腐朽が釘接合部の強度性能に及ぼす影響について検討を行った。

第 4 章では、筋かい耐力壁および面材釘打ち構面を対象として、生物劣化が耐力構面のせん断性能に及ぼす影響を検討した。筋かい壁についてはトラス構造として解析し、面材釘打ち構面については従来の解析手法を用いて、その妥当性を実験で検証するとともに、構面の一部が腐朽した場合にも適用可能となるよう解析方法の拡張を試みた。

第 5 章では、木質構造物を対象とし、2 階建て木造住宅のモデルプランを用いて、建築基準法を満たすよう初期設計を行うとともに、生物劣化が生じた場合の残存耐力を評価し、生物劣化が耐震性能に及ぼす影響について検討した。また長期優良住宅のように予め耐震性能を高めて設計した住宅での生物劣化に対する優位性について検証した。

第 6 章では、本論文で得られた成果について総括するとともに、今後の検討課題について整理した。



第2章 木材腐朽が釘接合部のせん断性能に及ぼす影響

2.1 はじめに

第1章で述べたように、近年は木造住宅の長寿命化が求められている²⁾が、これを実現するためには、初期の耐力設計に加えて経年後の構造安全性を担保するための耐久設計が必要となる⁵⁶⁾。現在の住宅工法では、防湿措置や防腐処理材の使用など、耐久性を考慮した工夫がなされているが、既存住宅ではそのような配慮が十分にはなされていないものが多いため、使用期間中に木材腐朽菌による生物劣化が生じる可能性を考慮する必要がある。特に耐力要素に劣化が生じた場合には耐力が低下する可能性が高く、適切な耐震補強や耐震改修を行うためにも残存耐力を評価することが重要である^{57,58)}。既存住宅の大地震時の倒壊を防止するためには、初期剛性や降伏耐力よりも終局耐力を把握することが重要であるが、その場合、なによりも接合部の性能低下を把握することが必要となる。

腐朽による劣化が生じた木材の強度に関しては、これまで曲げ強度^{25,29,30,59,60)}や圧縮強度^{61,62)}、めり込み強度²⁶⁾などの材料強度についての研究が多く行われている。一方接合部を対象としたものは、滝内ら³⁶⁾や澤田ら³⁷⁾がドリフトピン接合部の研究を、また Kent ら³⁹⁾が OSB とベイマツの釘接合部の研究を行っているものの、設計・診断用の資料が十分に整備されたとは言えないのが現状である。

そこで本研究では、生物劣化が生じた木造躯体の残存耐力を評価することを目的として、強制腐朽処理を行ったトドマツ材の縦圧縮試験および鋼板添え板釘打ち接合の一面せん断試験を実施し、腐朽が釘接合部の強度性能に及ぼす影響を検討するとともに終局耐力について検討した。

2.2 実験

2.2.1 腐朽処理方法

JIS K 1571⁶³⁾を参考に強制腐朽処理を行った。幅 30×長さ 30×深さ 10cm のプラスチック容器内に作製したポテトデキストロース寒天培地に、褐色腐朽菌であるオオウズラタケ (*Fomitopsis palustris* (Berk. & M.A. Curtis) Gilb. & Ryvarden) FFPRI 0507 株) を接種した。これらを 26°C で培養し、培地表面が菌叢に覆われたものを培養基として用いた。培養基の上にエチレンオキサイドガスで滅菌したプラスチックネットを敷き、その上にオートクレーブで滅菌した試験体を載せたのち、容器ごとポリエチレン袋で密閉し、26°C に設定した恒温室内に所定の期間静置した (Fig. 2.1~2.2)。なお後述する縦圧縮試験用試験体では長さ方向の両端部 25mm を、同じく釘接合 1 面せん断試験用試験体では加力用ボルトを通す部分を布粘着テープおよびエポキシ樹脂でマスキングした。

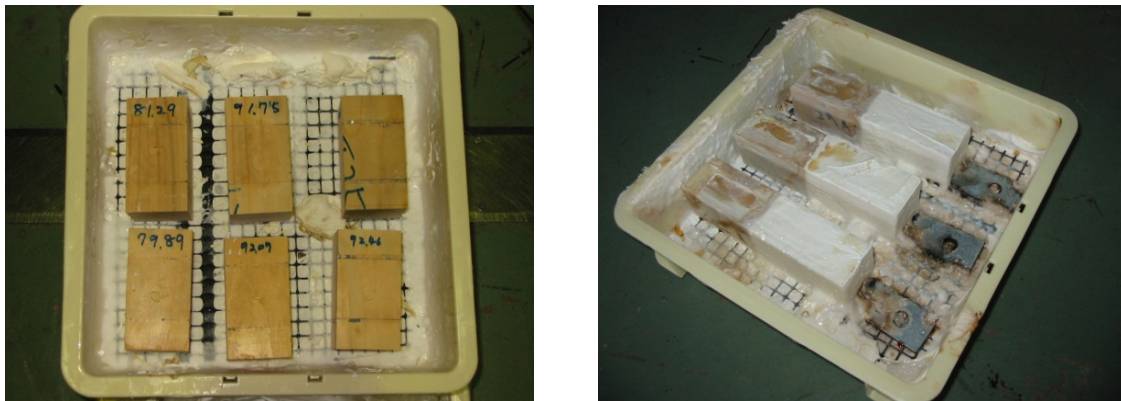


Fig. 2.1 Inforced decay treatment
(left:specimen for compression test, right:specimen for shearing test)

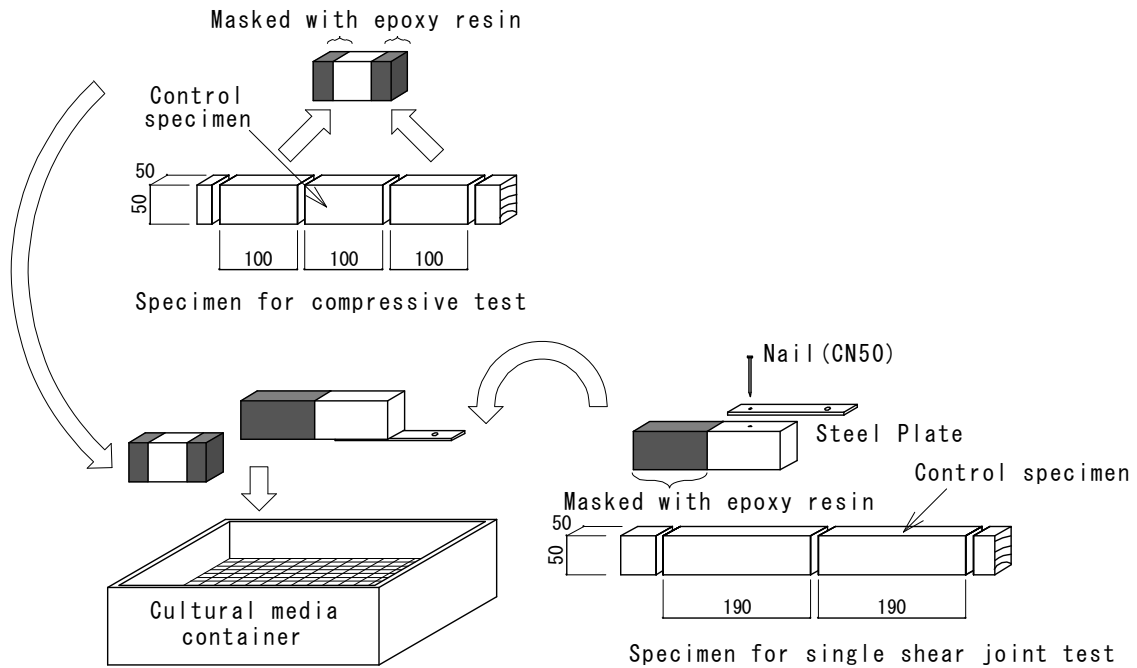


Fig. 2.2 Procedure of decay treatment.

2.2.2 縦圧縮試験

試験体はトドマツ(*Abies sachalinensis*) (平均密度 390kg/m^3 , 平均含水率 9.0%) である。断面 $50\times 50\times$ 長さ 1000mm の角材から長さ 100mm の試験体を作製し、エンドマッチさせた3体を1組として12組用意した。3体のうち1体を30日間、もう1体を60日間腐朽させ、残る1体をコントロール材とした。縦圧縮試験はテンシロン万能試験機((株)エー・アンド・デイ製)を用いて行い、加力速度 0.5mm/分 の単調加力方式とした。腐朽処理後の試験体は、培地から取り出して表面に付着した菌糸およびマスキングを除去した後、調湿することなく即座に試験に供した。試験の様子を Fig. 2.3 に示す。



Fig. 2.3 Compressing test of decayed specimen.

2.2.3 釘接合 1 面せん断試験

試験体は木材に鋼板を釘打ちした接合部モデルである。縦圧縮試験と同じ 50mm 角のトドマツ材から長さ 190mm の主材を作製し、エンドマッチさせた 2 または 3 体のうち 1 体をコントロール材、残りを腐朽処理材とした。強制腐朽処理期間は 30, 60, 90, 120, 180 日間であり、試験体数は各条件 9~13 体とした。側材には厚さ 3.2mm の帯金物 (Z マーク表示金物) に径 3mm の先穴を加工した鋼板, 釘は枠組壁工法用の釘 CN50 (径 2.87, 長さ 50mm) を使用した。主材の端距離は 50mm とし, 主材と側材の間には摩擦力の影響を除外するため厚さ約 0.6mm のギャップができるようスペーサーを挿入して釘打ちした。腐朽処理する際には試験体の鋼板側が培地に接触するように設置した。

釘接合部のせん断試験はテンシロン万能試験機を用いて標準的な方法⁶⁴⁾に則って行った。釘のすべり量は試験体に取り付けたひずみゲージ式変位変換器によって測定した。加力方法は正負交番繰り返し加力であり, 繰り返し設定変位は 0.25, 0.5, 0.75, 1.0, 2.0, 4.0mm, 各 3 回とした。加力速度は 2mm/分とし, すべり量が 30mm を超えるかあるいは最大荷重の 80% 以下に荷重が低下するまで加力を続けた。なお腐朽処理後の試験体は, 培地から取り出して表面に付着した菌糸およびマスキングを除去した後, 調湿することなく試験に供した。試験の様子を Fig. 2.4 に示す。



Fig. 2.4 Shearing test of nailed timber joint with a steel plate.

2.2.4 腐朽度の評価

各強度試験終了後に、ピロディン（スイス Proceq 社製，ピン直径 2.5mm，最大打込み深さ 40mm）（Fig. 2.5）による鋼製ピンの衝撃打込み深さを測定した。縦圧縮試験体での打込み位置は 4 面のそれぞれ中央部分 1 か所とした。

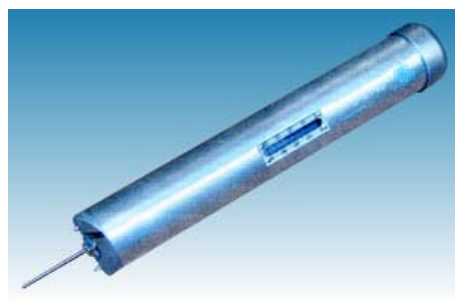


Fig. 2.5 Pilodyn.

一方，釘せん断試験体では，試験終了後に鋼板を取り外し，釘位置付近のうち鋼板で覆われていた部分および外側それぞれ 4 か所，計 8 か所で測定した（Fig. 2.6）。なおコントロール材については，鋼板の内側のみについて 4 か所とした。各試験体につき全ての測定値を平均したものをピロディン打込み深さとした。また縦圧縮試験体および釘せん断試験体ともに，ピロディン打込み深さ測定部周辺から全断面を含むよう採取した切片を絶乾処理し，エンドマッチさせたコントロール材の絶乾重量に対する腐朽処理材の絶乾重量の比を質量減少率として算出した。

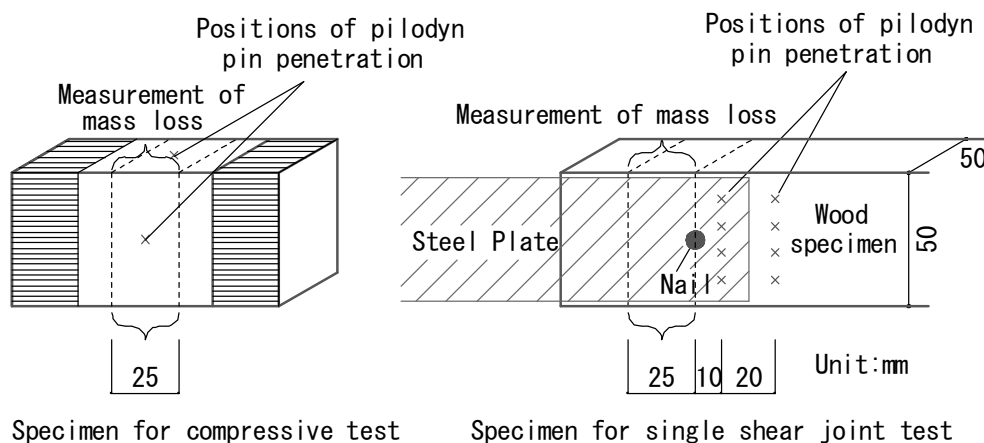


Fig. 2.6 Measurement of pilodyn pin penetration resistance and mass loss.

2.3 結果と考察

2.3.1 縦圧縮強度

質量減少率は処理期間の増加に伴い比例的に増加している (Fig. 2.7) が、縦圧縮強度はそれよりも急速に低下する傾向があり、コントロール材に対する強度比は処理期間 60 日では 0.31, 120 日で約 0.15 であった (Fig. 2.8)。また、質量減少率あるいはピロディン打込み深さと縦圧縮強度との間には、Fig. 2.9~2.10 に示すように指数関数的な関係が認められた。特に質量減少率との関係はばらつきが小さく、褐色腐朽菌による典型的な強度低下の傾向⁶⁵⁾が認められた。ただし、阿部⁶¹⁾は褐色腐朽菌であるナミダタケ (*Serpula lacrymans*) によって腐朽させた針葉樹材の縦圧縮試験を行った結果、樹種によって強度減少率が大きく異なることを示している。したがって、ここで示した腐朽度と強度との関係を異なる樹種や腐朽菌を用いた場合にも適用できるかどうかについては今後検討が必要である。

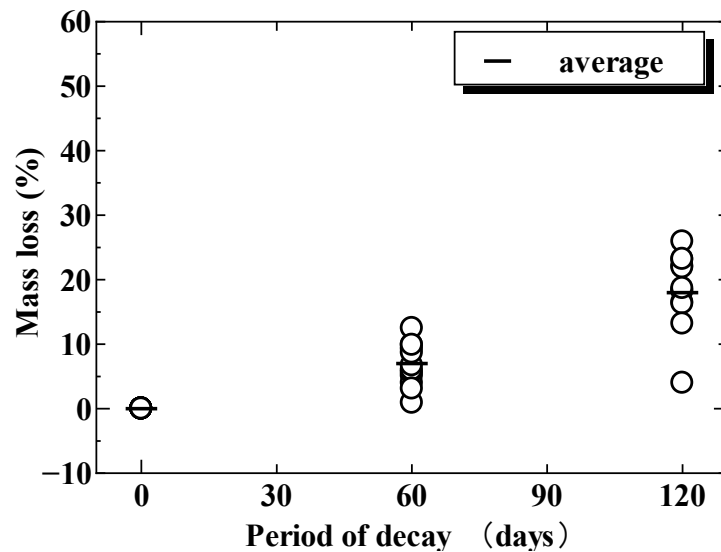


Fig. 2.7 Relationship between period of decay and mass loss.

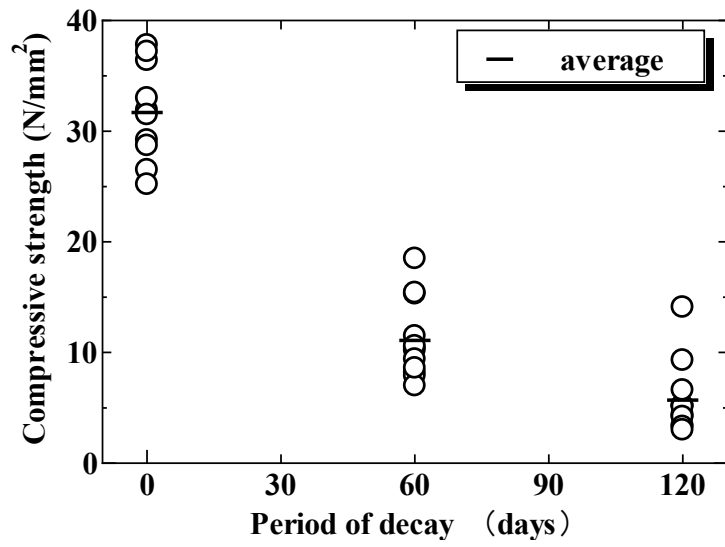


Fig. 2.8 Relationship between period of decay and compressive strength.

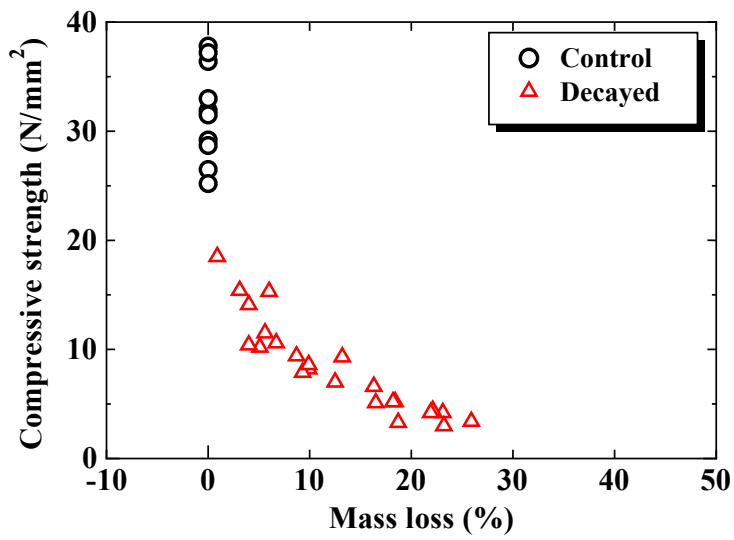


Fig. 2.9 Relationship between mass loss and compressive strength.

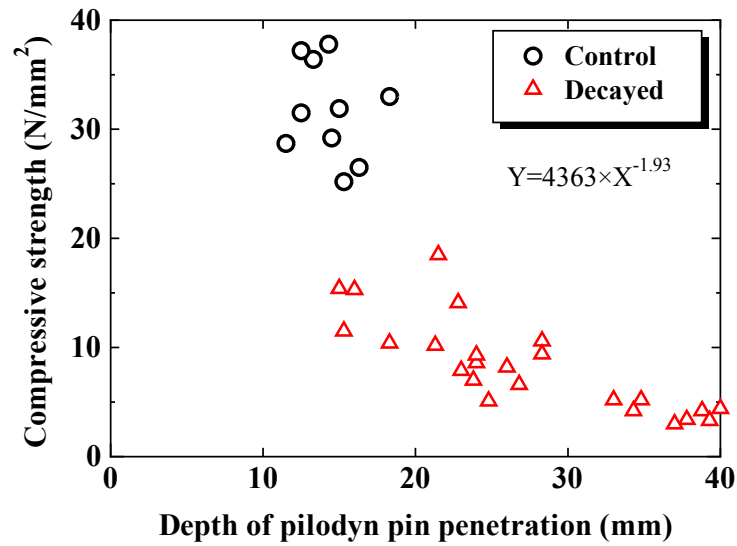


Fig. 2.10 Relationship between depth of pilodyn pin penetration and compressive strength.

2.3.2 釘接合 1 面せん断性能

木口面をマスキングせずに腐朽処理したため、同じ処理期間で質量減少率を比較すると縦圧縮試験のものよりも値はやや大きいですが、処理期間に比例して質量減少率が増加している傾向は同様である (Fig. 2.11)。しかし釘せん断最大耐力との関係は、Fig. 2.12 に示すようにコントロール材に対する比が処理期間 60 日で 0.74、120 日で 0.44、180 日で 0.35 となり、縦圧縮強度の場合よりもゆるやかに低下していく傾向を示した。

試験終了後の様子を Fig. 2.13 に示す。破壊形態は、コントロール材および処理期間 30 日、60 日のものは釘頭の破断であったが、90 日のものでは半数が釘の引き抜けとなり、120 日以降のものはすべて釘の引き抜けであった。120 日以降のものの中には、主材に割れが発生して木口まで達したものも存在したが、これは最大耐力に達したのちの大変形後に発生していた。

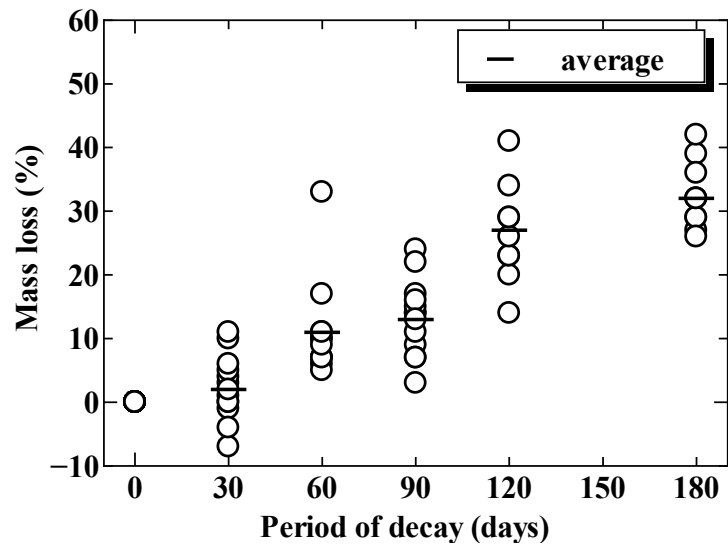


Fig. 2.11 Relationship between period of decay and mass loss.

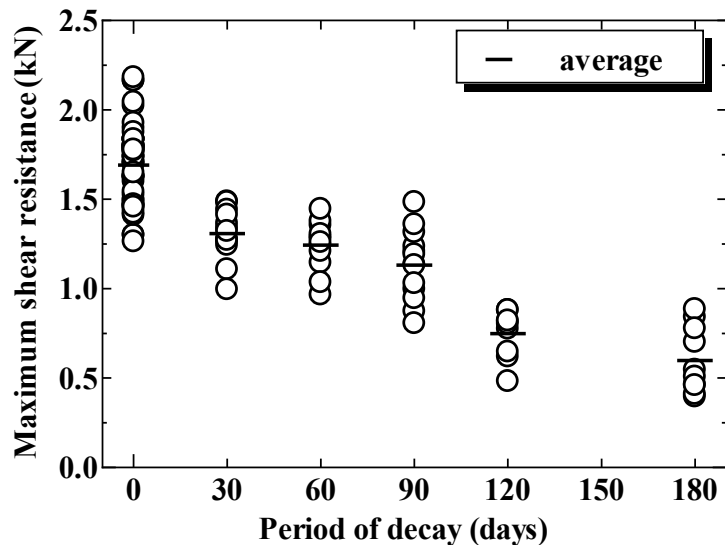


Fig. 2.12 Relationship between period of decay and maximum shear resistance of nailed timber joint with a steel plate.

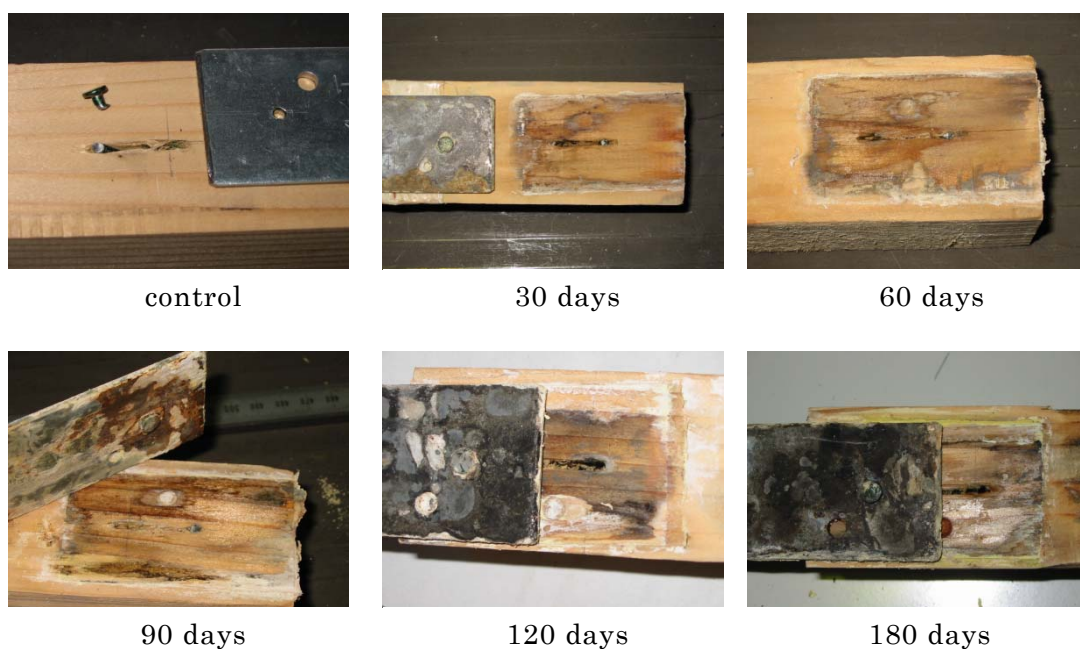


Fig. 2.13 Failure appearance of nailed joints.

荷重とすべり量の関係を図 2.14 に示す。処理期間が 60 日以下の場合には釘の破断と同時に荷重が急激に低下しているのに対して、120 日以上では最大耐力に達した後も荷重が急落せず変形が進行していった。これは、腐朽によって木材の支圧強度が低下し、釘が大きく曲げ変形することなく全体的に木材にめり込んでいくために塑性ヒンジの形成が遅れたことに加えて、釘の引き抜き抵抗も低下したために釘の破断に至るほど荷重が上昇しなかったためと考えられる。なお腐朽材では初期の急激な立ち上がりが認められるが、これは 0.6mm のギャップを鋼板と木材との間に設けたにもかかわらず吸湿による膨潤と菌糸の蔓延によって鋼板と木材との間に摩擦作用が発生した影響と考えられる。また、腐朽処理によって鋼板と釘には錆が生じていたが、強度低下に至るような断面欠損は発生していなかった。

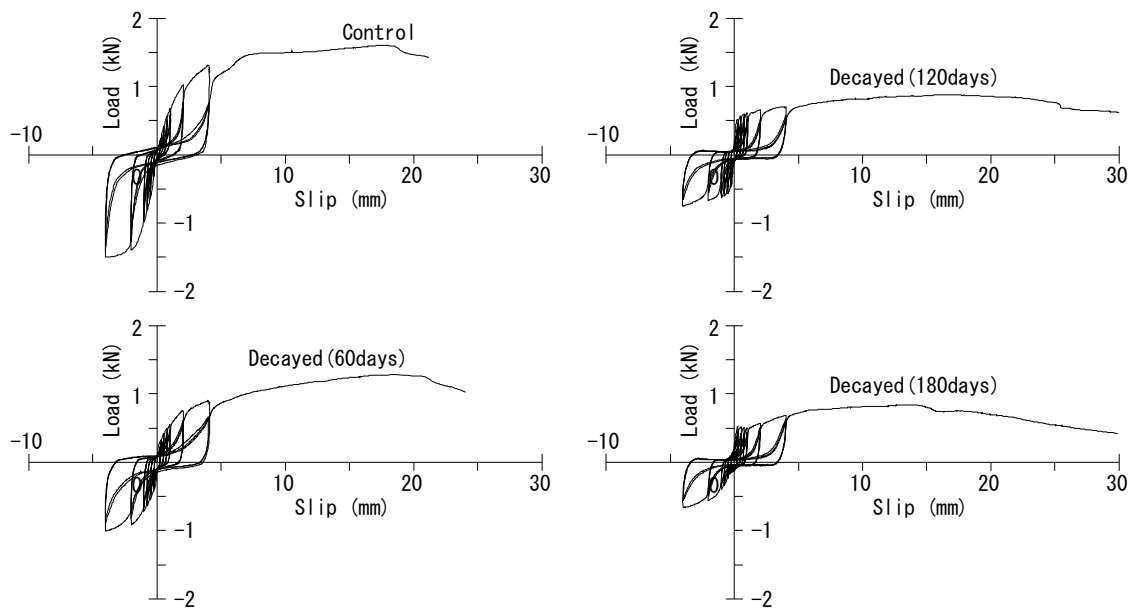


Fig. 2.14 Typical load-slip curves of nailed timber joint with a steel plate decayed for several periods.

最大耐力と質量減少率との関係を Fig. 2.15 に示す。一般には褐色腐朽菌による腐朽が生じた場合、質量減少率がわずかであっても曲げ強度は大きく低下する⁶⁵⁾が、釘せん断最大耐力に関してはそれよりもゆるやかに減少する傾向が認められた。これは、釘せん断性能が木材の支圧（めり込み）性能と釘の曲げ性能の両方によって決まるためである。同様な傾向は最大耐力とピロディン打込み深さとの関係においても認められた（Fig. 2.16）。

釘接合部のせん断試験終了後に釘打ち部で切断した断面と対応するコントロール材の同様な位置での断面の写真を Fig. 2.17 に示す。腐朽の進行に伴い、断面形状がゆがんでいくとともに、寸法も小さくなっているのが確認できる。

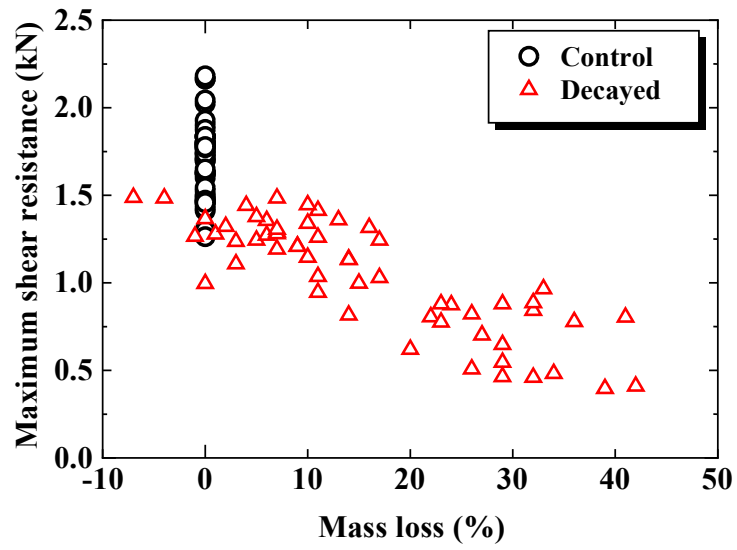


Fig. 2.15 Relationship between mass loss and maximum shear resistance of nailed timber joint with a steel plate.

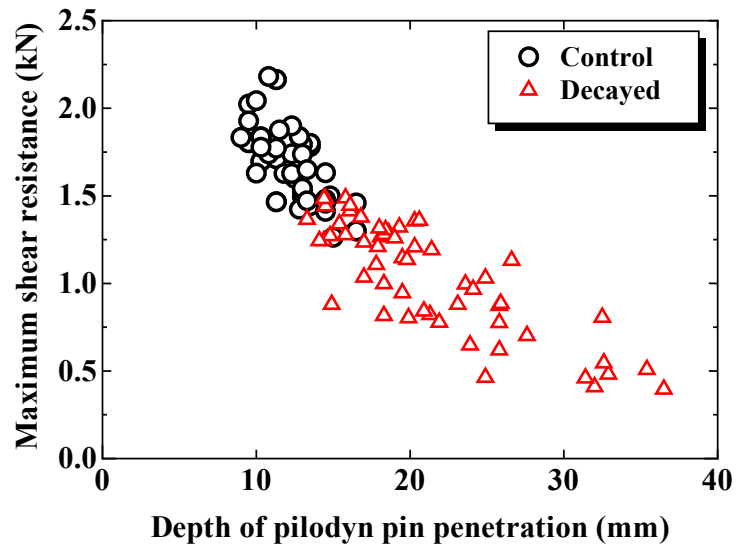


Fig. 2.16 Relationship between depth of pilodyn pin penetration and maximum shear resistance of nailed timber joint with a steel plate.

