

小・中地震による繰返し変形が
木造住宅の耐震性能に及ぼす影響

Effect of numerous small deformations due to moderate earthquakes
on seismic performance of conventional wooden house

令和5年3月

井上 涼

目次

第1章	はじめに	1
1.1	研究背景と目的	1
1.2	既往の研究	4
1.2.1	繰返し変形による釘接合部の劣化現象	4
1.2.2	繰返し変形による耐力壁の劣化現象	6
1.2.3	繰返し変形による劣化現象を考慮した復元力モデル	7
1.3	本研究の特徴と位置づけ	8
1.4	本論文の構成	9
1.5	対象とする地震動と想定変形の定義	10
	第1章の参考文献	14
第2章	仕上げ損傷から経験変形を推定するための指標と継続使用のクライテリア	19
2.1	はじめに	19
2.2	壁構面静加力実験	21
2.2.1	実験概要	21
2.2.2	実験結果	23
2.3	振動実験	27
2.3.1	試験体の仕様	27
2.3.2	仕上げの損傷状況	28
2.4	内外装の損傷状況から経験最大層間変形角を推定するための指標の提案	32
2.5	継続使用限界変形角の提案	44
2.6	まとめ	46
	第2章の参考文献	47
第3章	釘接合部の繰返し加力実験	49
3.1	はじめに	49
3.2	実験概要	50
3.3	実験結果と考察	53
3.3.1	面材の違いによる比較	58
3.3.2	主材・接合具の違いによる比較	61
3.4	まとめ	65
	第3章の参考文献	66

第4章 実大壁の繰返し加力実験.....	67
4.1 はじめに	67
4.2 実験方法	68
4.3 実験結果と考察	72
4.4 接合部実験結果を用いた面材壁の荷重低下の推定	79
4.5 まとめ.....	84
第4章の参考文献.....	85
第5章 複数回の小・中地震が木造住宅の大地震時の応答変形に与える影響	87
5.1 はじめに	87
5.2 解析方法	89
5.3 解析結果と考察	98
5.3.1 主要動のみを入力した場合	98
5.3.2 初期微動を含む地震波を入力した場合	104
5.4 まとめ.....	109
第5章の参考文献.....	110
第6章 本論のまとめ	113
6.1 本論文の結論.....	113
6.2 今後の展望	116
本論文に関する発表論文	117
謝辞.....	119

第1章 はじめに

1.1 研究背景と目的

近年、環境問題に対する関心の高まりとともに、炭素固定化などを目的として、木材の積極的な利用を目指した取り組みが進められている。建築分野においては、特に木材を構造材として用いた建築物の建設が促進されている。脱炭素社会の実現に資する等のための建築物等における木材の利用の促進に関する法律[1.1]が制定されるなどし、中大規模木質構造を都市に取り入れる取り組みがなされているところである。一方住宅に着目すると、日本における新築住宅着工戸数の約6割、戸建て住宅では約9割は木造で建築されている[1.2]。木造住宅においては、2009年に長期優良住宅普及促進法[1.3]が施行され、これまでおよそ30年といわれていた木造住宅の寿命を100年程度まで延ばすこと、つまり木造住宅の長寿命化が求められている。これから建てられる新築の木造住宅はもちろんのこと、地球環境面や住民の資産維持などを考えた場合には、既存住宅についても適切な改修・修繕をおこないながら長期的に使用していくことが重要であると考ええる。

建物が取り壊される要因の一つとして、地震によって損傷を受けることが挙げられる。これまで、大地震を受けるたびに木造住宅を中心とした多数の建物の倒壊を含む被害が報告されてきた。例えば、1995年兵庫県南部地震では、元々耐震性能が十分でない指摘されていた1981年以前に建築された旧耐震住宅や、築年数が古く老朽化が進んでいた住宅、さらには、不適切な施工がなされていた住宅について深刻な被害が発生した[1.4]。これを受けて耐震基準の見直しが図られ、いわゆる2000年基準においては、それまで「つ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になるなど、耐震性の向上が図られた。また、2度にわたる強震動が観測された2016年熊本地震においても、多数の木造住宅の被害が報告された。特に被害の大きかった益城町中心部については、日本建築学会九州支部熊本地震災害調査委員会が設置され、被災建物の悉皆調査（全棟調査）が実施されており、旧耐震住宅の倒壊を含む多くの木造住宅の被害が明らかとなる一方、旧耐震以降から2000年までに建てられた住宅においても倒壊被害が報告された。1981年以前の旧耐震住宅についてはいわゆる全壊とされる被害が40%を超え、新耐震基準以降である1981～2000年の建物ではおおよそ20%、2000年以降の建物に関しては6%であった[1.5]。

このように大地震による木造住宅の被害が報告される度、その耐震性向上の必要性が議論されている。特に1995年兵庫県南部地震の後には、数多くの木造住宅の振動実験が実施されるようになり、その地震時挙動の把握のためのデータの蓄積及び分析が進められてきた。1981年建築基準法の改正以前に建てられた既存木造住宅について耐震補強を施すことで必要な性能を示すことができること[1.6]、耐震等級を引き上げることで大地震による被害を軽減できるかについて耐震等級3の木造住宅を用いた実証実験[1.7]などが報告されている。現在の木造住宅では、適切な耐震設計をおこない、規定通りの施工をおこなうことで、

大地震に対しても必要な性能を示すことができると言える。これまでは、大地震被災時に建物が倒壊せず、人命が守られさえすればよいという考えに基づき、木造住宅の耐震性能の向上が図られてきた。しかし、品確法で耐震等級として1、2、3の3種が存在し、特に最近では、より高い耐震性能を持った等級3以上に相当する住宅が建ち始める状況にあることなどから、地震時の安全性はもちろんのこと、大地震被災後の継続使用や資産維持への需要が高まっていることが窺える。また、被災住宅の継続使用率を上げることは、地震被災後の地域の機能維持や早期復興の面からも重要な課題である。そのため、大地震を被災しても倒壊しないことは当然として、その後も安全に使い続けられる住宅について、その必要性能の検討が必要である。

大地震被災後の継続使用率を上げるためには新築住宅の耐震性能向上はもちろんのこと、既存住宅の耐震補強を適切に進める必要がある。一般に耐震性能は新築時の性能をもって議論されることが多いが、木造住宅は使用期間内に複数回受けると考えられる地震による繰返し変形を経験することにより、耐震性能が低下する可能性がある。また、既存住宅の耐震補強のためには、補強計画の際に現状の耐震性能を適切に評価する必要があるため、このような耐震性能劣化を考慮する必要がある。また、木造住宅のより長期的な使用のためには、繰返し変形による耐力劣化傾向を把握し、新築住宅についてはこれを考慮した耐震設計をおこなう必要がある。また、既存住宅については耐震診断や耐震補強によって、その安全性を担保しなければならないと考える。

後述するように、木造住宅の倒壊挙動の把握のための振動台実験や耐力壁のせん断実験が盛んにおこなわれてきたことや直接人命に関わる大変形域での建物の性能把握に関する注目度が高かったことなどを背景に、大変形の繰返しによる耐震性能の低下や応答変形への影響についての検討は比較的進んでいると言える。しかし、使用期間中に複数回受け得る可能性のある小・中地震による多数回の繰返し小変形による耐力低下についての検討例は極めて少なく、それが大地震時の応答変形に与える影響は明らかとなっていない。日本では、小・中地震が頻繁に発生しており、例えば茨城県では過去30年間において、震度3の地震が300回程度発生している状況にある[1.8]。このような地震によって、一般的に弾性域とみなされるような $1/450\text{rad}$ や $1/300\text{rad}$ といった微小な変形を多数回受けた場合、木造住宅の耐震性能や大地震時の応答変形にどの程度影響するのかを把握しておくことは重要な課題である。

そこで本研究では、使用期間における小・中地震による繰返し変形が木造住宅の耐震性能に与える影響を明らかとすることを目的とする。本研究では、耐力壁の疲労限度を明らかとすることではなく、あくまで考えられる繰返し数の中でどのように耐震性能の低下が起こるかを明らかとすることを主眼に置き、検討を進める。さらに、木造住宅のより長期的な使用を可能にすることを目標に、大地震被災後の継続使用を想定した必要耐震性能について繰返し変形による劣化を含めて検討する。建物の設計クライテリアとして、大地震被災後に継続的に使用するための損傷度合いの限界（継続使用限界変形角）を取り上げる。2016年

熊本地震の被災建物の追跡調査によって、その多くが継続使用されずに取り壊されている現状を示した上で、継続使用限界変形を検討し、その変形に抑えるための必要耐震性能について、繰返し変形による劣化を含めた解析的な検討を実施し考察する。

概説すると、はじめに住宅の損傷状況と経年最大変形の関係を定量化し、被災住宅の継続使用状況の調査結果と照合することにより、継続使用限界変形角を定義する。また、木造住宅の面材耐力壁の性能を決定づける釘接合部及び実大耐力壁のせん断性能に繰返し小変形が与える影響を実験的に明らかとし、釘接合部の実験結果から耐力壁の劣化傾向が推定可能かどうかを検討する。これらから得られたデータを用いて、劣化を考慮した木造住宅の地震応答解析により、小・中地震が木造住宅の応答変形に与える影響を明らかとするとともに、劣化を考慮した場合の耐震性能低減係数や応答変形が継続使用のクライテリアを満たすために必要な耐震性能について論じる。なお、実際の既存住宅においては、経年による木材の痩せや応力緩和などによる初期剛性の低下、蟻害・腐朽などの生物劣化による耐震性能の低下が考えられるが、本研究では小変形の繰返しによる劣化のみを対象とし、考慮しないこととした。

以下、次節では、繰返し変形による釘接合部や耐力壁の劣化現象に関する既往の研究について概観し、1.3節では本研究の特徴と位置づけについて述べる。

1.2 既往の研究

繰返し変形による劣化現象は、一般的には疲労現象と呼ばれる。建築分野においても疲労現象が耐震性能に与える影響についての検討がなされており、特に疲労による影響が大きい鋼構造においては研究が進んでいる。例えば、Tong ら[1.9]や Guo ら[1.10]は地震時に鉄骨フレームにおける溶接接合部が低サイクル疲労を受け、破壊に至ることを報告している。木材においては、疲労現象について、古くは主に木質材料を用いたタービンのブレードに着目した検討が実施されてきた [1.11]。木質構造の分野においては、木材や木質部材の材料特性を明らかにするという位置づけで疲労現象を検討したいくつかの文献が存在する。渡辺らはスギとセランガンバツを対象として、曲げ疲労の影響を検討している[1.12]。この中で、静的実験で得られた最大耐力の 70-110%の範囲で検討した結果、載荷周期に関わらず破壊時の蓄積ひずみエネルギーが破壊のクライテリアであるとともに、静的実験におけるひずみエネルギーを用いて、これが推定可能であることを示している。杉本らは合板の厚み方向のせん断に対する疲労現象について検討し[1.13-1.15]、その結果として疲労寿命についてひずみエネルギーに基づいた推定手法の提案と、その手法の確かさを正負交番載荷における初期のサイクルの結果を用いて説明している。佐々木らは、引張-ねじり複合繰返し加力における木材の疲労耐力について実験的に調査している[1.16]。Thompson らは OSB や MDF をデッキの床材として使用した場合を想定した曲げ疲労現象に関する調査を実施している[1.17, 1.18]。

以下に、釘またはビス接合部、耐力壁やその復元力特性のモデル化に関連する先行研究の内、本研究と関連性の高いものについてまとめる。

1.2.1 繰返し変形による釘接合部の劣化現象

木造住宅におけるせん断力に対する主な抵抗要素は耐力壁である。特に面材耐力壁の場合には、面材と軸組の釘接合部のせん断性能が耐力壁の性能を決定づける。したがって、耐力壁の疲労現象を明らかとすることを目的として、いくつかの釘またはビス接合部の繰返し加力実験（疲労実験）が報告されている。釘接合部は地震による正負交番繰返し荷重を受けた場合に釘が低サイクル疲労を引き起こすことが知られており、特に繰り返される変形が大きい場合には、それが耐力や靱性低下につながるということが報告されている。

海外においては、北米やヨーロッパを中心として研究が進められてきた。北米では、light frame timber structure の繰返し変形に着目した研究がされてきた[1.19, 1.20]。米国の CUREE-Caltech project を代表例に様々な検討が進められており、面材と軸組の接合部の繰返し加力実験が報告されているほか[例えば 1.21]、データベース化が図られた例もある[1.22]。OptimberQuake project では、OSB や石膏ボードを用いた接合部について繰返し変形に着目した検討がなされている[1.23]。さらに、パーティクルボードを用いた接合部の実験結果についても報告されている[1.24]。その他の検討として、Soltis らはダグラスファー

を主材に、側材にベイマツと合板を用いた釘接合部の疲労現象を報告している[1.25]。繰返し変位は 0.76~3.8mm 程度の範囲で、繰返し数は 40 回である。側材の種類に関わらず、0.76mm の場合でもはじめの 10 回繰返しにおいて明確な荷重低下が確認された。荷重速度による差異としては、1Hz と 10Hz では 10%以下であったと報告している。Casagrande らは、木質構造における様々な種類の接合部について低サイクル疲労耐力を解析することを目的として、面材と軸組、木材同士、鋼材と木材の接合部について 40 種類を超える繰返し実験の結果を報告している[1.26]。実験の結果、繰返し変位と荷重低下の関係について、1 から 3 サイクルの間で線形の関係があることなどを報告している。