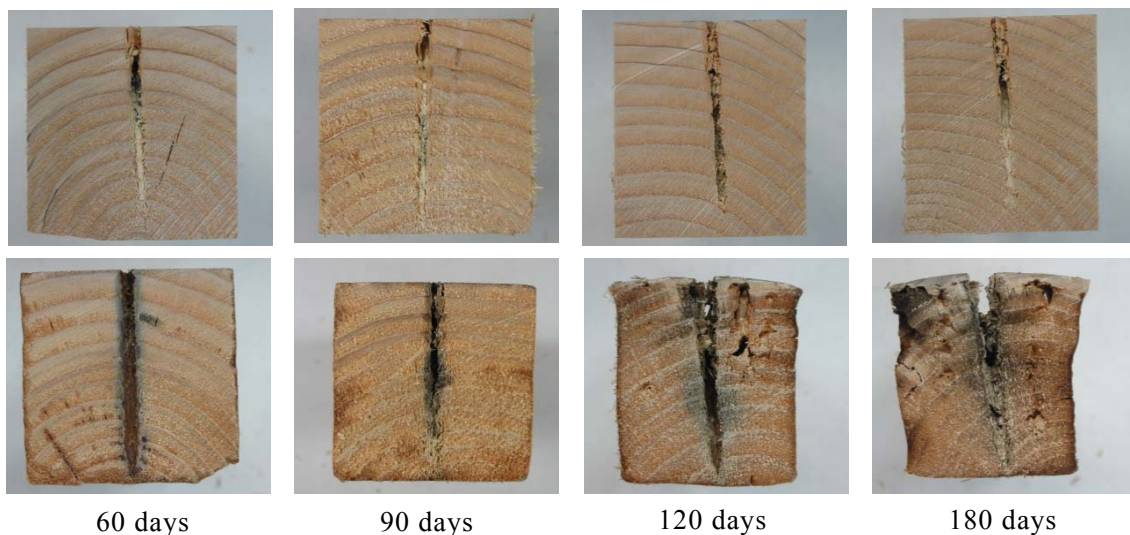


Fig. 2.17 Cross section of nailed joint
 Note: Upper: matched control specimen, Lower: decayed specimen

2.3.3 木材腐朽後の終局耐力の評価

劣化の生じた既存木造住宅の耐震性能を考える場合、まずなによりも、大地震時の倒壊防止に対する検討が重要となる。そのため接合部についても、終局耐力を適切に評価する必要があると考えられる。そこで、現行の木質構造設計規準⁶⁶⁾に則り、ヨーロッパ型降伏理論（EYT）に基づいて釘接合の降伏せん断耐力および終局せん断耐力を求めるとともに、実験結果との比較を行った。

EYTによる降伏耐力算定式は、釘径、釘長、釘強度および木材の支圧強度をパラメータとしており、このうち木材の支圧強度は丸鋼のめり込み試験による値を用いるのがもっとも適当であると考えられる。一方、澤田らはトドマツ等を用いた丸鋼による面圧試験を行った結果、支圧強度は縦圧縮強度に比例し、その比例定数は丸鋼の径による大きな差はなく平均0.898であったと報告している⁶⁷⁾。そこで本研究では、縦圧縮試験結果をもとにピロディン打込み深さから縦圧縮強度を推定し、さらに上記比例定数を乗ずることによって支圧強度を決定した。ピロディン打込み深さと縦圧縮強度との関係を Fig. 2.10 に示したように指数関数で回帰させた場合、ピロ

ディン打込み深さから支圧強度を推定する式は以下のようになる。

$$F_e = k \times 4363 \times d_p^{-1.93} \quad \dots (2.1)$$

ここで、

F_e : 支圧強度 (N/mm²)

d_p : ピロディン打込み深さ (mm)

k : 縦圧縮強度と支圧強度との比例定数⁶⁷⁾ (ここでは 0.898)

(2.1)式により、任意のピロディン打込み深さに対応する支圧強度を求め、これを用いて鋼板添え板釘接合の降伏せん断耐力 p_y を EYT 算定式から計算し、さらにこの p_y に終局強度比 r_u (釘の場合は 1.2) を乗じることによって終局せん断耐力 p_u を算出した⁶⁶⁾。EYT による降伏せん断耐力 P_y は以下の式から計算される。

$$p_y = C \cdot F_s \cdot d \cdot l \quad \dots (2.2)$$

ここで、

C : 接合形式とその破壊形式等によって定まる接合形式係数

F_s : 木材の基準支圧強度 (N/mm²)

d : 釘径 (mm)

l : 有効長さ (mm)

係数 C については、釘径や有効長さおよび釘と木材との強度比によって決定される。鋼板添え板釘打ち接合の場合の破壊形式は、一般には Fig. 2.18 に示すようにモードIV (鋼板内と主材側の両方で釘の曲げ降伏) になるが、本研究での釘の仕様を代入した結果、支圧強度が低下した場合にはモードIII (鋼板内で曲げ降伏し主材内でめり込み) になる可能性もあるため、両モードについて計算した。各モードでの C を求める式は以下の通りである。

$$\text{モード III} : \sqrt{2 + \frac{2}{3}\gamma \left(\frac{d}{l}\right)^2} - 1 \quad \dots (2.3)$$

$$\text{モード IV} : \frac{d}{l} \sqrt{\frac{2}{3}} \gamma \quad \dots (2.4)$$

一方、実験値から終局せん断耐力を求めるためには、一般的には 2 直線近似や 5% オフセット法、最大耐力の 10%、40% および 90% 点を用いた完全弾塑性モデル化による評価⁶⁾を行うが、腐朽材においては先に述べた急激な立ち上がりのためにこれらの方法による評価は困難であった。そこで、腐朽材では荷重の急激な低下が生じていないという実験結果をふまえて、腐朽材の終局せん断耐力は実験から得られた最大耐力の下限値に相当するとみなすこととした。

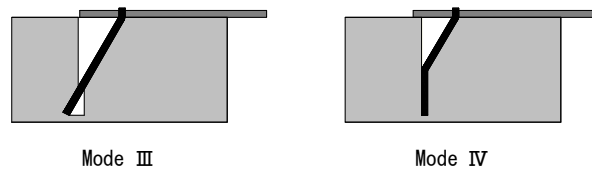


Fig. 2.18 Yield mode of nailed timber joint with steel side plate.

ピロディン打込み深さと EYT 式で推定した終局せん断耐力との関係曲線を、実験値と併せて Fig. 2.19 に示す。両者を比較した結果、推定値は概ね実験値の下限値に相当するような傾向が認められたが、健全材ではやや過小評価となるのに対して、腐朽材では推定値を下回った実験データも存在した。本研究では腐朽材の評価を主たる目的とすることから、低減係数を乗じて安全側に評価することが望ましいと考えられる。そこで腐朽材を対象として破壊形式がモード IV の場合の推定曲線が実験値の信頼水準 75% の 5% 下限値に相当するようノンパラメトリック法で検討した結果、0.895 という低減係数が得られた。したがって、実用上は余裕をみて 0.8 程度の低減係数を設定することによって、腐朽材の耐久設計用終局耐力を EYT に基づき評価することが可能であると考えられる。

なお鋼板添え板釘打ち接合の破壊形式は一般にはモードⅣ（鋼板内と主材側の両方で釘の曲げ降伏）になる⁶⁶⁾が、本研究での釘の仕様を代入した結果、支圧強度が 7N/mm^2 を下回る場合（ピロディン打込み深さが 27mm 以上の場合）はモードⅢ（鋼板内で曲げ降伏し主材内でめり込み）になると試算された（Fig. 2.17）。さらに、一般的な Z マーク金物を用いた接合部について試算した結果、厚さ 2.3mm の金物に ZN65 釘を打ち付けた場合はピロディン打込み深さが 34mm を超えるとモードⅢへ移行し、厚さ 3.2mm の金物に ZN90 釘の場合は同 40mm で移行すると計算された。このようにピロディン打込み深さが非常に大きくなるとモードⅢには移行せず、またモードⅢに変化してもモードⅣとの耐力の差はそれほど大きくないことから、腐朽材においても設計規準に示されたモードⅣで算定しても大過ないと考えられる。

以上のことから、腐朽が生じた鋼板添え板釘打ち接合部の終局せん断耐力は、ピロディン打込み深さから推定される支圧強度を用いて、設計規準に示された算定式に基づいて計算することによって評価することが可能であると考えられる。

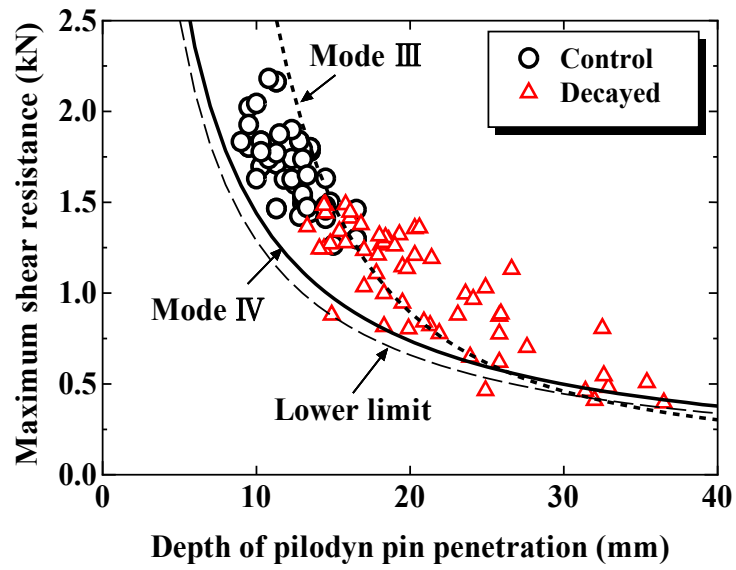


Fig. 2.19 Relationship between depth of pilodyn pin penetration and maximum shear resistance of nailed timber joint with a steel plate.

Legend :

- : Ultimate shear resistance of nailed timber joint with a steel plate estimated by EYT mode IV.
- : Ultimate shear resistance estimated by EYT mode III.
- : Lower limit of ultimate shear resistance estimated by EYT mode IV.

2.4. 小括

第 2 章では、木材腐朽菌のうち代表的な褐色腐朽菌であるオオウズラタケを用いて実験室で強制的に腐朽させたトドマツ材の縦圧縮試験を実施し、腐朽期間や質量減少率と木材強度との関係を検討した。その結果、腐朽期間が長くなるに従って縦圧縮強度は低下し、また質量減少率が数%であっても急激に低下する傾向が明らかになった。続いて釘接合部の腐朽と強度の関係を把握するために、同様に腐朽させた鋼板添え板釘接合部の一面せん断試験を行い、腐朽期間や主材の質量減少率と接合耐力との関係を検討した。その結果、質量減少率が大きくなるに伴い釘接合せん断耐力も指数関数的に低下するが、縦圧縮強度の場合に見られるような指数曲線的な急激な減少とは異なる傾向を示していた。これは釘せん断性能が木材の圧縮性能と釘の曲げ性能の両方に影響を受けるためと考えられる。そこで、木材の支圧強度と釘の降伏強度をパラメータとするヨーロッパ型降伏理論に基づいて釘接合部の降伏せん断耐力および終局せん断耐力を計算した結果、耐力の低下傾向は実験結果と比較的よく一致し、また計算値に適切な低減係数を乗じることで設計用耐力を評価することが可能であると考えられた。さらに非破壊的指標であるピロディン打込み深さと木材の縦圧縮強度との間にも有意な相関関係が認められたことから、主材樹種や接合条件、腐朽条件が限定されてはいるものの、腐朽が生じた鋼板添え板釘打ち接合部の耐力を非破壊的評価手法によって推定することが可能であると示唆された。

第3章 構造用木質面材料の腐朽が釘接合せん断性能に及ぼす影響

3.1 はじめに

これまで述べてきたように、木造住宅の長寿命化を実現するためには、構造躯体の強度だけでなく耐久性に優れた構法や材料の選択が要求される。このため柱や土台などの軸材料については防腐処理材を使用することによって耐久性を担保させることが一般的となっている。一方で、構造形式や施工の合理化、高耐力化を図るため、合板や OSB、MDF などの構造用木質面材料が耐力壁や床構面に用いられることが多くなってきている。高耐久な住宅を目指す場合には、これらの木質面材料の耐久性、特に腐朽に対する耐朽性にも注意を払う必要がある⁶⁸⁾。

木質面材料の耐朽性については、合板^{34, 35)} やパーティクルボード^{31, 32)}、MDF³³⁾を対象に、木材腐朽菌を用いて強制腐朽処理を行った場合の質量減少や強度低下について報告されている。しかし、木質面材料を構面に用いる場合は、それ自体の曲げ性能や面内せん断性能よりも、木質面材料と軸材料とをつなぐ接合性能が重要となる。

木質面材料を用いた接合部については、水分による劣化について検討した報告^{40-41,69)}はあるものの、生物劣化についての検討はなされていない。また海外では、OSB を用いた釘接合および耐力壁について腐朽菌を用いた研究がなされた事例³⁹⁾はあるものの、その他の木質面材料についての検討はなされておらず、木質構造物の耐久設計に資するデータの蓄積は不十分である。

そこで第3章では、構造用木質面材料の中でも比較的生物劣化に対する耐朽性が高いと考えられる MDF と、これまで面材料として使用量が多く、かつ比較的製材に近い性質を残していると考えられる合板を対象として、木材腐朽菌による強制腐朽処理を行い耐朽性を調べるとともに釘接合の強度試験を実施し、腐朽が木質面材料

を用いた釘接合部のせん断性能に及ぼす影響について検討を行った。

3.2 実験

3.2.1 試験体

試験対象とした木質面材料は針葉樹構造用合板（9mm厚，JAS 特類 2 級，3 層構成（表裏板：カラマツ，心板：スギ），接着剤：フェノール樹脂）および構造用 MDF（9mm厚，JIS A5905，M タイプ（接着剤：メラミン・MDI 併用））であり，MDF は原料が南洋材（Mixed Light Hardwood）のもの，建築解体材由来の針葉樹材（樹種は不明）のもの，それらを 50%ずつ混合したものの 3 種類である。それぞれの密度および含水率を Table 3.1 に示す。合板および MDF の寸法は幅 50×長さ 180mm とした。なお合板は長手方向が表裏板の繊維方向となるよう作製した。

Table 3.1. Specification of plywood and MDFs.

Wooden panels	Material	Density (g/cm ³)	MC (%)
Plywood	Surface veneer: Karamatsu	0.54 (2.6)	9.4 (3.3)
	Core veneer: Sugi		
MDFs	MLH (Mixed Light Hardwood)	0.76 (2.5)	6.5 (1.3)
	Softwood	0.79 (2.7)	6.7 (1.7)
	MLH 50%+Softwood 50%	0.77 (0.5)	6.5 (1.1)

Note : All values are average values of control samples (n=12),
MC : Moisture content, Each value in parentheses is coefficient
of variation (%).

各強度試験体の仕様を Fig. 3.1 に示す。釘接合試験体は主材（製材）に側材（合板または MDF）を釘打ちしたものである。主材には JAS K3 相当の防腐処理を行った S-P-F 製材（38×43×180mm，平均密度 0.44g/cm³(変動係数 11.9%)，平均含水率 8.3%(同 9.3%)）を使用し，試験グループごとの平均密度が等しくなるようにグループ分けした。また後述の腐朽処理において主材からの防腐剤流出による腐朽阻害を防ぐため，あらかじめ主材だけを食品用ラップフィルムで包装してから釘打ちを行った。釘は枠組壁工法用の太め鉄丸釘 CN50（胴部径 2.87mm，長さ 50mm）を使用

し、側材・主材ともに下穴を加工することなく釘打ちした。釘の端距離は主材が 50mm (釘径の 17 倍), 側材は 20mm (同 7 倍) とした。主材と側材の間には厚さ約 0.6mm のギャップができるようスペーサーを挿入して釘打ちした。

また含水率による影響を検討するため、減圧・加圧処理によって飽水処理した合板および MDF を、気乾状態の主材に釘打ちして作製した試験体も準備した。この際の水の注入条件は減圧処理が 96kPa gauge (720mmHg) ・ 1 時間, 加圧処理が 980kPa gauge (10kgf/cm²) ・ 4 時間である。

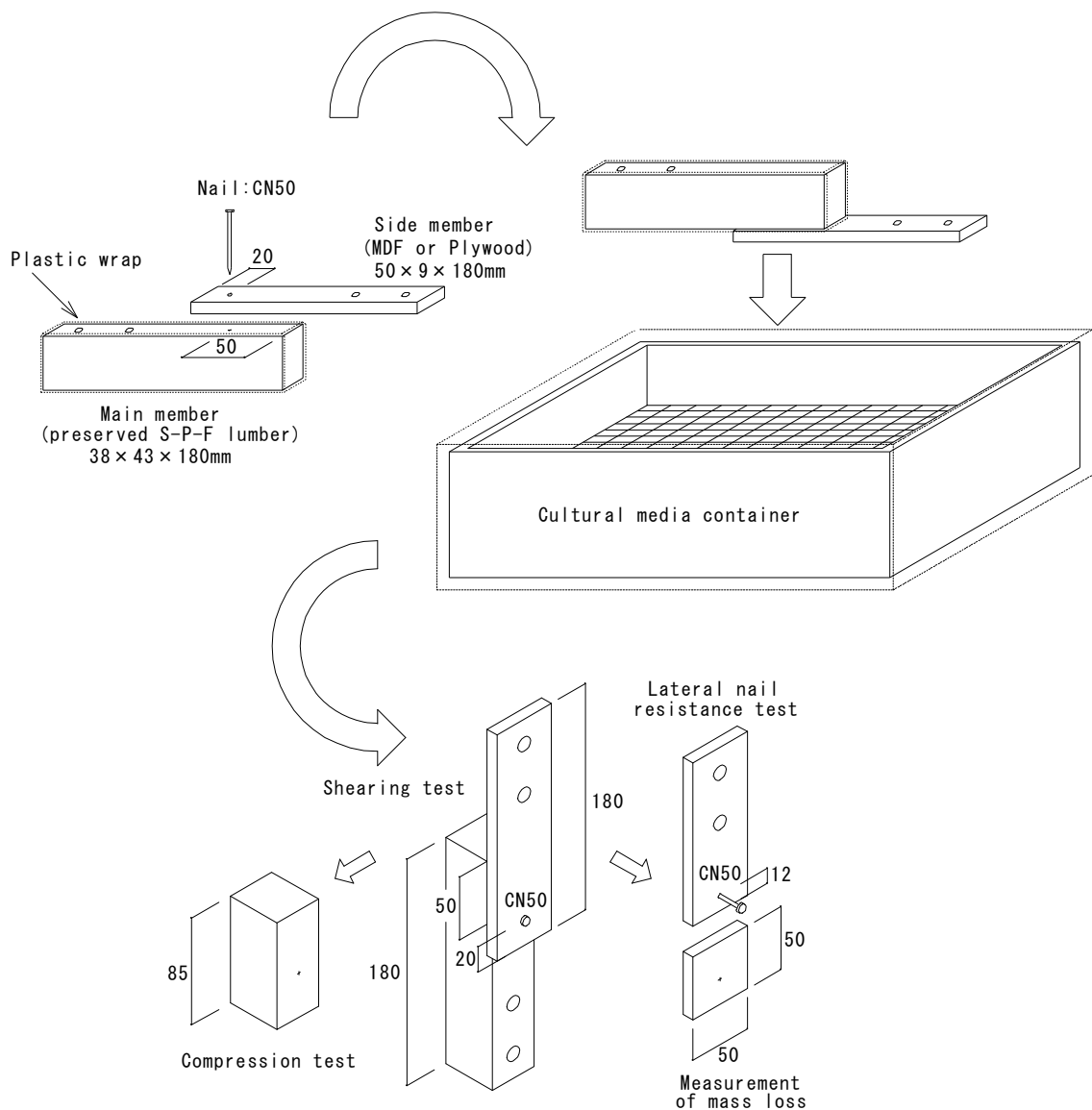


Fig. 3.1. Schematic diagram of test specimen.

試験体数は、各面材料につきコントロール材は 12 体、飽水処理および腐朽菌・処理期間ごとの腐朽試験体は 6 体とした。

3.2.2 腐朽処理方法

強制腐朽処理は 2.2.1 と同様である。木材腐朽菌は、褐色腐朽菌であるオオウズラタケ (*Fomitopsis palustris* (Berk. & M.A. Curtis) Gilb. & Ryvarden) FFPRI 0507 株) および白色腐朽菌であるカワラタケ (*Trametes versicolor* (L. : Fr.) Pilát FFPRI 1030 株) を用いた。なお、オオウズラタケの場合は試験体と培養基との間にエチレンオキシサイドガスで滅菌したプラスチックネットを敷いて設置し、カワラタケの場合は直接設置した。腐朽処理期間は 30, 90, 150 日間とした。

3.2.3 釘接合 1 面せん断試験

釘接合 1 面せん断試験はテンシロン万能試験機 ((株) エー・アンド・デイ製, 能力 100kN) を用いて行った。釘のすべり量 (側材と主材との相対変位) は, 最大ストローク 50mm のひずみゲージ式変位変換器を使用し, 分解能 1/100mm で計測した。加力方法は正負交番繰り返し加力であり, 繰り返し設定変位は 0.5, 1.0, 2.0, 4.0, 8.0mm, 各 1 回ずつとした。クロスヘッド速度は 2mm/分とし, 試験体が破壊するかあるいは最大荷重の 80%以下に荷重が低下するまで, またはすべり量が 25mm に達するまで加力を続けた。なお腐朽処理後の試験体は, 培地から取り出して表面に付着した菌糸および主材のラップフィルムを除去した後, 調湿することなく即座に試験に供した。試験の様子を Fig. 3.2 に示す。

3.2.4 釘側面抵抗試験

釘側面抵抗試験は、ASTM D-1037⁷⁰⁾に準拠して行った。試験体寸法は幅 50×長さ 120mm であり、釘接合 1 面せん断試験終了後の試験体を解体し、側材の釘打ち部分を切除することによって作製した。釘は CN50 を用い、端距離を 12mm とし下穴を加工せずに釘打ちした。試験はインストロン万能試験機（インストロン・ジャパン製、容量 10kN）を使用し、加力速度 6mm/分の単調増加加力方式で行った。試験の様子を Fig. 3.2 に示す。

3.2.5 質量減少率の測定

腐朽の度合いを表す指標として、質量減少率の測定を行った。釘接合 1 面せん断試験終了後の試験体を解体し、面材料のうち釘打ちした部分を含む長さ 50mm の試料を採取し、絶乾質量を測定した。各条件に対応するコントロール材の平均絶乾質量に対する比を質量減少率とし、以下の式から求めた。

質量減少率 (%)

$$= (1 - \text{腐朽処理後の絶乾質量} / \text{コントロール材の平均絶乾質量}) \times 100$$



Fig. 3.2. Strength test of nailed joint
(left: shearing test, right: lateral resistance test).

3.2.6 主材の縦圧縮試験

釘接合部のせん断耐力を推定するために必要となる支圧強度を求めるため、主材である S-P-F 製材の縦圧縮試験を実施した。釘接合 1 面せん断試験を終了した試験体から、主材のボルト穴部分を除去した長さ 85mm の試験体を作製し、試験に供した。縦圧縮試験はテンシロン万能試験機を用いて行い、加力速度 0.5mm/分の単調増加加力方式とした。なお、予備試験で球座を用いて加力した際に、偏心によって有害な変形が生じたため、本試験では球座は使用せずに加力した。

3.3 結果と考察

3.3.1 腐朽処理期間と質量減少率

強制腐朽処理の結果、合板を側材とする試験体では、腐朽菌がオオウズラタケの場合は処理期間 30 日の時点で菌糸が側材を完全に覆い尽くすほどに成長したのに対し、カワラタケではそれよりも成長は遅く、150 日目の時点でほぼ覆い尽くしていた。一方、MDF を側材とした試験体では、腐朽菌の種類によらず菌糸が試験体を完全に覆うことはなかった。なお主材である S-P-F 製材は防腐処理およびラップ包装されているため、いずれの試験体も菌糸の蔓延は目視では認められなかった。

腐朽処理期間と木質面材料の質量減少率との関係を Fig. 3.3 に示す。オオウズラタケを用いた場合、合板では腐朽処理期間 90 日での質量減少率が最大 40%、150 日で 60%に達しており、著しく腐朽が進行していた。MDF においても、腐朽処理期間の増加に伴い質量減少率はわずかながら増加しているが、その値は腐朽処理期間 150 日でも 5%程度であることから、合板に比べて高い耐朽性を有していると言える。これに対してカワラタケを用いた場合、合板では 150 日で 20%程度であり、オオウズラタケに比べると腐朽の進行は緩やかであった。また MDF においては、腐朽期間による差は認められなかった。なお、MDF の耐朽性は原料樹種によって影響を受ける

³³⁾とされており、本実験においても、針葉樹材を原料とした MDF の質量減少率が他の 2 種よりやや大きい傾向が認められた。しかしその値は合板に比べて小さいことから、MDF については以下の考察では原料によらず一括して取り扱うこととした。

ここで、オオウズラタケを用いて腐朽させた試験結果をもとに木質面材料と製材の耐久性を比較してみると、合板は腐朽処理期間 90 日で質量減少率が 40%に達していたのに対して、トドマツ製材（50×50×100mm）では 120 日で質量減少率が最大 30%であった⁷¹⁾。したがって、合板を構成するカラマツとスギがトドマツよりも耐朽性が高い⁷²⁾ことと併せて考えると、今回の腐朽処理方法では製材より合板のほうが腐朽の進行が早かったと言える。この理由としては、合板の場合はロータリー切削単板の裏割れによる影響に加えて、体積の割に表面積が大きいことから腐朽が進行しやすかったのではないかと思われる。一方、木材腐朽が必ずしも断面を外側から一様に減少させるようには進行しないものの、腐朽後の有効断面を確保するという点で見れば、断面寸法を大きくすることが耐久性能を向上させる要素として挙げられる⁷³⁾。したがって、木質面材料の場合はその厚さを大きくすることによって、材料全体としての耐朽性向上に有効な可能性があり、今後は厚さの異なる木質面材料についてデータを収集していく必要があると考えられる。

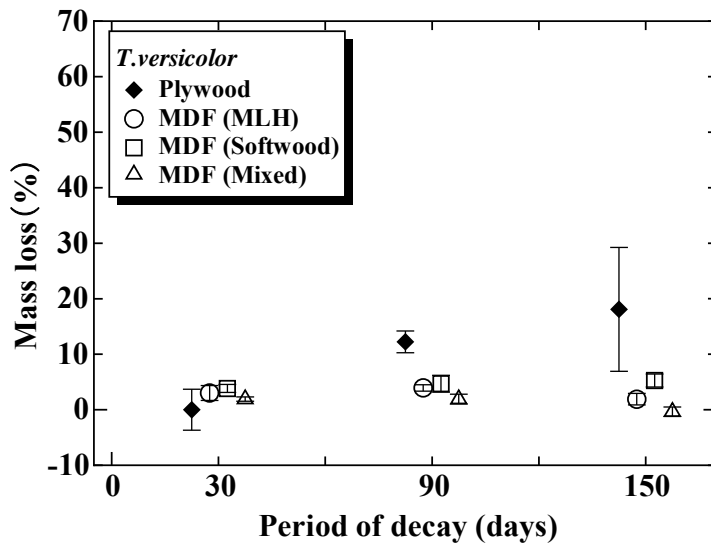
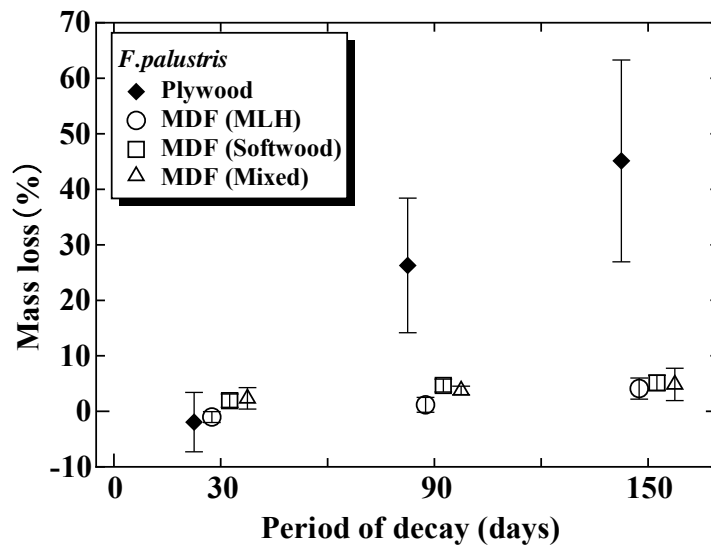


Fig. 3.3. Relationship between period of decay and mass loss.
 Note : Error bar : Standard deviation.

3.3.2 腐朽と釘側面抵抗の関係

最初に木質面材料自体の強度を示す釘側面抵抗について、腐朽処理期間との関係を、飽水処理した試験体での結果も併せて Fig. 3.4 に示す。

合板、MDF ともに腐朽処理期間の増加に伴って釘側面抵抗は低下していった。MDF についてみると、釘側面抵抗はいずれの腐朽菌の場合も 30 日で大きく低下した後、緩やかに低下していった。

これに対して合板の釘側面抵抗は、腐朽菌がカワラタケの場合は 30 日で大きく低下した後はゆるやかに低下し続けたが、オオウズラタケの場合は 30 日以降も直線的に低下しており、90 日でほぼ 0 になる試験体が認められるなど、MDF に比べて大きく低下していた。

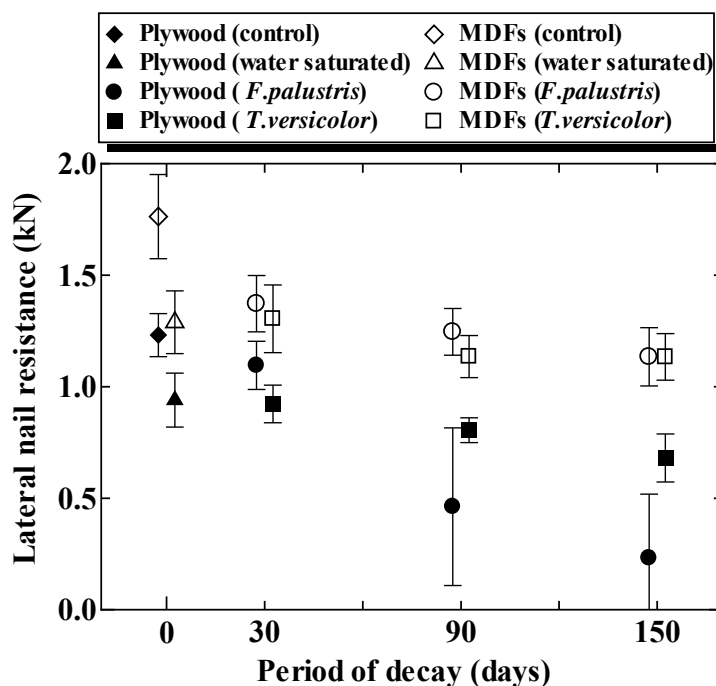


Fig. 3.4. Relationship between period of decay and lateral nail resistance.
Note : Error bar : See Fig. 3.3.

Table 3.2. Moisture content of wooden panels (%).

Wooden panels	Fungi	Control	Water saturated	Period of decay (days)		
				30	90	150
Plywood	<i>F.palustris</i>	9.4 (3.3)	128.5 (4.7)	80.6 (18.7)	74.8 (34.8)	88.9 (34.1)
	<i>T.versicolor</i>			105.1 (7.9)	141.1 (39.9)	144.2 (13.0)
MDFs	<i>F.palustris</i>	6.6 (1.8)	82.3 (3.2)	43.1 (15.6)	55.1 (9.5)	58.2 (11.2)
	<i>T.versicolor</i>			45.2 (8.3)	54.2 (8.1)	60.2 (5.0)

Note : Each value in parentheses is coefficient of variation (%), Number of specimens for control is 12, others are 6.

一方、飽水处理した試験体も釘側面抵抗が低下しており、その値は合板、MDF ともに腐朽処理期間 30 日のものと概ね同等であった。ここで Table 3. 2 に示すように、試験時の含水率は、腐朽処理期間 30 日の時点ですでに木材の繊維飽和点を上回る高い含水率であった。したがって、腐朽処理期間 30 日では質量がほとんど減少していないことと併せて考えると、腐朽処理初期の強度低下は、含水率の上昇に起因するものと考えられる。

質量減少率と釘側面抵抗の関係を腐朽菌ごとに Fig. 3.5 に示す。なお側材全体はほぼ一様に腐朽していると観察されたため、釘側面抵抗試験の釘打ち部分の質量減少率は釘接合 1 面せん断試験での釘打ち部分と同一であるとみなして考察を進めた。腐朽菌がオオウズラタケの場合、合板では質量減少率と釘側面抵抗との間に負の相関関係が認められた。MDF についても質量減少率の範囲が小さいものの、負の相関が認められ、またその傾きは MDF のほうが合板よりも大きかった。一方カワラタケでは、合板の場合はオオウズラタケに比べて傾きは緩やかであるものの負の相関が認められたのに対して、MDF では両者の間に明確な相関が認められなかった。

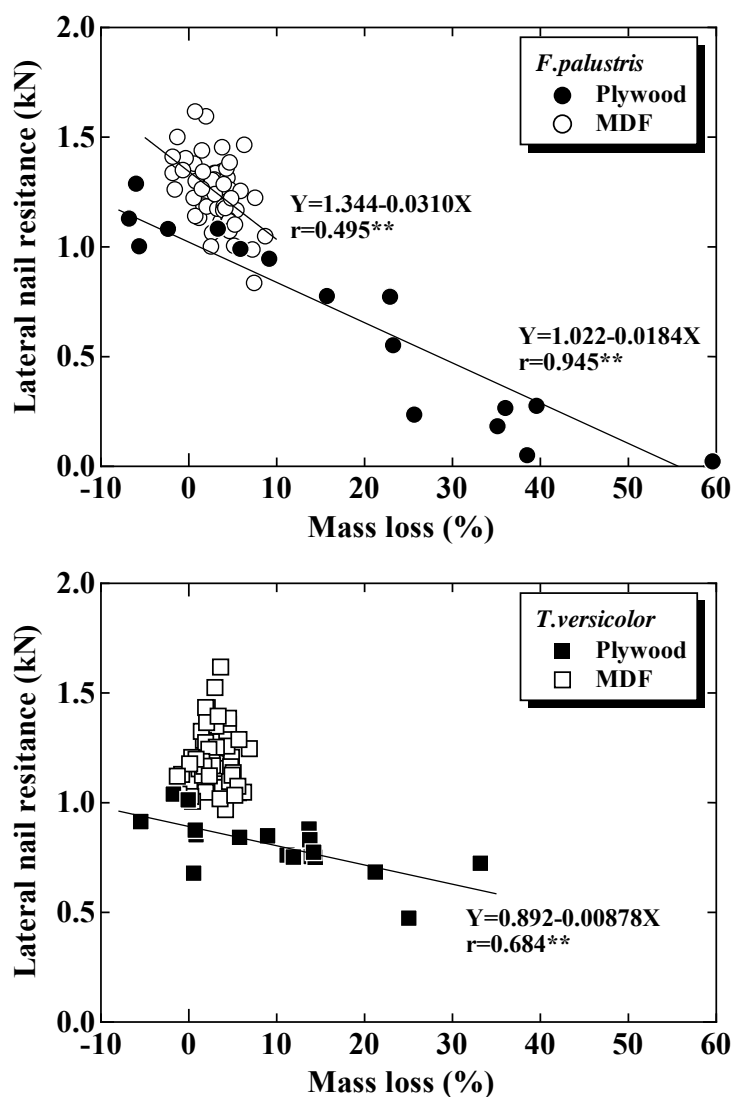


Fig. 3.5. Relationship between mass loss and lateral nail resistance.
 Note : ** : Significant at 1% level.