日本においても、繰返し変形に着目した研究がいくつか実施されており、例えば、宮澤[1.27, 1.28]は、釘接合部の風や地震時の挙動を明らかにするために、数百~数千の繰返し荷重下での強度劣化や疲労破壊の可能性を検討しており、振幅 1mm 以下では 3 万回程度で疲労破壊はみられず、それ以上の振幅では次第に不安定化し、釘の破断を伴う疲労破壊が起こると述べている。徳田[1.29]は、主材をベイツガ製材、側材をベイツガ合板とした時の実用上の疲労限度を耐力比にして約 30%と提案している。また主材と側材間のすべりとして 1mm が疲労破壊を生じるかどうかの臨界点であったと報告しており、先の報告内容と一致している。若島らは一連の研究[1.30-1.32]において、主材をベイツガ、側材をラワン合板、接合具を CN50 とした試験体について繰返し変形を与えた実験結果を報告している。いくつかの加力方法による結果を報告しており、変位制御では 0.2mm から 0.2mm ずつ変位を増やしながら 2mm まで各 10 回ずつ繰返し、その荷重低下を確認している。澤田ら[1.33]は、合板とホワイトウッドの CN50 釘を用いた接合部について、0.5mm から 5.0mm の変形を 10 回ずつ繰返した実験結果を報告し、ピーク荷重の低下傾向を確認している。廣瀬ら[1.34, 1.35]は、0.25mm といった弾性域の微小な変形においては、繰返し数の増加による極端な耐力低下がみられなかったこと、加力履歴を正負交番の 10 ステップ、各 10 回の繰返しとした試験体については、疲労による釘の破断がみられたことを報告している。平井らは、釘接合部の疲労特性についていくつか報告している[1.36, 1.37]。CN50 釘を用いてラーチ合板とトドマツを留めつけた試験体の実験[1.36]では、動的载荷の場合には釘の低サイクル疲労が起こる可能性があることを示している。また大変形の繰返しは、共振地震動による固有周期の低下による等価剛性の低下を引き起こし、深刻な損傷の原因になる可能性を指摘している。長瀬らは釘やビスの低サイクル疲労を考慮して合板耐力壁の荷重変形関係を推定するために、合板とスギを用いた接合部の繰返し加力実験を実施している[1.38]。ISO で規定される終局変位の 1.25%から 120%までの変位を 1 回または 3 回繰返す载荷履歴と終局変位に対して 1%ずつ変位を増加させていく载荷履歴の 2 つの異なる载荷履歴を用いた実験結果を報告している。

一方で、これらの先行研究の多くが各サイクルの繰返し数が少ない、もしくは対象としている変形が降伏耐力以降であることが多いこと、小変形の多数回繰返しをおこなっているものについても、その多くが疲労限度を明らかとすることを主目的としているために、各繰

返しでの荷重低下を細かく分析している例は少ない。

1.2.2 繰返し変形による耐力壁の劣化現象

複数回の繰返し変形による耐力劣化現象として、特に大変形域においては耐力低下及び復元力特性に与える影響が大きく、その後の地震に対する木造住宅の応答変形に大きく影響する可能性があることが指摘されている。海外においては、耐力壁のせん断性能についても先述した米国の CUREE-Caltech Woodframe プロジェクト[1.39]をはじめとして、繰返し変形による耐力壁の劣化現象に着目した様々な研究が実施されている[1.40-1.47]。さらに、これらの劣化の影響を評価に含めるための実験履歴も提案されている[1.48]。OSB パネルを用いた耐力壁の構造性能に対する繰返し荷重の影響が示された例もある[1.49]。

日本における研究を挙げると、例えば、今西ら[1.50]は、 $1/300\text{rad}$ 及び $1/120\text{rad}$ を多数回繰り返す実験を実施しており、 $1/120\text{rad}$ を 1000 回繰り返した場合にはピーク値が 70% 程度低下することや、エネルギー吸収能力については繰返し 3 回目まででとりわけ大きく低下することなどが報告されている。大野ら[1.51]は合板及び筋かい耐力壁について、降伏耐力の 75%~1600%の変形を最大 10 回繰り返す実験をおこない、変形が 12mm の繰返しによる耐力低下はみられなかったと報告している。下村ら[1.52]は、木造住宅の耐風性能を評価するための復元力特性を検討することを目的とした繰返し加力実験を報告しており、荷重及びエネルギー吸収能力が繰返し回数の進行とともに低下することを報告している。梶川ら[1.53]は、木質接着パネル、筋かい耐力壁、合板耐力壁について繰返し数 10 回の動的水平加振実験をおこなった結果を報告している。村知ら[1.54]は、 $1/200\text{rad}$ 以上の変形を対象としたランダム载荷により耐力劣化傾向を考察し、疲労寿命について論じている。五十田ら[1.55]は、枠組壁工法仕様の石膏ボード壁を対象とし、 $1/120\text{rad}$ 以上の変形の繰返しによる劣化傾向を確認し、合板壁などと比較して荷重低下が大きいことを報告している。山崎ら[1.56, 1.57]は、一連の研究において、大変形域での繰返し载荷による筋かい及び合板耐力壁の耐力劣化挙動を報告している。降伏変形程度以降として終局変形の $1/4$ 倍から $2/3$ 倍までの変形を 30 回繰り返すことによって性能評価をおこなう実験を実施し、終局変位の $1/2$ 倍以上の繰返しによって、筋かい壁では最大耐力が低下し、合板壁の場合にはほとんど耐力がなくなったこと、サイクルの増加に伴う荷重低下は一定値に収束する傾向がみられ、変形が大きいほど収束値は小さく、収束速度が速いことなどを報告している。また、筋かい壁の方が合板壁よりも繰返し载荷による劣化が緩やかであることが明らかとなった。さらに、応答スペクトル形状が同様の地震波であっても繰返し数の多い履歴の方が耐力劣化は大きく、応答変形が増加する可能性があることを指摘している。さらに、新井ら[1.58]や峯村ら[1.59]の研究などにみられるように、制振素材を耐力壁に用いて、繰返し荷重に対する劣化を抑制しようという試みもいくつか報告されている状況である。

1.2.3 繰返し変形による劣化現象を考慮した復元力モデル

木造建物の時刻歴応答解析のために、木造耐力壁の非線形挙動のモデル化についても検討が進められている。枠組壁構法については、Stewart [1.20]が繰返し実験結果の挙動を再現する復元力特性を提案している。また、Folienteら [1.60]は10以上のパラメータを持つ関数モデルを提案し、繰返し実験の結果を精度よく追跡できることを示している。さらに、Folzら[1.61]は、骨格曲線をexp関数で表し、繰返し挙動ではピンチングの後に最大点を指向するモデルを提案した。Pangら [1.62]は、Folzの指数関数モデルを踏襲しつつ、繰返し変形時の剛性劣化を考慮できるように2つの骨格曲線を持つEvolutionary Parameter Hysteretic Model (以下、EPHM)を提案した。さらに、このモデルを基として人見ら[1.63]、五十田[1.64]は、一定の変形量での複数回の繰返し変形において、繰返し変形の際に指向する最大点の低下現象を考慮したモデル(改良 EPHM)を提案しており、振動台実験の結果をうまく模擬できることを確認している。他にも、Filiatrault [1.65]による剛性劣化を考慮したモデル、Davenneら[1.66]による強度低下を考慮したモデルが提案されている。Ayoub [1.67]は、強度、剛性劣化を考慮した復元力特性を提案し、振動解析をおこなった結果、木造建物の応答評価の際に劣化の影響を正確に考慮することの重要性を強調している。山崎ら[1.68]は、降伏を超える大変形領域での耐力壁の荷重低下の影響を等価線形化法に組み込んだ評価方法の提案をおこなっている。

1.3 本研究の特徴と位置づけ

本研究では、小・中地震による繰返し変形による耐震性能劣化を明らかとするとともに、繰返し変形の影響を見込んだ場合の耐力低減度合いや継続使用のクライテリアを満たすために必要な耐震性能を提案することを目的とした。特筆すべき点は以下の2点である。

1. 木質構造分野においては研究事例の少ない小・中地震に対する繰返し変形による耐力劣化現象を明らかとする点。
2. 耐力劣化した構造部材のデータを基に住宅全体の解析的評価をおこなう点。

1995年兵庫県南部地震の後、木造住宅にはより安全な性能が求められるようになり、耐震性能の向上に向けて様々な検討が進められている。しかし、より長期的に木造住宅を使用することを考えた場合、新築住宅については将来受けることになる複数回の地震を見越した必要性能の提案、既存住宅については現状の残存耐震性能を評価し、適切な補強量を選択するという観点から、使用期間における劣化の影響を考慮することが必要不可欠である。劣化要因の一つである繰返し変形による影響について、木質構造においては降伏変位を超えるような変形、特に最大耐力時変形前後の繰返しによる劣化特性の検証は比較的盛んにおこなわれているものの、多数回の小変形の繰返しが木造住宅の耐震性能に与える影響は明らかとなっていないのが現状である。耐力壁の耐震性能は、通常同様の変形を3回ずつ繰り返すことで性能評価をおこなうが、一般に弾性域とみなされるような比較的微小な変形を多数回受けた場合に最大耐力や剛性の低下が起こるのか否かの検証はほとんどされておらず、その後大変形を経験した場合に既定の性能が担保できるか、大地震時の応答変形に影響するかどうかは明らかとなっていない。本研究ではこれらを明らかとすることで、木造住宅の長期使用を考えた際に考慮しなければならない耐力劣化の評価を可能とすることを目的とした。

本研究は、単位接合部のせん断実験、耐力壁のせん断実験、実験で得られたデータを用いた住宅の解析と積み上げ型の研究であるところに特徴がある。単位接合部実験から得られたデータを用いて耐力壁の劣化傾向の評価を試み、仕様が変わった場合においても比較的簡便に実施できる接合部要素の実験によって劣化傾向の評価が可能となることを目指す。さらに、最終的に住宅の応答変形について解析的な検討をおこなうことにより、適応範囲を広くできることが特色である。木造住宅の振動解析に、検討した耐力劣化現象を盛り込むことで、築年数（微小変形を受ける回数）や元々の耐震性能などの違いに応じた評価を可能とする。

最終的には、木造住宅の適切な高耐震化や耐震補強を適切に進めることによって地震時の被害軽減のほか、継続使用率の上昇によって街のロバスト化につながると考える。今後の住宅の長寿命化に向けて、既存住宅の評価のみならず、現在あるいはこれから建てられる住宅について、将来の残存耐震性能を把握するための資料となり得ると考える。

1.4 本論文の構成

本論文は6章から構成され、各章の構成を以下に示す。

第1章では、研究の背景や問題点、既往の研究や本研究の目的について述べた。

第2章では、仕上げの損傷状況から経験最大変形角を推定するための指標について検討し、2016年熊本地震を被災した木造住宅のその後の使用状況との対応から、継続使用のクライテリアについて検討する。

第3章では、釘接合部に多数回の繰返し小変形を与える1面せん断実験を実施し、荷重低下傾向や強度特性に与える影響を実験的に検証する。

第4章では、小変形の繰返しが耐力壁のせん断性能に与える影響を実験的に検証するとともに、耐力壁の荷重低下傾向が釘接合部の荷重低下傾向から説明可能かを検討する。

第5章では、耐力壁の多数回の繰返し加力実験から得られたデータを用いて、繰返し変形による荷重低下を考慮した木造住宅の地震応答解析をパラメトリックに実施する。得られた解析結果から、小・中地震が大地震時の応答変形に与える影響について検討するとともに、このような劣化現象を考慮した場合、大地震後の継続使用のために必要な耐震性能について論じる。

最後に第6章でこれらの結果を取りまとめて、一連の研究を総括する。

1.5 対象とする地震動と想定変形の定義

本研究で対象とする地震動及び実験で繰返し対象とする変形領域について定義する。小・中地震によって引き起こされる繰返し変形に起因する耐力劣化を対象として論を進める。本研究では小・中地震を、建築基準法における稀地震以下の地震を想定し、気象庁震度で3～5弱程度の地震とする。ここで震度階を指標として用いたのは、地震の強さを表す指標としてよく用いられており、一般になじみやすいと考えたからである。ただし、震度階級と実際の地震被害は必ずしも一致しない点には注意されたい。なお、耐力壁内の最も変形の大きい釘接合部が降伏しない程度の変形が繰り返される状況を想定している。

本研究での実験における繰返し変位や繰返し数などの試験条件を決定するために、各震度に対応する地震の発生回数と木造住宅の応答変形を検討する。

ここでは繰返し数は、各県庁所在地において過去30年間に発生した各震度に対応する地震の発生回数を気象庁震度データベース[1.8]より調べ、そのうちの最大回数を目安に設定することとした。実際には地震1回の継続時間中に微小変形の繰返しが含まれるが、ここでは地震1回あたりの最大変形に着目することとして無視した。また、同じ震度の地震でも地盤特性や地震波の卓越周期の違いによって、耐震性能に与える影響が異なるを考える。個別の地盤特性や地震波を想定した検討をおこなうことで、より現状に近い結果が得られると考えるが、本研究では、まず、様々な周期を含んだ地震波に対する劣化傾向を明らかにするためにBSL波が適当であると判断し、第5章の解析においてはBSL波に絞った検討を実施することとした。各県庁所在地における過去30年間での地震発生回数の内、最大数を震度ごとに表1.1に示す。

表 1.1 30年間に於ける各震度に対応する地震の最大発生回数

震度階	震度2	震度3	震度4	震度5弱	震度5強
発生回数	679	335	81	7	3

続いて、各震度の地震における木造住宅の応答変形を検討する。建築基準法上の最低限の性能を持つ3棟の住宅モデルに各震度に対応する地震波を入力する解析を実施した。ここで最低限の性能とは、壁量計算で壁量充足率1.0となる住宅のことであり、層せん断力係数（1層の許容耐力/建物の総重量）で表すと0.2程度の性能に相当する。地震応答解析は京都大学生存圏研究所が公表している木造住宅倒壊解析ソフトウェア「wallstat438」[1.69]を用いて実施した。解析モデルは実在する住宅の平面計画を基に作成し、耐力要素は最も一般的に用いられる合板耐力壁のみとし、設定パラメータはソフトウェアに添付されているものとした。作成した解析モデルを図1.1に、解析に用いた合板耐力壁の荷重変形関係を図1.2に示す。なお、解析モデルは稀地震を入力した際の層間変形角がおおよそ1/120radに、極稀地震を入力した際の層間変形角がおおよそ1/30radになるように微調整した。また、柱頭柱脚接合金物は、柱が引き抜けず耐力壁のせん断変形によって建物の耐震性能が決まる

と仮定し、ソフトウェア付属の 25kN 金物相当のパラメータを一律に設定した。水平構面についても剛床仮定が成り立つものとして、付属の構造用面材を設定した。

作成した解析モデルに、防災科学技術研究所の強震観測網(K-NET, KiK-net)[1.70]より無作為に 5 波ずつ選んだ各震度に対応する観測地震波を入力し、得られた応答値を参考に耐力壁のせん断実験における目標変形を決定した。解析によって得られた 1 層の最大応答変形を表 1.2 に示す。

さらに、釘接合部のせん断実験における目標変形は、耐力壁内における最も変形量の大きい位置の釘の変形を想定して決定した。図 1.3 に示したように、面材を剛体とし、面材の中央に縦に配列された釘接合部では、面材と軸組材（間柱）の相対変形が生じないと仮定し、面材と柱部材との軸方向すべり量を算出した。具体的には、面材幅は 910mm であるため、各層間変形角での釘接合部の変形量を $455\text{mm} \times \text{変形角}$ として算出した。

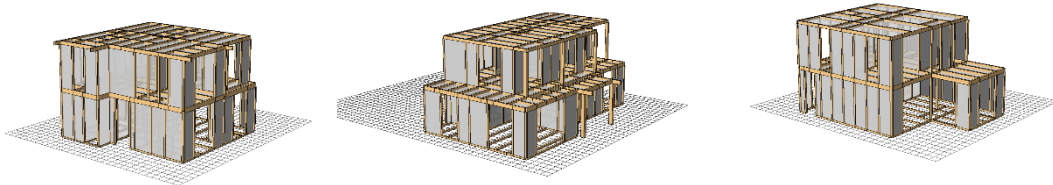


図 1.1 解析に用いた解析モデル

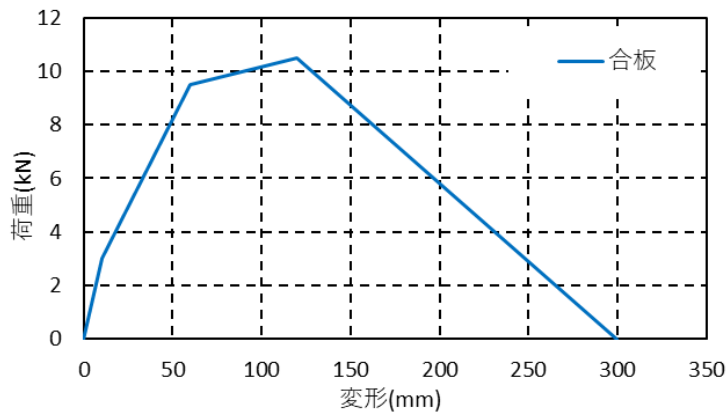


図 1.2 解析に用いた合板耐力壁の荷重変形関係

表 1.2 1層の最大応答変形の解析値（単位：mm）

	震度 3	震度 4	震度 5 弱
モデル A	0.99	3.05	6.83
	1.16	3.97	14.05
	1.32	6.74	11.40
	2.96	9.64	12.57
	1.44	5.41	13.69
モデル B	0.96	2.94	6.57
	1.13	3.78	9.06
	1.35	7.30	12.70
	3.47	8.10	15.33
	1.97	6.44	12.72
モデル C	0.87	2.80	6.41
	1.09	3.65	9.07
	1.70	7.61	13.20
	2.80	8.87	15.77
	1.76	6.77	14.78
平均	1.66 (1/1640 rad)	5.80 (1/470 rad)	11.61 (1/235 rad)

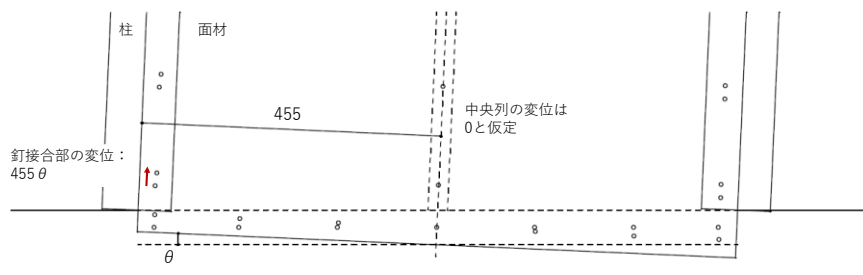


図 1.3 釘接合部の変形量の算出方法

以上より、本研究における実験で対象とする変形量と繰返し数を表 1.3 のように定義した。小変形を多数回繰返し与える加力実験にあたっては、表 1.3 を基に、第 3 章の釘接合部のせん断実験では、釘 1 本あたりのすべり量として換算した値を、第 4 章の耐力壁のせん断実験では変形角を载荷スケジュールに採用した。

表 1.3 目標変形と繰返し回数

想定震度階	層間変形角 (rad)	繰返し回数
震度 3	1/2000	200
	1/1000	200
震度 4	1/450	50
	1/300	50
震度 4～震度 5 弱	1/200	10
震度 5	1/180	5
	1/150	5

第1章の参考文献

- 1.1) 林野庁: “脱炭素社会の実現に資する等のための建築物における木材の利用の促進に関する法律”, <https://www.rinya.maff.go.jp/j/riyou/koukyou/>, 2021年8月5日参照
- 1.2) 国土交通省: 令和3年度 住宅経済関連データ, https://www.mlit.go.jp/statistics/details/t-jutaku-2_tk_000002.html, 2022年7月28日参照
- 1.3) 国土交通省: 長期優良住宅のページ, https://www.mlit.go.jp/jutakukentiku/house/jutakukentiku_house_tk4_000006.html, 2022年10月3日参照
- 1.4) 西川孝夫: 兵庫県南部地震における建物被害と今後の課題, 総合都市研究, 第57号, pp.73-85.1995.
- 1.5) 2016年熊本地震による木造建築物の被害調査報告会, 日本建築学会構造委員会木質構造運営委員会, 2017.
- 1.6) 佐藤友彦, 上角充広, 坂本功, 箕輪親宏, 河合直人, 槌本敬大, 古屋治, 五十田博: 耐震補強した既存木造住宅の耐震性能に関する振動台実験, 日本建築学会北陸支部研究報告集(49), pp.95-98, 2006.
- 1.7) 林貴寛, 清水秀丸, 福田康彦, 五十田博, 森拓郎, 小松幸平: E-ディフェンスを用いた実大木造住宅の耐震性能に関する実験, 日本建築学会学術講演梗概集, 構造 III, pp.135-136, 2008.
- 1.8) 気象庁: 震度データベース, <https://www.data.jma.go.jp/svd/eqdb/data/shindo/index.html>, 2020年6月9日参照
- 1.9) L. Tong, X. Huang, F. Zhou, Y. Chen, Experimental and numerical investigations on extremely-low-cycle fatigue fracture behavior of steel welded joints, J. Constr. Steel Res. 119 (2016) 98–112
- 1.10) H. Guo, J. Wan, Y. Liu, J. Hao, Experimental study on fatigue performance of high strength steel welded joints, Thin-Walled Struct. 131 (2018) 45–54
- 1.11) P. W. Bonfield, M. P. Ansell, Fatigue properties of wood in tension, compression and shear, Journal of materials science, 26 (1991) 4765–4773
- 1.12) A. Watanabe, Y. Sasaki, M. Yamasaki, Bending fatigue of wood: Strain energy based failure Criterion and fatigue life prediction, Wood Fiber Sci. 46 (2) (2014) 216–227.
- 1.13) T. Sugimoto, Y. Sasaki, M. Yamasaki, Fatigue of structural plywood under cyclic shear through thickness I: fatigue process and failure criterion based on strain energy, J. Wood Sci. 53 (2007) 296–302
- 1.14) T. Sugimoto, Y. Sasaki, M. Yamasaki, Fatigue of structural plywood under cyclic shear through thickness II: a new method for fatigue life prediction, J. Wood Sci. 53 (2007) 303–308

- 1.15) T. Sugimoto, Y. Sasaki, Fatigue of structural plywood under cyclic shear through thickness III: energy dissipation performance, *J. Wood Sci.* 54 (2008) 169–173
- 1.16) Y. Sasaki, M. Yamasaki, Fatigue strength of wood under pulsating tension-torsion combined loading, *Wood Fiber Sci.* 34 (4) (2002) 508–515.
- 1.17) R. Thompson, M. Ansell, P. Bonfield, J. Dinwoodie, Fatigue in wood-based panels. Part 1: The strength variability and fatigue performance of OSB, chipboard and MDF, *Wood Sci. Technol.* 36 (2002) 255–269
- 1.18) R. Thompson, M. Ansell, P. Bonfield, J. Dinwoodie, Fatigue in wood-based panels. Part 2: property changes during fatigue cycling of OSB, chipboard and MDF, *Wood Sci. Technol.* 39 (2005) 311–325
- 1.19) J.W. Van de Lindt, Evolution of wood shear wall testing, modeling, and reliability analysis, *Bibliogr. Pract. Period. Struct. Des. Constr.* 9 (1) (2004)
- 1.20) W.G. Stewart, *The Seismic Design of Plywood Sheathed Shearwalls*, New Zealand, Canterbury, 1987. Ph.D thesis.
- 1.21) Fischer, D. P. Filiatrault A., Folz B., Uang C., Seible F. (2001) Two-story single family house shake table test data. Richmond, Calif. : CUREE, 2001.
- 1.22) F.S. Fonseca, S.K. Rose, S.H. Campbell. (2002) Nail, wood screw, and staple fastener connections. CUREE publication; W-16, Richmond, Calif. : CUREE, 2002.
- 1.23) W. Seim, M. Kramar, T. Pazlar, T. Vogt, OSB and GFB as sheathing materials for timber-framed shear walls: comparative study of seismic resistance, *J. Struct. Eng.* 142 (4) (2015) 4
- 1.24) F. Germano, G. Metelli, E. Giuriani, Experimental results on the role of sheathing-to-frame and base connections of a European timber framed shear wall, *Constr. Build. Mater.* 80 (2015) 315–328
- 1.25) L. Soltis, P. Mtenga, Strength of nailed wood joints subjected to dynamic load, *Forest Prod. J.* 35 (1985) 14–18.
- 1.26) D. Casagrande, S. Bezzi, G. D’Arenzo, S. Schwendner, A. Polastri, W. Seim, M. Piazza, A methodology to determine the seismic low-cycle fatigue strength of timber connections, *Constr. Build. Mater.* 231 (2020), 117026
- 1.27) 宮澤健二: 釘せん断接合部の繰返し荷重における耐力と変形特性に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1289-1290, 1985
- 1.28) 宮澤健二: 釘せん断接合部の繰返し荷重における耐力と変形特性に関する実験的研究 その2 疲労限界曲線, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1241-1242, 1986
- 1.29) 徳田迪夫: 釘接合部の両振れ繰返し力に対する疲労特性, 木材学会誌, 33 (7), pp.605-609, 1987
- 1.30) 若島嘉朗, 平井卓郎: 繰返し負荷を受ける木材と合板の釘接合部の履歴特性 第 1

- 報 静的正負繰り返し負荷試験, 木材学会誌, 39 (11), pp.1259-1266, 1993
- 1.31) 若島嘉朗, 平井卓郎: 繰り返し負荷を受ける木材と合板の釘接合部の履歴特性 第 2 報 弾性床上の梁理論による数値解析, 木材学会誌, 39 (12), pp.1377-1385, 1993
- 1.32) 若島嘉朗, 平井卓郎: 繰り返し負荷を受ける木材と合板の釘接合部の履歴特性 第 3 報 基礎材料性能の再検討, 木材学会誌, 43 (5), pp.417-426, 1997
- 1.33) 澤田圭, 平井卓郎: 繰り返し加力が機械的接合部のせん断力に及ぼす影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.75-76, 2009
- 1.34) 廣瀬正治, 高木良, 梶川久光, 宮澤健二: 加力履歴と耐力劣化に着目したくぎせん断接合部の荷重変位関係の研究 その 1 実験計画と荷重変位関係の概要及び破壊性状, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.175-176, 2010
- 1.35) 高木良, 廣瀬正治, 梶川久光, 宮澤健二: 加力履歴と耐力劣化に着目したくぎせん断接合部の荷重変位関係の研究 その 2 基準骨格曲線及び等価剛性・等価粘性減衰定数に基づく検証, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.177-178, 2010
- 1.36) T. Hirai, T. Uematsu, Y. Sasaki, M. Toda, O.G. Wanyama, K. Sawata, Dynamic responsive characteristics of nailed plywood-timber joint under harmonic vibrations, *J. Wood Sci.* 58 (2012) 408–416
- 1.37) T. Hirai, T. Uematsu, Y. Sasaki, M. Toda, Dynamic responses of nailed plywood-timber joints under a band-limited white-noise wave, *J. Wood Sci.* 59 (2013) 477–483
- 1.38) K. Nagase, K. Kobayashi, M. Yasumura, Estimation of failure lifetime in plywood-to-timber joints with nails and screws under cyclic loading, *J. Wood Sci.* 64 (2018) 612–624
- 1.39) The CUREe Caltech Woodframe Project, Newsletter. 1 (1998).
- 1.40) W.G. Stewart, J.A. Dean, A.J. Carr, The earthquake behavior of plywood sheathed shearwalls, in: Proc., 1988 Int. Conf. on Timber Engineering 2, 1988.
- 1.41) D. Hanson, Shear Wall and Diaphragm Cyclic Load Testing, Cyclic Shear Fastener Testing, and Panel Durability Performance Testing of Weyerhaeuser Sturdi-Wood Oriented Strand Board, Weyerhaeuser Company, Federal Way Washington, 1990.
- 1.42) B.L. Schmid, R.J. Nielsen, R.R. Linderman, Narrow plywood shear panels, *Earthquake Spectra.* 10 (1994) 569–588.
- 1.43) R. Shepherd, Cyclic Testing of Narrow Plywood Shear Walls. ATC R-1, Applied Technology Council, Redwood City (California), 1996
- 1.44) T.D. Skaggs, J.D. Rose, Cyclic load testing of wood structural panel shear walls, in: V.K. Gopu (Ed.), Int. Wood Engineering conf., 1996.
- 1.45) E. Karacabeyli, A. Ceccotti, Test results on the lateral resistance of nailed shear walls, in: V.K. Gopu (Ed.), Int. Wood Engineering conf., 1996.
- 1.46) A.C. Johnson, J.D. Dolan, Performance of long shear walls with openings, in: V.K.