一般にオオウズラタケなどの褐色腐朽菌によって製材を腐朽させた場合、質量減少がわずかであっても急激に強度が低下する傾向がある^{65,71)}が、木質面材料の釘側面抵抗は直線的にかつ緩やかに低下しており、製材とは強度低下の傾向が異なっていた。この原因として、製材の場合は曲げや圧縮試験での評価であったのに対して、今回の木質面材料では釘を用いた側面抵抗試験で評価しており、破壊形態や最大耐力を決定する因子が異なっていることが挙げられる。なお合板の場合は、単板内に

接着剤が浸透した高い強度を有する層⁷⁴⁾が存在し、また MDF の場合も密度の異なる外層と内層が存在することから、これら物性の異なる層での腐朽の進み具合が異なれば、木質面材料全体の質量減少率と強度の関係は製材の場合とは異なるという可能性も考えられるが、本実験結果だけでは言及できない。

3.3.3 腐朽と釘接合せん断耐力との関係

まず合板での破壊形態は、コントロール材では釘頭が側材を貫通するパンチングアウトが多く発生し、釘頭が合板に大きくめり込んだ後に合板の裏板の端抜け破壊が生じていた (Fig. 3.6(a))。飽水処理した試験体および腐朽が軽微な試験体では、釘頭のめり込みに加えて接着層での剥離が生じたものもあったのに対して、オオウズラタケによって腐朽が大きく進行したものでは、釘頭のめり込みや釘の曲げ変形は小さく、釘胴部が合板にめり込んだり、端抜け破壊または横引張破壊していく形態が多く見られた (Fig. 3.6(b))。一方 MDF のコントロール材でもほとんどが釘頭のめり込みによって最大せん断耐力が決定したが、貫通には至らずに釘が主材から引き抜けていく形態が多く見られた。飽水処理または腐朽させた試験体では、上記に加えて MDF の内層部で割れが発生したり端部がちぎれたものも存在した (Fig. 3.6(c))。

ここで腐朽処理期間と釘接合 1 面せん断試験における最大せん断耐力を Fig. 3.7 に示す。またオオウズラタケで腐朽させた場合の荷重とすべり量の関係曲線の例を合

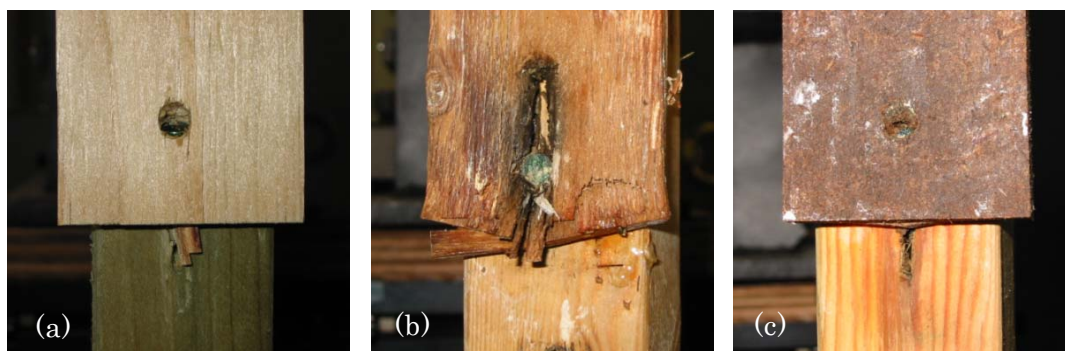


Fig. 3.6. Failure modes of nailed timber joint.

Note : (a) plywood(control), (b) plywood(decayed by *F. palustris* for 150 days), (c) MDF(softwood, decayed by *F. palustris* for 150 days).

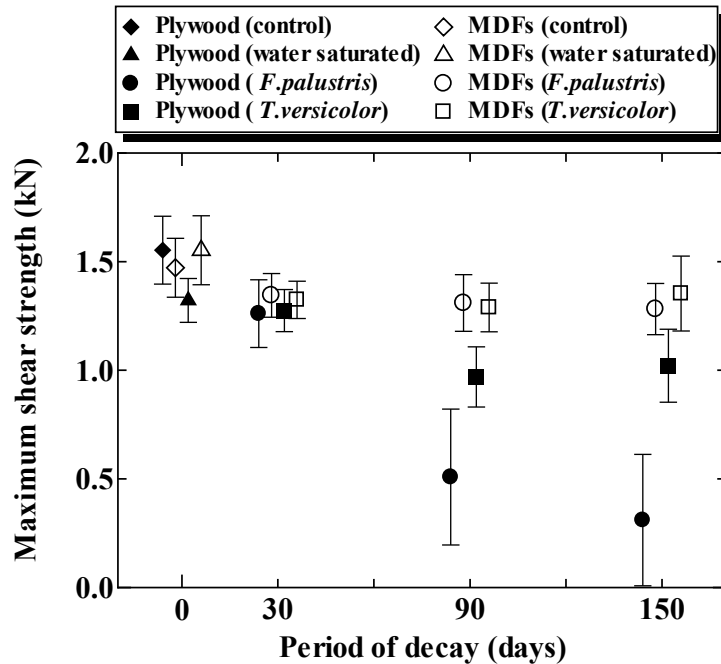


Fig. 3.7. Relationship between period of decay and maximum shear strength of nailed timber joint.
Note : Error bar : See Fig. 3.3.

板および MDF（針葉樹）について Fig. 3.8～9 に示す。

合板での最大せん断耐力は、腐朽処理期間の増加に伴い釘側面抵抗と同様の傾向で低下しており、またオオウズラタケのほうがカワラタケよりも大きく強度低下していた。また、腐朽期間の増加に伴い荷重とすべり量の関係曲線も大きく変化することが認められた。一方 MDF の最大せん断耐力は、腐朽処理期間 30 日で比較的大きく低下した後はゆるやかに低下する傾向が認められた。また最大せん断耐力の低下の程度は釘側面抵抗よりも小さく、腐朽菌の種類による差も認められなかった。MDF でのすべり挙動をみると処理期間の増加に伴い最大せん断耐力に達した後のねばりが減少する傾向が認められた。なお飽水処理した MDF の最大せん断耐力はコントロール材よりも大きい値を示していたが、これは飽水処理によって厚さが膨潤したために、荷重とすべり量の関係曲線に見られるようなロープ効果が生じたためと考えられる。

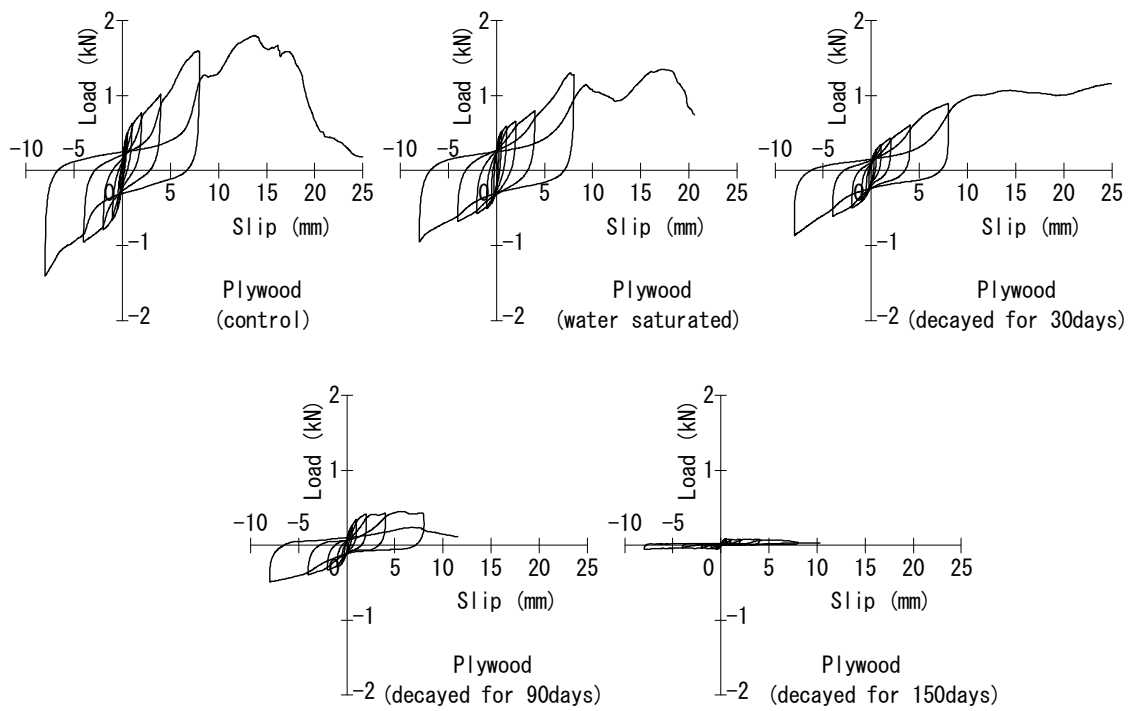


Fig. 3.8. Typical load-slip curves of nailed timber joint with plywood decayed by *F.palustris*.

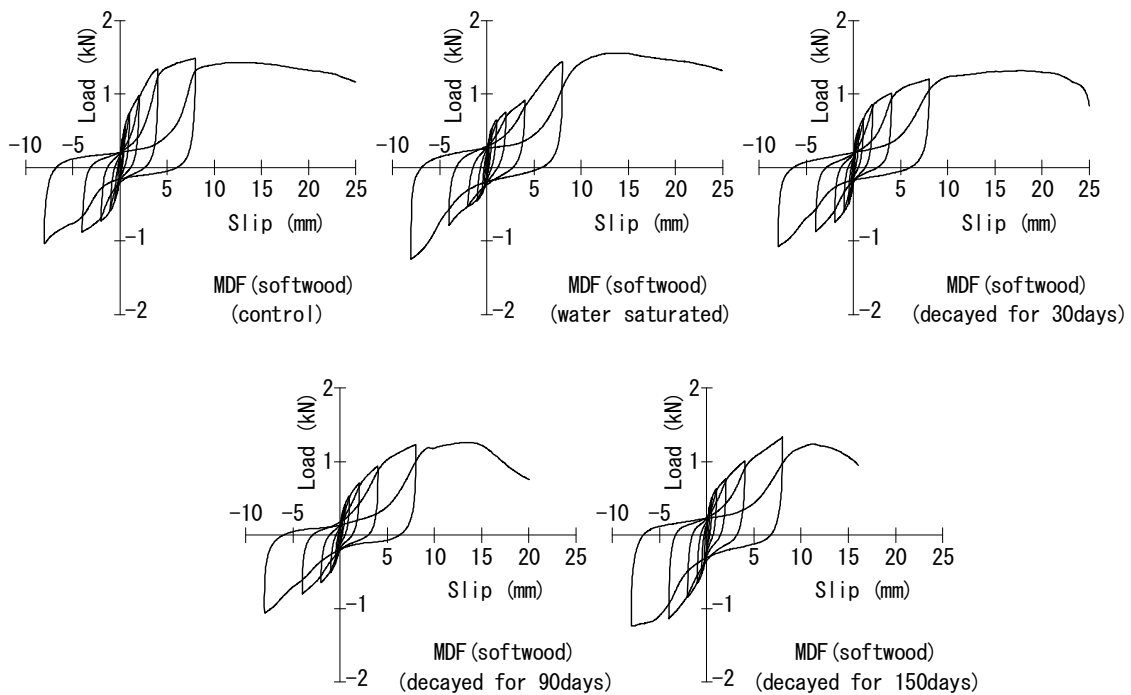


Fig. 3.9. Typical load-slip curves of nailed timber joint with MDF decayed by *F.palustris*.

ここで、試験終了後に実施した主材（S-P-F 製材）の縦圧縮試験の結果を Fig. 3.10 に示す。これを見ると、腐朽処理によって S-P-F 製材の強度も低下しており、接合部の耐力低下に大きく影響を及ぼしていると考えられる。

なお、S-P-F 製材の強度は、腐朽菌や側材の種類に関わらず、腐朽処理期間が 30 日の時点で大きく低下した後、90 日までは大きな変化はなく、150 日に再び低下する傾向が認められた。一方、Table 3.3 に示すように、含水率は 30 日で概ね繊維飽和点に達していた。したがって、S-P-F 製材の強度低下については、0~90 日までは含水率上昇の影響、90 日以降は腐朽の進行によるものと考えられる。

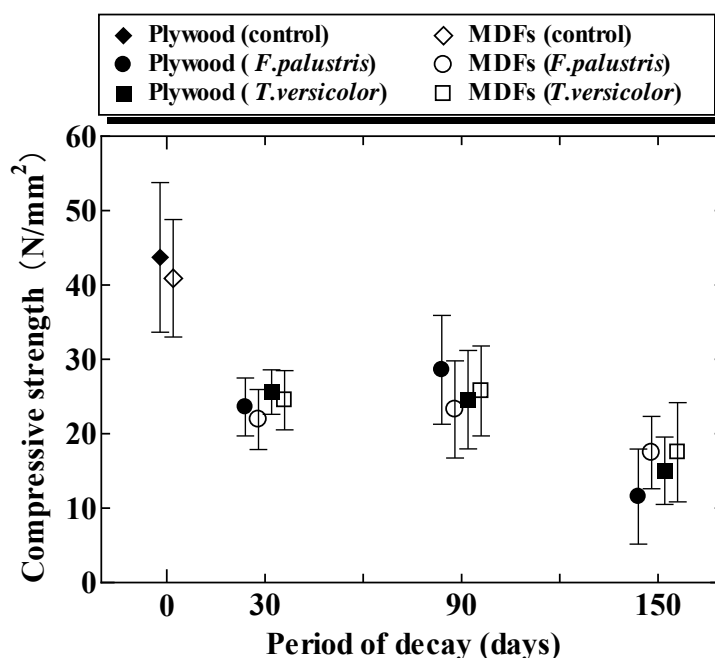


Fig. 3.10. Relationship between period of decay and compressive strength of main member.

Note : Error bar : See Fig. 3.3.

Table 3.3. Moisture content of main members (%).

Side member	Control	Fungi	Period of decay (days)		
			30	90	150
Plywood	8.5 (11.9)	<i>F.palustris</i>	31.7 (42.2)	39.2 (23.4)	62.5 (11.0)
		<i>T.versicolor</i>	20.0 (27.0)	41.5 (36.7)	50.8 (18.0)
MDFs	8.3 (9.3)	<i>F.palustris</i>	31.3 (44.3)	48.1 (20.1)	44.4 (25.9)
		<i>T.versicolor</i>	24.1 (31.8)	38.6 (32.7)	47.0 (27.1)

Note : Each value in parentheses is coefficient of variation (%), Number of specimens for control is 12, others are 6.

3.3.4 釘接合 1 面せん断耐力の評価

筆者らは、ヨーロッパ型降伏理論 (EYT) を適用することによって、腐朽した鋼板添え板釘打ち接合部の降伏せん断耐力を、主材の支圧強度を用いて推定することが可能であることを明らかにした⁷¹⁾。一方、これまで述べてきたように木質面材料を用いた釘接合においては、腐朽が主材と側材の両方に生じるため、EYT を適用して降伏せん断耐力を推定するためには、主材だけでなく側材の支圧強度を用いて計算する必要がある。そこでここでは、主材である S-P-F 製材の支圧強度として、縦圧縮試験で得られた縦圧縮強度に 0.9⁶⁷⁾ を乗じた値を用い、側材である木質面材料の支圧強度には釘側面抵抗試験での値を用いることとした。また一般に、木材の主材および側材よりなる 1 面せん断接合の降伏モードは Fig. 3.11 のようになり、特に釘接合の場合はモード IV とされている⁷⁵⁾。しかし本実験ではモード I a に該当するような破壊形態も確認されたため、ここでは Fig. 3.11 に示したすべての降伏モードごとにせん断耐力を計算し、最小となるモードでの値を降伏せん断耐力とした。なお実験値から降伏せん断耐力を求めるにあたり、コントロール材では最大せん断耐力の 10, 40, 90% の値を用いる方法⁷⁶⁾ で算出可能であったが、飽水処理したものおよび腐朽材ではロープ効果の影響等によって困難であったため、コントロール材での平均降伏変位 (合板で 1.1mm, MDF で 0.9mm) に達したときの耐力を降伏せん断耐力とした³⁶⁾。計算された降伏せん断耐力と、実験値から求めた降伏せん断耐力とを比較し

た結果を Fig. 3.12 に示す。

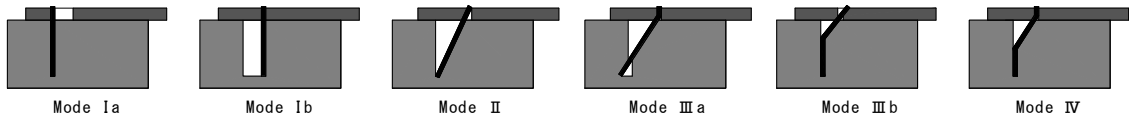


Fig. 3.11. Yield modes of nailed timber joint with wooden side member.

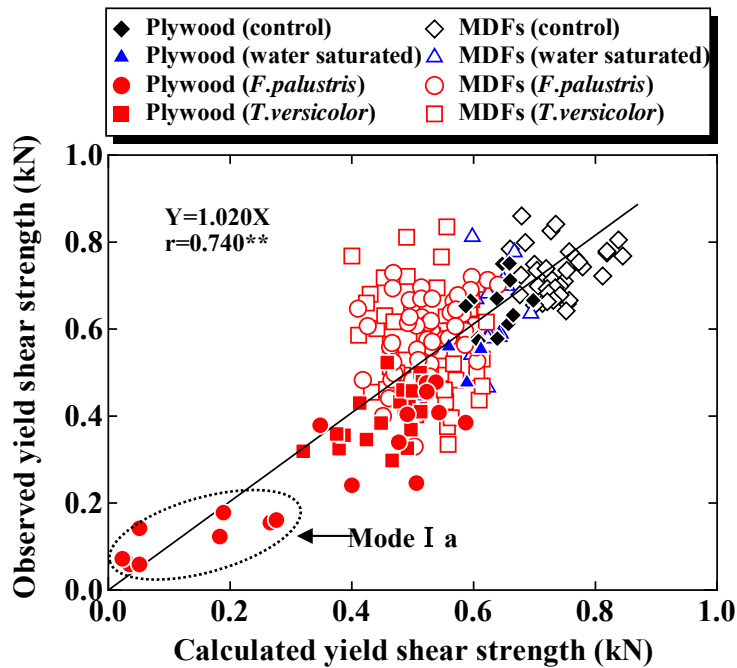


Fig. 3.12. Relationship between calculated and observed yield shear strength of nailed timber joint.

Note : ** : See Fig. 3.5.

このように計算値は実験値と概ね一致する傾向が得られたとともに、破壊モードは概ねⅢb となるが、著しく腐朽した合板の場合は実際の破壊形態も計算値も I a となり、側材の強度のみで降伏せん断耐力が決定されることが示された。

なお、既報⁷¹⁾でも述べたように、生物劣化の生じた木造住宅の耐震性能を考える場合、接合部については降伏せん断耐力よりも終局せん断耐力を適切に評価する必

要があると考えられる。特に木質面材料を側材とする釘接合の終局せん断耐力は、鋼板の場合と異なりパンチングアウトについての検討が必要となる。

パンチングアウト終局せん断耐力については、式 3.1 のように比重（密度）、側材厚さおよび釘頭径をパラメータとする式が設計規準に示されている⁷⁵⁾が、この式は気乾状態の合板を用いた実験結果⁷⁷⁾から導かれている。

$$P_p = 19.5\gamma_0^{1.5} \cdot t^{0.75} \cdot d_h^{1.7} \quad \dots(3.1)$$

ここで、

P_p : パンチングアウト終局せん断耐力

γ_0 : 側材の基準比重（合板以外は補正比重）

t : 側材厚（mm）

d_h : 釘頭部の直径（mm）

そこでここでは、質量減少率を求める際に測定した絶乾質量をもとに気乾時（合板は含水率 9.4%，MDF は同 6.6%）の質量を計算し、元の体積で除することで見かけの比重を算出し、算定式に代入した。さらに、得られた耐力に、常時湿潤状態に対する含水率影響係数である 0.7⁷⁵⁾ を乗じることによって、腐朽時のパンチングアウト終局せん断耐力を算定した。ただし MDF の比重については、合板以外の木質面材料と合板とを一括して扱うための補正比重が示されている表⁷⁵⁾から逆算して得られた 0.6 という係数を実測値に乗じて、これを補正比重値とした。得られたパンチングアウト終局せん断耐力算定値と、パンチングアウトに相当する破壊が生じた試験体での完全弾塑性モデル化に基づく終局せん断耐力との関係を Fig. 3.13 に示す。その結果、合板の場合は、質量減少および含水率を考慮することによって、腐朽材でのパンチングアウト終局せん断耐力を健全材と同様に算定することが可能であることが示された。一方 MDF の場合の算定値は合板より低めに評価されていることから、

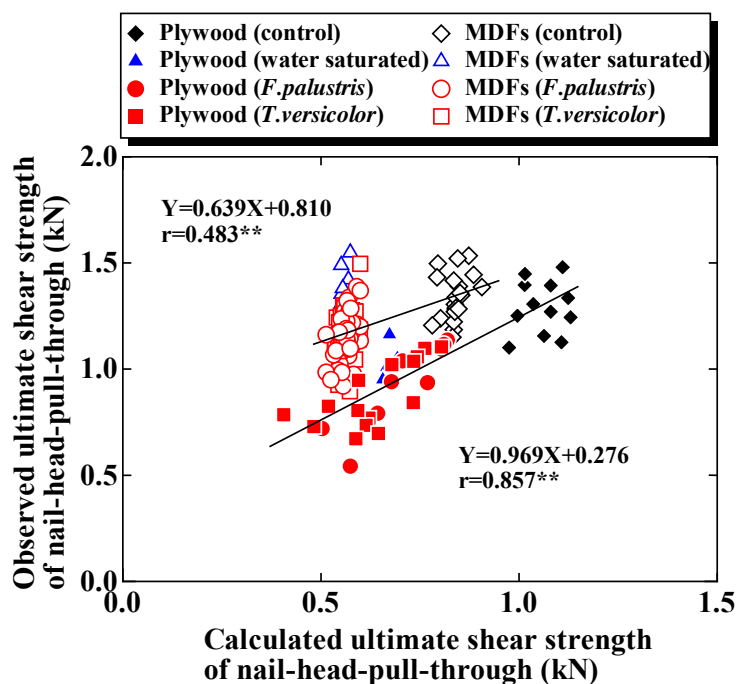


Fig. 3.13. Comparison of calculated and observed ultimate shear strength of nail-head-pull-through.
Note : ** : See Fig. 3.5.

比重の補正が過小であったと考えられる。また飽水処理したものおよび腐朽材では、含水率影響係数を乗じたことによってさらに過小に評価されている。しかし飽水処理した MDF では、釘側面抵抗は低下するが釘接合せん断耐力は低下していないという実験結果であったことを考慮すると、MDF でのパンチングアウト終局せん断耐力に関しては含水率を考慮した低減はそれほど必要ないと考えられる。

現行の設計規準では、木質面材料を側材とする釘接合の終局せん断耐力は、降伏せん断耐力に終局強度比⁷⁵⁾である 1.2 を乗じた値と、パンチングアウト終局せん断耐力のどちらか小さい方の値を用いることとなっている。両者を比較した結果、Fig. 3.14 に示すように、MDF ではパンチングアウト終局せん断耐力のほうが小さく、逆に合板では降伏せん断耐力×1.2 のほうが小さくなる傾向が認められた。

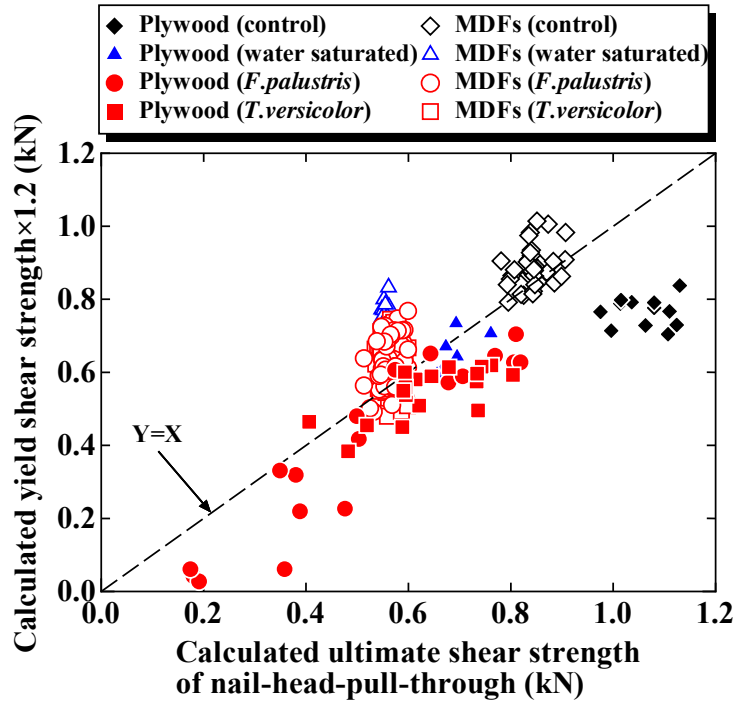


Fig. 3.14. Comparison of calculated ultimate shear strength of nail-head-pull-through and calculated yield shear strength multiplied by 1.2.

両者のうち小さい方の値と実験で得られた終局せん断耐力を比較した結果を Fig. 3.14 に示す。これをみると、合板の場合は算定値と実験値との間に高い相関関係が認められ、算定方法が妥当であると思われる。ただし健全な場合は安全側で評価可能であるが、腐朽させた場合は算定値が実験値を下回ったものがあることから、実務上は適切な安全率を設定する必要があると考えられる。一方、MDF ではやや過剰ではあるが安全側で終局せん断耐力を評価することが可能であった。

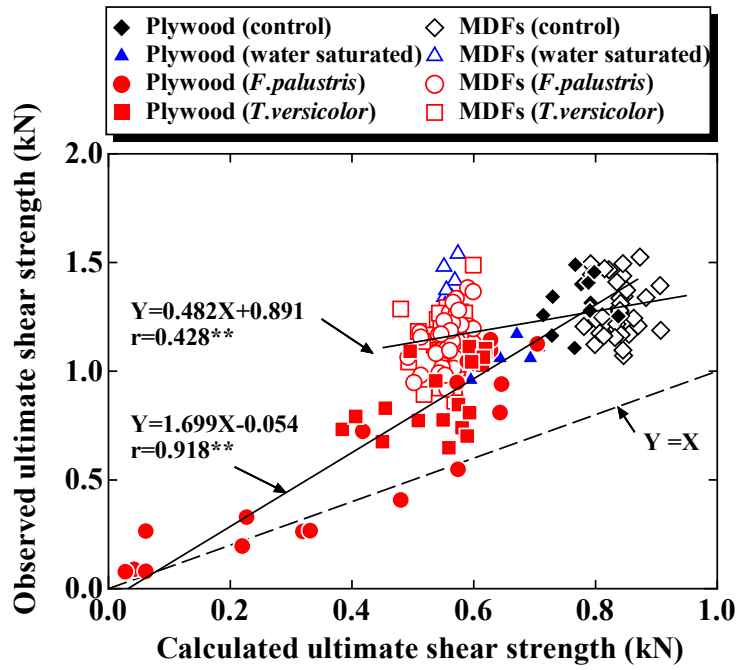


Fig. 3.15. Comparison of calculated and observed ultimate shear strength.

Note : ** : See Fig. 3.5.

3.4 小括

第 3 章では、構造用木質面材料の腐朽が釘接合部のせん断性能に及ぼす影響を調べるために、構造用合板と構造用 MDF を側材とする釘接合を対象に、褐色腐朽菌であるオオウズラタケおよび白色腐朽菌であるカワラタケによる強制腐朽処理を施した後、主材の縦圧縮試験、側材の釘側面抵抗試験および釘接合 1 面せん断試験を実施した。その結果、針葉樹を原料とする構造用合板は腐朽処理によって著しく腐朽し、特にオオウズラタケによって質量が大きく減少したものがあつたのに対して、MDF はいずれの腐朽菌に対しても比較的高い耐朽性を示したことから、同じ木質面材料であっても耐朽性には差異があることが確認された。また、腐朽処理によって縦圧縮強度や釘側面抵抗、釘接合せん断耐力は低下したが、腐朽処理初期の強度低下は含水率の上昇に起因すると考えられた。第 2 章と同様にヨーロッパ型降伏理論に基づき、木質面材料や主材の強度実測値を用いて釘接合の降伏せん断耐力や終局せん断耐力を計算した結果、側材が木質面材料の場合でも腐朽した釘接合部のせん断耐力を適切に推定することが可能であることが示された。ただし、木質面材料を側材とする場合に特徴的な破壊形態であるパンチングアウト（釘頭が木質面材料を貫通する形態）での終局耐力は、合板の場合は妥当な計算結果が得られたが、MDF については現行の設計規準に示されている補正比重や含水率を考慮した低減によって過小な評価となった。

第4章 生物劣化が耐力構面の性能に及ぼす影響

4.1 はじめに

現代の木造住宅では、耐力壁や床構面によって風圧力や地震力を負担したり伝達させている。構面の構成についてみると、例えば在来軸組構法での耐力壁は、柱などの鉛直部材と梁や桁などの水平部材からなる軸組に金物を介して筋かいを取り付けるか、または構造用合板や OSB、MDF、石こうボード等の面材料が釘打ちされる。同様に枠組壁工法では、上枠・下枠やスタッド（縦枠）からなる枠組に面材が釘打ちされる。このように構面を構成するためには釘接合部が不可欠であり、釘接合性能が構面の耐力を決定づけると言っても過言ではない。

これら構面の設計用耐力に関しては、建築基準法⁷⁸⁾や建設省告示⁷⁹⁾によって耐力壁の壁倍率が、また品確法によって水平構面の床倍率がそれぞれの仕様に応じて定められている。しかしこれらの性能はあくまでも初期設計時の性能であり、経年による変化や生物劣化による性能低下は別途検討する必要がある。

さらに、実際には全体が一様に腐朽するのではなく、構面的一部分に腐朽が発生し進行していくと考えられる。したがって生物劣化が構面のせん断性能に及ぼす影響は、構面のどの部分が腐朽したかによって異なると考えられる。また構面の同じ箇所が腐朽しても、構面の構造形式によって影響の度合いが異なると考えられる。

そこで第4章では、生物劣化が耐力構面のせん断性能に及ぼす影響について、筋かい耐力壁と、面材釘打ち構面を対象として検討を行った。特に、耐力壁の土台周辺のみ腐朽が生じた場合に、構面全体の性能にどのように影響を及ぼすのかについて考察を進めた。また面材釘打ち構面については変形挙動の推定手法についての検討も行った。なお在来軸組構法と枠組壁工法とでは、釘接合部の主材となる柱またはスタッドの断面が異なることから腐朽が釘接合部および構面の強度に及ぼす影

響の度合いは異なると考えられるが、腐朽の生じ方自体は大きく異ならないことから、ここでは在来軸組構法における面材釘打ち構面を対象に検討を行った。

4.2 生物劣化が筋かい耐力壁のせん断性能に及ぼす影響

4.2.1 筋かい耐力壁のモデル化

筋かい耐力壁の耐力および剛性は、トラス構造にモデル化することによって解析される。ただし剛性を求めるためには、接合部の剛性を加味した部材の見かけの剛性を用いてトラスを解くことが必要となる。ここでは、Fig. 4.1 に示すような幅 910×高さ 2730mm の片筋かい壁をモデル化し解析を行った。筋かい壁を構成する柱および筋かいの断面寸法および強度性能を Table 4.1 に示す。

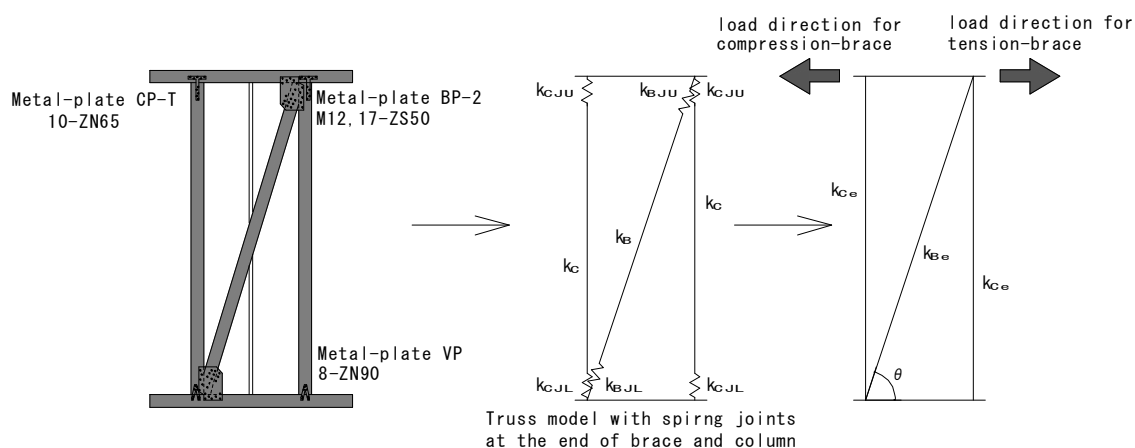


Fig. 4.1 Braced shear wall model

4.2.2 筋かい耐力壁の水平耐力

筋かい耐力壁の水平耐力については、筋かいが圧縮筋かいとして機能する場合は、

Table 4.1 Specification of members of braced shear wall

Member	b (mm)	h (mm)	l (mm)	E (N/mm ²)	f_c (N/mm ²)
Column	105	105	2730	8000	11.2
Brace	45	90	2878	8000	11.2

筋かいの座屈または筋かいと反対側の柱脚部の引抜きによって決定されると考えられる。それぞれの耐力は以下のように求められる。

(1) 筋かいの座屈で決まるせん断耐力

$$P = A \cdot f_c \cdot \eta \cdot \cos \theta \quad \dots (4.1)$$

ここで、

A : 筋かいの断面積 (mm^2)

f_c : 短期許容圧縮応力度 (N/mm^2) で、トドマツの場合 11.2

η : 座屈低減係数で、細長比 λ が 300 以上の場合は $3000/\lambda^2$

λ は以下の式から求められる。

$$\lambda = l_k/i \quad \dots (4.2)$$

ここで、

l_k : 座屈長さ (mm) で、ここでは材長に等しいとした。

$$i = \sqrt{I/A} \quad \dots (4.3)$$

ここで、

I : 弱軸方向の断面二次モーメント (mm^4)

(2) 筋かいと反対側の柱脚部の引抜きで決まる耐力

$$P = p_j/\tan \theta \quad \dots (4.4)$$

ここで、

p_j : 柱脚部の引抜き耐力で、Z マーク表示金物 VP2 の短期許容引抜き耐力 :

3900N

これに対して、引張筋かいの場合は、筋かい金物接合部の引張耐力か柱脚の引抜きによって決定されると考えら、それぞれ以下のように求められる。

(3) 筋かい金物接合部の引張耐力で決定される耐力

$$P = p_j \cdot \cos \theta \quad \dots (4.5)$$

ここで、

p_j : 筋かい金物接合の短期許容耐力 (N)。ここではボルト M12 (短期許容せん断耐力 4300N) とスクリー釘 ZS50 (同 170N) 7 本であることから、これらの総和として 12490 (N) とした。

(4) 柱脚の引抜きで決まる耐力

$$P = p_j / \tan \theta \quad \dots (4.6)$$

ここで、

p_j : 柱脚部の引抜き耐力で、Z マーク表示金物 VP2 の短期許容引抜き耐力 : 3900N

4.2.3 筋かい耐力壁の水平剛性

木質構造における筋かい耐力壁の水平剛性は、接合部の変形が無視できないため、単純にピン接合のトラス解析で求めることはできない。ここでは、部材の剛性に接合部の剛性を加味した見かけの剛性を用いて解析することによって水平剛性を求めた。

この場合は、筋かい壁の水平剛性 (K_{We}) は以下の式で表される⁸⁰⁾。

$$K_{We} = \frac{\cos^2 \theta \cdot k_{Be} \cdot k_{Ce}}{\sin^2 \theta \cdot k_{Be} + k_{Ce}} \quad \dots (4.7)$$

ここで、 k_{Be} は筋かい端部の接合剛性を加味した等価剛性であり、次の式から求められる。

$$\frac{1}{k_{Be}} = \frac{1}{k_B} + \frac{1}{k_{BjU}} + \frac{1}{k_{BjL}} \quad \dots (4.8)$$