- Gopu (Ed.), Int. Wood Engineering conf., 1996.
- 1.47) D.W. Dinehart, H.W.S. III, Comparison of Static and Dynamic Response of Timber Shear Walls, J. Struct. Eng.. 124 (1998) 686–695.
 - 1.48) H. Krawinkler, F. Parisi, L. Ibarra, A. Ayoub, R. Medina, Development of a Testing Protocol for Wood Frame Structure CUREE Publication W-02, Richmond, California, p. 200013, 2001.
 - 1.49) M. He, F. Lam, H.G.L. Prion, Influence of cyclic test protocols on performance of wood-based shear walls, Can. J. Civ. Eng. 25 (1998) 539–550.
 - 1.50) 今西祐志, 佐々木康寿: 正負繰り返し負荷を受ける合板釘着張り耐力壁のせん断性能, 名大森研, 16, pp.7-6, 1997
 - 1.51) 大野吉昭, 岡部実, 佐久間博文, 下屋敷朋千: 耐力壁の水平加力試験における繰り返し回数の影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.279-280, 2000
 - 1.52) 下村祥一, 大熊武司: 加工方法の違いが木造軸組工法耐力壁の復元力特性に及ぼす影響とそのモデル化手法 木造軸組構法耐力壁の耐風性能評価用復元力特性に関する研究 その1, 日本建築学会構造系論文集, 607, pp.133-140, 2006
 - 1.53) 梶川久光, 三津橋歩, 高木良, 小川春彦, 六車典子, 野口弘行: 木質系実大耐力壁面の動的挙動に関する研究 その5 繰り返し回数による影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.457-458, 2008
 - 1.54) 村知朋和, 五十田博, 三宅辰哉, 橋爪丈夫: 合板耐力壁の最大変形と累積エネルギーをパラメータとした限界性能に関する実験, 日本建築学会北陸支部研究報告集, 50, pp.85-88, 2007
 - 1.55) 五十田博, 岡崎友也, 三宅辰哉: 木造耐力壁の最大変形と累積エネルギーを指標とした限界値に関する一考察 その3 せっこうボードの繰り返し実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.197-198, 2009
 - 1.56) 山崎義弘, 神田健吾, 坂田弘安: 任意変形履歴を受ける木造耐力壁の耐力及びエネルギー吸収性能 繰り返し地震動を受ける木質構造物の劣化挙動に関する研究 その1, 日本建築学会構造系論文集, 84 (765), pp.1443-1451, 2019
 - 1.57) 山崎義弘, 鈴木混哉, 松田和浩, 坂田弘安: 合板耐力壁の繰り返し载荷による性能劣化挙動の評価, 日本建築学会技術報告集, 27 (65), pp.202-206, 2021
 - 1.58) 新井里佳, 伊東柁彦, 那須秀行: 木造耐力壁の制振効果に関する研究 その2 多数回の繰り返し加力時の耐力劣化抑制に関する検証, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.17-18, 2014
 - 1.59) 峯村廣紀, 五十田博, 服部学: 余震や繰り返し加力に対する劣化を抑制した壁を組み込んだ木造住宅の振動台実験, 日本建築学会構造系論文集, 79 (698), pp. 491-498, 2014
 - 1.60) G. Foliente, P. Paevere, F. Ma, Parameter Identification and Seismic Response

- Analysis of Timber Structure, World Conference on Timber Engineering, 1998.
- 1.61) B. Folz and A. Filiatrault, A Cyclic Analysis of Wood Shear Walls, Journal of Structural Engineering, American Society of Civil Engineers 127 (4) (2001) 433-441.
 - 1.62) W. C. Pang, D. V. Rosowaky, S. Pei, J. W. Van de Lindt, Evolutionary Parameter Hysteretic Model for Wood Shear Walls, JOURNAL OF STRUCTURAL ENGINEERING (2007) 1118-1129.
 - 1.63) 人見祐策, 五十田博, 河合直人: 大変形と繰り返しによる劣化を考慮した木造壁の復元力モデル -木造建物の地震時挙動に関する研究 その 2-, 日本建築学会構造系論文集, 75 (646), pp. 2299-2306, 2009
 - 1.64) 五十田博: 大変形と繰り返しによる劣化を考慮した木造壁の復元力特性モデルの精度検証 -木造建物の地震時挙動に関する研究 その 3-, 日本建築学会構造系論文集, 76 (659), pp. 113-120, 2011
 - 1.65) A. Filiatrault, Static and dynamic analysis of timber shear walls, Can. J. Civ. Eng. 17 (1990) 643-651.
 - 1.66) L. Davenne, L. Daudeville, N. Ricahrd, N. Kawai, M. Yasumura, Modeling of timber shear walls with nailed joints under cyclic loading, in: Proc., 1998 world conf. on timber engineering, 1, 353-60.
 - 1.67) A. Ayoub, Seismic analysis of wood building structures, Engineering Structures 29 (2007) 213-223
 - 1.68) 山崎義弘, 中里理, 坂田弘安: 繰り返し载荷による耐力劣化を考慮した木造耐力壁の復元力特性モデルの提案と等価線形化手法への適用 繰り返し地震動を受ける木質構造物の劣化挙動に関する研究 その 2, 日本建築学会構造系論文集, 86 (781), pp.425-435, 2021
 - 1.69) 中川貴文: 大地震動時における木造軸組構法住宅の倒壊解析手法の開発, 建築研究資料, 第 128 号, 2010.11
 - 1.70) 防災科学技術研究所: 強震観測網(K-NET, KiK-net), <https://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin>, 2020 年 6 月 9 日参照

第2章 仕上げ損傷から経験変形を推定するための指標と

継続使用のクライテリア

2.1 はじめに

2016年熊本地震により熊本県上益城郡益城町は、2016年4月14日の前震と4月16日の本震の2度にわたって震度7の揺れに見舞われた。益城町では木造住宅をはじめとする多数の建物が大きな被害を受けた。これを受け、同年5月3日～8日に日本建築学会九州支部熊本地震災害調査委員会によって益城町の中心市街地を対象とした建物被害の悉皆調査が実施されている[2.1]。調査は、被災建物の被害レベル、建築年代、構造種別などについておこなわれ、整理されている。さらに、2016年熊本地震発生より2年後の現地において、地震直後に悉皆調査を実施した地域を対象に全数調査を再び実施することにより、地震発生から2年後の被災建物の補修・建て替え・取り壊しなどといった使用状況を把握するとともに、地震時の建物の被害レベルと継続使用状況や補修率・建て直し率などとの関係が分析されている[2.2]。木造住宅について被害レベル別に地震より2年後の建物状況を示したのが、図2.1である。なお、地震発生直後の被害レベルは、岡田・高井が提案している破壊パターンの分類[2.3]に則って整理されており、外観上の調査結果から、D0を無被害、D1・D2を一部損壊、D3を半壊、D4を全壊、D5・D6を倒壊として分類されている。D0からD6まで被害レベルが高いほど更地と建て替えで示される建物を取り壊されている割合が高くなる傾向が報告されている[2.2]。一方で、半壊に分類される被害レベルD3の建物の8割強、一部損壊に分類される被害レベルD2の建物でも約半数は被災後に取り壊されていることがわかった。実際の罹災証明との関係は明らかとなっていないが、継続使用については一部損壊と半壊の間におおよそ判断の分かれ目があり、地震被害がD2程度の損傷に抑えられなければ、地震後に継続使用されにくい傾向があることが示されている。

本研究では、被害レベルD2を木造住宅の継続使用のためのクライテリアと設定することとした。そこで、被害レベルD2に相当する応答変形を求めるために、木造住宅の内外装仕上げの損傷状況と経験最大変形角の関係を定量化することを考えた。

外観調査において仕上げ材の損傷状況から推定する経験最大変形角の精度を高めることは、耐力壁を含む構造要素がどのくらいの損傷を受けているか、継続使用に十分な耐震性能が残存しているかを正確に判断し、必要に応じて適切な補修がなされるためにも重要である。内装や外装仕上げの調査に用いられる損傷度合いの評価指標の一つに、日本建築防災協会の「震災建築物の被災度区分判定基準及び復旧技術指針」による被災度区分判定基準[2.4]が存在する。しかし、この判定基準では中破や大破に分類されるような変形角を主な対象としており、継続使用を住人が判断に迷うような軽微や小破といった変形角での情報が不足している。また、他にも仕上げの損傷状況から経験最大変形角を推定する試みは少数ながら

実施されており、例えば鶴田らは内装仕上げとしてクロスや漆喰塗り壁、外装仕上げとしてサイディングやモルタル塗りなどの壁面を対象として、静的実験と動的实验の経験変形と損傷状況の関係をまとめている[2.5]。また、大橋らは内外装仕上げや建具などの損傷状況と木造住宅の経験変形との関係をまとめている[2.6]。しかし、実大住宅の振動実験と静的加力実験で損傷状況と経験最大変形角の関係を比較している例は少なく、比較している試験体の仕様が限定的であることやデータの蓄積が課題となっている。

そこで、一般的な木造住宅を想定した仕上げを施した耐力壁及び非耐力壁について、静的加力実験を実施し、観察結果から得られた経験変形と損傷状況の結果を、実大木造住宅の振動実験やこれまで実施されてきた既往の報告における損傷観察の結果と比較して整理することによりその関係性を明らかとし、実際に地震動を受けた住宅の仕上げの損傷状況から経験最大変形角を推定するための評価指標を提案する。

さらに、提案した評価指標と2016年熊本地震での実際の損傷状況を比較することで、継続使用の条件となる被害レベルD2に対応する木造住宅の経験最大変形角、すなわち継続使用されるために抑えなければならない変形角を検討し、継続使用限界変形角として提案することを目的とする。

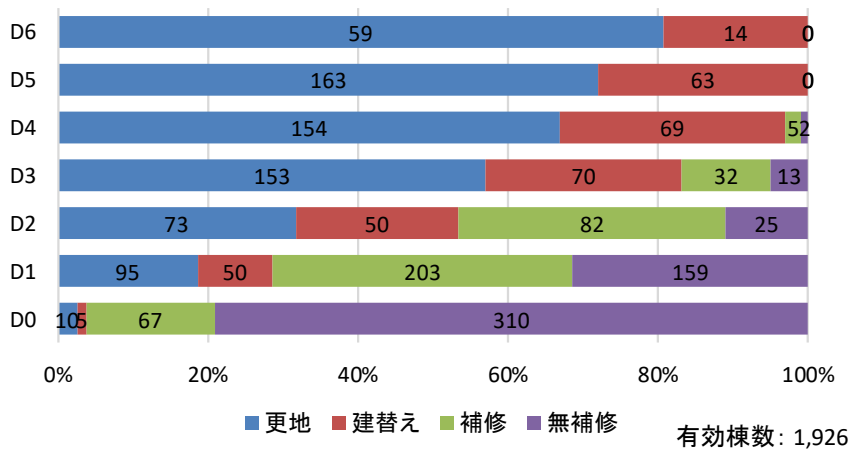


図 2.1 2016年熊本地震より2年後の被災木造住宅の被害レベル別の使用状況 (文献[2.2]より改変)