ここで、

k_B : 筋かいの引張剛性または圧縮剛性 (N/mm)

k_{BjU} , k_{BjL} : 筋かい上端・下端接合部の剛性 (N/mm)

実験値より圧縮 18200N/mm, 引張 14000N/mm

(筋かいプレート BP2 (ボルト M12+釘 ZS50×17))

また、 k_{Ce} は接合部を含む柱の鉛直方向等価剛性で、次の式から求められる。

$$\frac{1}{k_{Ce}} = \frac{1}{k_C} + \frac{1}{k_{CjU}} + \frac{1}{k_{CjL}} \quad \dots(4.9)$$

k_C : 柱の剛性 (N/mm)

k_{CjU} : 柱頭接合部の剛性 (N/mm)

: 実験値より圧縮 36000N/mm, 引張 3000N/mm

(かど金物 CPT (釘 ZN65×10), 圧縮の場合はめり込みも考慮)

k_{CjL} : 柱脚接合部の剛性 (N/mm)

: 実験値より圧縮 36000N/mm, 引張 3000N/mm

(山形プレート VP (釘 ZN90×8), 圧縮の場合はめり込みも考慮)

4.2.4 生物劣化による筋かい耐力壁の性能の変化

生物劣化によって、土台側の筋かい端部および柱脚部の接合部の耐力および剛性が低下したと仮定し、それぞれ低減係数を乗じることによって筋かい壁の耐力と剛性を計算した。劣化レベル 1 として、該当する接合部の耐力および剛性が 1/2 に低下した場合、レベル 2 として同じく 1/3 に低下した場合を設定した。ただし柱頭部、胴差側の筋かい端部の接合剛性および各部材の性能はそのままとした。まず耐力の計算結果を Table 4.2～3 に示す。

Table 4.2 Horizontal strength of braced shear wall in load direction for compression brace

Level	Coefficient	(A) Buckle of brace (N)	(B) Column base joint (N)	min(A,B)
Control	1.0	877	1300	877 (1.00)
1	0.5	877	650	650 (0.74)
2	0.333	877	433	433 (0.49)

Table 4.3 Horizontal strength of braced shear wall in load direction for tension brace

Level	Coefficient	(A) Brace end joint (N)	(B) Column base joint (N)	min(A,B)
Control	1.0	3950	1300	1300 (1.00)
1	0.5	1975	650	650 (0.50)
2	0.333	1317	433	433 (0.33)

Note: Values in parenthesis are ratio to control

耐力についてみると、圧縮筋かいの場合（Table 4.2）は、健全時には筋かいの座屈によって耐力は決定されていたが、生物劣化が生じることによって耐力決定因子は柱脚引き抜きに移行した。これは、生物劣化によって筋かいと反対側の柱脚の引き抜き耐力は低下するのに対して筋かいの座屈耐力は変化がないためである。一方、引張筋かいの場合（Table 4.3）は、健全時には筋かい下端が取り付く柱脚部での引き抜き耐力のほうが、筋かい端部の接合耐力よりも小さく、また劣化が生じることによって、どちらの接合要素も同じように耐力が低下するため、水平耐力は柱脚引き抜きによって決定された。この場合、耐力の低下率は、接合部の劣化率と同じ比率となった。

次に、剛性の計算結果を Table 4.4～5 に示す。

Table 4.4 Shear stiffness of braced shear wall in load direction for compression brace

Degraded level	Coefficient	K_{we}	k_{Be}	k_{Ce}	k_B	k_{BjU}	k_{BjL}	k_C	k_{CjL}	k_{CjL}	
control	1.0	314	(1.00)	5033	7490	11259	18200	18200	32308	19500	19500
1	0.5	238	(0.76)	3942	5411	11259	18200	9100	32308	19500	9750
2	0.33	192	(0.61)	3240	4236	11259	18200	6067	32308	19500	6500

Table 4.5 Shear stiffness of braced shear wall in load direction for tension brace

Degraded level	Coefficient	K_{we}	k_{Be}	k_{Ce}	k_B	k_{BjU}	k_{BjL}	k_C	k_{CjL}	k_{CjL}	
Control	1.0	284	(1.00)	4316	7490	11259	14000	14000	32308	19500	19500
1	0.5	213	(0.75)	3299	5411	11259	14000	7000	32308	19500	9750
2	0.33	170	(0.60)	192	4236	11259	14000	4667	32308	19500	6500

Note: Values in parenthesis are ratio to

水平剛性は耐力の低下と異なり、土台側の接合部剛性が 50%に低下しても、筋かい壁としての水平剛性は 50%までは低下せず、このモデルの場合は 75%の低下率となった。同様に劣化レベル 2 では接合部剛性が 33%になっても壁としては 60%程度の低下であった。また圧縮筋かい、引張筋かいとも劣化による剛性残存率はほぼ同じ値を示した。

ただし、筋かい壁はトラス構造であることから、ある節点で耐力がゼロとなった時点で崩壊する。特に腐朽が生じた後は変形量よりも倒壊を防ぐことが重要であることから、耐力については十分に余裕を持たせた接合部設計が必要である。

4.3 生物劣化が面材釘打ち構面のせん断性能に及ぼす影響

4.3.1 面材釘打ち構面の面内せん断性能の推定手法に関する検討

4.3.1.1 面材の回転方向を仮定したモデル

面材料を釘打ちした構面の変形性状を評価する手法は、Tuomi ら⁴⁹⁾によって、4 隅に打たれた釘はそれぞれ対角方向に変位するという仮定のもとで比較的単純な解析により変形挙動を推定する手法が報告されている。

まず Fig. 4.2 に示すように木質パネルを釘打ちした耐力壁全体のせん断変形は、木質パネルのせん断変形 (γ_s) と釘接合部の変形によるせん断変形 (γ_N) の和として表される。

$$\gamma = \gamma_s + \gamma_N \quad \dots(4.10)$$

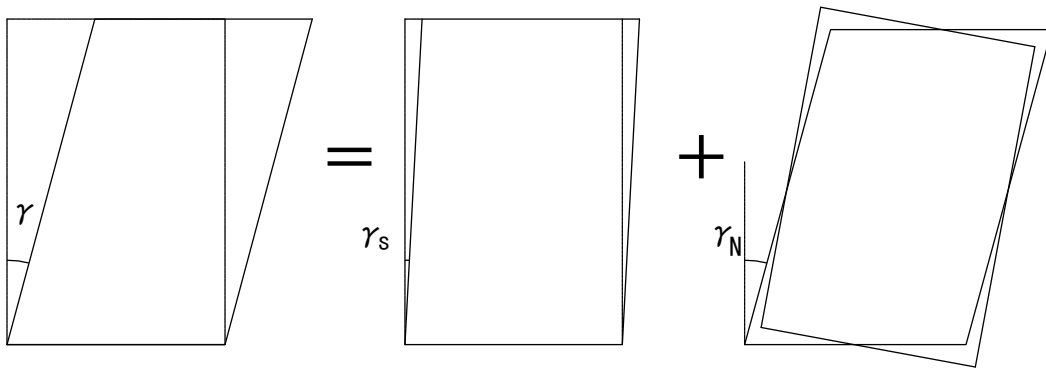


Fig. 4.2 Shear strain model of wall sheathed with wooden panels

面材のせん断変形 γ_s は以下の式から計算される。

$$\gamma_s = \frac{P}{G \cdot b \cdot t} \quad \dots(4.11)$$

ここで、

P : 水平荷重 (kN)

G : 面材のせん断弾性係数 (kN/mm^2)

b : 面材の有効幅 (mm)

t : 面材の厚さ (mm)

一方、釘接合部の変形による壁のせん断変形は、Fig. 4.3 に示すように、面材の回

転方向が平行四辺形に変形した枠組の対角方向と一致すると仮定して、外力による仕事 W と釘のせん断すべりによる消費されたエネルギー I_N を算出し、 $W = I_N$ の関係からせん断力-変位関係を導いている。

コーナー部の釘はそれぞれ対角方向に変位することから、任意のせん断ひずみに対してすべり量 δ_c およびその x 成分 ${}_x\delta_c$ と y 成分 ${}_y\delta_c$ は一意的に求められる。

四隅の釘の対角方向のすべり変位 s_o は次のようになる。

$$s_o = \frac{h_e \gamma_N}{2} \frac{1}{\sqrt{1 + \lambda^2}} \quad \dots (4.12)$$

$$\text{ただし, } \lambda = \frac{h_e}{l_e}$$

ここで、上辺および下辺の釘本数を n 本、 i 番目の釘のすべり変位を s_i 、同様に左辺および右辺の釘本数を m 本、 j 番目の釘のすべり変位 s_j とすると、 s_i 、 s_j はそれぞれ次のように表される。

$$s_i = s_o \frac{1}{\sqrt{1 + \lambda^2}} \left\{ 1 + \lambda^2 \left(-\frac{2(i-1)}{n-1} \right)^2 \right\}^{\frac{1}{2}} \quad \dots (4.12)$$

$$s_j = s_o \frac{1}{\sqrt{1 + \lambda^2}} \left\{ 1 + \lambda^2 \left(-\frac{2(j-1)}{m-1} \right)^2 \right\}^{\frac{1}{2}} \quad \dots (4.13)$$

各釘のせん断すべりにより消費されたエネルギーは

$$p = k \cdot \delta \quad \dots (4.14)$$

すべての釘のせん断すべりによって生じる内部仕事 I_N は

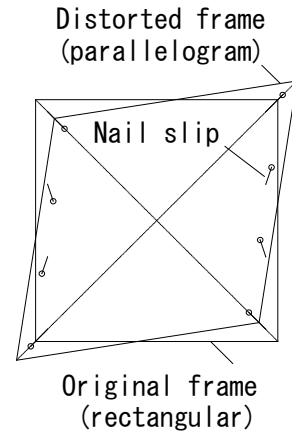


Fig. 4.3 Deformation of frame and nail slip.

$$\begin{aligned}
I_N &= \sum \frac{1}{2} \cdot k \cdot \delta^2 \\
&= \frac{1}{2} \cdot k \sum (\delta_x^2 + \delta_y^2) \quad \dots (4.15)
\end{aligned}$$

また構面が γ_N だけせん断ひずみを生じる間に外力 P のなす仕事 W は、構面高さを h とすると下式で表される。

$$W = \frac{P \cdot h \cdot \gamma_N}{2} \quad \dots (4.16)$$

W と I_N が等しいことから、 γ_N と P との関係が得られる。

4.3.1.2 力の釣合いにより面材の回転方向を決めるモデル

Tuomi の仮定に基づいた計算は簡便であるが、面材の縦横比が大きくなると誤差が大きくなる傾向がある。これについては次節で検証する。神谷⁵¹⁾は、軸組・枠材と面材を剛体と仮定し、仕口がピン接合された軸組が平行四辺形に変形した時の面材の回転を図のように X と Y 方向の回転角に分解し、それぞれの方向の回転剛性を求め、モーメントの釣り合いによる回転角を求める方法を提案した。神谷のモデルでは四周釘打ちされた場合のみを対象としているが、同様の考え方にに基づき、任意の釘配置の場合にも適用させたモデルを村上⁵²⁾が提案している。

まず、Fig. 4.4 に示すように座標原点から中立軸までの距離 x_0, y_0 は、 i をすべての釘の通し番号とすると、それぞれ以下の式で求められる。

$$x_0 = \frac{\sum x_i}{n} \quad \dots (4.17)$$

$$y_0 = \frac{\sum y_i}{n} \quad \dots (4.18)$$

ここで、

x_i, y_i : i 番目の釘の x, y 座標

n : 釘の総本数

一方、X, Y のそれぞれの方向のモーメント M_x, M_y と回転角 θ_x, θ_y の関係は、次のように与えられる。

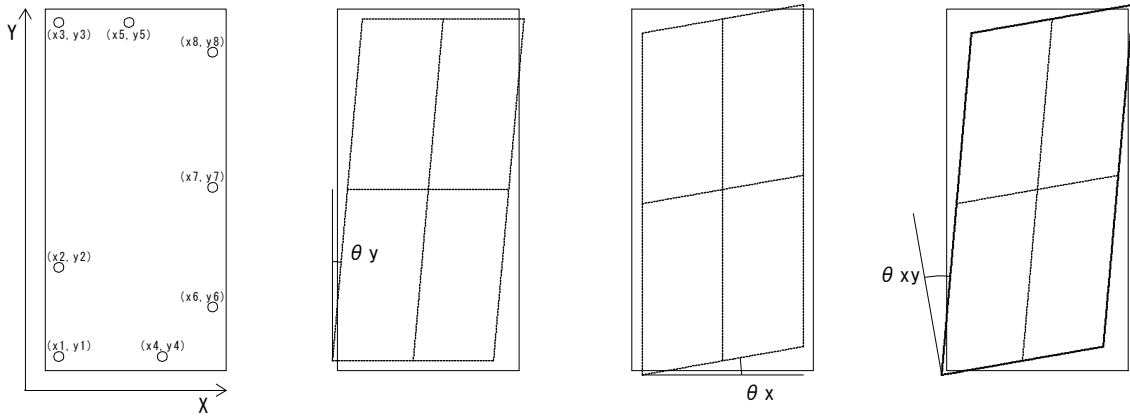


Fig. 4.4 shear strain as θ_x , θ_y and θ_{xy} .

$$M_x = K_x \cdot \theta_x \quad \dots (4.19)$$

$$M_y = K_y \cdot \theta_y \quad \dots (4.20)$$

ここで、 K_x 、 K_y は釘のすべり係数と配置によって決まる回転剛性であるが、すべての釘が同じすべり係数 k である場合は、釘の配置によって決まる係数 I_x 、 I_y を用いて以下のように表すことができる。

$$K_x = k \cdot I_x \quad \dots (4.21)$$

$$K_y = k \cdot I_y \quad \dots (4.22)$$

$$I_x = \sum (y_i - y_0)^2 \quad \dots (4.23)$$

$$I_y = \sum (x_i - x_0)^2 \quad \dots (4.24)$$

これより、面材壁のせん断力 P と変形角 θ の関係が得られる。

$$P \cdot H = M_x = M_y = k \frac{I_x \cdot I_y}{I_x + I_y} \theta = k \cdot I_{xy} \cdot \theta \quad \dots (4.25)$$

ここで、

H : 壁高さ、 I_{xy} : 釘の配列二次モーメント

4.3.1.3 異なるすべり特性を有する釘接合が混在する場合の耐力推定手法

神谷や村上らの方法は、任意の釘配列で適用可能であり、回転中心が面材の図心でない場合にも成り立つが、使用している釘はすべて同じ釘、すなわちすべての釘

接合部の荷重－すべりの関係が等しい場合でしか計算できない。しかし構面に腐朽が生じた場合、構面のすべての釘接合部が均一に劣化することは考えにくく、このため健全な釘接合部と劣化した釘接合部が混在することとなる。そこで本節では、異なるすべり特性を有する釘接合が混在する場合にも面材釘打ち耐力壁の面内せん断変形挙動を推定できるよう、上記解析法の拡張を検討した。

まず、座標原点から中立軸までの距離 x_0 , y_0 を求めるにあたり、個々の釘が異なる荷重－すべり特性を有する場合は、負担する荷重に応じた重み付けが必要となるため、以下のように表される。

$$x_0 = \frac{\sum x_i \cdot p_i}{\sum p_i} \quad \dots (4.26)$$

$$y_0 = \frac{\sum y_i \cdot p_i}{\sum p_i} \quad \dots (4.27)$$

ここで、

p_i : i 番目の釘が負担している荷重

p_i は、すべり量に対応した荷重であり、例えば完全弾塑性モデルで近似する場合は、以下の式で表される。

$$p_i = \begin{cases} k_i \cdot \delta_i & (0 < \delta_i < \delta_u) \\ p_u & (\delta_u < \delta_i) \end{cases} \quad \dots (4.28)$$

ここで、

k_i : すべり係数

δ_i : すべり量

p_u : 降伏（終局）耐力

δ_u : 終局すべり量

非線形な関係を表現する場合は、指数曲線等で近似するか、または実験で得られた荷重－すべり量の関係を標準化した骨格曲線を用いることとなる。

一方、釘のすべり係数と配置によって決まる回転剛性 K_x , K_y を求める際にも各釘のすべり係数に応じた重み付けが必要となるため、下記のように表される。

$$K_x = \sum k_i(y_i - y_0)^2 = (kI)_x \quad \dots(4.29)$$

$$K_y = \sum k_i(x_i - x_0)^2 = (kI)_y \quad \dots(4.30)$$

ここで、 k_i は i 番目の釘のすべり係数であるが、荷重—すべり量の関係が非線形な形で表される場合には、 k_i はすべり量の大きさによって変化する（ただし木材の繊維方向には依らないものとする）。計算過程は複雑になるが、任意の $\theta = \theta_x + \theta_y$ に対して、モーメントの釣り合い $M_x = M_y$ を満たす x_0 , y_0 , θ_x , θ_y は収束計算によって求めることが可能である。これより、面材壁のせん断力 P と変形角 θ の関係が得られる。

$$P \cdot H = M_x = M_y = \frac{(kI)_x \cdot (kI)_y}{(kI)_x + (kI)_y} \theta = (kI)_{xy} \cdot \theta \quad \dots(4.31)$$

ここで、

H : 壁高さ

なお、任意の変形角時の個々の釘のすべり量は以下の式から求めることができる。

$$\delta_i = \sqrt{\delta_{ix}^2 + \delta_{iy}^2} \quad \dots(4.32)$$

$$\delta_{ix} = (y_i - y_0)\theta_x \quad \dots(4.33)$$

$$\delta_{iy} = (x_i - x_0)\theta_y \quad \dots(4.34)$$

4.3.2 面材釘打ち構面の面内せん断試験と耐力推定手法の検証

4.3.2.1 試験の目的

4.2 で示したように、面材を軸組材に釘打ちした接合部のせん断変形挙動が分かれば、面材張り構面のせん断変形挙動も推定可能である。ここでは、パーティクルボードを釘打ちした床構面の面内せん断試験を実施するとともに、接合部および面材の強度実験データを用いて、面材釘打ち構面のせん断変形挙動を推定し、実験値との比較を行うことによって推定手法の妥当性を検証した。

4.3.2.2 実験

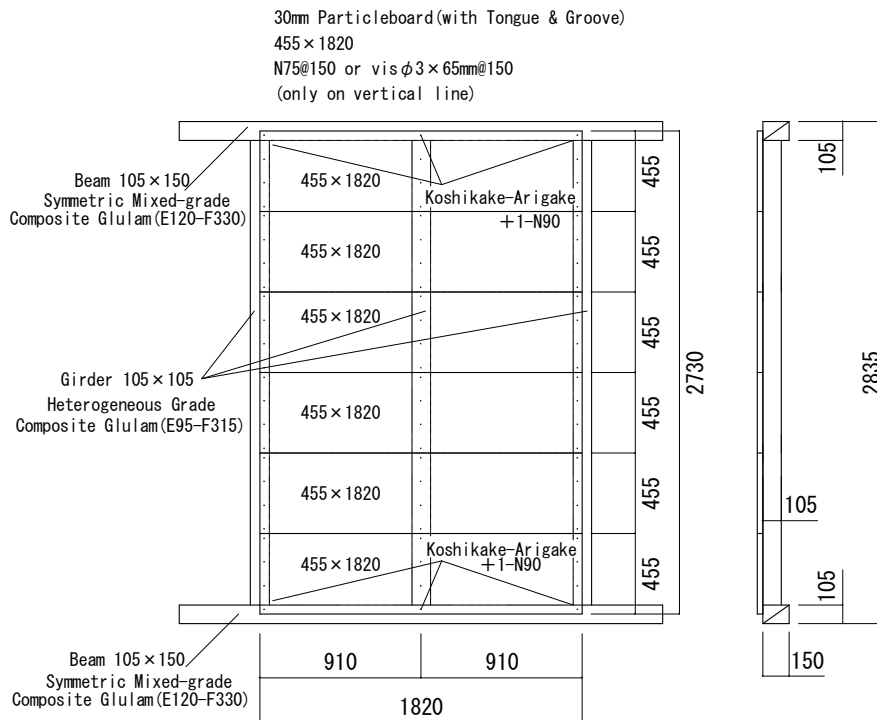
4.3.2.2.1 面内せん断試験

近年は在来構法でも床構面の剛性を確保するために、合板などの構造用面材を張り付ける方法が普及している。特にここ数年は厚さ 24mm 以上の厚物合板を用いることによって、根太を省略し施工の省力化を図る構法⁸¹⁾も増加している。一方、木材の有効利用の観点から、建築解体材などを原料とする木質ボードの積極的な利用が望まれている。特にパーティクルボードに関しては、厚さ 30mm・曲げ強さ区分 18 タイプ (18N/mm² 以上) のものをグリーンベース 30 (GB30) と銘打って、床構面を構成する構造用面材料としての利用を推進する取り組みが進められており⁸²⁾、厚物合板と同等以上の性能が得られることが確認されている^{83,84)}

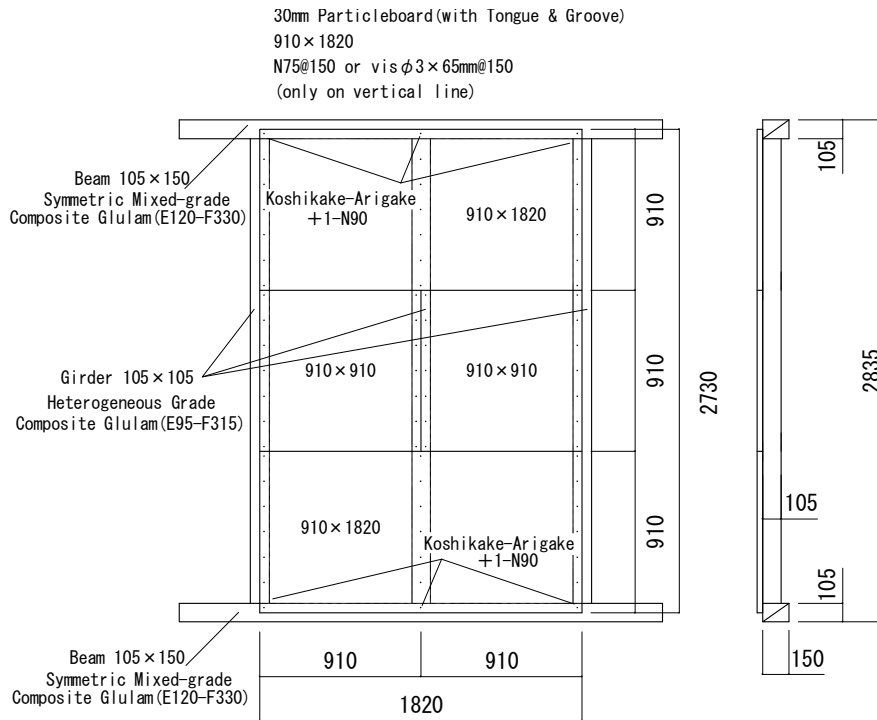
そこでここでは、厚さ 30mm のパーティクルボードを直張りした 1820×2730mm の床構面を試験体とした (Fig. 4.5)。パーティクルボードは JIS A 5908 に準拠した曲げ強さ区分 13 タイプ、接着剤区分 M タイプのものであり、本実加工を施している。軸組材はいずれもスプルー構造用集成材であり、仕口部は腰掛け蟻掛けで鉄丸釘 N90 を 1 本打っている。面材を固定する接合具は、鉄丸釘 N75 (φ3.4×75mm) またはパーティクルボード専用ビス ((株)東日本パワーファスニング製、φ4.2×65mm) である。ボードの張り方は、施工性の向上を図った 455 タイプ (Fig. 4.5.上) と、標準的な 910 タイプ (同下) の 2 種類である。接合具は川の字 (合板の外周の短辺部分に 1 列、その間に 1 列) に打ち、間隔は外周、中通とも 150mm とした。試験体数は各条件 1

体ずつである。

試験はタイロッド式⁸⁵⁾で実施した。加力は能力 100kN の油圧式復動シリンダで行い、シリンダに取付けた容量 200kN のロードセルで荷重値を検出した。上部桁材の水平方向変位は容量 1000mm・分解能 1/10mm のポテンシオメータ式変位計で、下部桁材の水平方向変位および左右梁材の鉛直方向変位は容量 50mm・分解能 1/200mm の電気抵抗式変位計で測定した。繰り返し加力履歴は、真のせん断変形角が 1/600, 1/450, 1/300, 1/200, 1/150, 1/100, 1/75, 1/50 rad の正負各 1 回ずつである。



Specimen Name : N455 (Nail)
 V455 (Vis)



Specimen Name : N910 (Nail)
 V910 (Vis)

Fig. 4.5 Specifications of floor diaphragm

4.3.2.2.2 接合具の一面せん断試験

床構面の変形挙動を推定する際に必要となる釘およびビス接合部の荷重-すべりの関係を得るため一面せん断試験を行った。試験方法を Fig. 4.6 に示す。主材寸法は $50 \times 50 \times 220 \text{mm}$ とし、実大試験終了後に梁材から採取した（試験時密度 467kg/m^3 ，含水率 11.4%）。側材寸法は $30 \times 50 \times 200 \text{mm}$ とし、実大試験に使用したものと同一ロットのボードから採取した（同 654kg/m^3 ，8.6%）。側材にはあらかじめ径 2.5mm のドリルで先穴をあけてから釘打ちまたはビス打ちを行い，側材と主材との間には摩擦が生じないよう 0.6mm 程度のギャップを設けた。なお加力方向は繊維方向とし，端距離・縁距離は基準値^{86,87)}を満足するよう確保した。試験はテンシロン万能試験機を用いて行い，容量 50mm ・分解能 $1/200 \text{mm}$ の電気抵抗式変位計ですべり量を測定した。クロスヘッド速度は毎分 2mm ，繰り返し加力履歴は $0.25, 0.5, 0.75, 1, 2, 4 \text{mm}$ の正負各 1 回ずつとした。試験体数は各条件 6 体ずつである。

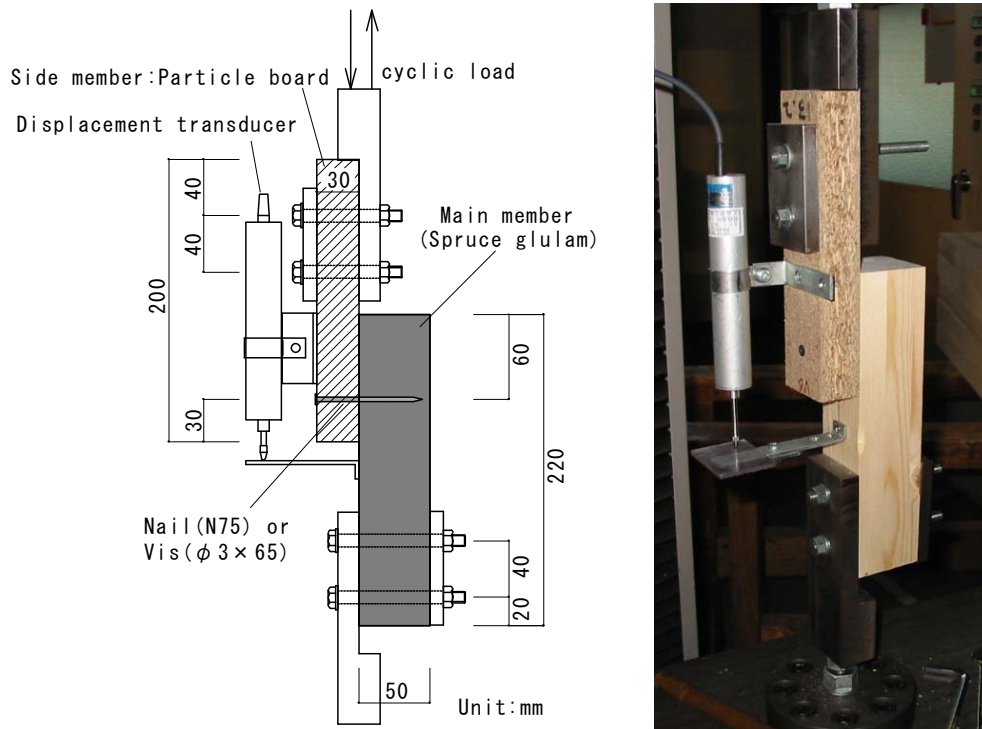


Fig. 4.6. Single shear joint test

4.3.2.2.3 パーティクルボードのせん断弾性係数の測定

面材のせん断弾性係数の測定方法には、Edgewise Shear 法や Two-Rail Shear 法^{88,89)}があるが、ここではプレートせん断試験法^{90,91)}によって測定した。試験方法を Fig. 4.7 に示す。試験体は、実大試験終了後に取り出した 910×910mm のボードであり、試験体数は 4 体である。加力は 3 点鉛直方向支持 1 点隅角荷重方式とし、重錘によって最大 11kgf(108N) の荷重を与えた。変位の計測は、試験体中央部に 450mm 四方の定盤を載せて行い、4 隅点のうち加力点側の隅点に取り付けた容量 50mm・分解能 1/200mm の電気抵抗式変位計で中心点からの相対変位を計測した。

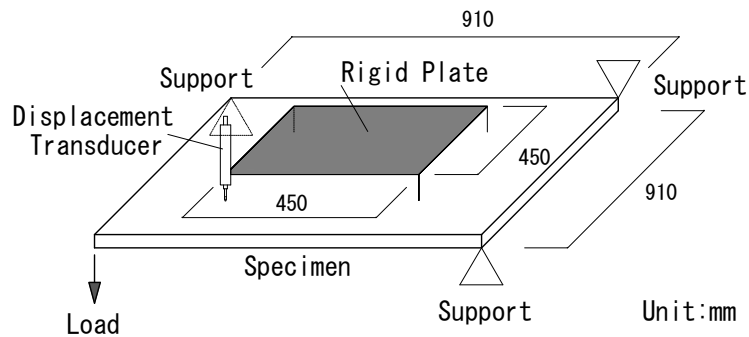


Fig. 4.7 Plate-shear test

4.3.2.3 試験結果

4.3.2.3.1 面内せん断試験の結果

面内せん断試験の結果を Table 4.6 に、せん断荷重－変形角曲線および完全弾塑性モデルを Fig. 4.8 に示す。また試験終了後の様子を Fig. 4.9 に示す。なお 455 タイプでは 1/15rad を終局変形角として扱った。ビス仕様は釘仕様に比べて、最大荷重が

Table 4.6 Results of racking tests.

	P_{\max}	P_y	K	P_u	D_s	$P_u(0.2/D_s)$	$2/3P_{\max}$	$P_{\gamma=1/150}$
N455	5.51	3.68	0.80	4.96	0.221	4.49	3.67	3.98
N910	10.30	6.06	2.51	9.04	0.197	9.18	6.87	8.16
V455	9.06	4.91	0.76	7.75	0.287	5.40	6.04	4.99
V910	11.83	6.15	2.31	9.94	0.256	7.77	7.89	9.04

Legend : P_{\max} : Maximum load (kN) , P_y : Yield load (kN) , K : Initial stiffness(kN/rad), P_u : Ultimate load (kN) , D_s : Structural characteristic factor, $P_{\gamma=1/150}$: Load at 1/150rad (kN)

455 タイプで 1.6 倍，910 タイプで 1.1 倍と向上しているが，逆に靱性は低下していた。

試験終了後の様子を Fig. 4.9 に示す。破壊形態に着目すると，釘仕様のものは釘の引き抜けが主要な破壊要因であり，一部ボードの破壊が認められたものの釘の破断やパンチングアウトは認められず，高い靱性が得られた。これに対してビス仕様のものは，ビスの引き抜けが生じず最大荷重が大きかったために，ビスの破断やパンチングアウト，ボード隅角部の破壊が多く発生し，比較的靱性の低い結果となっている。面材の張り方に着目して比較すると，釘仕様の場合は 910 タイプでは 455 タイプに比べて最大荷重は約 2 倍，初期剛性は約 3 倍の性能が得られたが，ビス仕様では初期剛性は約 3 倍であるが最大荷重は 1.3 倍の性能であった。

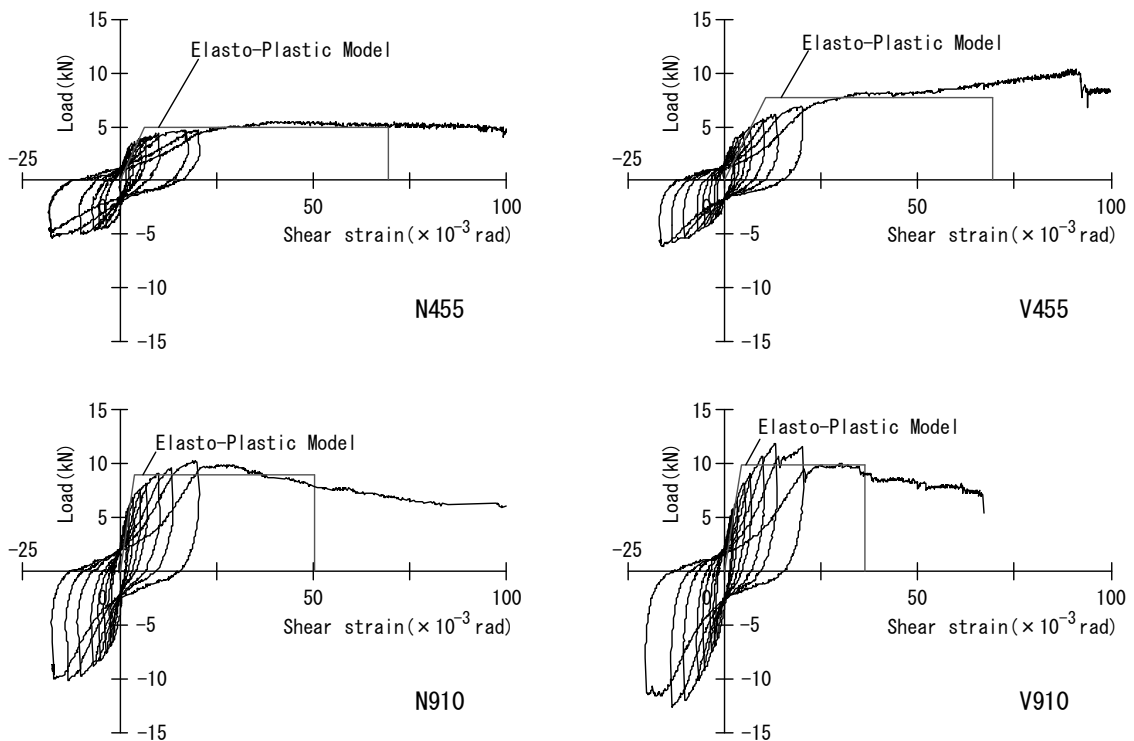


Fig. 4.8 Load – shear strain curves

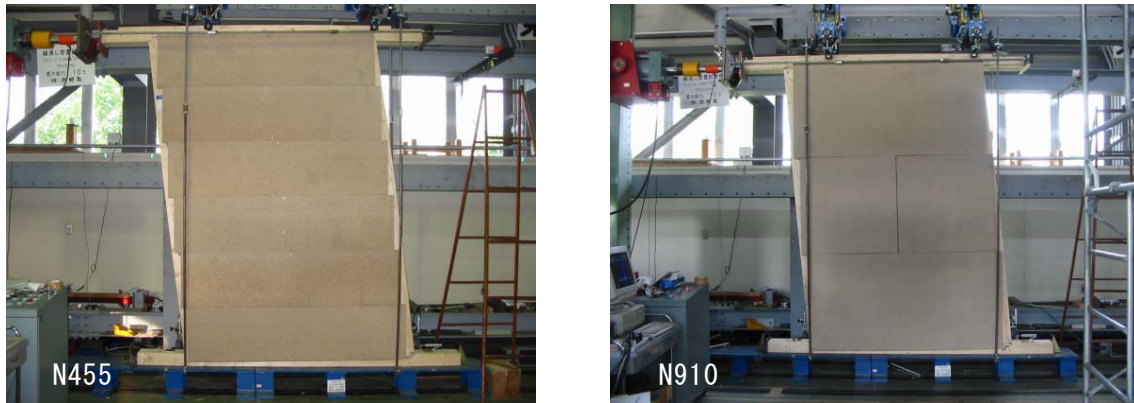


Fig. 4.9 Shear deformation of nailed floor diaphragms.

4.3.2.3.2 接合具の一面せん断性能およびパーティクルボードのせん断弾性係数

接合部の荷重－すべり曲線（包絡処理後）を Fig. 4.10 に示すとともに、完全弾塑性モデルによる評価値を Table 4.7 に示す。釘仕様の破壊形態はすべて引き抜きであった。この試験結果を、加力条件のみが異なる（単調加力）既往の報告⁸³⁾と比較すると、初期剛性はほぼ同じであるが、最大荷重は半分程度であった。この原因として、本試験での主材の密度 0.47g/cm^3 が文献値⁸³⁾の 0.53 に比べて低いことから、釘の引抜耐力⁹²⁾が約 $3/4$ 倍であったためと考えられるが、これに加えて、正負繰り返し加力による主材と側材との間のギャップが増大したことが大きく影響したと考えられる。これに対して、ビス仕様ではこの現象はほとんど発生していなかった。ビス仕様の耐力は釘の 2 倍程度であったが、破壊形態はすべてビスの破断であったため靱性は小さかった。一方、パーティクルボードのせん断弾性係数は平均で 1.45kN/mm^2 （変動係数 5.7%）であり、密度を考慮すると文献値⁸⁹⁾に比べてやや大きい値であった。予備的に測定した 30mm 厚のカラマツ合板（密度 498kg/m^3 ）は 0.54kN/mm^2 であり、13 タイプのパーティクルボードでもせん断弾性係数については厚物合板を上回る性能を有すると考えられる。

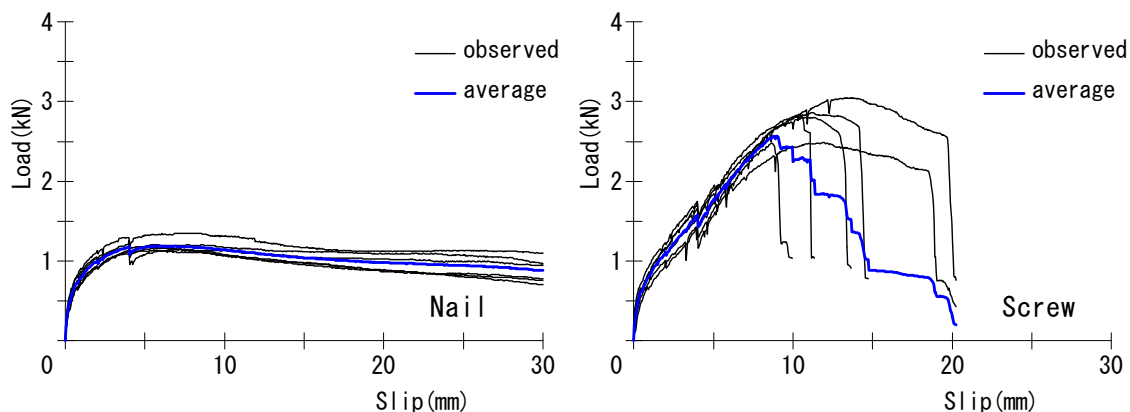


Fig. 4.10. Load – slip curves of single shear joints

Table 4.7 Results of Shear tests of joints.

	n	P_{\max}		P_y		K		P_u		μ	
		Ave.	C.V.	Ave.	C.V.	Ave.	C.V.	Ave.	C.V.	Ave.	C.V.
Nail	6	1.20	0.07	0.67	0.08	1.18	0.15	1.08	0.06	25.9	0.31
Screw	6	2.75	0.06	1.28	0.12	0.48	0.16	2.43	0.08	2.7	0.13

Legend : P_{\max} , P_y , P_u : See Table 4.6.

K : Initial stiffness(kN/mm), μ : Ductility factor.

4.3.2.4 床構面のせん断変形性状の推定

4.3.2.4.1 推定方法

4.2 で示したように、面材を軸組に釘打ちした構面のせん断性能の推定手法は、これまで数多くの理論的・実験的検討がなされている^{49-53,93)}。このうち Tuomi ら⁴⁹⁾は、コーナー部の釘がその対角方向に変位すると仮定し、釘配置が均等な場合に適用可能な簡便な方法として提案している。しかし、本研究のように根太等の受け材を省略している場合は面材の短辺方向にのみ釘が打たれていることから、この仮定が適用可能かどうかについては検証が必要となる。そこで Tuomi の仮定による解析とともに、釘間隔が均等でなくても釘配置が左右上下で対称である場合に成立する神谷の理論⁵¹⁾に基づく解析を行い、両者の推定値と実験値との比較を行った。なお、全体のせん断ひずみ γ は面材のせん断ひずみ (γ_s) と釘接合部のすべりによる枠組のせ

せん断ひずみ (γ_N) とを重ね合わせたものとした。

4.3.2.4.2 面材の配置を考慮した推定式

上記推定式は一枚の面材と軸組材とからなる構面についてのものである。Fig. 4.11のように複数の面材から構成される構面については、上下方向における各層のせん断変形角が等しいと仮定して、前節の式に基づいて各面材ごとに求めたせん断力を以下のように合成し、全体のせん断力 P とした⁵¹⁾。

$$P = \frac{\sum P_i h_i}{\sum h_i} \quad \dots (4.35)$$

455 タイプでは、6枚とも同じ高さかつ同じ釘配置であることから、 P_i はすべて P_1 として一定である。したがって、

$$P = P_1 \quad \dots (4.36)$$

一方 910 タイプでは、構面中段については左右同仕様なので $P_2 = 2P_{2A}$ 、また上下部分同士も同じ仕様であることから $P_1 = P_3$ である。したがって、全体のせん断力は以下のように表される。

$$P = \frac{2(P_1 + P_{2A})}{3} \quad \dots (4.37)$$

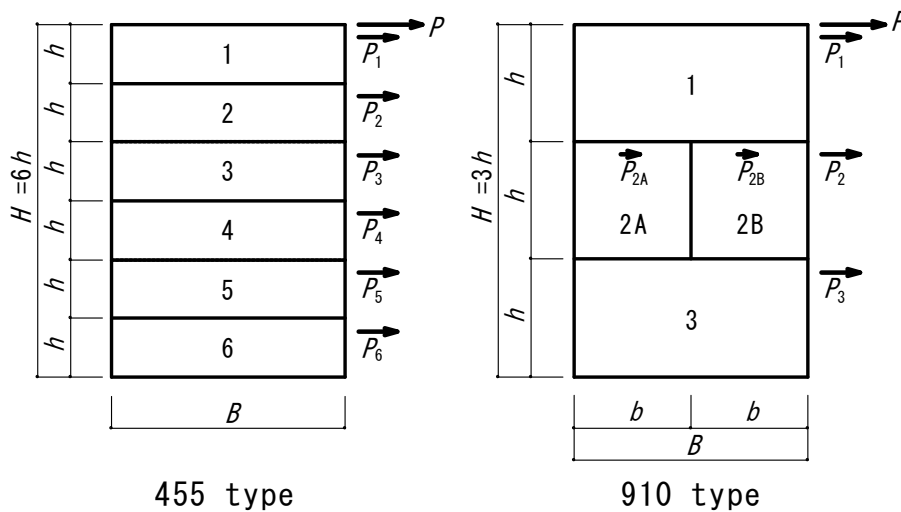


Fig. 4.11 Arrangement of particleboard

4.3.2.4.3 推定結果

4.3.2.4.3.1 単一面材での神谷式と Tuomi 式の比較

釘の一面せん断試験結果を用いて神谷式と Tuomi 式に基づいて求めたコーナー釘のすべり量 δ_c 、すべり方向 $\tan \theta = y\delta_c / x\delta_c$ および面材のせん断力 p を 3 種類のボードサイズごとに Table 4.8 に示す。なお神谷式では変形の進行に伴いすべり方向が変化するため、ここでは 1/150rad 時について示した。計算の結果、神谷式によるすべり方向は Tuomi が仮定する対角方向よりも長辺方向にシフトしており、その差は 910×910mm のものがもっとも大きかった。またコーナー釘のすべり量は Tuomi 式のほうが小さいが、全釘のすべり量の総和は Tuomi 式のほうが大きく、このため同じ変形角で比較すると Tuomi 式での面材のせん断力 p は過大に計算されることとなる。このせん断力の差はすべり方向の差が大きいほど増加しており、また Fig. 4.12 に示すように塑性域への移行に伴い大きくなる。

このことから、釘配列が左右上下で対象でない場合は、Tuomi の仮定による推定方法はせん断性能を過大に評価する可能性があることが明らかとなった。

Table 4.8 Comparison of values calculated by Kamiya's theory and Tuomi's theory at 1/150rad.

	455×1820mm			910×1820mm			910×910mm		
	δ_c	$\tan \theta$	p	δ_c	$\tan \theta$	p	δ_c	$\tan \theta$	p
Kamiya	1.46	0.159	3.29	2.75	0.246	5.75	2.36	0.347	3.43
Tuomi	1.46	0.250	3.33	2.68	0.500	6.00	2.12	1.000	4.02

Legend : δ_c : slip of corner nail (mm), θ : slip direction of corner nail, p : load of single particle board(kN)

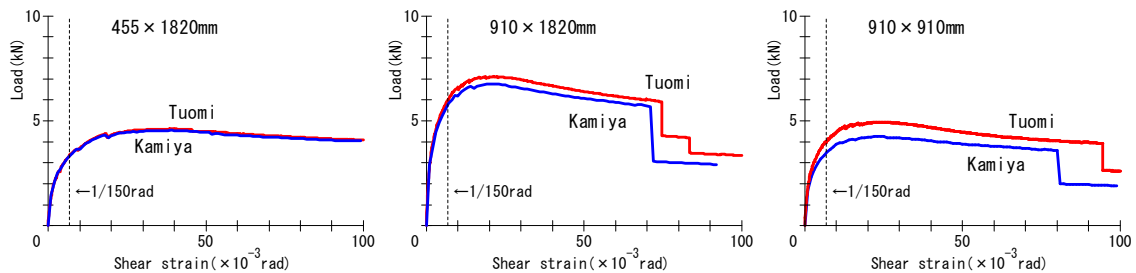


Fig. 4.12 Simulated load – strain curves of single particleboards

4.3.2.4.3.2 実大床構面での推定

神谷式を用いて推定した床構面全体の荷重－変形角曲線を実測値と併せて Fig. 4.13 に示す。また Tuomi 式による推定曲線も同図に併せて示す。N455 については比較的精度よく推定が可能であり、また N910 についても最大荷重がやや低く計算されたものの傾向はおおむね一致した。実験値のほうがやや大きい荷重値となった理由として、接合部実験ではボードと軸材との摩擦を排除したものの実大実験では排除し切れなかったこと、およびボード同士の接触による摩擦の効果が挙げられる。

一方、ビスを用いた場合は釘の場合よりも推定精度は低く、特に V910 は最大荷重の実験値が推定値を大きく下回っていた。この理由として接合部のビスの破断荷重に達する前にパンチングアウトやボードの縁切れが多く発生したことが挙げられる。

これは接合部試験ではボードの端距離を 30mm と十分な距離をとったのに対し、実大試験体では 20mm 程度しか確保されていなかったためである。構造用木質面材の許容マージンは釘径の 6 倍が適当との報告⁸⁷⁾があるが、実大実験はこの条件を満足しているものの、ビスの場合は最大荷重が同径の釘よりも大きいため、より大きなマージンが要求されると考えられる。

面材の張り方で比較すると、455 タイプは 910 タイプに比べてせん断性能が低下することが計算から明らかになり、実験結果とも一致している。釘総本数はほぼ同じであるにも関わらず最大荷重の推定値は 6 割以下となっており、455 タイプは軽量化と可搬性の向上が計られるものの、強度的にはそれほどの効果は発揮されていない。なお γ_s が全体の変形に占める割合は、計算によると 1/150rad 時で 2%以下であることから、構面の変形性能は釘またはビス接合部のせん断変形が支配的であると考えられる。

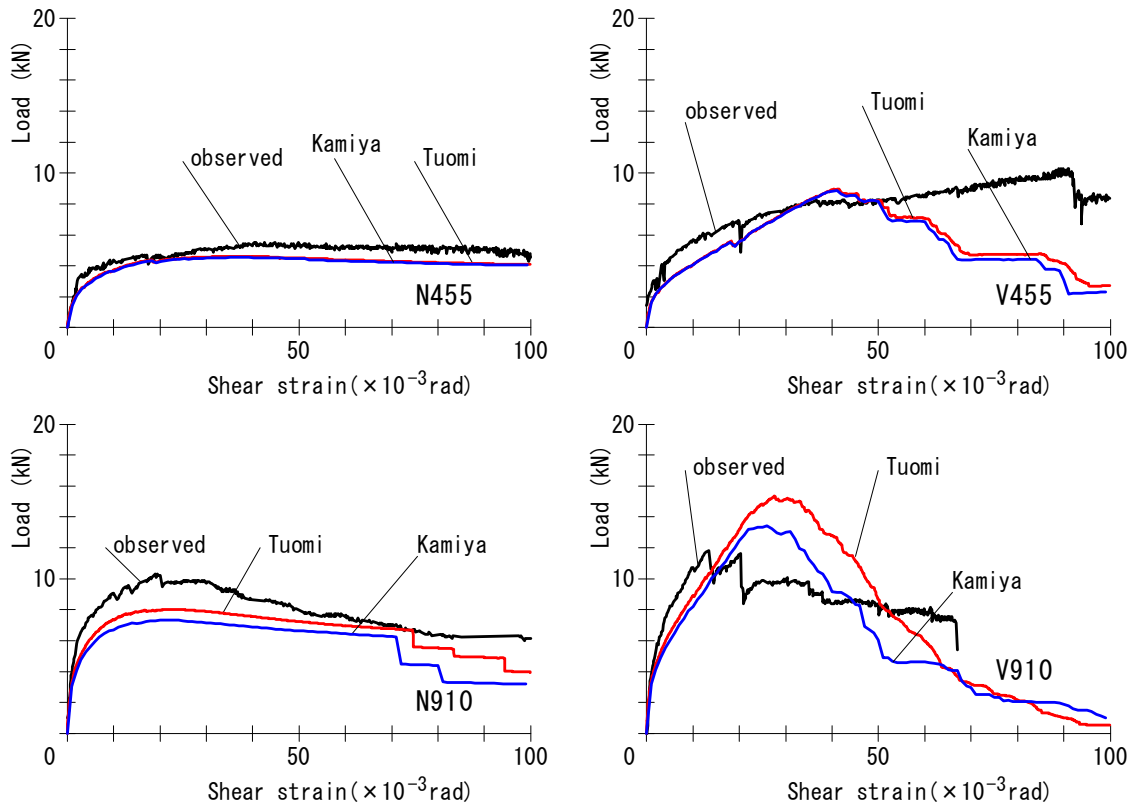


Fig. 4.13 Observed and estimated load –shear strain curves

このように、木質面材料を釘打ちした接合部の荷重－すべり量の関係および木質面材料のせん断弾性係数を実験で求め、既往の研究に基づき、構面のせん断変形挙動の推定を行った結果、釘仕様では終局状態まで実験値とよく一致した。ただし、接合部試験と構面試験とで釘打ちの縁端距離が異なっていると接合部の終局的な挙動が異なる場合があり、その場合の最大耐力以降の推定精度は低下した。

4.3.3 釘配置や面材のせん断性能が構面のせん断性能に及ぼす影響

面材釘打ち構面のせん断性能は、釘のピッチや配置、釘接合性能だけでなく面材自体のせん断性能も影響を及ぼす。そこで、4.2 で示した力の釣合いにより面材の回転方向を決める考え方にに基づき、釘ピッチや面材のせん断弾性係数が変化した場合に面材釘打ち構面のせん断性能にどれだけ影響を及ぼすのかについてシミュレーションを実施した。

対象とした耐力壁は Fig. 4.14 に示すような 900×2700mm のモデルであり、釘は外周部のみにつくものとした。釘ピッチは 300, 150, 100, 50mm とし、面材と釘接合部とが負担する荷重の割合を変化させた。シミュレーションのもととなる釘接合部の荷重-すべり曲線 (Fig. 4.15) には、釘を CN50 (直径 2.87mm, 長さ 50mm)、側材を 9mm 針葉樹合板、主材をエゾマツ製材とした試験データを用いた。

一方、面材のせん断弾性係数 G は、通常の合板の値として $500 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ 、十分に剛である場合を仮定して無限大、劣化によって剛性が低下した場合の値として $250 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ を設定した。

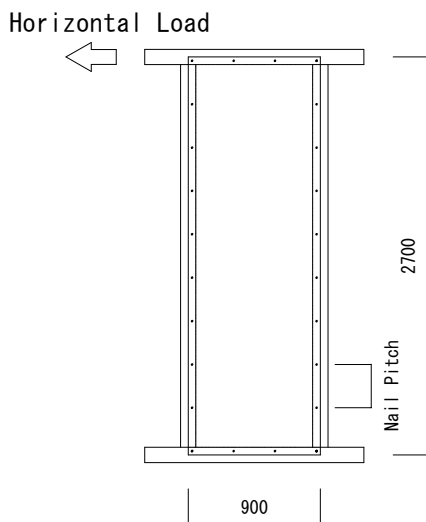


Fig. 4.14 Specification of sheath wall

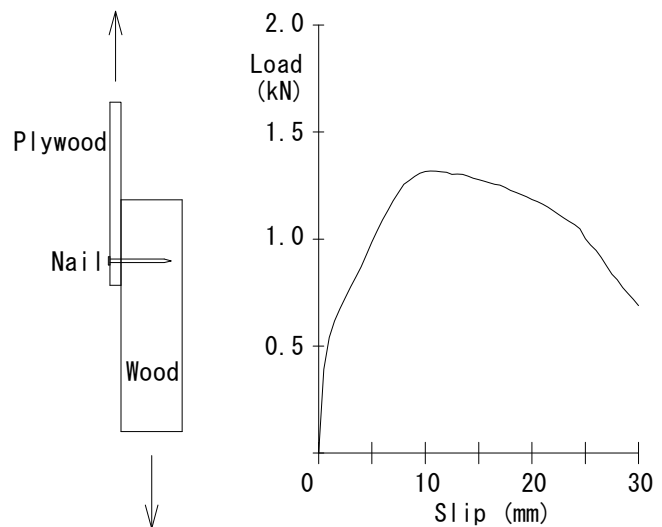


Fig. 4.15 Shearing test of nailed joint and observed load-slip curve

計算の結果を Fig. 4.16 に示す。釘ピッチを小さくする (=釘本数を増やす) ことによって同じ変形角での荷重が大きくなる傾向は明らかであるが、釘ピッチが大きいものでは G の値による差がほとんど認められないのに対して、ピッチが小さくなるにつれて差が大きくなっている。これは、ピッチが大きい場合は、壁のせん断変形のほとんどが釘接合部の変形に占められているが、ピッチを小さくする (釘本数を増やす) ことによって、釘変形の占める割合が小さくなり、その分面材のせん断変形が占める割合が大きくなるためである。壁倍率を試算した結果を Table 4.9 に示す。釘ピッチが 100mm 以上の場合は G が変化しても壁倍率決定因子である降伏耐力は変化しなかったために壁倍率も変化しなかったが、釘ピッチ 50mm の場合のみ、壁倍率決定因子が 1/150rad の荷重値に移行したため、 G が低下した場合の壁倍率は低下していた。

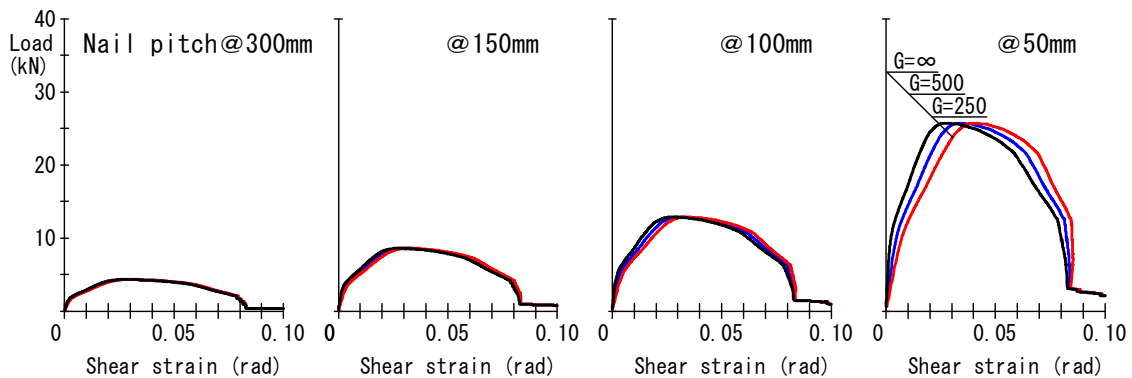


Fig. 4.16 calculated Load-Shear strain curves.

Table 4.9 Simulated racking performance of shear wall.

Nail pitch (mm)	Shear modulus of elasticity of wooden-panel (N/mm ²)	Maximum strength (kN)	Yield strength (kN)	Ultimate strength (kN)	Maximum strength ×2/3 (kN)	Strength at 1/150rad (kN)	Multiplier of shear wall
300	∞	4.3	1.89	3.33	2.88	2.47	1.07
	500	4.3	1.89	3.11	2.88	2.39	1.07
	250	4.3	1.89	2.94	2.88	2.31	1.07
150	∞	8.6	3.76	6.60	5.73	4.89	2.13
	500	8.6	3.76	5.81	5.73	4.58	2.13
	250	8.6	3.76	5.27	5.73	4.29	2.13
100	∞	12.9	5.62	9.89	8.57	7.32	3.19
	500	12.9	5.62	8.27	8.57	6.64	3.19
	250	12.9	5.63	7.30	8.57	6.02	3.19
50	∞	25.7	11.24	19.76	17.14	14.63	6.37
	500	25.7	11.24	14.58	17.14	12.03	6.37
	250	25.7	11.24	12.24	17.14	9.41	5.33

4.3.4 生物劣化が面材釘打ち構面のせん断性能に及ぼす影響

4.3.4.1 構面全体が一様に腐朽した場合

腐朽によって釘接合部のせん断性能が構面全体で一様に低下した場合を想定して、構面のせん断変形挙動の推定を行った。Fig. 4.17に示すように、腐朽によって釘接合部の性能が健全時の0.5、0.333倍に低下したと仮定し、荷重-すべり曲線をY方向に0.5、0.333を乗じた性能になると仮定した。これらの荷重-すべり曲線を用いて、前節で示した耐力壁の仕様のうち釘ピッチ50mmの場合について計算した結果をFig. 4.18およびTable 4.10に示す。これをみると耐力壁の荷重-変形角曲線がそのままの比率で下側へ移動しており、降伏耐力および壁倍率も比率に応じて低下している。このように、釘接合部の性能の変化は、釘配置に関わらず、壁全体の性能に直接的に影響を及ぼすことが確認できる。

したがって、仮に釘接合が構面全体で一様に性能低下した場合は、構面のせん断性能も釘接合の性能低下と同じ比率で低下すると考えられる。

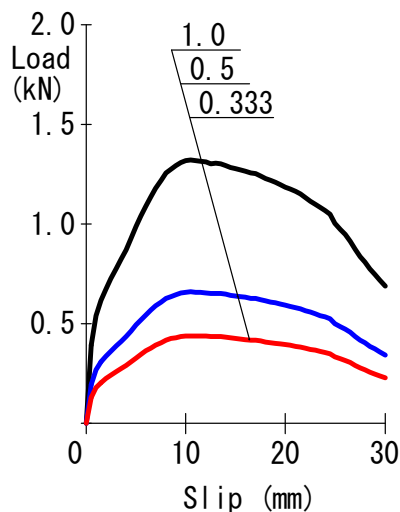


Fig. 4.17 Load-slip curves of nailed joints.

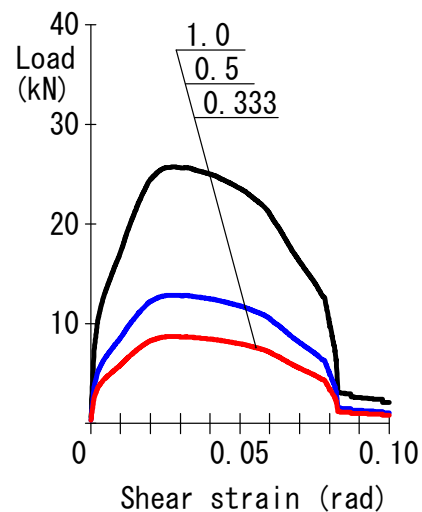


Fig. 4.18 Load-shear strain curves of shear walls nailed joints.

Table.4.10 Racking performance of shear walls.

reduction ratio	Maximum strength (kN)	Yield strength (kN)	Maximum strength $\times 2/3$ (kN)	Strength at 1/150rad (kN)	Multiplier of shear wall
control	20.60 (1.00)	8.99 (1.00)	13.71 (1.00)	11.70 (1.00)	5.10 (1.00)
0.5	10.30 (0.50)	4.50 (0.50)	6.86 (0.50)	5.85 (0.50)	2.55 (0.50)
0.333	6.87 (0.33)	3.00 (0.33)	4.57 (0.33)	3.90 (0.33)	1.70 (0.33)

Note: each value in parenthesis is ratio to value of control.

4.3.4.2 構面の一部に生物劣化が発生した場合

前節では、構面全体が一様に腐朽した場合を想定して解析を行ったが、実際の構造物では構面が一様に腐朽するとは考え難く、一般には土台や柱脚部での腐朽が観察されることが多い。そこで 4.2.3 で示した解析手法を用いて、面材張り耐力壁に部分的に生物劣化が生じた場合の耐力低下について試算を行った。ただし柱頭柱脚の固定はピン接合を維持したままと仮定して解析を行った。

生物劣化が生じていない健全なものをコントロールとして、劣化が生じた度合いを以下の 5 段階設定した。

レベル 1：土台材に打たれた接合部が劣化

レベル 2：土台材および柱脚の下側 30cm が劣化

レベル 3：土台材の釘が無効かつ柱脚の下側 60cm が劣化

レベル 4：土台材および片側柱脚の下側 60cm が無効

レベル 5：土台材および両柱脚の 90cm が無効

対象とした耐力壁の仕様を Fig. 4.19 に示す。

シミュレーションに用いた釘接合部の荷重-すべり量の関係は、第 3 章で実施した実験で得られたデータを用いた。健全な接合部についてはコントロール材でのデータ ($P_{max}=1.43$, $P_y=0.73kN$) を、劣化した接合部については、オオウズラタケで

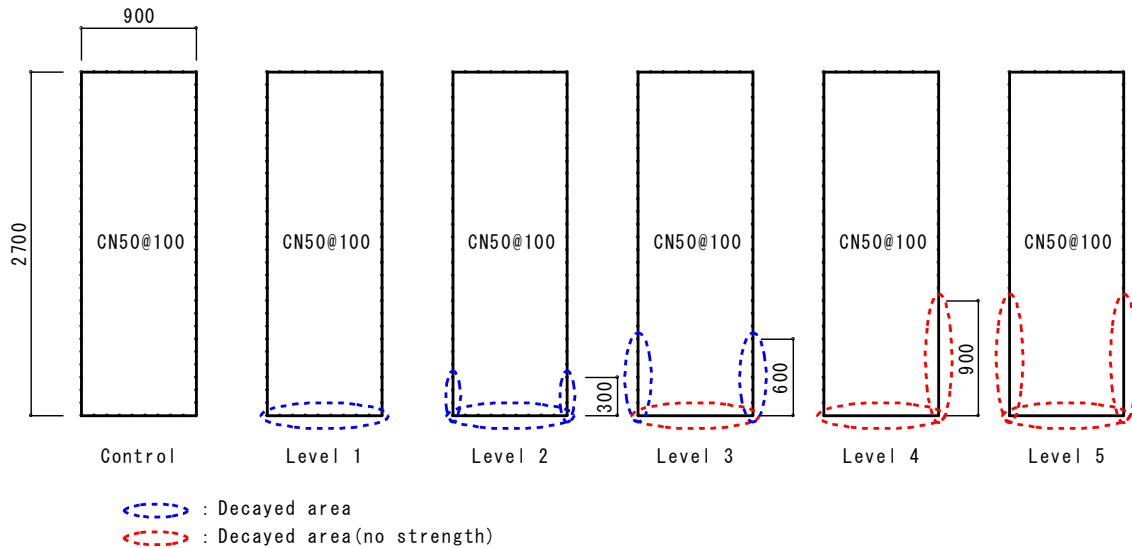


Fig. 4.19 Specification of shear wall model.

90日間腐朽させた場合のデータ ($P_{max}=0.40$, $P_y=0.23$) を用いて, Fig. 4.20 に示すような, 1mm までは 0.1mm 刻み, 5mm までは 1mm 刻み, それ以降は 5mm 刻みで作製した骨格曲線を用いた。さらに腐朽が進行して釘接合性能が全く失われた部分については, そこに釘が打たれていないものとして解析を進めた。

なお, ここでは面材自体のせん断変形を加味せずに比較を行った。

シミュレーション結果を Fig. 4.21 に示す。また完全弾塑性モデル化によって評価した降伏耐力等を Table 4.11 に示す。Fig. 4.21 を見ると, 腐朽が激しくなるに連れて, 同じ変形角で比較した時の耐力は小さくなる傾向が見て取れる。また耐力壁として

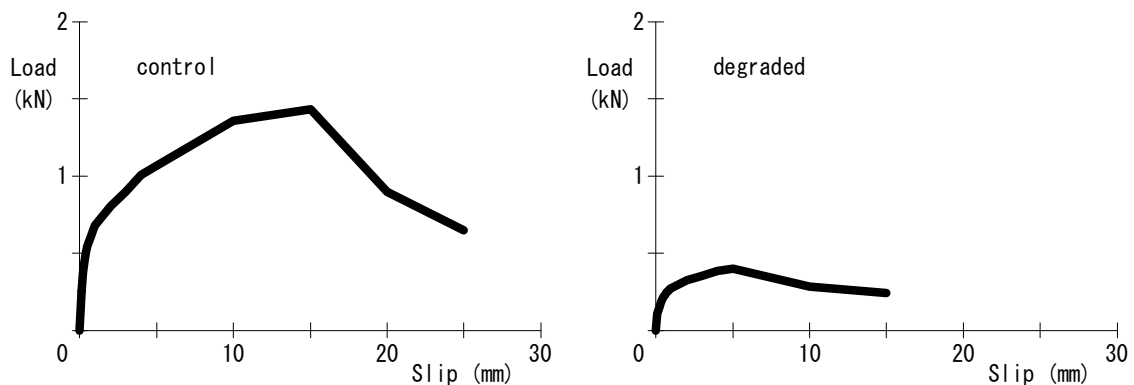


Fig. 4.20 Load-Slip curves of nailed joint with plywood.