2.2 壁構面静加力実験

任意変形時及び残留変形時の内装仕上げの損傷状況の対応関係を詳細に確認するために、内装仕上げを施した2P壁の静加力実験を実施した。

2.2.1 実験概要

試験体の詳細図を図2.2に、仕上げの詳細図を図2.3に、試験体一覧を表2.1に示す。また、試験体の設置状況を写真2.1に示す。試験体は幅1,820mm、高さ2,730mmの2P仕上げ壁とした。仕上げ壁の構造的な仕様は、一般的に用いられる壁として、筋かい又は構造用合板を用いた耐力壁仕様、雑壁として取り扱われる間仕切り壁仕様の計3種とした。いずれの試験体も柱、間柱及び梁にはスギ(平均気乾密度:432kg/m³、平均ヤング係数:7.15GPa)、土台にはヒノキ(平均気乾密度:531kg/m³、平均ヤング係数:11.00GPa)を用いた。柱と土台及び梁の接合は短ほぞ差しとし、N90釘を2本平打ちし、山形プレート(VP)で留め付けた。なお、本試験体は2階建ての1階で、上階及び当該階で出隅となっていない場合を想定しているため、山形プレートによる接合でN値を満足している。間柱と土台及び梁はN75釘2本を斜め打ちとした。壁紙の下地には厚さ12mmの石膏ボードを用い、DTW-41ビスを外周部は150mmピッチ、中央部は200mmピッチで留め付けた。また、壁紙の収まり上、910×2,730mmの石膏ボードの外側に図2.3に示すように300×2,730mmの石膏ボードを取り付けた。なお、壁紙はビニールクロスとし、石膏ボード同士のずれを観察するために図2.3に示すように片側のみ石膏ボード目地を残して貼った。

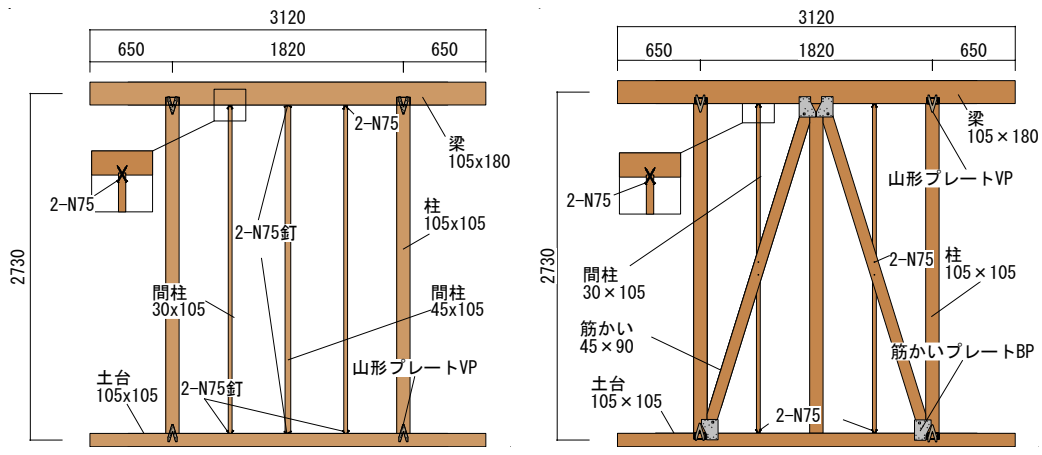


図 2.2 試験体形状と寸法 (単位: mm)

第2章 仕上げ損傷から経験変形を推定するための指標と
継続使用のクライテリア

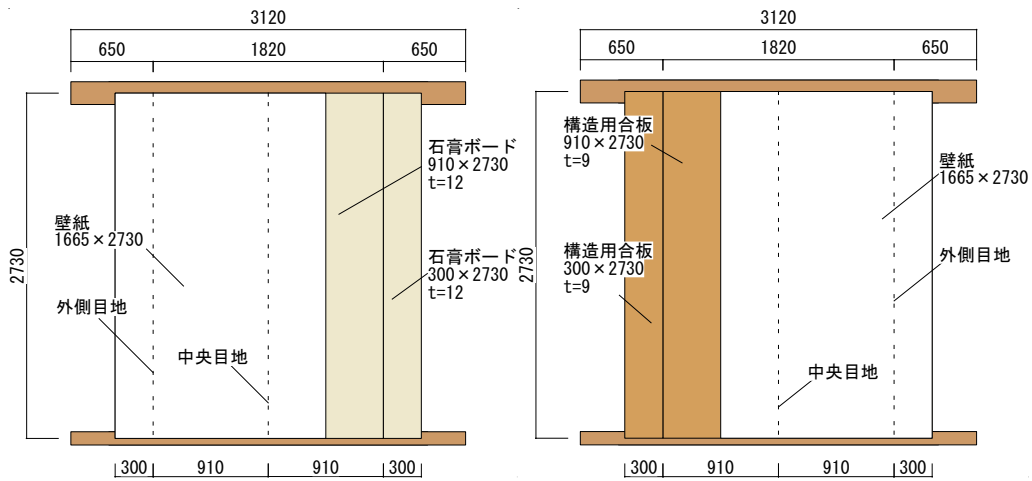


図 2.3 仕上げの詳細 (単位: mm)



写真 2.1 筋かい耐力壁試験体の設置状況

表 2.1 試験体一覧

仕様	試験体名	耐力要素	内装	
			筋かい・合板側	石膏ボード側
筋かい耐力壁	B-1	筋かい (45×90)	-	石膏ボード(t=12) ビニールクロス
	B-2			
	B-3			
合板耐力壁	P-1	構造用合板 (t=9)	ビニールクロス	石膏ボード(t=12) ビニールクロス
	P-2			
	P-3			
間仕切り壁	N-1	-	石膏ボード(t=12) ビニールクロス	石膏ボード(t=12) ビニールクロス
	N-2			
	N-3			

筋かい試験体は筋かい梁、土台及び柱接合部に筋かいプレートBP2を使用した。また、それらの金物が留め付けられている側と反対側に図2.3に示すように石膏ボードを留め付け、壁紙を貼りつけた。

合板耐力壁試験体は JAS 構造用合板 (樹種: カラマツ、区分等級: 特類 2 級、厚さ 9mm)

を金物側に図 2.3 に示すように N50 釘 (@150mm) で留め付けた。また、合板の裏面に石膏ボードを留め付け、両面に壁紙を貼った。

間仕切り壁試験体は非構造部分を想定したため、図 2.3 に示すように軸組の両面に石膏ボードを留め付け、壁紙を貼った。このとき、金物側を裏側、反対側を表側と呼称することとした。なお、石膏ボード目地はパテ埋め処理を施している。

実験は、実際の建物と近い条件で実施するために図 2.4 に示すような載荷式とした。載荷荷重は、2 階建ての 1 階を想定し、柱 1 本にかかる軸力を青井らの論文[2.7]を参考に算定し、柱 1 本が負担している荷重を 630kg とした。本試験では、2P 壁で柱が 3 本あることから、3 倍した 1890kg を載荷荷重とした。載荷荷重は、3 連動滑車によって錘の重さを増幅させ、試験体の上の H 形鋼と試験体梁との間にロードセルを設置し、その計測値が所定の荷重となるように錘の重さを調整した。載荷スケジュールは、見かけのせん断変形角が、 $1/450\text{rad}$ 、 $1/300\text{rad}$ 、 $1/200\text{rad}$ 、 $1/150\text{rad}$ 、 $1/100\text{rad}$ 、 $1/75\text{rad}$ 、 $1/50\text{rad}$ 、 $1/30\text{rad}$ の正負交番 3 回繰返し載荷とした。その後、試験体の見かけの変形角が $1/15\text{rad}$ 以上に達するまで試験をおこなった。なお、筋かい耐力壁試験体は $1/15\text{rad}$ 以前に筋かいが座屈したが、他の試験体同様に $1/15\text{rad}$ まで加力した。計測項目は、一般に壁試験で実施されている水平荷重と、梁と土台の水平変位及び柱脚の浮き上がりとした。各サイクルの目標変形角時及び残留変形時に目視により試験体の損傷観察をおこない、クロスやしわや破れなどの損傷状況を記録した。

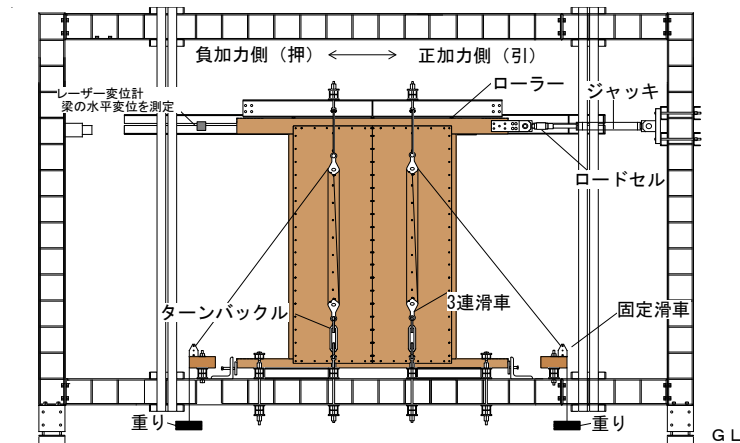


図 2.4 試験装置（載荷式）

2.2.2 実験結果

表 2.2 に各試験体の損傷状況を示し、代表的な損傷を写真 2.2-2.5 に示す。損傷は仕上げクロスの上がり、しわ、破れ、破れ通りの順で表現することとした。表 2.3 に残留変形時の各試験体の損傷状況を示す。

筋かい耐力壁試験体は $1/200\text{rad}$ 時に石膏ボード中央目地全体に写真 2.2 のようなしわが発

生し、1/150rad時で中央目地に写真2.3のような破れが見られた。1/100rad時で中央目地が破れ通り、石膏ボード側の外側目地にしわが発生し始めた。1/50rad時には石膏ボードが面外へはらみ始め、外側目地のしわの数も増え破れ始めた。1/30rad時では筋かいの座屈によって石膏ボードが写真2.4のように面外に大きくはらみ、1/15rad時ではすべての試験体で筋かいが折れ、間柱が引き抜ける試験体もあった。

合板耐力壁試験体の損傷は主に石膏ボード側よりも合板側の方が早く、変形角が1/300rad時に中央目地にしわが発生した。1/200rad時には合板側外側目地にしわが発生し、深くなった。1/75rad時で合板側中央目地は破れ通り、合板側外側目地も破れ通った。1/30radには写真2.5のように構造用合板の面外への浮きが見られた。石膏ボード側は1/200rad時に中央目地にしわが発生し、1/150rad時には破れが多数形成された。その後、1/75rad時に中央目地が破れ通った。1/50rad時には石膏ボードの面外への浮きが見られ、1/30radではさらに面外への浮きが大きくなった。ここで、合板側では見られた外側目地の損傷が、石膏ボード側の外側目地では確認できなかった。これは、合板は石膏ボードよりも面圧性能が高いことにより横架材に打たれている釘による面材の拘束力が高く、壁紙外側目地にも損傷が出たためと考える。

間仕切り壁試験体は1/200rad時に、表側の石膏ボード中央目地に写真2.2のようなしわが発生し始めた。また、1/100rad時には表側中央目地は破れ通った。1/75rad時には中央目地の石膏ボードが面外へ浮き始めた。1/50rad時ではさらに中央目地での石膏ボードの浮きが大きくなり、1/30rad時では石膏ボードの面外への浮きがさらに大きくなった。裏側では表側と同変形角もしくはわずかに遅れてしわや破れが発生した。また、表側及び裏側では外側目地にほとんどしわや破れなどの損傷が見られなかった。これは、外側のボードの柱との接合とボードの横架材との接合剛性の差のために、ほとんど柱目地部の変形がないためであると考える。

第2章 仕上げ損傷から経験変形を推定するための指標と
継続使用のクライテリア

表 2.2 経験変形と損傷状況の関係

		1/450	1/300	1/200	1/150	1/100	1/75	1/50	1/30	1/15	
筋かい耐力壁	B-1	筋かい側	—	—	—	—	—	—	筋かい座屈	筋かい折れる	
		石膏ボード側	—	—	中央目地の盛り上がり、しわが入る	中央目地壁紙破れ	中央目地破れ通る	外側目地下部しわが入る	外側目地のしわ深くなる	石膏ボードの面外へのはらみ	—
	B-2	筋かい側	—	—	—	—	—	—	片側の筋かいの座屈	筋かい座屈	筋かい折れる
		石膏ボード側	—	中央目地の盛り上がり、しわが入る	中央目地全体にしわ、破れ始める	中央目地破れ通る	外側目地盛り上がり	外側目地にしわが入る	石膏ボードの面外へのはらみ	石膏ボードの面外へのはらみ	—
	B-3	筋かい側	—	—	—	—	—	—	—	筋かい座屈	筋かい折れる
		石膏ボード側	—	中央目地全体にしわが入る	中央目地が全体的に破れる	中央目地の破れ拡大、外側目地の盛り上がり	中央目地の破れ通り、外側目地全体にしわ	外側目地が破れ通る	石膏ボードの面外へのはらみ	石膏ボードの面外へのはらみ	—
合板耐力壁	P-1	合板側	—	中央目地に細かいしわが入る	中央、外側目地にしわが入る	外側、中央目地に破れ	中央目地破れ拡大	中央、外側目地破れ通る	合板の面外への浮き	合板の面外への浮き進展	—
		石膏ボード側	—	—	中央目地に細かいしわが入る	中央目地のしわ進展、多数破れ	中央目地破れ拡大	中央目地破れ通る	—	石膏ボードの面外への浮き	石膏ボードの面外への浮き進展
	P-2	合板側	—	中央目地の盛り上がり、しわが入る	外側目地のしわ、中央目地の破れ	外側目地の破れ、中央目地の破れ拡大	外側目地の破れ進展	中央、外側目地破れ通る	合板の面外への浮き	合板の面外への浮き進展	—
		石膏ボード側	—	—	中央目地全体にしわ	中央目地破れ始める	破れ拡大	中央目地破れ通る	石膏ボードの面外への浮き	石膏ボードの面外への浮き進展	—
	P-3	合板側	—	中央目地にしわが入り始める	中央目地のしわ進展、外側目地のしわ	中央目地の小さな破れ	中央目地の破れ、外側目地の小さな破れ	中央目地破れ通る、外側目地破れ拡大	合板の面外への浮き	合板の面外への浮き進展	—
		石膏ボード側	—	—	中央目地全体にしわ	中央目地破れ始める	破れ拡大	中央目地破れ通る	石膏ボードの面外への浮き	石膏ボードの面外への浮き進展	—
間仕切り壁	N-1	表側	—	—	中央目地に細かいしわが入る	中央目地のしわ進展、多数破れ	中央目地破れ通る	中央石膏ボードの面外への浮き	石膏ボードの面外への浮き進展	石膏ボードの面外への浮き進展	—
		裏側	—	—	中央目地に細かいしわが入る	中央目地のしわ進展、多数破れ	中央目地破れ進展	中央目地破れ通る	—	中央石膏ボードの面外への浮き	石膏ボードの面外への浮き進展
	N-2	表側	—	—	中央目地に細かいしわが入る	中央目地のしわ進展、多数破れ	中央目地破れ通る	中央石膏ボードの面外への浮き	石膏ボードの面外への浮き進展	—	—
		裏側	—	—	—	中央目地の盛り上がり	中央目地しわ、破れ	中央目地破れ進展	中央目地破れ通る	中央石膏ボードの面外への浮き	—
	N-3	表側	—	中央目地の盛り上がり	中央目地全体にしわ、破れ始める	中央目地全体的に破れ始める	中央目地破れ通る	—	中央石膏ボードの面外への浮き	外側目地の石膏ボードビス多数破断	—
		裏側	—	—	中央目地全体にしわ	中央目地の破れ	中央目地の破れ拡大	中央目地破れ通る	—	中央石膏ボードの面外への浮き	—