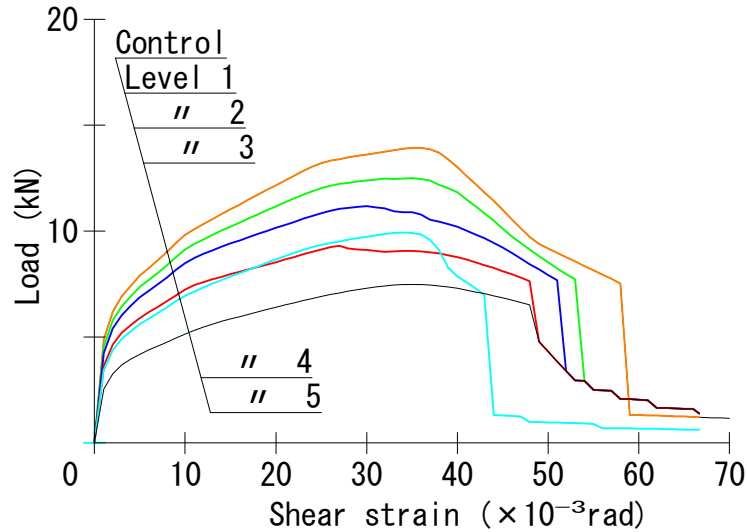


Fig. 4.21 Simulated load-shear strain curves

の評価値である壁倍率も低下する傾向が認められた。なお壁倍率はいずれも P_y によって決定されていた。

また、変形角が $1/30\text{rad}$ 時の回転中心の位置と端部の釘の座標変位量を Fig. 4.22 に示す。このように、土台近傍が腐朽することによって、回転中心は上側に移動するとともに、釘のすべり量は下側のほうが大きくなる傾向が確認された。

また筋かい壁の場合と比較すると、土台側の接合部の剛性・耐力低下が壁全体の性能に及ぼす影響は、面材壁よりも筋かい壁のほうが大きいと考えられる。

Table 4.11 Result of simulation

	P_{\max}	P_y	K	P_u	D_s	$P_u(0.2/D_s)$	$2/3P_{\max}$	$P_{\gamma=1/150}$	N	R
Control	13.90	7.00	2.17	12.10	0.259	9.34	9.27	8.50	3.92	1.00
Degraded level	1	12.50	6.40	2.17	11.00	0.243	9.05	8.33	7.90	0.91
	2	11.20	5.90	2.12	9.90	0.231	8.57	7.47	7.40	0.84
	3	9.30	5.00	1.90	8.30	0.218	7.61	6.20	6.40	0.71
	4	9.90	5.00	1.58	8.60	0.271	6.35	6.60	6.10	0.71
	5	7.50	3.80	1.16	6.60	0.249	5.30	5.00	4.50	0.54

P_{\max} : Maximum strength (kN), P_y : Yield strength (kN), K : Initial stiffness (kN/rad), P_u : Ultimate strength (kN), D_s : Structural factor ($=1/\sqrt{2\mu-1}$), μ : Plasticity factor, $P_{\gamma=1/150}$: strength at $1/150\text{rad}$ (kN), N : Shear wall multiplier, R :

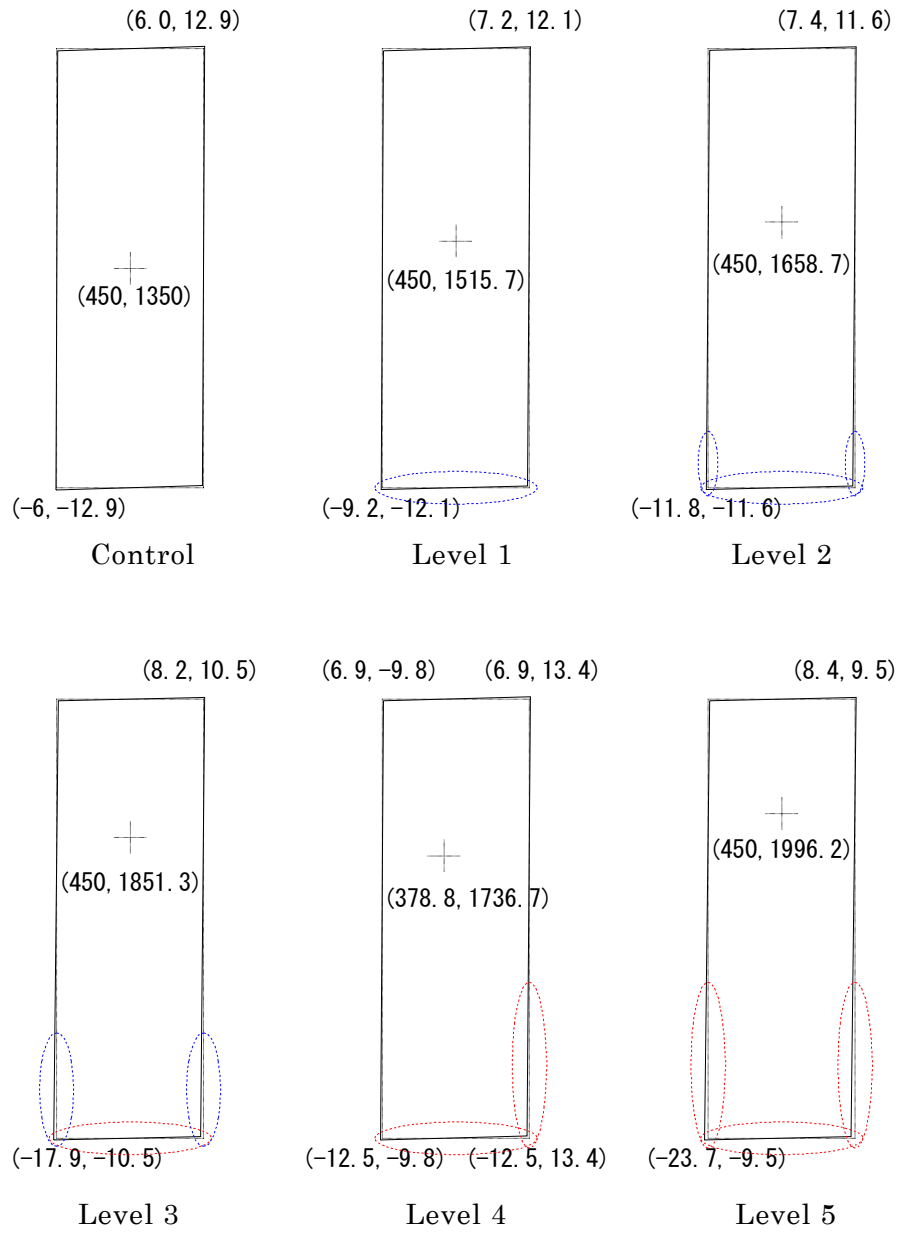


Fig. 4.22 Center position of rotation and slip of corner nails at 1/30rad.

4.4 小括

第 4 章では、生物劣化が耐力構面のせん断性能に及ぼす影響を検討することを目的として、筋かい耐力壁および面材釘打ち構面を対象として検討を行った。

筋かい耐力壁の場合、筋かいの負担する軸力の方向によって傾向が異なっていた。圧縮筋かいの場合は、健全時には筋かいの座屈によって耐力は決定されていたが、生物劣化が生じたときは柱脚引き抜きによって耐力は決定された。一方、引張筋かいの場合は、健全時、腐朽時ともに柱脚引き抜きによって決定されていた。また耐力の低下率は、接合部の劣化率と同じ比率であった。これに対して、水平剛性は圧縮筋かい、引張筋かいとも劣化による剛性残存率はほぼ同じ値を示した。ただし耐力の低下傾向と異なり、土台側の接合部剛性が 50%に低下しても、筋かい壁としての水平剛性は 50%までは低下せず、このモデルの場合は 75%の低下率となった。なお筋かい壁はトラス構造であることから接合部耐力の低下は致命的であり、十分に余裕を持たせた接合部設計が必要であると考えられる。

面材釘打ち構面の場合、すべての釘接合部が同じすべり特性を有すると仮定して構面のせん断変形挙動を推定する従来の手法の妥当性を、パーティクルボードを釘打ちした床構面の面内せん断試験によって検証した。この結果を踏まえて、釘打ちの間隔や釘接合部のせん断性能または木質面材料の面内せん断剛性を変えた場合のせん断変形挙動のシミュレーションを行った結果、一般的な仕様では木質面材料の面内せん断剛性の変化によってはそれほど壁の変形性状は影響を受けず、釘ピッチや釘接合部のせん断性能のほうが大きく影響を及ぼすという解析結果が得られた。

さらに本章では、上述した理論を拡張し、異なるすべり特性を有する釘接合が混在する場合の耐力推定手法を導いた。この手法を用いて、900×2700mm の面材張り耐力壁を対象に、釘接合せん断性能が部分的に低下もしくは完全に性能が失われたとしてシミュレーションを行った。その結果、土台材および両柱脚部の 90cm の範囲

が腐朽した場合、柱頭柱脚の接合がピン接合を維持したままであったと仮定しても、壁倍率は健全な場合の半分程度にまで低下することが示された。筋かい耐力壁と面材釘打ち耐力壁とを比較すると、腐朽による釘接合部の性能低下が構面のせん断性能に及ぼす影響は筋かい耐力壁のほうが大きいと判断された。

なお、一般に枠組壁工法で使用される 204, 206 材などのディメンションランバーは厚さが 38mm であり、在来軸組構法で使用される部材に比べて断面寸法が小さいため、腐朽による釘接合部の強度低下は枠組壁工法のほうが大きいと予想される。しかし一方で、枠組壁工法は複数本のスタッドで面材釘打ち耐力壁が構成されるため在来軸組構法よりもマルチプル効果が大きく、一部のスタッドが腐朽しても他のスタッドが荷重を再分担し、耐力を維持することが可能であると考えられる⁹⁵⁾。これらのことから、面材釘打ち壁については在来軸組構法と枠組壁工法とで耐朽性に大きな差はないのではないかと考えられる。

第 5 章 生物劣化が木質構造物の耐震性能に及ぼす影響

5.1 はじめに

木造住宅に腐朽が発生した場合、その腐朽の度合いや発生範囲に目が向けられがちだが、建物の耐震性能を考える上では腐朽が建物のどの位置で発生したのかという情報がより重要である。発生場所によって建物全体に及ぼす影響は異なり、また耐震補強の要不要や目標補強レベルの判断にも影響を及ぼす。

例えば柱と土台を繋ぐ接合部に腐朽が発生した場合、その柱が非耐力壁に取り付いている場合は耐震性能にはほとんど影響を及ぼさないと考えられるが、高耐力な仕様の壁に取り付いている場合は地震時に大きな軸力を負担するため、建物全体の耐震性能の低下に直結する。また外周部であれば、耐力壁の配置のバランスが失われて建物全体がねじれやすくなる危険性もある。

数十年にわたって構造躯体に劣化が生じない状態を保ち続けることは現実には困難であり、万が一腐朽が発生した場合にどの程度耐震性能が低下するのかを知っておくことは耐震診断や耐震補強をすすめる上で非常に重要である。そのためには、部材や接合部、耐力壁といった耐力要素から、実際の住宅へと対象を拡大した検討が必要となる。

そこで第 5 章では、これまで検討してきた釘接合部や面材釘打ち構面の生物劣化と耐力との関係を用いて、生物劣化が木質構造物全体の耐震性能にどのように影響を及ぼすかを検討するために、2 階建て木造住宅のモデルプランを対象に、壁量計算による初期設計を行うとともに、耐力壁および柱脚接合部の耐力が腐朽によって低下した場合の残存耐力評価を行った。また長期優良住宅のように耐震等級を高めて設計された場合についても同様に検証し比較することによって、生物劣化が生じた後に必要最小限の性能を有するのに必要な初期設計時の耐震性能について検討した。

5.2 モデルプランの概要

モデルプランでは総 2 階建ての木造住宅を対象とした⁹⁵⁾。各階の平面図を Fig. 5.1 に示す。

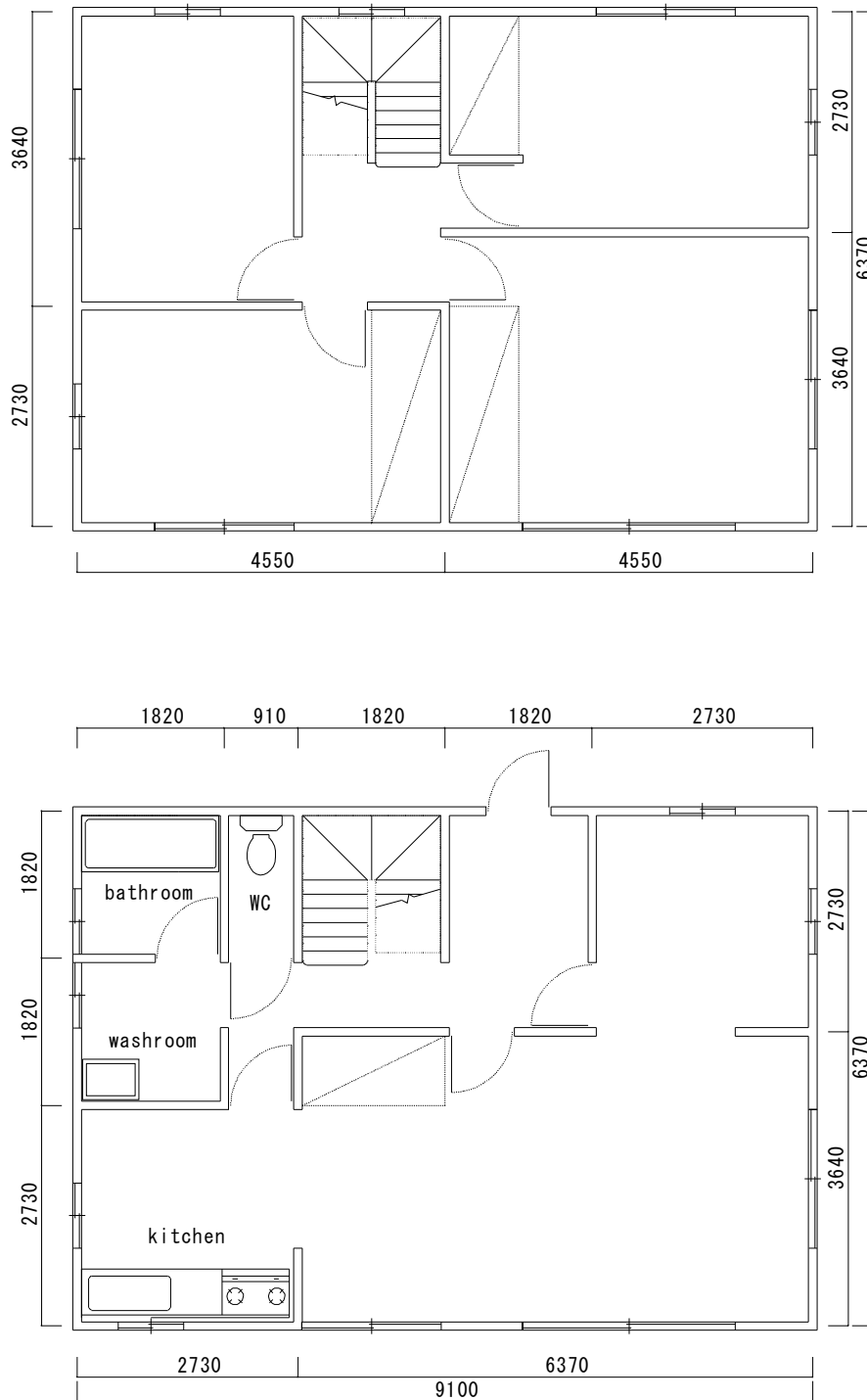


Fig. 5.1 Floor plan.

5.3 壁量計算による初期設計

5.3.1 地震に対する必要壁量

2階建て以下、延べ床面積 500m²以下の木造住宅では、建築基準法施行令 46 条に基づき、壁量計算と呼ばれる簡易な確認計算を行うことによって設計することが可能である。地震力に対する必要壁量は、床面積に係数を乗じて求められるが、その係数は建物の階数や該当する階、さらには屋根が重いか軽いかに応じて定められている。

しかし施行令では積雪荷重による割り増しがないため、多雪地域では基準法に則っただけでは安全が確保されているとはいいがたい⁹⁶⁾。

これに対して、枠組壁工法に関しては国土交通省告示⁹⁷⁾により、多雪区域での壁率が一般地域（垂直最深積雪量 1m 以内）とは別に定められており、積雪荷重を考慮されている（一般地域の壁率は建築基準法と等しい）。また平成 11 年に施行された「住宅の品質確保の促進等に関する法律」⁹⁸⁾（以下、品確法）の性能表示でも、積雪荷重が考慮されている。品確法の性能表示は住宅の諸性能を等級で示しており、構造安定に関する表示項目のうち耐震等級については、構造躯体の倒壊防止・損傷防止の性能に対して等級 1～3 が設定されている。ここで等級 1 は建築基準法レベル、等級 2 はその 1.25 倍、等級 3 は 1.5 倍の外力レベルに対して設計されているものが該当する。なお長期優良住宅⁹⁹⁾で必要とする耐震性能は品確法の耐震等級 2 とされている。参考までに Table 5.1 に積雪量に応じた等級ごとの必要壁量を求めるための係数を示す。

以上の現状を鑑み、この先の考察をすすめるために、まず積雪荷重が考慮されて

Table 5.1 Required shear wall length for seismic force (cm/m²)

	specification of roof	little snow fall region		heavy snow fall region			
		grade 2	grade 2	grade 2		grade 3	
				1m	2m	1m	2m
1st floor of 2-story	light	45×K ₁ ×Z	54×K ₁ ×Z	(45×K ₁ +16) Z	(45×K ₁ +32) Z	(54×K ₁ +20) Z	(54×K ₁ +39) Z
	heavy	58×K ₁ ×Z	69×K ₁ ×Z	(58×K ₁ +16) Z	(58×K ₁ +32) Z	(69×K ₁ +20) Z	(69×K ₁ +39) Z
2nd floor of 2-story	light	18×K ₂ ×Z	22×K ₂ ×Z	34×K ₂ ×Z	50×K ₂ ×Z	41×K ₂ ×Z	60×K ₂ ×Z
	heavy	25×K ₂ ×Z	30×K ₂ ×Z	41×K ₂ ×Z	57×K ₂ ×Z	50×K ₂ ×Z	69×K ₂ ×Z

K₁=0.4+0.6R_f , K₂=1.3+0.07/R_f , R_f=2nd floor area/1st floor area,
Z: coefficient of regional difference for earthquake (Sapporo 0.9, Aasahikawa 0.8)

いる品確法の耐震等級 2, 3 及び等級 2 に対応する必要壁量係数を 1.25 で除することによって, 積雪地の基準法レベルに相当する等級 1 での必要壁量係数を換算するとともに, 各等級の必要壁量係数と基準法および枠組壁工法告示で示されている必要壁量係数との比較を行った。必要壁量係数を算出する際の条件として, 地震力係数を 0.9 (札幌), 屋根の重量は軽い仕様として設定した。一般地域および多雪地域 (積雪量は 1, 1.5, 2m) ごとの計算結果を Table 5.2 に示す。

Table 5.2 Comparison of multiplier for floor area against to seismic force (for light weight roof).

region	grade	multiplier for floor area against to earthquake		
		one-story	two-story	
			1st floor	2nd floor
general region	HQAA grade 3	19.8	49.5	27.1
	" 2	16.2	40.5	22.2
	" 1	13.0	32.4	17.8
	2×4	11	29	15
	BSA	11	29	15
heavy snow fall region (1m)	HQAA grade 3	36.9	66.6	50.6
	" 2	30.6	54.9	41.9
	" 1	24.5	43.9	33.5
	2×4	25	43	33
heavy snow fall region (1.5m)	HQAA grade 3	45.5	75.2	62.3
	" 2	37.8	62.1	51.8
	" 1	30.2	49.7	41.4
	2×4	32	50	42
heavy snow fall region (2m)	HQAA grade 3	54.0	83.7	74.0
	" 2	45.0	69.3	61.7
	" 1	36.0	55.4	49.3
	2×4	39	57	51

Note:

HQAA : Housing Quality Assurance Act.

2×4 : Notification of Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism about for two-by-four construction.

BSA : Building Standards Act.

換算した等級 1 での必要壁量係数と枠組壁工法での必要壁量係数とを比較すると、積雪が 1.5m であれば両者はほぼ一致するが、それより積雪が少なければ等級 1 のほうが多く、逆に積雪が 2m になると等級 1 のほうが少なくなることが示された。

これらの検討結果を踏まえて、今後の考察では品確法の各等級に要求される性能をもとに初期設計を行うこととした。

まず品確法の等級ごとに地震力に対する必要壁量を計算した結果を Table 5.3 に示す。計算にあたり、本モデルプランでの床面積は 1,2 階とも $9.10 \times 6.37 = 57.97 \text{ m}^2$ とした。

Table 5.3 Required shear wall length for seismic force.

grade	floor	multiplier	floor area (m^2)	cm to meter	shear wall length (m)
1	1st floor	47.4	57.97	0.01	27.5
	2nd floor	38.3			22.2
2	1st floor	59.2	57.97	0.01	34.3
	2nd floor	47.8			27.7
3	1st floor	71.7	57.97	0.01	41.6
	2nd floor	57.6			33.4

5.3.2 風圧力に対する必要壁量

風圧力については、品確法の耐風等級では建築基準法を満足した程度を等級 1 とし、その 1.2 倍の性能を満たすものを等級 2 としている。ただし耐震等級と異なり等級 3 は設定されていない。長期優良住宅では耐震等級と同様に耐風等級についても等級 2 を要求している。Fig. 5.2 に建物の見付面積を、Table 5.4 に等級 1 および 2 の風圧力に対する必要壁量を示す。

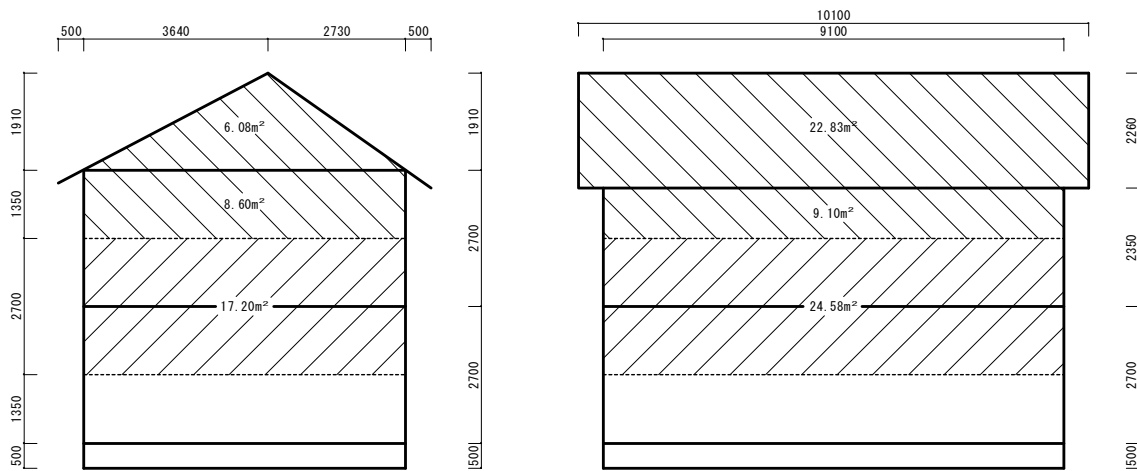


Fig. 5.2 Projective area

Table 5.3 Required shear wall length for wind force.

grade	direction	floor	area (m ²)	multiplier (cm/m ²)	cm to meter (m/m ²)	required wall length (m)
1	X	2nd	14.68	× 50	× 0.01	= 7.34
		1st	31.88			= 15.94
	Y	2nd	31.93			= 15.97
		1st	56.51			= 28.26
2	X	2nd	14.68	× 60	× 0.01	= 8.81
		1st	31.88			= 19.13
	Y	2nd	31.93			= 19.16
		1st	56.51			= 33.91

5.4 品確法の等級 1（基準法レベル）に対応する壁量設計

5.4.1 耐力壁の仕様と壁倍率

まず、品確法の等級 1 に対応するよう壁量設計による初期設計を行った。本モデルプランでは、外壁に構造用合板(厚さ 9mm)と石こうボード(同 12.5mm)を併用し、内壁には石こうボードを両面張りで使用した耐力壁の仕様とした。それぞれの釘打ち仕様と壁倍率を Table 5.4 に示す。なお品確法の性能表示においては準耐力壁も加味して評価することが可能であるが、本考察では耐力壁のみを対象として設計を行った。

Table 5.4 Specification of shear wall and shear wall multiplier.

wall	board	nailing specification	shear wall multiplier	
				total
outer wall	plywood (t=9mm, single face)	N50@150 to column, stud and beam	2.5	3.5
	gypsum board (t=12.5mm, single face)	GNF40 or GNC40@150 to column, stud and beam	1.0	
inner wall	gypsum board (t=12.5mm, double face)	same as above	2.0	2.0

5.4.2 存在壁量の算定と検証

Fig. 5.3 に初期設計時の耐力壁の配置を示す。また Table 5.5 に存在壁量の算定値を、Table 5.6 に存在壁量と各等級の必要壁量とを比較した結果を示す。

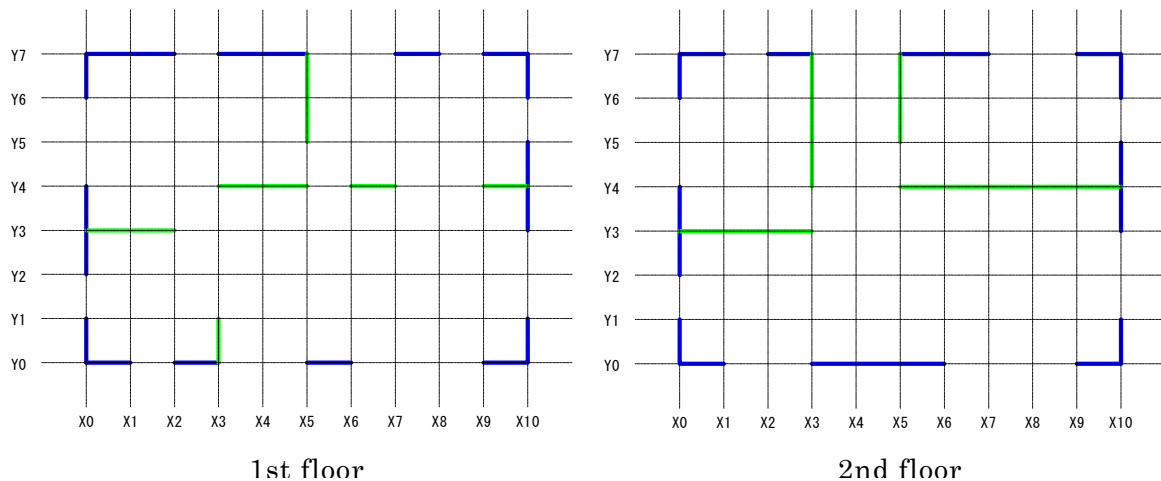


Fig. 5.3 Placement of shear walls for HQAA grade 1.

Legend : —: 3.5 of shear wall multiplier, —: 2.0

Table 5.5 Existing shear wall length.

direction	floor	multiplier	length		
X	2nd floor	3.5	×	10.92	m = 38.2 m
		2.0	×	5.46	m = 10.9 m
	total of shear wall length				49.1 m
	1st floor	3.5	×	9.10	m = 31.9 m
2.0		×	5.46	m = 10.9 m	
total of shear wall length				42.8 m	
Y	2nd floor	3.5	×	7.28	m = 25.5 m
		2.0	×	7.28	m = 14.6 m
	total of shear wall length				40.0 m
	1st floor	3.5	×	7.28	m = 25.5 m
2.0		×	2.73	m = 5.5 m	
total of shear wall length				30.9 m	

Table 5.6 Comparison of existing shear wall length and required shear wall length of each grade.

direction	floor	existing shear wall length (m)		grade 1		grade 2		grade 3	
				required shear wall length(m)	judgement	required shear wall length(m)	judgement	required shear wall length(m)	judgement
X	2	49.1	earthquake wind	22.2 7.3	OK	27.7 8.8	OK	33.4 -	OK
	1	42.8	earthquake wind	27.5 15.9	OK	34.3 19.1	OK	41.6 -	OK
Y	2	40.0	earthquake wind	22.2 16.0	OK	27.7 19.2	OK	33.4 -	OK
	1	30.9	earthquake wind	27.5 28.3	OK	34.3 33.9	NG	41.6 -	NG

計算で示されたように、本モデルプランは品確法の等級 1 を満足するが、1 階 Y 方向の壁量不足のため等級 2 には至らない性能として初期設計されていることが確認された。

5.4.3 壁配置のバランスの検証

壁配置の釣り合いの良否を評価する指標として、重心と剛心の位置から計算される偏心率がある。建築基準法では、木造住宅の場合は偏心率を 0.3 以下にすることが求められているが計算がやや複雑なため、簡易的な評価方法である「四分割法」も

同法で定められている。ここでは両方の方法で評価を行った。なお品確法においては基準法を満足することが求められている。

5.4.3.1 四分割法

Table 5.7 に、4 分割法で必要とされる壁量を示す。また Table.5.8 に存在する壁量を示す。

Table 5.7 Required shear wall length by four-division method

direction	floor	end part	floor area (m ²)	multiplier (cm/m ²)	cm to meter (m/m ²)	required shea wall length (m)
X	2	north side	14.49 ×	38.27 ×	0.01	= 5.55
		south side	14.49 ×			= 5.55
	1	north side	14.49 ×	47.38 ×	0.01	= 6.87
		south side	14.49 ×			= 6.87
Y	2	west side	14.49 ×	38.27 ×	0.01	= 5.55
		east side	14.49 ×			= 5.55
	1	west side	14.49 ×	47.38 ×	0.01	= 6.87
		east side	14.49 ×			= 6.87

Table 5.8 Existing shear wall length calculated by four-division method.

direction	floor	end part	multiplier	length	shear wall length	
X	2	north side	3.5 ×	3.64 m =	12.7 m	
			2.0 ×	0.9 m =	1.8 m	
		total of existing shear wall length		14.6 m		
		south side	3.5 ×	3.64 m =	12.7 m	
	2.0 ×		0.9 m =	1.8 m		
	total of existing shear wall length		14.6 m			
	1	north side	3.5 ×	3.64 m =	12.7 m	
			2.0 ×	0.9 m =	1.8 m	
total of existing shear wall length		14.6 m				
south side		3.5 ×	3.6 m =	12.7 m		
	2.0 ×	0.9 m =	1.8 m			
total of existing shear wall length		14.6 m				
Y	2	west side	3.5 ×	3.6 m =	12.7 m	
			2.0 ×	0.9 m =	1.8 m	
		total of existing shear wall length		14.6 m		
		east side	3.5 ×	3.64 m =	12.7 m	
	2.0 ×		0.9 m =	1.8 m		
	total of existing shear wall length		14.6 m			
	1	west side	3.5 ×	3.64 m =	12.7 m	
			2.0 ×	0.9 m =	1.8 m	
total of existing shear wall length		14.6 m				
east side		3.5 ×	3.6 m =	12.7 m		
	2.0 ×	0.9 m =	1.8 m			
total of existing shear wall length		14.6 m				

4分割法では、(側端部分の存在壁量÷側端部分の必要壁量)で計算される壁量充足率が1.0を上回っているかどうかを確認する。Table 5.9に存在壁量と必要壁量とを比較した結果を示す。

Table 5.9 Fill rate of shear wall length of four-division method.

direction	floor	end part	existing shear wall length (m)		required shear wall length (m)	=	fill rate	>	judgement
X	2	north side	14.56	÷	5.55	=	2.63	>	1.0 (O.K.)
		south side	15.93	÷	5.55	=	2.87	>	1.0 (O.K.)
	1	north side	19.11	÷	6.87	=	2.78	>	1.0 (O.K.)
		south side	12.74	÷	6.87	=	1.86	>	1.0 (O.K.)
Y	2	west side	12.74	÷	5.55	=	2.30	>	1.0 (O.K.)
		east side	12.74	÷	5.55	=	2.30	>	1.0 (O.K.)
	1	west side	12.74	÷	6.87	=	1.86	>	1.0 (O.K.)
		east side	12.74	÷	6.87	=	1.86	>	1.0 (O.K.)

いずれも充足率は1.0を上回っており、耐力壁の配置は建築基準法を満たしていることが確認された。

なお、南北のどちらか、または東西のどちらか一方でも1.0を下回っている場合は、(存在壁量÷必要壁量)で求められる壁量充足率が、東西および南北それぞれについて0.5以上2.0以下であることを確認すればOKとなる。

5.4.3.2 偏心率

先述した通り、壁配置の釣り合いの良否は偏心率で評価することが望ましい。一般には簡易法である4分割法での評価が基準を満たしていれば偏心率も0.3以下とも言われているが、壁配置が不整形な場合はこの関係が成り立たないこともあることから、偏心率についても算出した。

まずは剛心Gの座標(G_x , G_y)を以下の式から求める。

$$G_y = \frac{\{(通りごとの耐力要素の合計) \times (X軸からの距離)\}の合計}{その階の耐力要素の剛性の総和} \quad \dots (5.1)$$

$$G_x = \frac{\{(通りごとの耐力要素の合計) \times (Y 軸からの距離)\}の合計}{その階の耐力要素の剛性の総和} \quad \dots (5.2)$$

続いて重心と剛心の距離を X, Y 方向についてそれぞれ求める。なお建物の重心は、正確には鉛直荷重の分布で異なるが、ここでは概略的に図心とする。

$$Y \text{ 座標距離}(e_y) = |\{\text{重心 Y 座標}(O_y) - \text{剛心 Y 座標}(G_y)\}| \quad \dots (5.3)$$

$$X \text{ 座標距離}(e_x) = |\{\text{重心 X 座標}(O_x) - \text{剛心 X 座標}(G_x)\}| \quad \dots (5.4)$$

続いて弾力半径を X, Y 方向についてそれぞれ以下の式から求める

$$X \text{ 方向の弾力半径}(r_{ex}) = \sqrt{\frac{\text{ねじり剛性}}{X \text{ 方向の剛性の和}}} \quad \dots (5.5)$$

$$Y \text{ 方向の弾力半径}(r_{ey}) = \sqrt{\frac{\text{ねじり剛性}}{Y \text{ 方向の剛性の和}}} \quad \dots (5.6)$$

ここで、ねじり剛性は次式で求める。

$$\text{ねじり剛性} = \sum (D_x \cdot Y^2) + \sum (D_y \cdot X^2) \quad \dots (5.7)$$

ここで、

D_x, D_y : 各方向の通り剛性

X, Y : 剛心から D_x, D_y までの距離

偏心率は次の式から計算される。

$$R_{ex} = \frac{e_x(\text{重心と剛心の Y 座標距離})}{r_{ex}(X \text{ 方向の剛性の和})} \quad \dots (5.8)$$

$$R_{ey} = \frac{e_y(\text{重心と剛心の X 座標距離})}{r_{ey}(Y \text{ 方向の剛性の和})} \quad \dots (5.9)$$

Table 5.10 に、各階・各方向の偏心率を示す。

Table 5.10 Eccentricity of shear wall placement.

direction	floor	e (cm)	K_R (kN·cm ²)	r_e (cm)	R_e (-)	judgement
X	2	-24.8	1.71E+07	422	0.02	< 0.3 (OK)
	1	-10.7	1.66E+07	445	0.12	< 0.3 (OK)
Y	2	-9.3	1.71E+07	467	0.05	< 0.3 (OK)
	1	51.3	1.66E+07	523	0.02	< 0.3 (OK)

これより、偏心率においても基準を満足することが確認された。

5.4.4 柱頭柱脚接合部の引抜き力の検証

柱頭柱脚接合部の引抜き力は、N 値計算に基づき以下のように計算される¹⁰⁰⁾。

$$T = N \times H \times 1.96 \quad \dots (5.10)$$

ここで、

T : 引抜き力 (kN), N : N 値, H : 当該階の階高 (m), 1.96: N 値に対応する単位長さ当たりの係数 (kN/m)

平屋建ての柱または 2 階建ての 2 階の柱の N 値は以下の式で計算される。

$$N \geq A1 \times B1 - L \quad \dots (5.11)$$

ここで、

$A1$: 両側の壁倍率の差

$B1$: 周辺の部材による押さえ (曲げ戻し) の効果を表す係数で、出隅の柱においては 0.8, その他の柱においては 0.5 とする

L : 鉛直荷重による押さえの効果を表す係数で、出隅の柱においては 0.4, その他の柱においては 0.6 とする

2 階建ての 1 階の柱の N 値は以下の式で計算される。

$$N \geq A1 \times B1 + A2 \times B2 - L \quad \dots (5.12)$$

ここで、

$A1, B1$: ①に同じ

A2：上階柱の両側の壁倍率の差

B2：出隅の柱においては 0.8，その他の柱においては 0.5 とする

L：出隅の柱においては 1.0，その他の柱においては 1.6 とする

計算にあたり，階高は 1，2 階とも 2.73m とした。

計算結果を Table 5.11 に示す。もっとも大きな引抜き力が発生するのは，1 階の出隅の 4 本の柱であり，N 値は 4.6 であった。Table 5.12 に N 値に対応する引抜き力および接合部仕様を示す。例えば N 値が 4.6 の場合の必要引抜き耐力は 25kN となり，ホールダウン金物 HD-B25 を選択する必要がある。

Table 5.11 Multiplying factor of column base joint.

floor	column position			column of upper floor	maximum shear wall multiplier of attached the column		A1(x)	A1(y)	B1	L	A2(x)	A2(y)	B2	N(x)	N(y)	N	
	X	Y	outside corner: ○ the others: ×		outside corner: ○ the others: × no column: -	X direction											Y direction
	0	0	○		3.5	3.5	3.5	3.5	0.8	0.4	0	0	0	2.4	2.4	2.4	
	1	0	×		3.5	0.0	3.5	0	0.5	0.6	0	0	0	1.15	-0.6	1.15	
	3	0	×		3.5	0.0	3.5	0	0.5	0.6	0	0	0	1.15	-0.6	1.15	
	5	0	×		3.5	2.0	0	2	0.5	0.6	0	0	0	-0.6	0.4	0.4	
	6	0	×		3.5	0.0	3.5	0	0.5	0.6	0	0	0	1.15	-0.6	1.15	
	9	0	×		0.0	0.0	0	0	0.5	0.6	0	0	0	-0.6	-0.6	-0.6	
	10	0	○		0.0	3.5	0	3.5	0.8	0.4	0	0	0	-0.4	2.4	2.4	
	10	1	×		0.0	3.5	0	3.5	0.5	0.6	0	0	0	-0.6	1.15	1.15	
	8	1	×		0.0	0.0	0	0	0.5	0.6	0	0	0	-0.6	-0.6	-0.6	
	0	2	×		0.0	3.5	0	3.5	0.5	0.6	0	0	0	-0.6	1.15	1.15	
	0	3	×		0.0	3.5	0	0	0.5	0.6	0	0	0	-0.6	-0.6	-0.6	
	3	3	×		0.0	0.0	0	0	0.5	0.6	0	0	0	-0.6	-0.6	-0.6	
	5	3	×		0.0	2.0	0	2	0.5	0.6	0	0	0	-0.6	0.4	0.4	
	10	3	×		0.0	3.5	0	3.5	0.5	0.6	0	0	0	-0.6	1.15	1.15	
2nd floor	0	4	×		0.0	3.5	0	3.5	0.5	0.6	0	0	0	-0.6	1.15	1.15	
	3	4	×		0.0	2.0	0	2	0.5	0.6	0	0	0	-0.6	0.4	0.4	
	5	4	×		0.0	0.0	0	0	0.5	0.6	0	0	0	-0.6	-0.6	-0.6	
	10	4	×		0.0	3.5	0	0	0.5	0.6	0	0	0	-0.6	-0.6	-0.6	
	5	5	×		0.0	2.0	0	2	0.5	0.6	0	0	0	-0.6	0.4	0.4	
	10	5	×		0.0	3.5	0	3.5	0.5	0.6	0	0	0	-0.6	1.15	1.15	
	0	6	×		0.0	3.5	0	3.5	0.5	0.6	0	0	0	-0.6	1.15	1.15	
	10	6	×		0.0	3.5	0	3.5	0.5	0.6	0	0	0	-0.6	1.15	1.15	
	0	7	○		0.0	3.5	0	3.5	0.8	0.4	0	0	0	-0.4	2.4	2.4	
	1	7	×		0.0	0.0	0	0	0.5	0.6	0	0	0	-0.6	-0.6	-0.6	
	2	7	×		3.5	0.0	3.5	0	0.5	0.6	0	0	0	1.15	-0.6	1.15	
	3	7	×		3.5	0.0	3.5	0	0.5	0.6	0	0	0	1.15	-0.6	1.15	
	5	7	×		3.5	2.0	3.5	2	0.5	0.6	0	0	0	1.15	0.4	1.15	
	7	7	×		3.5	0.0	3.5	0	0.5	0.6	0	0	0	1.15	-0.6	1.15	
	9	7	×		3.5	0.0	3.5	0	0.5	0.6	0	0	0	1.15	-0.6	1.15	
	10	7	○		3.5	3.5	3.5	3.5	0.8	0.4	0	0	0	2.4	2.4	2.4	
	0	0	○	○	3.5	3.5	3.5	3.5	0.8	1.0	3.5	3.5	0.8	4.6	4.6	4.6	
	1	0	×	×	3.5	0.0	3.5	0	0.5	1.6	3.5	0	0.5	1.9	-1.6	1.9	
	3	0	×	×	3.5	2.0	3.5	2	0.5	1.6	3.5	0	0.5	1.9	-0.6	1.9	
	5	0	×	×	3.5	0.0	3.5	0	0.5	1.6	0	2	0.5	0.15	-0.6	0.15	
	6	0	×	×	3.5	0.0	3.5	0	0.5	1.6	3.5	0	0.5	1.9	-1.6	1.9	
	10	0	○	○	3.5	3.5	3.5	3.5	0.8	1.0	0	3.5	0.8	1.8	4.6	4.6	
	0	1	×	-	0.0	3.5	0	3.5	0.5	1.6	0	0	0	-1.6	0.15	0.15	
	3	1	×	-	0.0	2.0	0	2	0.5	1.6	0	0	0	-1.6	-0.6	-0.6	
	0	2	×	×	0.0	3.5	0	3.5	0.5	1.6	0	3.5	0.5	-1.6	1.9	1.9	
	0	3	×	×	2.0	3.5	2	0	0.5	1.6	0	0	0.5	-0.6	-1.6	-0.6	
	2	3	×	-	2.0	0.0	2	0	0.5	1.6	0	0	0	-0.6	-1.6	-0.6	
	10	3	×	×	0.0	3.5	0	3.5	0.5	1.6	0	3.5	0.5	-1.6	1.9	1.9	
	0	4	×	×	0.0	3.5	0	3.5	0.5	1.6	0	3.5	0.5	-1.6	1.9	1.9	
1st floor	3	4	×	×	2.0	0.0	2	0	0.5	1.6	0	2	0.5	-0.6	-0.6	-0.6	
	6	4	×	-	2.0	0.0	2	0	0.5	1.6	0	0	0	-0.6	-1.6	-0.6	
	7	4	×	-	2.0	0.0	2	0	0.5	1.6	0	0	0	-0.6	-1.6	-0.6	
	9	4	×	-	2.0	0.0	2	0	0.5	1.6	0	0	0	-0.6	-1.6	-0.6	
	3	5	×	-	0.0	0.0	0	0	0.5	1.6	0	0	0	-1.6	-1.6	-1.6	
	5	5	×	×	0.0	2.0	0	2	0.5	1.6	0	2	0.5	-1.6	0.4	0.4	
	10	5	×	×	0.0	3.5	0	3.5	0.5	1.6	0	3.5	0.5	-1.6	1.9	1.9	
	10	6	×	×	0.0	3.5	0	3.5	0.5	1.6	0	3.5	0.5	-1.6	1.9	1.9	
	0	7	○	○	3.5	3.5	3.5	3.5	0.8	1.0	0	3.5	0.8	1.8	4.6	4.6	
	2	7	×	-	3.5	0.0	3.5	0	0.5	1.6	0	0	0	0.15	-1.6	0.15	
	5	7	×	-	3.5	2.0	3.5	2	0.5	1.6	0	0	0	0.15	-0.6	0.15	
	7	7	×	-	3.5	0.0	3.5	0	0.5	1.6	0	0	0	0.15	-1.6	0.15	
	8	7	×	-	3.5	0.0	3.5	0	0.5	1.6	0	0	0	0.15	-1.6	0.15	
	9	7	×	-	3.5	0.0	3.5	0	0.5	1.6	0	0	0	0.15	-1.6	0.15	
	10	7	○	-	3.5	3.5	3.5	3.5	0.8	1.0	0	0	0	1.8	1.8	1.8	

Table 5.12 Specification of column base joint for N value

N value	necessary strength (kN)	specification of joint
~0.0	0.0	short tenon or Kasugai staple
~0.65	3.4	long tenon with Komisen pin or corner plate(CP-L)
~1.0	5.1	corner plate(CP-T) or V-shape plate(VP)
~1.4	7.5	strap bolt or strip plate(without screw-nail)
~1.6	8.5	strap bolt or strip plate(with screw-nail)
~1.8	10.0	hold-down connector(HD-B10 or S-HD10)
~2.8	15.0	" (HD-B15 or S-HD15)
~3.7	20.0	" (HD-B20 or S-HD20)
~4.7	25.0	" (HD-B25 or S-HD25)
~5.6	30.0	" (HD-B15 or S-HD15) ×2
5.6~	$N \times 5.3$	

5.5 生物劣化が生じた場合の残存耐力の評価

5.5.1 生物劣化による耐力低下の設定

品確法の等級 1 に相当する初期設計を行ったモデルプランを対象に、生物劣化が生じた場合に耐震性能がどのように変化するのかについて検討を行った。

一般に、木材腐朽菌による生物劣化は、住宅の中でも水廻りの部分に発生すると考えられる¹⁰⁾ため、腐朽によって 1 階の浴室、台所、洗面所の壁の耐力が低下した場合を想定した。劣化レベル 1 として、該当する壁の壁倍率が 1/2 に低下した場合、レベル 2 として同じく 1/3 に低下した場合の試算を行った。劣化発生範囲と対応する耐力壁を Fig. 5.4 に示す。

また、柱脚接合部についても、壁倍率の低下と同様に劣化レベル 1 で 1/2、レベル 2 で 1/3 に耐力が低下したと仮定した。なお金物を用いた接合であれば、第 2 章の Fig. 2.17 で示したように、健全な主材のピロディンの平均打込み深さが 12.2mm、最大耐力が 1.69kN であり、最大耐力が 1/2 に低下した場合は打込み深さが 18.5mm、1/3 に低下した場合は 23.5mm に相当する。

柱脚接合部は、耐力が 10kN 以下の場合、柱と土台とを金物で接合する仕様のため、柱と土台どちらか一方だけでも腐朽が発生した場合は耐力が大きく低下すると考えられる。これに対して、10kN を上回る耐力を確保するためには、柱に固定したホールダウン金物を基礎に打ち込んだアンカーボルトに緊結する接合方法をとる必要がある。このため、腐朽が土台材に発生した場合でも、柱が健全であれば柱脚接合部の引抜き耐力はそれほど低下しないと考えられる。

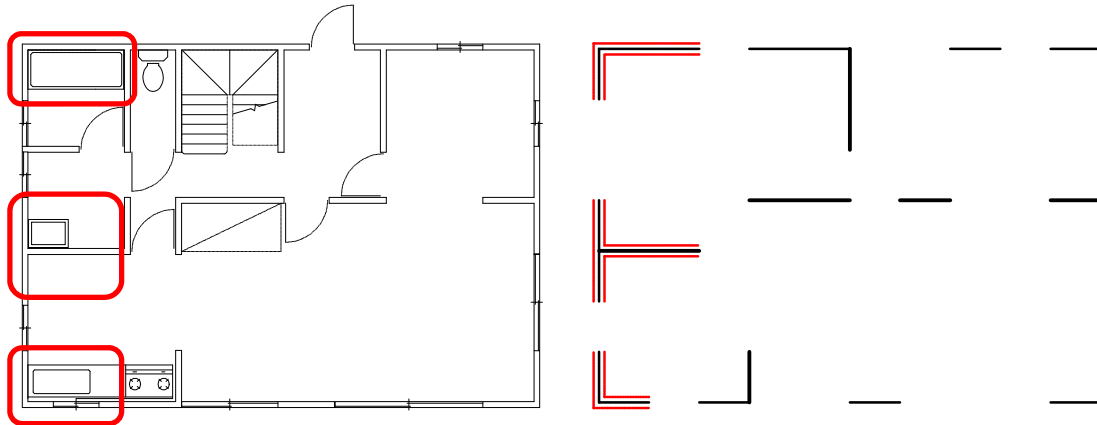


Fig. 5.4 Degraded place and corresponding shear walls.

5.5.2 残存壁量の算定と検証

各劣化レベルについて，初期設計と同様に存在壁量，四分割法による壁配置の確認，偏心率について検証した。

Table 5.13 に劣化レベルごとの存在壁量と等級 1 での必要壁量に対する充足率を示す。1 階 Y 方向の充足率が健全時には 1.13 であったのに対し，劣化レベル 1 では 0.89，レベル 2 で 0.78 となり，1.0 を下回る結果となった。このため劣化レベル 1 であっても耐震性能は不足する危険性があると判断される。

Table 5.13 Verification of fill rate of shear wall length.

direction	floor	demanded wall length	existing shear wall length		
			control	①	②
X	2nd floor	22.19	49.14	49.14	49.14
			fill rate	2.21	2.21
	judgement	OK	OK	OK	
	1st floor	27.46	42.77	37.54	33.56
fill rate			1.56	1.37	1.22
judgement	OK	OK	OK		
Y	2nd floor	22.19	40.04	40.04	40.04
			fill rate	1.80	1.80
	judgement	OK	OK	OK	
	1st floor	27.46	30.94	24.57	21.39
fill rate			1.13	0.89	0.78
judgement	OK	NG	NG		

5.5.3 耐力壁配置のバランスの検証

続いて、4分割法による壁配置の検証結果を Table 5.14 に示す。

これをみると、存在壁量と同様に、1階の Y 方向で西側の充足率が健全時には 1.86 であったのに対し、劣化レベル 1 では 0.93 となり 1.0 を下回っていた。ただし東西の壁率比が 0.5 を上回っていることは確認された。一方、劣化レベル 2 では充足率は 0.46、壁率比も 0.25 となり、さらに、Table 5.15 に示した偏心率の計算結果をみると、1階 Y 方向では 0.386 となり 0.3 を上回っていたことから、劣化レベル 2 では耐力壁配置のバランスが失われていることが確認された。

Table 5.14 Verification of shear wall placement by four-division

direction	floor	end part	required wall length		existing wall length				
					control	degraded level ①	degraded level ②		
X	2nd floor	north	5.55	fill rate judgement	14.56 2.63 OK	14.56 2.63 OK	14.56 2.63 OK		
		southern	5.55	fill rate judgement	15.93 2.87 OK	15.93 2.87 OK	15.93 2.87 OK		
	1st floor	north	6.87	fill rate judgement	19.11 2.78 OK	15.93 2.32 OK	14.33 2.09 OK		
		southern	6.87	fill rate judgement	12.74 1.86 OK	11.15 1.62 OK	10.35 1.51 OK		
	Y	2nd floor	west	6.87	fill rate judgement	12.74 1.86 OK	12.74 1.86 OK	12.74 1.86 OK	
			east	5.55	fill rate judgement	12.74 2.30 OK	12.74 2.30 OK	12.74 2.30 OK	
1st floor		west	6.87	fill rate judgement	12.74 1.86 OK	6.37 0.93 NG	wall rate ratio 0.50 OK	3.19 0.46 NG	wall rate ratio 0.25 NG
		east	6.87	fill rate judgement	12.74 1.86 OK	12.74 1.86 OK	12.74 1.86 OK		

Table 5.15 Check of eccentricity of wall placement.

direction	floor	control			degraded level ①			degraded level ②		
		<i>re</i>	<i>e</i>	<i>Re</i>	<i>re</i>	<i>e</i>	<i>Re</i>	<i>re</i>	<i>e</i>	<i>Re</i>
X	2nd floor	421.89	-9.27	0.022 OK	436.78	-9.27	0.021 OK	462.59	-9.27	0.020 OK
	1st floor	445.08	51.31	0.115 OK	414.15	45.50	0.110 OK	388.16	45.50	0.117 OK
Y	2nd floor	467.38	-24.82	0.053 OK	483.88	-24.82	0.051 OK	512.47	-24.82	0.048 OK
	1st floor	523.30	-10.71	0.020 OK	511.91	104.48	0.204 OK	486.23	187.81	0.386 NG

5.5.4 柱脚接合部の残存引抜き耐力の検証

次に柱脚接合部の引抜き耐力について計算した結果を Table 5.16 に示す。ここでは 1 階の劣化した耐力壁に取り付いている柱のみを記載した。また劣化レベルごとの 1 階の剛心の位置および柱脚引き抜き耐力が不足した柱の位置を Fig. 5.5 に示す。

Table 5.16 に示す通り、耐力壁の耐力の低下によって、柱脚接合部に発生する引抜き力は変化するが、同時に柱脚接合部の耐力も低下しているため、両者のバランスによっては、柱脚接合部の耐力が不足する危険性がある。例えば左隅 ($X=0, Y=0$) の柱には、健全時には 24.5kN の引抜き力が発生するため、初期設計では耐力 25kN のホールダウン金物を取り付けると判定される。しかし、劣化レベル 1 の腐朽によって壁の耐力が 1/2 に低下した時の引抜き力を再度 N 値計算で求めると 17.1kN となり、元の耐力の 1/2 である 12.25kN を上回っている。これは 1 階の柱の引抜き力はその柱が取り付いている壁の耐力だけでなく、上階の壁の耐力によっても影響を受けるためであり、柱の引抜き力は壁の耐力に必ずしも比例するわけでないことが分かる。一方、柱脚接合部の耐力は、劣化レベル 1 の腐朽によってもとの 1/2 に低下すると仮定しているため耐力は 12.5kN となり、残存耐力が不足していると判断される。また、NG に判定された柱脚接合部の初期設計時の（許容引抜き耐力／存在引

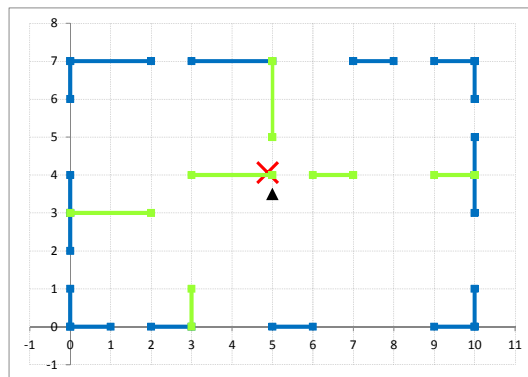
抜き力)は $25.0/24.6=1.02$ であり, もともと余裕がほとんどない設計となっていることも残存耐力が不足する要因と考えられる。そこで劣化レベル 1 の状態で存在引抜き力 17.1 を上回るよう初期設計時に必要な引抜き耐力を逆算してみると $17.1 \times 2 = 34.2\text{kN}$ となる。これは本来必要な耐力の $34.2/24.6=1.39$ 倍である。同様に劣化レベル 2 について逆算すると $13.4 \times 3/24.6=1.63$ 倍となる。したがって, 腐朽が生じる可能性がある柱脚の接合部は, 本来必要とされる耐力の少なくとも 1.5 倍程度の許容耐力を有するよう金物を選択することによって, 柱脚の引抜きによる倒壊は防ぐことが可能となると考えられる。

このように, 生物劣化が生じることによって耐力壁の壁量, 壁配置のバランスおよび柱脚接合部の引抜き耐力が低下し, 初期設計では担保されていた耐震性能が失われる危険性がある。特に柱脚接合部は耐力壁自体の耐力低下よりも大きく低下する可能性があり, 大地震時の建物倒壊につながる危険もあることから, 初期設計の段階で耐力に余裕をもたせることが望ましい。

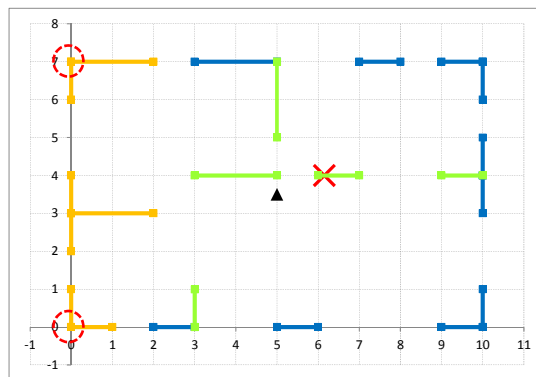
Table 5.16 Strength of column base joints

column position		control			degraded level ①				degraded level ②			
X	Y	T_0	P_0	P_0/T_0	T_{d1}	P_{d1}	P_{d1}/T_{d1}	judgement	T_{d2}	P_{d2}	P_{d2}/T_{d2}	judgement
0	0	24.6	25.0	1.02	17.1	12.5	0.73	NG	13.4	8.2	0.61	NG
1	0	10.2	15.0	1.48	5.5	7.5	1.37	OK	3.1	3.4	1.08	OK
0	1	0.8	3.4	4.24	0.0	1.7	∞	OK	0.0	0.3	∞	OK
0	2	10.2	15.0	1.48	5.5	7.5	1.37	OK	3.1	3.4	1.08	OK
0	3	0.0	0.0	∞	0.0	0.0	∞	OK	0.0	0.0	∞	OK
2	3	0.0	0.0	∞	0.0	0.0	∞	OK	0.0	0.0	∞	OK
0	4	10.2	15.0	1.48	5.5	7.5	1.37	OK	3.1	3.4	1.08	OK
0	6	10.2	15.0	1.48	5.5	7.5	1.37	OK	3.1	3.4	1.08	OK
0	7	24.6	25.0	1.02	17.1	12.5	0.73	NG	13.4	8.2	0.61	NG
2	7	0.8	3.4	4.24	0.0	1.7	∞	OK	0.0	0.3	∞	OK

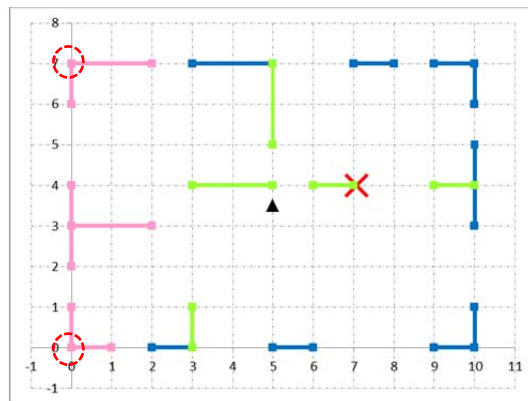
Legend : T : Pulling out force (kN), P : Pulling out strength of column base joint (kN) .



control



Degraded level ①



Degraded level ②

Legend : — :3.5 of shear wall multiplier, — : 2.0, — :1.75, — : 0.88

▲ : center of figure

✗ : center of rigidity

⊙ : column of insufficient strength of base joint

Fig. 5.5 Degraded shear wall placement and position of columns of insufficient strength of base joint.

5.6 初期設計時の耐震等級が残存耐力に及ぼす影響

5.6.1 長期優良住宅の耐震性能

前節で示したように、品確法の耐震等級 1 に相当する性能を満足するよう初期設計を行っても、生物劣化によって壁や柱脚接合部の耐力が低下すると、残存耐力は耐震等級 1 を満たすことができなくなる場合がある。一方、長期優良住宅では耐震等級 2 の性能が求められており、耐震等級 1 の 1.25 倍の耐震性能を有するよう設計されている。このことは、単に基準法レベルの 1.25 倍の地震力に耐えられるということだけではなく、生物劣化が生じて耐震性能が低下した場合でも、残存耐力が少なくとも等級 1、すなわち建築基準法レベルの性能を維持できる効果があると考えられる。そこで本節では、長期優良住宅に相当するように耐震等級を高めて初期設計を行った場合に、前節と同様な生物劣化が生じた場合の残存耐力がどのように変化するかについて検討を行った。

5.6.2 長期優良住宅の初期設計

長期優良住宅が要求する耐震等級 2 の性能を満たすためには、壁量を等級 1 の 1.25 以上に増加させる必要がある。そのためには、等級 1 を満たすよう設計された平面プラン（以下、Type I）に新たに耐力壁を追加するか、もしくは Type I での耐力壁の配置はそのままいくつかの壁の仕様を高倍率なものに変更する必要がある。Type I においては、2 階はすでに等級 2 の性能を満たしていることから、ここでは 1 階を対象に壁倍率を増加させる検討を行った。まず Type II A では、Fig. 5.6 で破線で囲われた耐力壁（壁倍率 2.0）を追加した。いっぽう Type II B では、Fig. 5.7 の破線で囲われた壁を倍率 5.0 の仕様に変更した。それぞれの壁量および壁配置の検証結果を Table 5.16～17 に示す。

その結果、Type II A と Type II B は、X 方向、Y 方向ともに壁量が等しい設計であり、Table 5.18 に示すように、その存在壁量は等級 2 の要求壁量を上回り、等級 3 を下回っていることが確認された。ただし Type II A と Type II B とで偏心率は異なり、

また壁倍率の違いに伴い柱脚接合部の仕様が異なっている。特に Type II B の倍率 5.0 の耐力壁のうち出隅の柱については存在引抜き力が 31kN と計算されたことから、引抜き耐力 20kN のホールダウン金物を 2 つ使用して耐力 40kN という高耐力な仕様になっている。

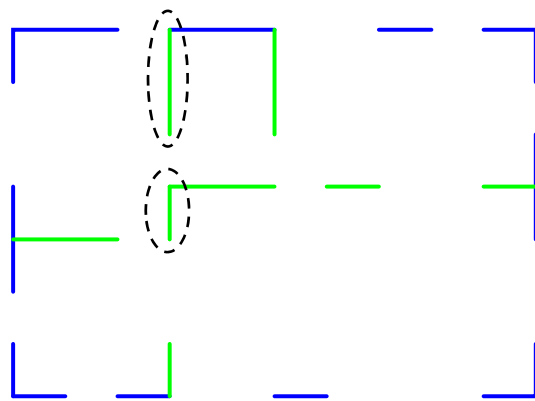


Fig. 5.6 Alignment of shear walls in Type II A.

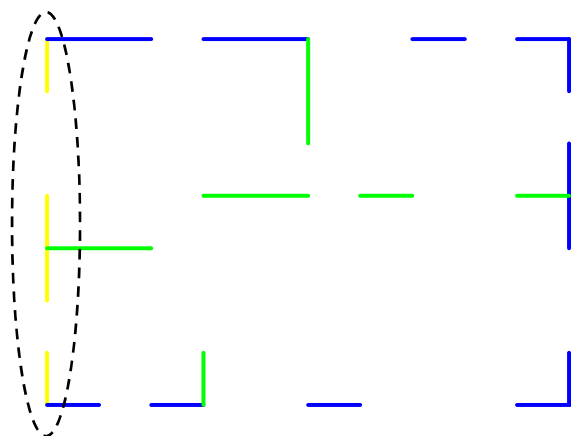


Fig. 5.7 Alignment of shear walls in Type II B.

Legend : — : 3.5 of shear wall multiplier, — : 2.0, — : 5.0

Table 5.16 Total length of existing shear wall of Type II A.

floor	direction	multiplier	length
1st floor	X	3.5	× 9.10 m = 31.9 m
		2.0	× 5.46 m = 10.9 m
		total of shear wall length	
	Y	3.5	× 7.28 m = 25.5 m
		2.0	× 5.46 m = 10.9 m
		total of shear wall length	

Table 5.17 Total length of existing shear wall of Type II B.

floor	direction	multiplier	length
1st floor	X	3.5	× 9.10 m = 31.9 m
		2.0	× 5.46 m = 10.9 m
		total of shear wall length	
	Y	3.5	× 3.64 m = 12.7 m
		2.0	× 2.73 m = 5.5 m
		5.0	× 3.64 m = 18.2 m
total of shear wall length		36.4 m	

Table 5.18 Comparison of required shear wall length and existing shear wall length in Type II A and II B.

floor	direction	existing shear wall length (m)		grade 1		grade 2		grade 3	
				required shear wall length	judgement	required shear wall length	judgement	required shear wall length	judgement
1	X	42.8	seismic wind	27.5 15.9	OK	34.3 19.1	OK	41.6 -	OK
	Y	36.4	seismic wind	27.5 28.3	OK	34.3 33.9	OK	41.6 -	NG

5.6.3 長期優良住宅に生物劣化が生じた場合の残存耐力の評価

前章と同様に、Fig. 5.8 のように水廻りの部分に腐朽が発生したと仮定して、耐力壁の耐力および柱脚接合部の耐力が 1/2, 1/3 に低下した場合の残存耐力を検証した。Type II A での検証結果を Table 5.19～22 に、Type II B での検証結果を Table 5.23～26 に示す。

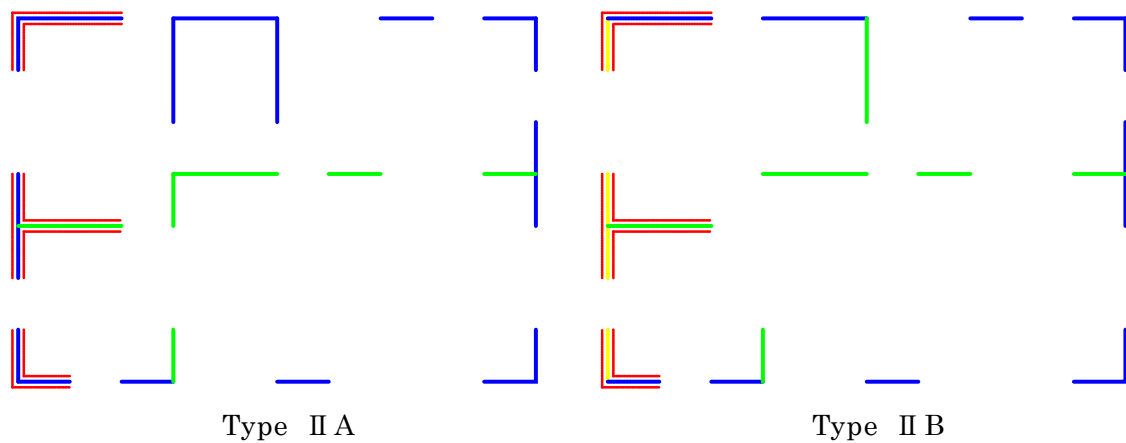


Fig. 5.8 Placement of degrade shear wall

Legend :  : degraded shear wall

Table 5.19 Total length of shear wall of Type II A.

floor	direction	demanded wall length	existing wall length			
			control	degraded level ①	degraded level ②	
1st floor	X	27.46		42.77	37.54	33.56
			fill rate	1.56	1.37	1.22
	judgement	OK	OK	OK		
	Y	27.46		36.40	30.03	26.85
fill rate			1.33	1.09	0.98	
			judgement	OK	OK	NG

Table 5.20 Balance check by four-division method for Type II A.

floor	direction	end part	required wall length (m)		existing wall length (m)				
					control	degraded level ①		degraded level ②	
1st floor	X	north	6.87	fill rate	19.11	15.93		14.33	
				judgement	2.78	2.32		2.09	
		southern	6.87	fill rate	12.74	11.15		10.35	
				judgement	1.86	1.62		1.51	
	Y	west	6.87	fill rate	12.74	6.37	wall rate ratio	3.19	wall rate ratio
				judgement	1.86	0.93	0.50	0.46	0.25
		east	6.87	fill rate	12.74	12.74		12.74	
				judgement	1.86	1.86		1.86	

Table 5.21 Balance check by eccentricity for Type II A.

floor	direction	control			degraded level ①			degraded level ②		
		r_e	e	Re	r_e	e	Re	r_e	e	Re
1st floor	X	448.65	51.31	0.114	425.78	45.50	0.107	410.35	45.50	0.111
				OK			OK			OK
	Y	486.32	-36.40	0.075	476.04	52.39	0.110	458.79	112.59	0.245
				OK			OK			OK

Table 5.22 Strength of column base joint for Type II A.

column position		control			degraded level ①					degraded level ②			
X	Y	T_0	P_0	P_0/T_0	T_{d1}	P_{d1}	P_{d1}/T_{d1}	judgement	T_{d2}	P_{d2}	P_{d2}/T_{d2}	judgement	
0	0	24.6	25.0	1.02	17.1	12.5	0.73	NG	13.4	8.3	0.62	NG	
1	0	10.2	15.0	1.48	5.5	7.5	1.37	OK	3.1	5.0	1.59	OK	
0	1	0.8	3.4	4.24	0.0	1.7	∞	OK	0.0	1.1	∞	OK	
0	2	10.2	15.0	1.48	5.5	7.5	1.37	OK	3.1	5.0	1.59	OK	
0	3	0.0	0.0	∞	0.0	0.0	∞	OK	0.0	0.0	∞	OK	
2	3	0.0	0.0	∞	0.0	0.0	∞	OK	0.0	0.0	∞	OK	
0	4	10.2	15.0	1.48	5.5	7.5	1.37	OK	3.1	5.0	1.59	OK	
0	6	10.2	15.0	1.48	5.5	7.5	1.37	OK	3.1	5.0	1.59	OK	
0	7	24.6	25.0	1.02	17.1	12.5	0.73	NG	13.4	8.3	0.62	NG	
2	7	0.8	3.4	4.24	0.0	1.7	∞	OK	0.0	1.1	∞	OK	

Table 5.19 をみると、耐震等級 2 を満足するよう耐力壁を追加することによって、劣化レベル 1 であれば、残存壁量は基準法レベルの等級 1 を上回っている。一方、耐力壁の配置のバランスについては、4 分割法による評価では Type II A は等級 1 の Type I と同じ結果となっている。これは 4 分割法で対象としている範囲の壁量はいずれも同じであるためである。これに対して、偏心率での評価をみると、Type II A は劣化レベル 3 であっても 0.3 を下回っており、Type I よりも耐力壁配置のバランスは向上していることが確認された。

続いて柱脚接合部に生じる引抜き力についてみると、出隅の柱 2 本は等級 1 の場合と同じく耐力が不足したままであった。これは、等級を上げるために追加した耐力壁が、腐朽が生じた耐力壁には何ら影響を及ぼさないためである。したがって、腐朽した柱脚接合部の耐力不足を解消するためには、腐朽が生じる耐力壁および柱脚接合部を改善する必要がある。

次に Type II B についての検証結果を Table 5.23~26 に示す。

Table 5.23 Total length of shear wall of Type II B.

floor	direction	demanded wall length	existing wall length			
			control	degraded level ①	degraded level ②	
1st floor	X	27.46		42.77	40.95	37.17
			fill rate	1.56	1.49	1.35
			judgement	OK	OK	OK
	Y	27.46		36.40	27.30	24.28
			fill rate	1.33	0.99	0.88
			judgement	OK	NG	NG

Table 5.24 Balance check by four-division method for Type II B.

floor	direction	end part	required wall length (m)		existing wall length (m)				
					control	degraded level ①		degraded level ②	
1st floor	X	north	6.87	fill rate	19.11	12.74		12.74	
				judgement	2.78	1.86		1.86	
		southern	6.87	fill rate	12.74	9.56		9.56	
				judgement	1.86	1.39		1.39	
	Y	west	6.87	fill rate	18.20	9.10	wall rate ratio	6.08	wall rate ratio
				judgement	2.65	1.33	0.71	0.89	0.48
		east	6.87	fill rate	12.74	12.74		12.74	
				judgement	1.86	1.86		1.86	
			OK	OK	OK	OK	OK		

Table 5.25 Balance check by eccentricity for Type II B.

floor	direction	control			degraded level ①			degraded level ②		
		r_e	e	Re	r_e	e	Re	r_e	e	Re
1st floor	X	468.53	51.31	0.110	446.02	48.93	0.110	426.45	47.94	0.112
				OK			OK			OK
	Y	507.87	-77.35	0.152	513.41	48.53	0.095	504.57	111.19	0.220
				OK			OK			OK

Table 5.26 Strength of column base joint for Type II B.