：破れ通った時点

第2章 仕上げ損傷から経験変形を推定するための指標と
継続使用のクライテリア

表 2.3 経験変形と残留変形時の損傷状況の関係

		1/450	1/300	1/200	1/150	1/100	1/75	1/50	1/30	1/15
筋かい 耐力壁	筋かい側	-	-	-	-	-	-	-	筋かい座屈	筋かい折れる
	石膏ボード側	-	-	中央目地の盛り 上がり	中央目地の破れ	中央目地破れ通 る	外側目地の破れ	石膏ボードの面 外へのはらみ	石膏ボードの面 外へのはらみ	-
合板 耐力壁	合板側	-	中央目地に細か なしわ	中央、外側目地 のしわ	外側、中央目地 の破れ、破れ拡 大	破れ進展	中央目地の破れ 通り、外側目地 の破れ拡大	合板の面外への はらみ	合板の面外への はらみ進展	-
	石膏ボード側	-	-	中央目地の全体 的なしわ	中央目地破れ始 める	中央目地破れ拡 大	中央目地破れ通 る	石膏ボードの面 外へのはらみ	石膏ボードの面 外へのはらみ進 展	-
間仕切 り壁	表側	-	-	中央目地にしわ	中央目地の全体 的な破れ	中央目地破れ通 る	-	石膏ボードの面 外へのはらみ	石膏ボードの面 外へのはらみ進 展	-
	裏側	-	-	-	中央目地のし わ、破れ	中央目地破れ拡 大	-	中央目地破れ通 る	石膏ボードの面 外へのはらみ	-

：破れ通った時点

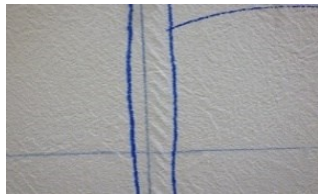


写真 2.2 壁紙のしわ

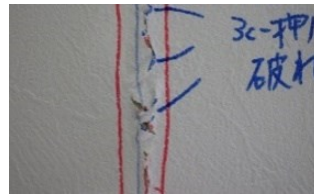


写真 2.3 壁紙の破れ



写真 2.4 石膏ボードの浮き



写真 2.5 合板の浮き

代表的な試験体の包絡線と主な仕上げの損傷関係を図2.5に示す。全ての試験体において、中央目地にしわや破れなどの損傷が見受けられる1/200rad時で、弾性域を超えていた。また、ボードの面外へのはらみや、中央目地が破れ通るなどの1/50rad変形時でよく見られた損傷を受けたときには、すでに最大耐力を経験していた。

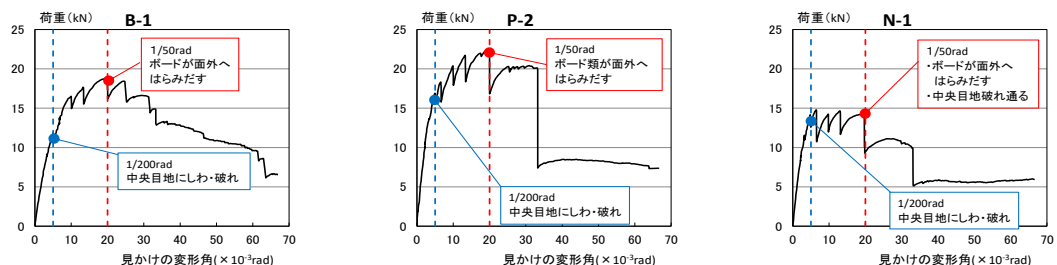


図2.5 包絡線と主な仕上げの損傷の関係

2.3 振動実験

クロス貼り内装仕上げ及びサイディング外装仕上げを対象とし、地震波を受けた実大住宅における仕上げと経験最大変形の関係を確認するため、規模及び仕様の異なる7棟の実大木造住宅の振動台実験について、各加振での経験最大変形角と内外装の損傷状況の関係を整理した。

2.3.1 試験体の仕様

表2.4に各試験体の仕様及び1階主加振方向について、建築基準法施行令第46条4項に規定される必要壁量を用いて算出した壁量充足率を示す。試験体A~D[2.8-2.12]は耐力要素として外壁に壁倍率2.5倍の火山性ガラス質複層版(厚さ9mm、N50外周@100、内部@200)、内壁には壁倍率2.0倍の筋かい及び2.5倍の構造用合板(厚さ9mm、外周@150、内部@200)を用いている。内壁には厚さ12.5mmの石膏ボードを配置し、一部内装にクロス仕上げを施している。また、外装については試験体全面に窯業系サイディングを横貼り仕様で取り付けている。なお、試験体Dは制振構造を採用しているが、仕上げの損傷状況は構造の違いによらないとして検討に含めた。試験体E[2.13]は、外壁の面材耐力壁及び準耐力壁に厚さ9mmのケイ酸カルシウム板を、内壁には二つ割り筋かいを配置し、品確法の耐震等級3を満足している。仕上げは、外装に窯業系サイディングをフック式で取り付け、内装には厚さ12.5mm石膏ボードを木ねじで留めつけ、その上にクロスを貼った。試験体F~H[2.14]は、規模や間取りは共通で、耐力要素や存在壁量に違いを持たせた試験体である。内装は石膏ボードの上にクロス仕上げとし、外装には試験体全面に窯業系サイディングを横貼り仕様で取り付けている。試験体Fは耐力要素として壁倍率2倍の二つ割り筋かいを配置し、品確法の耐震等級1を満足している。試験体Gは耐力要素として、同様の筋かいに加えて、壁倍率2.9倍のパーティクルボードを外側の壁に配し、品確法の耐震等級3を満足している。試験体Hは上記のパーティクルボードに加えて、壁倍率3.5倍の大臣認定合板耐力壁を配し、耐震等級5相当(基準法耐力の2倍強)の性能を備えている。

表2.4 振動実験をおこなった試験体の仕様

試験体名	階数	平面 延床面積	耐力要素		壁量充足率
			外側	内側	
A	2	7.28×7.28m 106m ²	火山性ガラス質複層 ボード(t=9mm)	筋かい(45×90)	2.10
B	2	7.28×7.28m 106m ²	火山性ガラス質複層 ボード(t=9mm)	筋かい(45×90)	2.09
C	3	7.28×7.28m 159m ²	火山性ガラス質複層 ボード(t=9mm)	筋かい(45×90) 構造用合板(t=9mm)	2.30
D	2	7.28×7.28m 106m ²	火山性ガラス質複層 ボード(t=9mm)	筋かい(45×90)	2.13
E	2	8×10m 152m ²	ケイ酸カルシウム板 (t=9mm)	筋かい(45×90)	1.81
F	2	7.28×6.37m 89.42m ²	-	筋かい(45×90)	1.11
G	2	7.28×6.37m 89.42m ²	パーティクルボード (t=9mm)	筋かい(45×90)	2.65
H	2	7.28×6.37m 89.42m ²	パーティクルボード (t=9mm)	構造用合板 (t=12mm)	3.53

2.3.2 仕上げの損傷状況

各試験体について加振後の損傷観察で確認された内外装の損傷状況と、それまでの経験最大変形角を整理した。表 2.5-2.6 に試験体ごとの損傷状況と経験変形の間係を、写真 2.6-2.9 に試験体 E-G でみられた主な損傷状況を示す。なお、表 2.5-2.6 では、石膏ボード目地に沿ったクロス破れが上下に通った変形角に色を付けて示した。また、図中の被災度と被害レベルの関係は、岡田・高井が提案している地震被害調査のための建物分類と被害パターン[2.3]を参考として表記した。

表 2.5 振動実験で得られた内装仕上げ（クロス貼り）の損傷状況と経験変形の関係

被災度	軽微				小破	中破	大破	倒壊	
被害レベル	D0				D1	D1~D2	D3~D4	D4~D5	
経験最大層間変形角 (rad)	1/450	1/300	1/200	1/150	1/120	1/60	1/45	1/20	1/15
A	—	—	クロス破れ		クロス破れ、開口部破れ通り	クロス破れ通り			
B		クロスしわ、破れ	クロスしわ、破れ、石膏ボードの剥がれ			クロス破れ通り、石膏ボードの剥がれ	石膏ボードの割れ、クロス破れ通り		
C	開口上下部クロス破れ、しわ	開口部クロスしわ、破れ			クロス破れ通り		クロス破れ、石膏ボードの剥がれ	石膏ボードの剥がれ	
D (制振構造)			クロス破れ	石膏ボード隅部つぶれ	クロス破れ、石膏ボードビス周りの膨れ	クロス破れ通り、石膏ボード隅部つぶれ			
E	—	クロス破れ				クロス破れ通り、石膏ボードの浮き、割れ	石膏ボード隅部圧壊、亀裂	石膏ボードの割れ	石膏ボードの剥落
F					開口部隅破れ、一部目地部の破れ	開口隅、目地部複数破れ通る		石膏ボード隅部圧壊、割れ	石膏ボードの剥落
G		開口部隅しわ、破れ、一部目地しわ通る	開口部隅破れ	開口部隅一部破れ通る、目地しわ通る、破れ	開口部隅破れ通る、一部ボード目地破れ通る	ボード目地複数破れ通る		石膏ボード隅部圧壊、剥落	
H	開口部隅の軽微なしわ	開口部隅の軽微な破れ	開口部隅破れ、ボード目地しわ、軽微な破れ	ボード目地しわ、破れ、一部破れ通る	開口部隅破れ通る、目地複数破れ通る	目地複数破れ通る、開口部隅一部圧壊	石膏ボードの割れ、隅部圧壊		

：破れ通った時点

第2章 仕上げ損傷から経験変形を推定するための指標と
継続使用のクライテリア

表 2.6 振動実験で得られた外装仕上げ（サイディング貼り）の損傷状況と経験変形の関係

被災度 被害レベル	軽微				D1	小破 D1~D2	中破 D3~D4	大破 D4~D5	倒壊
	D0								
経験最大 層間変形角 (rad)	1/450	1/300	1/200	1/150	1/120	1/60	1/45	1/20	1/15
A	-	-	開口上下のサイディング割れ			サイディングの 角欠け、釘抜け	サイディングの 角欠け、釘抜 け、浮き	/	/
B	/	-	-	-	-	開口部のサイ ディング割れ	開口角部、上下 部のサイディ ング割れ	/	/
C	-	-	開口上部のサイディング割れ				開口隅部のサイ ディング割れ	サイディングの 剥がれ、開口上 下部の割れ	/
D (制振構造)	サイディングの 釘の抜け出し	-	-	サイディングの 割れ	-	-	サイディングの 割れ、浮き、釘 の抜け出し	-	-
E	/	/	/	/	/	/	サイディング開 口部からの割 れ、一部剥落	-	-
F	/	/	/	/	/	/	サイディング一 部ずれ、剥がれ	サイディングず れ、一部剥落	サイディング 一部剥落
G	/	/	/	/	/	/	サイディングの開 口隅部一部割 れ、シール隙間	サイディングず れ、割れ、剥が れ	-
H	/	/	/	/	-	-	-	サイディングず れ、浮き、開口 隅部割れ	-

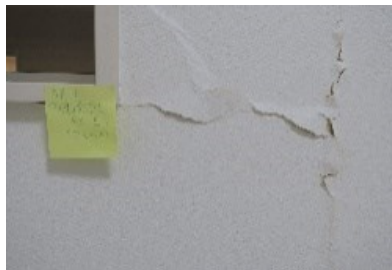


写真 2.6 開口部隅のクロスの損傷

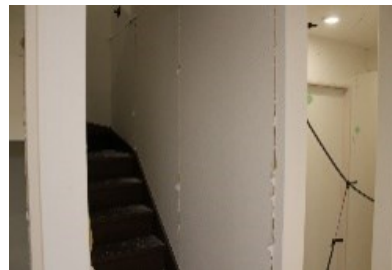


写真 2.7 石膏ボード目地部の
クロスの損傷



写真 2.8 石膏ボード隅部の圧壊

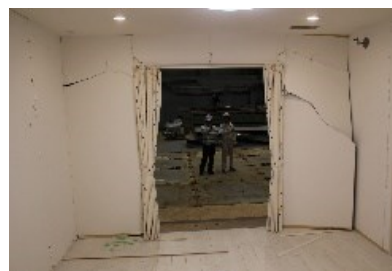


写真 2.9 石膏ボードの割れ、剥落

クロス貼り内装仕上げの損傷は、写真 2.6-2.9 に示したように開口部隅のクロスのしわ、破れに次いで、ボード目地部のクロスのしわや破れ、石膏ボード隅部の圧壊を経て、石膏ボードの割れや脱落という順番となり、いずれの試験体でも損傷の順番は変わらなかった。クロスのしわや破れは変形角が小さいうちは残留変形時には確認できないと考えられるが、

変形角が大きくなるにつれていずれの損傷についても損傷箇所の増加や損傷が拡大する傾向がみられた。クロスの破れは変形角が大きくなるにつれて、破れ長さが拡大した後、破れ幅も大きくなっていく傾向がみられた。全体的に損傷がみられ始めるのは、 $1/450\text{rad}$ から $1/300\text{rad}$ 程度となった。目地の破れ通りがみられるのが $1/120\text{rad}$ から $1/60\text{rad}$ の間であったが、概ね $1/60\text{rad}$ 前後となった。 $1/45\text{rad}$ 程度になると石膏ボードの隅部に圧壊がみられ、大破相当となる $1/20\text{rad}$ には石膏ボードの割れや剥がれがみられた。試験体 E~G について、ボード目地部のクロスは損傷は周辺よりも面材量が多く剛性の高い階段周辺部において、その他の箇所よりも小さい変形角でみられる傾向があった。また、開口部隅については、開口面が大きく比較的周辺よりも壁量の少ない南面の開口部隅において早い段階からクロスは破れなどが確認できた。

筋かいと面材系耐力壁では、筋かいの座屈による石膏ボードの面外へのはらみだしの有無で、大変形時の石膏ボードの剥がれといった損傷状況に差がみられたが、変形初期の損傷状況に大きな違いはみられなかった。また、試験体の保有水平耐力の違いによる損傷の大きな差異も確認できなかった。クロスは損傷状況には、特にしわの入り始めの小変形時 ($1/200\text{rad}$ まで) にばらつきがみられるが、クロスは破れ通りの変形角はおおよそ一致しており、ここを判断の目安にできるのではないかと考える。

一方、サイディング貼り外装仕上げについては損傷状況のばらつきが大きいことを確認した。同じ窯業系サイディングを採用している場合でも、メーカーや留め付け方法によって変形追従性が全く異なることから損傷度合いも大きく異なると考えられる。フック式の留め付け方法では、ズレや脱落がみられる変形角はおおよそ $1/30\text{rad}$ 程度と倒壊に分類される変形角となった。一方、釘打ちで取り付けているサイディングの場合は、釘の浮きやサイディングの割れなどが、フック式に比べて若干早く観察される傾向があった。そのため、実際の地震被害の外観調査を行う場合は、外装の損傷状況から判断を試みる時にはサイディングの留め付け方法に留意する必要があると考えられる。また、サイディングの意匠や色によってはひび割れなどがわかりにくい場合があると考えられる。以上のことから、損傷状況から経験最大変形角を推定する場合は外装の損傷よりも内装の損傷を調査した方が推定精度は高くなると考えられる。

表 2.7 に前節の静的加力実験と振動台実験におけるクロス貼り仕上げとサイディング仕上げの損傷状況と経験最大変形の関係の比較を示す。内装仕上げの被害について、損傷の順番は概ねどの報告においても、開口部隅の損傷、ボード目地の損傷、ボードの割れや剥落の順となった。開口部隅からしわが入り、おおよそ $1/200\text{rad}$ で破れとなる。 $1/150\text{rad}$ には石膏ボードの目地に沿ったクロスはしわがみられはじめる。 $1/120\text{rad}$ には開口部隅からの破れが天井に通る傾向にあった。このあたりから、石膏ボード目地に沿ったしわが破れとなって観察されるようになり、おおよそ $1/60\text{rad}$ で天井に破れ通った。 $1/20\text{rad}$ や $1/15\text{rad}$ に石膏ボードの割れがみられるようになり、一部剥落するという結果となった。既往の論文[2.6, 2.15]などでは、静的実験と動的实验を比較した場合、同様の損傷状況が観察されるのは静

第2章 仕上げ損傷から経験変形を推定するための指標と
継続使用のクライテリア

の実験の方が早いと報告している。本検討においても大きな差はみられないものの、他の報告と同様に静的実験の方が若干早い段階で損傷がみられる傾向が明らかとなった。

一方、サイディングについての損傷状況と経験最大変形の関係は報告によって大きく異なる結果となった。サイディングについて静的加力実験で損傷状況と経験最大変形角の関係を確認していないが、開口部隅の割れなどの損傷が観察され始める変形角が 1/200rad から 1/60rad までの間とばらつきが大きく、検討の余地がある。振動実験の損傷状況は、サイディングの剥落がみられるのは 1/45rad 以降の大破にあたる変形時であり、損傷状況に大きな差があった。一因として、建築年代によって留め付け方法や材料に違いがあり、サイディングの変形追従性能に差があると推測できる。先述したように、実際の被災建物の損傷度合いを判断するためには、ばらつきの大きい外装材の損傷状況をみるより、内装仕上げの損傷を基にした方が、推定精度が高いと考える。

表 2.7 静的実験と動的实验の損傷状況と経験最大変形関係の比較
内装（クロス貼り壁面）

被災度	軽微				小破	中破	大破	倒壊	
被害レベル	D0				D1	D1~D2	D3~D4	D4~D5	
経験最大層間変形角 (rad)	1/450	1/300	1/200	1/150	1/120	1/60	1/45	1/20	1/15
静的実験	—	—	中央目地のしわ	中央目地のしわ、破れ	中央目地破れ通る		ボード面外への浮き	ボード面外への浮き拡大	—
振動実験	一部開口部隅にしわ	開口部隅にしわ、破れ	開口部隅破れ、ボード目地しわ	開口部隅破れ、一部破れ通る、ボード目地しわ通る、破れ	開口部隅破れ通る、ボード目地一部破れ通る	ボード目地破れ通る	ボード面外への浮き、隅部圧壊、割れ	ボード隅部圧壊、剥がれ、割れ	ボードの剥落

外装（サイディング横貼り）

被災度	軽微				小破	中破	大破	倒壊	
被害レベル	D0				D1	D1~D2	D3~D4	D4~D5	
経験最大層間変形角 (rad)	1/450	1/300	1/200	1/150	1/120	1/60	1/45	1/20	1/15
静的実験	—	—	一部開口隅の割れ			開口部隅割れ、シール隙間	一部ずれ、剥がれ、角欠け	ずれ、浮き、割れ	一部剥落
振動実験	—	—	横目地水平ずれ	横目地水平ずれ、開口部隅割れ	横目地水平ずれ、割れ拡大		防水シール露出	—	—

2.4 内外装の損傷状況から経験最大層間変形角を推定するための指標の提案

内外装仕上げの損傷状況と経験最大層間変形角の関係を報告している論文[2.4-2.6, 2.8-2.24]について文献調査し、前節までで得られた結果と合わせて整理することで経験最大層間変形角推定のための調査に用いる「内外装の損傷状況から経験最大層間変形角推定のための指標」を提案する。なお、本検討では損傷状況が述べられているものの経験変形との相関関係が明確でなかったものや、指標が示されているものの判読不可能なものについては整理対象外とした。

2.3節で取り上げた振動実験より得られた結果を含め、表2.8-2.15に内外装仕上げ仕様ごとに文献調査で得られた損傷内容を列挙し、変形角ごとに各損傷がみられた報告数を集計した。ここでは文献数が1つだけ（複数の試験体の結果が報告されている場合を除く）の仕上げは対象外とした。表中実線の矢印で、実験において各損傷がみられた主な変形角（報告数が多かった変形角）の範囲を示し、表2.16-2.17における提案指標の目安とした。実線範囲と比較すると報告数が少ないものの、実験で損傷が観察された変形角の範囲を点線の矢印で示した。また、橙の網掛けで建築防災協会の被災度区分判定基準及び復旧技術指針に記載の「損傷状況より経験最大層間変形角を求めるための調査票」[2.4]の既存指標（以下、建防協指標とする）の範囲を示した。被災度区分判定基準及び復旧技術指針の指標は、表中では実験結果と比較して概ね同等か右側になっていることがわかる。同じ損傷が観察された場合、被災度区分判定基準指標で評価した場合には実験結果よりも変形角が大きく評価される、つまり安全側の評価になるということである。ただし一部の指標において、安全側ではあるものの点線の矢印の外側や矢印の範囲からかなり離れた指標となっているものもみられる。具体的に、ビニールクロス貼りの壁については建防協指標の方が変形区分で1ランク程度安全側の評価になっていると考える。サイディング横貼りについては、前節でも述べた通り、特に大変形時の損傷状況に差異がみられた。建防協指標では1/15radでもサイディングの脱落について記載がないが、実験ではサイディングの部分的なはがれやパネル自体の脱落といった大きな損傷が観察されている。

このことより、既存の住宅用判定においてはこれらの仕上げ材の損傷状況のみで被災度を判定していることから、過大な被災度となっている恐れもある。これらの誤差の原因は、大変形時については、壁体内部の構造材の種類、特に筋かいの有無によって仕上げの損傷状況が異なる場合があることが挙げられる。つまり筋かいの座屈によって面外の石膏ボードのはらみだしが早くなる可能性や、モルタルの剥落が助長される可能性がある。

第2章 仕上げ損傷から経験変形を推定するための指標と
継続使用のクライテリア

表 2.8 ビニールクロス (文献数: 14)

被災度	軽微					小破	中破	大破	倒壊
	1/450	1/300	1/200	1/150	1/120				
経験最大 層間変形角(rad.)	1/450	1/300	1/200	1/150	1/120	1/60	1/45	1/20	1/15
開口部隅微細なしわ	↔								
開口部隅しわ	↔	↔	↔						
開口部隅破れ	↔	↔	↔	↔	↔				
ボード目地しわ			↔	↔	↔				
ボード目地しわ通る		↔	↔	↔	↔				
ボード目地破れ		↔	↔	↔	↔	↔	↔		
開口部隅破れ通る			↔	↔	↔	↔	↔		
ねじ浮き		↔	↔	↔	↔				
ボード目地破れ通る			↔	↔	↔	↔	↔	↔	
ボード隅部圧壊			↔	↔	↔	↔	↔	↔	
ボード割れ			↔	↔	↔	↔	↔	↔	
ボード浮き			↔	↔	↔	↔	↔	↔	
ボード剥落								↔	↔

↔ : 実験で頻繁にみられる範囲 ↔ : 実験で稀にみられる範囲 (オレンジ色) : 既存指標

表 2.9 漆喰塗り壁 (文献数: 3)

被災度	軽微					小破	中破	大破	倒壊
	1/450	1/300	1/200	1/150	1/120				
経験最大 層間変形角(rad.)	1/450	1/300	1/200	1/150	1/120	1/60	1/45	1/20	1/15
柱・梁境界部に軽微なひび割れ	↔								
入隅部のクラック	↔	↔	↔						
漆喰周囲の隙間				↔	↔				
ボード面内の割れ			↔	↔	↔				
下地ボード継部に沿った水平ひび割れ			↔	↔	↔				
ラスボード継ぎ目にひび残る				↔	↔	↔			
入隅部の漆喰の圧壊				↔	↔	↔			
斜めのひび割れ						↔	↔		
下地ボード継部に沿った漆喰の鉛直ひび割れ						↔	↔		
下地ボードの一部面外への飛び出し							↔		
下地ボードの剥落								↔	↔
過半の下地ボードの落下								↔	↔

↔ : 実験で頻繁にみられる範囲 ↔ : 実験で稀にみられる範囲 (オレンジ色) : 既存指標

第2章 仕上げ損傷から経験変形を推定するための指標と
継続使用のクライテリア

表 2.10 サイディング 横貼り (文献数: 10)

被災度 経験最大 層間変形角(rad.)	軽微					小破	中破	大破	倒壊
	1/450	1/300	1/200	1/150	1/120	1/60	1/45	1/20	1/15
サイディング留め釘の抜け出し	← - - - - -					- - - - - →			
釘頭周りの塗装切れ	← - - - - -								
役物微小ずれ	← - - - - -		← - - - - -						
釘のめり込み	← - - - - -		← - - - - -						
横目地水平ずれ			← - - - - -						
目地の微小な開き			← - - - - -						
微細なひび割れ			← - - - - -						
横目地水平ずれ、割れ残る			← - - - - -						
開口上下部のサイディングの割れ			← - - - - -			← - - - - - →			
割れ拡大			← - - - - -			← - - - - - →			
目地までひび割れ通る						← - - - - - →			
開口部のコーキング材にしわ						← - - - - - →			
サイディングの角欠け						← - - - - - →			
シール材露出						← - - - - - →			
釘の抜け落ち						← - - - - - →			
シールの亀裂						← - - - - - →			
サイディングはがれ						← - - - - - →			
大きなひび割れ						← - - - - - →			
釘のせん断破壊						← - - - - - →			
サイディングずれ						← - - - - - →			
サイディング脱落						← - - - - - →			