column position		control			degraded level ①				degraded level ②			
X	Y	T_0	P_0	P_0/T_0	T_{d1}	P_{d1}	P_{d1}/T_{d1}	judgement	T_{d2}	P_{d2}	P_{d2}/T_{d2}	judgement
0	0	31.0	40.0	1.29	20.3	20.0	0.98	NG	16.8	13.3	0.79	NG
1	0	10.2	15.0	1.48	5.5	7.5	1.37	OK	3.9	5.0	1.27	OK
0	1	4.8	5.1	1.06	0.0	2.6	∞	OK	0.0	1.7	∞	OK
0	2	14.2	15.0	1.06	7.5	7.5	1.00	OK	5.3	5.0	0.95	NG
0	3	0.0	0.0	∞	0.0	0.0	∞	OK	0.0	0.0	∞	OK
2	3	0.0	0.0	∞	0.0	0.0	∞	OK	0.0	0.0	∞	OK
0	4	14.2	15.0	1.06	7.5	7.5	1.00	OK	5.3	5.0	0.95	NG
0	6	14.2	15.0	1.06	7.5	7.5	1.00	OK	5.3	5.0	0.95	NG
0	7	31.0	40.0	1.29	20.3	20.0	0.98	NG	16.8	13.3	0.79	NG
2	7	0.8	3.4	4.24	0.0	1.7	∞	OK	0.0	1.1	∞	OK

この場合、劣化レベル 1 で充足率は 0.99 となり、等級 1 の耐震性能を満たすことができなくなっている。このように壁倍率が大きいほど、腐朽が生じたときに壁量の減少が大きく、このため全体の性能に及ぼす影響は大きいことが窺える。

一方、壁配置のバランスは Type II A よりも向上しており、劣化レベル 1 であれば 4 分割法での評価においても必要な壁量を満足していることが確認できた。

これに対して、柱脚接合部の残存耐力は、劣化レベル 1 の場合は、西側出隅の柱 2 本は Type II B でも NG の判定となったが、残存引き抜き耐力は存在引抜き力にわずかに足りない程度であり、残存率は Type II A を上回ると判断された。しかし劣化レベル 2 になると出隅の柱の充足率は Type II A と同程度に低下したのに加えて、腐朽した西側外壁の柱脚のほとんどが充足率 1.0 を下回っていた。これは、先にも述べたように、柱脚に生じる引抜き力が、耐力壁自体の耐力に比例するわけでは無いためと考えられる。特に出隅の柱は存在引抜き力 31kN に対して引抜き耐力 40kN となるよう、1.3 倍の余裕をもった仕様で初期設計されていたにも関わらず残存耐力は不足した。先ほどと同様に劣化レベル 2 でも残存耐力が存在引抜き力を上回るよう逆算してみると、初期設計の段階で必要な耐力は $16.8 \times 3 = 50.4$ となる。これは本来必要な耐力の $50.4/31.0 = 1.63$ 倍である。このように高耐力な壁が腐朽すると、柱脚接合部の耐力が不足する傾向が認められるため、より余裕度をもたせて接合部を設計する必要がある。

以上の検証結果を総合すると、耐震等級を上げるために壁量を増やすにあたり、新たに耐力壁を追加することによって腐朽後も壁量を確保しやすいが、壁配置の偏心や腐朽した耐力壁の柱脚接合部の残存耐力不足を解消するには至らない。一方、腐朽が生じる可能性がある耐力壁の仕様を高倍率なものに変更することによって壁量を増やすことは、腐朽後の壁配置のバランスを維持する点では効果があるが、逆に腐朽後の柱の引抜き耐力が不足しやすいため、終局的には建物の倒壊を引き起こ

す危険性がある。改善案として、腐朽が生じにくい箇所に新たに耐力壁を追加することによって壁量を増やすとともに、腐朽が予想される耐力壁の柱脚の接合部を、N値計算で求められる耐力の1.5倍程度の仕様にする方法が考えられる。これによって、腐朽後の耐震性能を基準法レベルで維持することが可能となろう。

5.5 小括

本章では、2階建て木造住宅のモデルプランを用いて、壁量計算によって積雪地の基準法レベルに相当する品確法の等級1を満たす初期設計を行うとともに、耐力壁および柱脚接合部の耐力が低下した場合の残存耐力評価を行った。その結果、台所や浴室周辺の耐力壁が腐朽によって1/2の耐力に低下したと仮定した場合、壁倍率に基づく残存耐力は1.0を下回る結果となった。また出隅の柱の残存引抜き耐力も、壁の耐力の低下によって存在引抜き力が減少するにも関わらず接合耐力はそれを上回って低下し、残存耐力が不足する危険性が示された。さらに耐力が1/3に低下したと仮定した場合は、残存壁量や出隅の柱の残存引抜き耐力もレベル1よりもさらに低下した。また耐力壁の配置のバランスも損なわれていた。このように、初期設計では構造性能が十分であっても、生物劣化によって耐力壁や柱脚接合部の耐力が低下し、耐震性能が不十分になる危険性が明らかになった。

一方、長期優良住宅に相当する耐震等級2の仕様とすることによって、腐朽が生じた後も基準法レベルの耐力を維持できる可能性が示された。ただし単純に壁量を増やすだけではなく、腐朽後の耐力壁配置のバランスの確保や、柱脚接合部が先行して破壊しないよう接合耐力に余裕を持たせて設計することが必要である。

第 6 章 総括

本研究では、木造住宅を始めとする木質構造物の耐震安全性を確保することを目的に、木材や木質面材料の生物劣化が、木造住宅を始めとする木質構造物の耐震性能に及ぼす影響についての検討を行った。以下、各章の概略を述べる。

第 1 章では、研究の背景および目的を示すとともに、既往の研究と本研究の位置付けを示した。

第 2 章では、まず木材自体の腐朽と強度の関係を把握するために、代表的な木材腐朽菌を用いて実験室で強制的に腐朽させたトドマツ材の圧縮試験を実施し、腐朽期間や質量減少率と強度との関係を明らかにした。続いて釘接合部の腐朽と強度の関係を把握するために、同様に腐朽させた鋼板添え板釘接合部の一面せん断試験を行い、腐朽期間や主材の質量減少率と接合耐力との関係を調べた。その結果、腐朽によって縦圧縮強度および釘接合せん断耐力は指数関数的に低下するが、腐朽初期における両者の低下傾向は異なることが明らかとなった。そこで、木材の支圧強度と釘の降伏強度をパラメータとするヨーロッパ型降伏理論に基づいて釘接合部の終局せん断耐力を計算した結果、耐力の低下傾向は実験結果と比較的よく一致することが明らかとなった。また非破壊的指標であるピロディン打込み深さから木材の強度を推定できることから、腐朽した釘接合部の終局せん断耐力を非破壊的に推定することが可能であると示唆された。

第 3 章では、構造用合板と構造用 MDF を側材とする釘接合を対象に、構造用木質面材料の腐朽が釘接合部のせん断性能に及ぼす影響を調べるために、第 2 章と同様の検討を行った。その結果、褐色腐朽菌であるオオウズラタケによって合板は著しく腐朽し質量が大きく減少したものがあつたのに対して、MDF は比較的高い耐朽性を示し、同じ木質面材料であっても耐朽性には差異があることが認められた。また腐朽処理によって主材・側材の強度が低下するとともに、釘接合部のせん断耐力も

低下したが、腐朽処理初期の強度低下は含水率の上昇に起因すると考えられた。さらに、ヨーロッパ型降伏理論に基づき、木質面材料や主材の強度実測値を用いて推定した釘接合の降伏せん断耐力や終局せん断耐力は実験値と比較的一致した。ただし、釘頭が木質面材料を貫通する場合の終局耐力は、MDF については現行の設計規準に示されている補正比重や含水率を考慮した低減によって過小な評価となった。

第 4 章では、生物劣化が耐力構面のせん断性能に及ぼす影響を検討することを目的として、筋かい耐力壁および面材釘打ち構面を対象として、構面の一部が腐朽した場合の性能変化について検討を行った。

筋かい耐力壁の場合はトラス構造として解析した結果、圧縮筋かいとして働く場合は、健全時には筋かいの座屈によって耐力は決定されていたが、生物劣化によって接合性能が低下したときは柱脚引き抜きによって壁の耐力は決定された。一方、引張筋かいの場合の耐力は、健全時、腐朽時ともに柱脚引き抜きによって耐力は決定されていた。また、その低下率は、接合部の耐力低下率と同じ比率であった。これに対して、水平剛性は圧縮・引張筋かいとも劣化による剛性残存率はほぼ同じ値を示した。ただし耐力の低下傾向と異なり、土台側の接合部剛性の低下率ほど水平剛性は低下しない傾向が認められた。

続いて、面材釘打ち構面の耐力や剛性は、力の釣合いにより面材の回転方向を決める手法を用いて解析した。この手法は構面すべての釘接合部が同じすべり特性を有する場合に有効であり、面材釘打ち床構面を対象とした面内せん断試験および釘接合部のせん断試験結果を用いた解析結果から、上記推定手法が妥当であることを検証した。この推定手法を用いて釘配置や釘接合部のせん断性能または木質面材料の面内せん断剛性を変えた場合のせん断変形挙動のシミュレーションを行った結果、一般的な仕様では木質面材料の面内せん断剛性の変化によってはそれほど壁の変形性状は影響を受けず、釘配置や釘接合部のせん断性能のほうが大きく影響を及ぼす

という解析結果が得られた。この結果を踏まえて、生物劣化が生じた面材釘打ち構面のせん断性能は釘接合部の性能変化に大きく依存するとみなして考察を行った。また構面の一部のみに腐朽が生じた場合にも推定可能となるように上述した理論を拡張し、異なるすべり特性を有する釘接合が混在する場合の耐力推定手法を導いた。この推定手法を用いて、 $900 \times 2700\text{mm}$ の面材張り耐力壁を対象に、釘接合せん断性能が部分的に低下もしくは完全に性能が失われたとしてシミュレーションを行った。その結果、土台材および両柱脚部の 90cm の範囲が腐朽した場合、柱頭柱脚の接合がピン接合を維持したままであったと仮定しても、壁倍率は健全な場合の半分程度にまで低下することが示された。

第 5 章では、2 階建て木造住宅のモデルプランを用いて、生物劣化が木質構造物の耐震性能に及ぼす影響について考察を行った。まず壁量計算によって品確法の等級 1 を満たす初期設計を行い、その後生物劣化によって耐力壁および柱脚接合部の耐力が低下した場合の残存耐力評価を行った。その結果、台所や浴室周辺の耐力壁が腐朽によって $1/2$ の耐力に低下したと仮定した場合、壁倍率に基づく残存耐力は 1.0 を下回る結果となった。また出隅の柱の残存引抜き耐力も、壁の耐力の低下によって存在引抜き力が減少するにも関わらず接合耐力はそれを上回って低下し、残存耐力が不足する危険性が示された。さらに耐力が $1/3$ に低下したと仮定した場合は、残存壁量や出隅の柱の残存引抜き耐力の更なる低下に加えて、耐力壁の配置のバランスも損なわれていた。このように、初期設計では構造性能が十分であっても、生物劣化によって耐力壁や柱脚接合部の耐力が低下し、耐震性能が不十分になる危険性が明らかになった。

一方、長期優良住宅に相当する耐震等級 2 の仕様とすることによって、劣化が生じたあとの残存耐力は基準法レベルの耐力を維持できる可能性が示された。ただし単純に壁量を増やすだけではなく、腐朽後の耐力壁配置のバランスの確保や、柱脚

接合部が先行して破壊しないよう接合耐力に余裕を持たせて設計する必要性が確認された。

このように本研究では、腐朽が発生した木材や木質面材料の強度を非破壊的に評価することによって、金物を用いた接合部または面材を釘打ちした接合部の耐力が推定可能であること（第 2,3 章）、これらの釘接合部の耐力が推定できれば、筋かい壁や面材釘打ち壁に腐朽が生じた場合のせん断耐力も評価可能であること（第 4 章）、そして耐力壁の残存耐力が分かれば、木造住宅に生物劣化が発生した場合の耐震性能を評価することが可能であること（第 5 章）を示した。すなわち、木造住宅の腐朽箇所の木材強度を調べることによって、住宅全体の耐震性能が評価できる道筋を示したと言えよう。

一方で、本研究を進めていく中で、未だデータが不十分な部分、考察が不足している部分がいくつか明らかになった。以下、今後の検討課題として取り上げるべき項目を列挙する。

【木材樹種と木材腐朽菌】

本研究で用いた木材の樹種はトドマツのみである。実際に耐震診断や耐震補強が必要となる既存木造住宅ではさまざまな樹種が使用されていることから、トドマツ以外の樹種での同様なデータを蓄積することによって、本研究の成果が活用しやすくなると考えられる。同様に本研究で用いた木材腐朽菌は、褐色腐朽菌であるオオウズラタケと、白色腐朽菌であるカワラタケであるが、実際の住宅で確認されている木材腐朽菌はナミダタケやイドタケなど多種多様である。菌種が異なることによって木材腐朽による質量減少と強度低下の関係も異なる可能性があることから、今後は異なる菌種を用いた試験データを蓄積することによって、より腐朽診断の精度を高めることが可能になると考えられる。

【接合具】

第 2, 3 章で実施した釘接合部試験では、加力方向を繊維平行方向のみとしており、繊維直交方向や傾斜した場合にも本研究と同様な結果が得られるのかどうかについて検証が必要と考えられる。同様に、実験で取り上げた釘は CN50 のみであることから、異なる種類の釘、そしてビスやボルト、ラグスクリューなど他の種類の接合具を用いた場合についての試験データが蓄積されれば、より多様な木質構造物への適用な可能となる。

【木質面材料の非破壊的評価手法】

釘接合部は、主材、側材、釘から構成される。第 2, 3 章で示したように、それぞれの強度性能が分かれば、接合耐力の推定が可能となる。主材となる木材についてはピロディン打込み深さから強度を推定可能であることが示されており、今後は木質面材料の非破壊的評価手法の開発が求められる。

本研究で実施した実験結果の中では、木質面材料の含水率が高いほど質量減少率も大きいという傾向が認められたが、実際の現場では必ずしもそうではなく、何らかの環境の変化によって腐朽が進行した後に含水率が低下するような場合もある。したがって単純に含水率を指標とするのではなく、何かしらの物理量を測定する方法が合理的と考えられる。なお釘自体の性能は生物劣化によっては変化しないが、含水率によっては錆が発生する可能性もあることに注意が必要である。

【実大壁での試験データ】

第 4 章では、筋かい耐力壁や面材釘打ち構面を対象として解析手法の検討を行ってきた。特に面材釘打ち壁については構面の一部分にのみ腐朽が生じ釘接合耐力が低下した場合にも適用可能となるよう、従来の手法を拡張した推定手法を提案した。この手法の妥当性を実験で確認することによって、より構面の残存耐力の評価の信頼性が向上すると考えられる。

木質構造物の長寿命化を可能とするためには、まず木質部材の腐朽を生じさせな

いような設計が重要であるとともに、維持管理が容易となるような設計も必要となる。しかし、腐朽の発生を完全に防ぐことは容易ではなく、使用期間が長くなるにつれてその危険性は高まっていくと考えられる。不運にも腐朽が生じた場合でも、どの程度耐力が低下するのか、残存している耐震性能は十分なのかどうか、補修や補強が必要かどうかについての判断が必要となった際に、理論的な論拠に基づく知見を有することも同程度に重要であると考えられる。本研究が、木造住宅の長寿命化に少しでも寄与できれば幸いである。

謝辞

本論文は、筆者が1993年7月より奉職させていただいている北海道立総合研究機構林産試験場（旧北海道立林産試験場）において取り組んだ研究を取りまとめたものです。

まず、本研究の遂行と本論文の作成にあたり、多大なるご指導を承りました北海道大学大学院・農学研究院連携研究部門連携推進分野の平井卓郎教授に心から御礼申し上げます。平井教授には、北海道大学農学部林産学科および同大学院農学研究科修士課程に在籍中よりご教授いただき、課程修了後も継続してさまざまなご指導ご鞭撻を賜りました。本研究を進めるにあたって、終始懇切丁寧なご指導とご助言をいただき、重ねて御礼申し上げます。

また、本論文を作成するにあたり、懇切なるご指導と貴重なご助言を賜りました、北海道大学・農学研究院環境資源学部門森林資源科学分野の小泉章夫准教授、佐野雄三教授、澤田圭助教、佐々木義久技官に厚く御礼申し上げます。

さらに、本研究を進める上で貴重なご助言を賜りました、元・弘前大学教育学部教授の上田恒司博士、秋田県立大学木材高度加工研究所教授の飯島泰男博士、元・京大大学生存研研究所の小松幸平博士、京大大学生存圏研究所の森拓郎博士、独立行政法人森林総合研究所フェローの神谷文夫博士、岩手大学教授の関野登博士、静岡大学教授の鈴木滋彦博士に心から感謝申し上げます。

また本研究は、企業の方のご協力なくしてはできませんでした。第3章ではホクシン株式会社の高橋英明博士に、また第4章では株式会社イワクラの高橋賢孝氏に貴重な実験の機会を与えていただきました。厚く御礼申し上げます。

さらに、建築分野の立場から貴重なご助言を賜った北海道立総合研究機構北方建築総合研究所の植松武是博士、北海道工業大学准教授の千葉隆弘博士に厚く御礼申し上げます。

また本研究は、北海道立総合研究機構林産試験場の同僚のご協力なしには成し遂げられないものでした。特に森満範博士には研究の発端となる「既存木造住宅の生物劣化診断手法の開発」という研究課題のメンバーに加えていただき、その後も研究終了に至るまでの確かつ温かいご助言やご指導をいただきました。この場を借りて心より感謝申し上げます。また大橋義徳博士には、実験の協力のみならず、学位取得に向けて挫けそうなときに厳しくも温かい叱咤激励をいただき続けました。厚く御礼申し上げます。そして前田典昭氏、藤原拓哉氏、野田康信博士には、本研究に係る各種実験や解析にご協力いただくとともに、日頃の業務をサポートしていただきました。心から感謝申し上げます。

最後に、私の研究生生活を様々な面で支えてくれた多くの同僚、友人、そして家族に感謝します。

文献

- 1) 林野庁：“平成 23 年度 森林・林業白書”，2011.
- 2) 国土交通省：“長寿命木造住宅整備指針”，2002.
- 3) 建設省建築研究所災害調査団：“「1978 年宮城県沖地震」の被害調査報告書”，建築研究報告 No.86（1979）.
- 4) 総務省消防庁：“阪神・淡路大震災について（確定報）”，2006.
- 5) 日本木造住宅耐震補強事業者協同組合：“耐震診断調査データ”，2013.1.15 発表.
- 6) 防災プラス：“ニュースレター-Bosai Plus 2012.5.1 issue”，2012.
- 7) 地震調査研究推進本部：“今後の地震動ハザード評価に関する検討～2011 年・2012 年における検討結果～”，2012.
- 8) 大橋好光：“木造建築の耐震性”，建築雑誌”，No.1637，20-21（2012）.
- 9) 財団法人日本建築防災協会：“木造住宅の耐震精密診断と補強方法（改訂版）”，国土交通省住宅局建築指導課監修，（財）日本建築防災協会，東京，2004，p.63.
- 10) Colley, R.H.：“”The effect of incipient decay on the mechanical properties of air plane timber.(Abstract)”，Phytopathology, 11, 45（1921）.
- 11) Hartley, C.：“Evaluation of wood decay in experimental work”，USDA For.Prod.Lab.Mimeo, No.2119（1958）.
- 12) Richards, D.B.：“Physical changes in decaying wood”，Journal of Forestry, 52(4), 260-265（1954）.
- 13) Henningson, Bjon.：“Changes in impact bending strength weight and alkali solubility following fungal attack on birch wood”，Studia Forestalia Suecica, No.41（1967）.
- 14) 日本建築学会編：“近代日本建築学発達史”，丸善株式会社，1972，pp.311-325.
- 15) 天野登一郎，榊原武重：“防腐枕木調査報告”，業務研究資材，Vol.25，No.27

- (1937) .
- 16) 浅野猪久夫・藤井正道：ブナ材の腐朽に関する研究，木材工業，Vol.8 (3)，118-123
(1953) .
- 17) 水本 晋：キチリメンタケによる腐朽がアカマツ辺材の強度的性質に及ぼす影響，日本
本林学会誌 48 (1)，7-11 (1966) .
- 18) 十代田三郎：木造建築物の対応年限判定に関する研究，日本建築学会研究報告，第
18 卷，p.3 (1952) .
- 19) 福山伍郎，川瀬清：釘保持力による木材腐朽度測定法，北海道大学農学部演習林研究
報告，17 (1)，179-216 (1954) .
- 20) 角谷和男：“木材の内部欠陥と超音波音速との関係”，木材研究，京都大学木材研究所
報告，34，22-36 (1965) .
- 21) Dunlop, J.I. : “Testing of poles by acoustic resonance”, Wood Sci. Technol.,
17:31-38 (1983) .
- 22) 山口修由，佐久間博文：木ねじプローブの引き抜き抵抗を用いた木質部材の健全性診
断：曲げ強度に基づく既存木造建築物中の木質部材の健全性診断法，日本建築学会構
造系論文集，第 626 号，607-615 (2008) .
- 23) 井城泰一，田村明，西岡直樹，阿部正信，飯塚和也：トドマツ精英樹等クローンにお
ける容積密度の樹高方向での変動とピロディンを用いた非破壊的評価，木材学会誌，
55 (1)，18-28 (2009) .
- 24) F.Rinn, F.H.Schweingruber, E.Schar : RESISTOGRAPH and X-Ray Density
Charts of Wood Comparative Evaluation of Drill Resistance Profiles and X-ray
Density Charts of Different Wood Species, Holzforschung, 50, 303-311 (1996) .
- 25) 田中俊成，中井孝：“スギ間伐実大材の” PILODYN” により判定した腐朽度と曲げ強
度”，日本木材学会大会要旨集，京都，1983，p.223.

- 26) 長尾博文, 井道裕史, 軽部正彦, 原田真樹, 加藤英雄, 鈴木憲太郎: “既存木造住宅の耐震性向上に関する総合的研究その 35 腐朽したベイツガ製材品のめり込み強度性能”, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 近畿, 2006, pp.143-144.
- 27) 藤平眞紀子, 中村嘉明, 磯田憲生, 疋田洋子: “枠組壁工法用木材の耐朽性と曲げ強度性能の変化”, 木材学会誌 **47** (7), 589-594 (1997) .
- 28) 鈴木憲太郎, 軽部正彦, 宮武敦, 加藤英雄: “ボンゴシ材を使った公園用木橋の落下について”, 木材工業, Vol.55, No.2 (2000) .
- 29) 藤田誠, 村口良範, 飯島泰男: “腐朽ボンゴシ材の残存強度”, 木材学会誌 **48** (1), 32-37 (2002) .
- 30) 森満範, 宮内輝久, 三浦真由己, 藤原拓哉, 杉山智昭: “屋外に設置された丸太材の残存強度の推定方法について”, 第 52 回日本木材学会大会研究発表要旨集, 岐阜, 2002, p.416.
- 31) 今村祐嗣, 西本孝一: “腐朽によるパーティクルボードの曲げ性能の変化”, 木材学会誌 **30** (12), 1027-1034 (1984) .
- 32) 福田清春, 富永洋司, 原口隆英: “パーティクルボードの耐朽性”, 木材保存 **12**, 132-144 (1986) .
- 33) 藤平眞紀子, 中村嘉明, 磯田憲生, 疋田陽子: “市販中質繊維板 (MDF) の耐朽性”, 防菌防黴 **25**, 439-445 (1997) .
- 34) 大村和香子, 桃原郁夫, 井上明生, 吉村 剛: “保存処理合板の生物劣化抵抗性 (I)”, 第 59 回日本木材学会大会研究発表要旨集, 松本, 2009, p.153.
- 35) 古田直之, 森 満範, 平林 靖: “強制腐朽処理による構造用合板の強度性能の変化”, 第 60 回日本木材学会大会研究発表要旨集, 宮崎, 2010, p.135.
- 36) 滝内浩, 澤田圭, 佐々木貴信, 岡崎泰男, 土居修一, 飯島泰男: “腐朽条件下に置いた木材の面圧強度の変化”, 木材学会誌 **53** (1), 46-51(2007).

- 37) 澤田圭, 佐々木貴信, 飯島泰男: “木材腐朽が木質構造ドリフトピン接合部のせん断性能に及ぼす影響”, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 九州, 2007, pp.57-58.
- 38) Mori,T., Kawano,K., Tanaka,K., Yanase,Y., Kurisaki,H., Mori,M., Noda,Y., Inoue,M., Hayasi,Y., Komatsu,K.: “Propose of Decay-Acceleration Method for Real Size Column-Sill Joint and Evaluation of Strength Properties”, Proceeding of the 12th World Conference on Timber Engineering, Auckland, 2012, pp.160-164.
- 39) Kent, S.M., Leichti, R.J., Rosowsky, D.V., Morrell, J.J.: “Effects Of Wood Decay By *POSTA PLACENTA* On The Lateral Capacity Of Nailed Oriented Strandboard Sheathing And Douglas-Fir Framing Members”, Wood and Fiber Science, 36 (4), 560-572 (2004) .
- 40) 張 沛文, 上田恒司, 平井卓郎: “構造用木質面材と木材との釘接合部の劣化促進試験方法”, 木材学会誌 **43** (12), 1030-1034 (1997) .
- 41) 平井卓郎, 張 沛文, 入江康孝, 若島嘉朗: “構造用木質面材の釘接合せん断耐力”, 木材学会誌 **45** (2), 120-129 (1999) .
- 42) 土居修一, 西本孝一: “ナミダタケによる木造住宅の被害に関するケーススタディ”, 木材研究・資料, **22**, 78-98 (1986) .
- 43) 肱黒弘三, 小野泰: “木造住宅構造部材の劣化状況の実態調査”, 日本建築学会技術報告集 **9**, 41-44 (1999) .
- 44) 鈴木憲太郎: 浦河沖地震調査と木材の腐朽, 木材保存 **22**, 46-53 (1982)
- 45) 吉村剛: “阪神大震災における破損木造住宅の腐朽及びシロアリ被害に関する一考察”, 木材保存 **21**, 189-19 (1995) .
- 46) 田端千夏子, 大橋好光: 木造建築物の耐震診断法に関する研究—新旧耐震診断の比較および評点と被災度の関係—, 日本建築学会構造系論文集, 第 599 号, 119-125

- (2006) .
- 47) 千葉隆弘, 苫米地司, 植松武是, 高橋徹, 大橋好光: 積雪地域における木造住宅の耐震診断と耐震補強に関する研究—札幌市の2階建て木造住宅を対象とした場合—, 日本建築学会構造系論文集, 第630号, 1311-1316 (2008) .
- 48) 日本建築学会: “木質構造基礎理論”, 日本建築学会編, 丸善, 2010, pp.127-134.
- 49) Tuomi, R.L., McCutcheon, W.J.: “Racking Strength of Light-Frame Nailed Walls”, *ASCE journal of Structural Division* **144** (ST7), 1131-1140 (1978) .
- 50) Itani, R.Y., Obregon, S.A.: “Nonlinear racking analysis of nailed walls”, *Wood Sci.* **16** (3), 454-465 (1984) .
- 51) 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**, 86-91 (1981) .
- 52) 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, 第519号, 87-93 (1999) .
- 53) 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** (1), 75-79 (1993) .
- 54) 石山央樹, 腰原幹雄: “面材耐力壁の釘発錆時せん断性能に関する実験的研究 木造住宅の劣化時構造性能に関する研究 (その1)”, 日本建築学会構造系論文集, 第646号, 2281-2289 (2009) .
- 55) 石山央樹, 腰原幹雄: “面材耐力壁の釘発錆時せん断性能に関する実験的研究 木造住宅の劣化時構造性能に関する研究 (その2)” 日本建築学会構造系論文集, 第676号, 911-918 (2012) .
- 56) 平井卓郎: “木質構造の研究課題”, 木材学会誌 **53** (3), 117-126 (2007) .
- 57) 国土交通省住宅局建築指導課監修: “木造住宅の耐震精密診断と補強方法 (改訂版)”, (財)日本建築防災協会, 東京, 2004, p.63

- 58) (社)日本木材保存協会住宅生物劣化診断部会編集：“実務者のための住宅の腐朽・虫害の診断マニュアルー現場診断・精密診断から補修・予防まで”，(社)日本木材保存協会，東京，2004，p.51
- 59) 土居修一，西本孝一：“ナミダタケで腐朽したエゾマツ材の曲げ強度と化学成分”，木材学会誌 **32** (9)，724-729 (1986) .
- 60) Imamura,Y., Fujii,Y., Noguchi,M., Fujisawa,K., Yukimune,K.：“Acoustic Emission Monitoring During Bending Test of Decayed Wood”，*Mokuzai gakkaiishi*, **37** (11)，1086-1090 (1991) .
- 61) 阿部豊：“涙菌による針葉樹材の腐朽に就いて”，北海道林試集報第 68 号，23-38 (1949) .
- 62) 森満範，宮内輝久，三浦真由己，藤原拓哉，杉山智昭：“旭川暴露試験地における野外耐朽性試験 (Ⅱ) カラマツおよびトドマツにおける強度の経年変化”，第 58 回日本木材学会大会研究発表要旨集，つくば，2008，p.147
- 63) JIS K 1571：“木材保存剤-性能基準及びその試験方法”，日本規格協会(2010).
- 64) 日本建築学会編：“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”，日本建築学会，丸善，東京，2006，p.367.
- 65) 高橋旨象：“きのこと木材”，築地書館，東京，1989，pp.62-65.
- 66) 日本建築学会編：“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”，日本建築学会，丸善，東京，2006，pp.29-66.
- 67) Sawata,K., Yasumura,M.：*J. Wood Sci.*, **48** (2)，138-146 (2002) .
- 68) 神谷文夫：“防腐合板への期待”，木材保存 **35**，102-106 (2009) .
- 69) 大畑 敬，河村 進：“合板・OSB の釘保持性能と実大大壁の強度性能比較”，島根県産業技術センター研究報告 **46**，25-28 (2010) .
- 70) ASTM D-1037：Standard Test Methods for Evaluating Properties of Wood-Base

Fiber and Particle Panel Materials.

- 71) 戸田正彦, 森 満範, 大橋義徳, 平井卓郎: “木材腐朽が釘接合部のせん断性能に及ぼす影響”, 木材学会誌 **56** (1), 41-47 (2010) .
- 72) (社) 日本木材保存協会: “木材保存学入門改訂版”, (社) 日本木材保存協会, 東京, 1998, p.80.
- 73) 日本建築学会編: “木質構造設計規準・同解説－許容応力度・許容耐力設計法－”, 日本建築学会, 丸善, 東京, 2006, p.324.
- 74) 大熊幹章: “合板の機械的性質に関する研究 (第4報) 引張ヤング係数および引張強度”, 木材学会誌 **12** (2), 75-80 (1966) .
- 75) 日本建築学会編: “木質構造設計規準・同解説－許容応力度・許容耐力設計法－”, 日本建築学会, 丸善, 東京, 2006, pp.26-66.
- 76) 日本建築学会編: “木質構造設計規準・同解説－許容応力度・許容耐力設計法－”, 日本建築学会, 丸善, 東京, 2006, pp.367-376.
- 77) 神谷文夫, 駕海四郎: “合板－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** (4), 313-319 (1989) .
- 78) 国土交通省: 建築基準法施行令第46条, “構造耐力上必要な軸組等” .
- 79) 国土交通省: 昭和56年建設省告示第1100号, “建築基準法施行令第46条第4項表1(1)項から(7)項までに掲げる軸組と同等以上の耐力を有する軸組及び当該軸組に係る倍率の数値 “.
- 80) 宮澤健二: 木造建物の解析, 建築技術 1995, 「新時代の木造住宅設計法」 .
- 81) 住宅金融公庫: 「木造住宅工事共通仕様書」平成15年度改訂版.
- 82) 日本繊維板工業会: “グリーンベース 30仕様マニュアル”, 日本繊維板工業会, 2007.
- 83) 青井秀樹, 三井信宏, 杉本健一, 高麗秀明, 神谷文夫: “各種厚物面材の釘接合部剪断性能”, *Journal of Timber Engineering*, 木質構造研究会 **58**, 27-33 (2006) .

- 84) 青井秀樹, 三井信宏, 杉本健一, 神谷文夫: “厚物パーティクルボードを張った水平構面のせん断耐力について”, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 関東, 2006, pp.237-238.
- 85) (財) 日本木材・技術センター: “木造軸組工法住宅の許容応力度設計”, (財) 日本木材・技術センター編, p.143 (2002) .
- 86) 日本建築学会編: “木質構造設計規準・同解説－許容応力度・許容耐力設計法－”, 日本建築学会, 丸善, 2006, pp.54-55.
- 87) 矢永国良, 佐々木義久, 平井卓郎: “釘接合耐力の変動を考慮に入れた面材釘打ち耐力壁の許容せん断耐力評価”, 木材学会誌 **47** (3), 242-251 (2001) .
- 88) 吉原 浩: “木材および木質材料のせん断特性の評価法”, 材料 **55**, 349-355 (2006) .
- 89) 鈴木滋彦, 縄大輔, 宮本康太, 洪沢龍也: “Two-Rail Shear 法および Edgewise Shear 法による木質パネルの面内せん断性能評価”, 材料 **49**, 395-400 (2000) .
- 90) 杉山英男: ” 木構造”, 彰国社, 東京, 1971, p.256.
- 91) 澤田 稔, 上田恒司: “木質板に関する研究 (第1報) 周辺単純支持, 中央集中荷重による矩形板の撓み”, 北海道大学農学部演習林研究報告 **25** (1), 61-84 (1967) .
- 92) 日本建築学会: “木質構造設計規準・同解説－許容応力度・許容耐力設計法－”, 日本建築学会編, 丸善, 2006, pp.55-56.
- 93) 矢永国良, 佐々木義久, 平井卓郎: “構造用木質面材を用いた釘接合部のせん断力に対する許容マージン”, 木材学会誌 **50** (1), 30-36 (2004) .
- 94) 平井卓郎・宮澤健二・小松幸平: “木質構造”, 東洋書店, 東京, 2004, pp.158-179.
- 95) 平井卓郎・宮澤健二・小松幸平: “木質構造”, 東洋書店, 東京, 2004, pp.148-150.
- 96) 平井卓郎・宮澤健二・小松幸平: “木質構造”, 東洋書店, 東京, 2004, pp.77-78.
- 97) 国土交通省: 「枠組壁工法の技術的基準」, 建設省告示 56号, 1982.
- 98) 国土交通省: 「住宅の品質確保に促進等に関する法律」, 2003.

99) 国土交通省：「長期優良住宅の普及の促進に関する法律」，2008.

100) (財) 日本住宅・木材技術センター：“平成 12 年建設省告示第 1460 号に対応した木造住宅用接合金物の使い方－Z マーク表示金物と同等認定金物・性能認定金物－”，(財) 日本住宅・木材技術センター，2005，pp.168-170.

101) 平井卓郎・宮澤健二・小松幸平：“木質構造”，東洋書店，東京，2004，pp.187-189.