: 実験で頻繁にみられる範囲
 : 実験で稀にみられる範囲
 : 既存指標

表 2.11 サイディング縦貼り (文献数: 1)

被災度 経験最大 層間変形角(rad.)	軽微					小破	中破	大破	倒壊
	1/450	1/300	1/200	1/150	1/120	1/60	1/45	1/20	1/15
防水シール材露出			← - - - - -			← - - - - - →			
目地部損傷			← - - - - -			← - - - - - →			
縦目地上下ずれ			← - - - - -			← - - - - - →			
シーリングの切れ			← - - - - -			← - - - - - →			
サイディングの傾き						← - - - - - →			

: 実験で頻繁にみられる範囲
 : 実験で稀にみられる範囲
 : 既存指標

第2章 仕上げ損傷から経験変形を推定するための指標と
継続使用のクライテリア

表 2.12 サイディング横貼り 釘留め (文献数: 6)

被災度	軽微					小破	中破	大破	倒壊	
	経験最大 層間変形角(rad.)	1/450	1/300	1/200	1/150					1/120
釘頭周りの塗装切れ	↔									
面外への浮き			↔							
微細なひび割れ			↔	↔	↔	↔				
割れ拡大						↔				
開口部のコーキング材にしわ					↔	↔				
サイディング留め釘の抜け出し	↔	↔	↔	↔	↔	↔	↔			
開口上下部のサイディングの割れ			↔	↔	↔	↔	↔	↔		
釘のめり込み		↔	↔	↔	↔	↔	↔	↔		
シールの亀裂							↔	↔	↔	↔
サイディングはがれ							↔	↔	↔	↔
サイディングの角欠け、端部圧壊						↔	↔	↔	↔	↔
釘の抜け落ち						↔	↔	↔	↔	↔
目地までひび割れ通る						↔	↔	↔	↔	↔
大きなひび割れ							↔	↔	↔	↔
釘のせん断破壊								↔	↔	↔

↔ : 実験で頻繁にみられる範囲 ↔ : 実験で稀にみられる範囲 (オレンジ色) : 既存指標

表 2.13 サイディング横貼り 金物留め (文献数: 3)

被災度	軽微					小破	中破	大破	倒壊	
	経験最大 層間変形角(rad.)	1/450	1/300	1/200	1/150					1/120
役物微小ずれ			↔	↔	↔	↔	↔	↔	↔	↔
目地の微小な開き						↔				
シール材露出						↔	↔			
開口上下部のサイディングの割れ						↔	↔	↔		
サイディングずれ							↔	↔	↔	
シールの亀裂								↔	↔	
大きなひび割れ								↔	↔	
サイディングはがれ								↔	↔	
サイディング脱落								↔	↔	↔

↔ : 実験で頻繁にみられる範囲 ↔ : 実験で稀にみられる範囲 (オレンジ色) : 既存指標

表 2.14 モルタル塗り (文献数：7)

被災度	軽微					小破	中破	大破	倒壊
	1/450	1/300	1/200	1/150	1/120				
経験最大 層間変形角(rad.)									
開口上部のひびが残る	←———→								
開口部隅と初期ひび割れを結ぶひび割れ	←——→								
開口部ちり切れ	←——→								
平部ひび割れ	←——→							■	
初期ひび割れから異なる方向の割れ	←——→								
隅部のひび割れ	←——→	←——→	←——→	←——→	←——→				
不陸			←——→	←——→					
モルタルの木ずりからのはがれ			←——→	←——→					
モルタルクラック			←——→	←——→	←——→	←——→	←——→	←——→	
開口上部のモルタル剥離					←——→	←——→	←——→	←——→	
胴縁モルタル浮き					←——→	←——→	←——→	←——→	
大きなクラック						←——→	←——→	←——→	
モルタル全体にクラック						←——→	←——→	←——→	■
モルタル剥落					←——→	←——→	←——→	←——→	
加力直交面のクラック進展						←——→	←——→	←——→	
壁面にせん断ひび割れ						←——→	←——→	←——→	
開口上部のモルタルの飛び出し							←——→	←——→	
過半のモルタルのはがれ落ち								←——→	
胴縁割れ								←——→	
モルタル脱落									←——→

: 実験で頻繁にみられる範囲
 : 実験で稀にみられる範囲
 : 既存指標

表 2.15 躯体 (文献数：4)

被災度	軽微					小破	中破	大破	倒壊
	1/450	1/300	1/200	1/150	1/120				
経験最大 層間変形角(rad.)									
合板浮き、隙間						←——→	←——→	←——→	
筋かい座屈							←——→	←——→	■
筋かい折損									←——→

: 実験で頻繁にみられる範囲
 : 実験で稀にみられる範囲
 : 既存指標

表 2.16-2.17 に前節までの結果や文献調査の結果をもとに、既存指標には掲載されていない仕上げ仕様も含めた仕上げ損傷状況と経験最大層間変形角関係の指標を提案する。表中には被災度区分判定基準の「経験最大変形角推定のための調査」に記載の損傷と経験変形関係を赤色の網掛けで示した。なお、ここでは判定の参考となる仕上げ仕様の種類を増やすために、報告文献数が 1 つしかない仕上げについてもそのまま指標に含めることとした。指標の提案にあたり、安全側の評価になるように配慮しているが、損傷状況が次の損傷にまたがる場合、例えばクロスの破れがクロスの破れ通りに重なった場合は、同様の損傷を破れと記述している可能性があると考え、破れ通りを優先して表記した。また、損傷状況の前後がないように配慮した。損傷状況の詳細が判別できる資料が存在するビニールクロスとサイディング横貼り仕上げについては、各変形における損傷状況の目安を表 2.18-2.19 にイラストで示した。

第2章 仕上げ損傷から経験変形を推定するための指標と
継続使用のクライテリア

構造体が弾性域を保持している変形角（損傷限界）を1/120radとすると、そのときの内装仕上げの損傷は、開口部隅からの破れが天井に通りボード目地にしわ、一部破れ通りがみられるということになる。また、一般的に小破に分類される1/60radに達しているかを判断するにはボード目地のクロス破れが上下に通っているかを判断基準とすればよいことがわかった。

表2.16 内装仕上げの損傷状況と経験最大層間変形角の関係についての提案指標

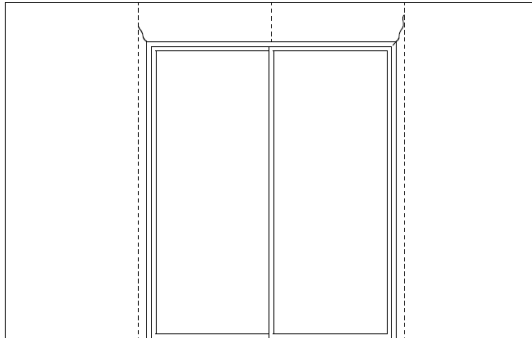
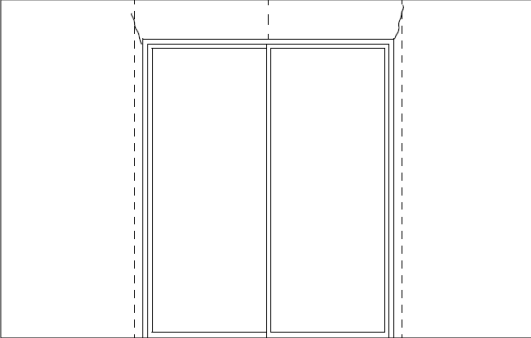
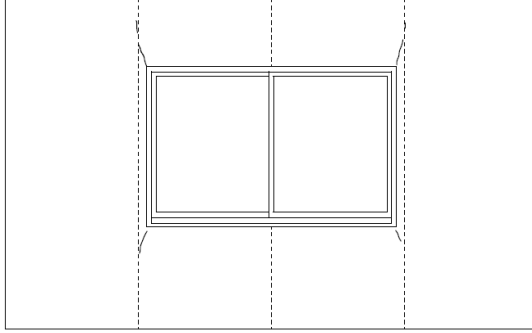
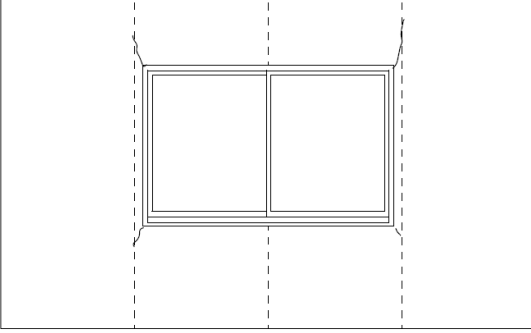
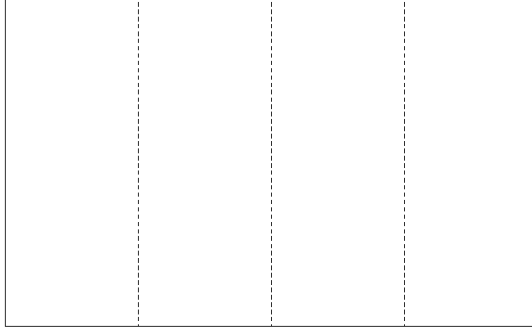
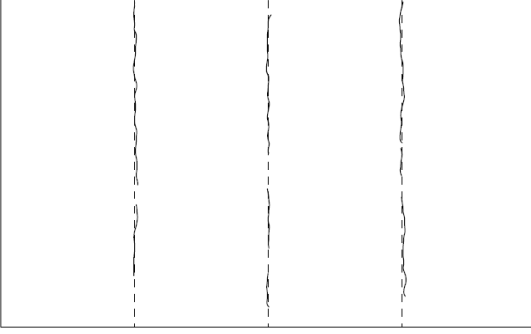
被災度	軽微					小破	中破	大破	倒壊
経験最大層間変形角 (rad)	1/450	1/300	1/200	1/150	1/120	1/60	1/45	1/20	1/15
柱	-	-	-	-	-	-	-	-	折損
筋かい	-	-	-	-	-	-	はらみ	座屈	複数座屈
筋かい	-	-	-	-	-	-	筋かい座屈		筋かい折損
合板	-	-	-	-	-	-	合板浮き、隙間		
クロス張り大壁 隅角部	-	-	隅部しわ	-	隅部破れ 中部しわ	隅破れ通る、 中間部破れ	中間部破れ拡大	ボード目地複数破れ	ボード目地大部分が破れ
クロス張り大壁 開口部	-	開口部隅部分的な破れ	開口部隅破れ拡大	-	開口部隅破れ天井まで通る、 ボードの部分的な割れ		ボード割れ拡大	ボード割れ天井まで通る	
ビニールクロス	一部開口部隅にしわ	開口部隅にしわ、破れ	開口部隅破れ、ボード目地しわ	開口部隅破れ一部破れ通る、ボード目地しわ通る、破れ始まる	開口部隅破れ通る、ボード目地一部破れ通る	ボード目地多数破れ通る	ボード目地多数破れ通る 隅部圧壊、割れ	ボードの面外への浮き、ボードの隅部圧壊、剥がれ、割れ	ボードの面外への浮き、ボードの剥落
紙質クロス	開口上部切れ	内周枠周囲のシール切れ部分的に残る	ボードの割れ	石膏ボードビスの浮き残る	開口上部割れ拡大 内周枠周囲のシールの切れ拡大		せん断方向の切れ、浮き	-	-
ラス下地 しゃくい塗	-	-	-	-	柱壁にずれ跡	柱壁隙間	柱壁隙間3~5mm	柱壁隙間5mm以上	柱壁隙間5mm以上複数
漆喰塗り壁	柱・梁境界部に軽微なひび割れ 入隅部のクラック		入隅部のクラック	漆喰周囲の隙間	下地ボード継ぎ目に沿った水平ひび割れ、面内の割れ	下地ボード継ぎ目に沿った鉛直ひび割れ、入隅部圧壊、斜めひび割れ	下地ボードの面外飛び出し、剥落	下地ボード剥落	-
土塗（真壁）	-	隅角部、貫部分にひび	隅角部、貫部分のひび増加			隅角部一部圧壊	周囲隅部の圧壊拡大、めくれ		壁中央部盛り上がり拡大
大壁塗り壁（火山灰系） 下地：石膏ボード	-	コーナー部ひび割れ	-	-	開口部ひび割れ、平部ひび割れ、ねじ浮き	-	ねじ部ひび割れ	-	-
大壁塗り壁（貝殻系） 下地：石膏ボード	-	開口部ひび割れ、コーナー部ひび割れ	-	-	平部ひび割れ	-	-	-	-
真壁塗り壁（ジュラク） 下地：石膏ボード	-	開口部ちり切れ、平部ちり切れ、コーナー部ちり切れ	-	-	開口部ひび割れ、ジュラクめくれ	ねじ浮き	コーナー部ひび割れ	-	-
真壁塗り壁（ジュラク） 下地：ラスボード	開口部ちり切れ、平部ちり切れ、コーナー部ちり切れ	-	-	-	平部ひび割れ、コーナー部ひび割れ	-	ラスボード浮き、開口部ひび割れ・脱落	-	ラスボード脱落
開口部等	-	-	-	-	-	-	横の外れ、障子破れ		
クレセントサッシ 窓ガラス	-	-	-	サッシ、クレセントの軽微なずれ	サッシ、クレセントの変形などの軽微な損傷（サッシの開閉可）		サッシ、クレセントの変形などの損傷（サッシの開閉に抵抗あり）		

第2章 仕上げ損傷から経験変形を推定するための指標と
継続使用のクライテリア

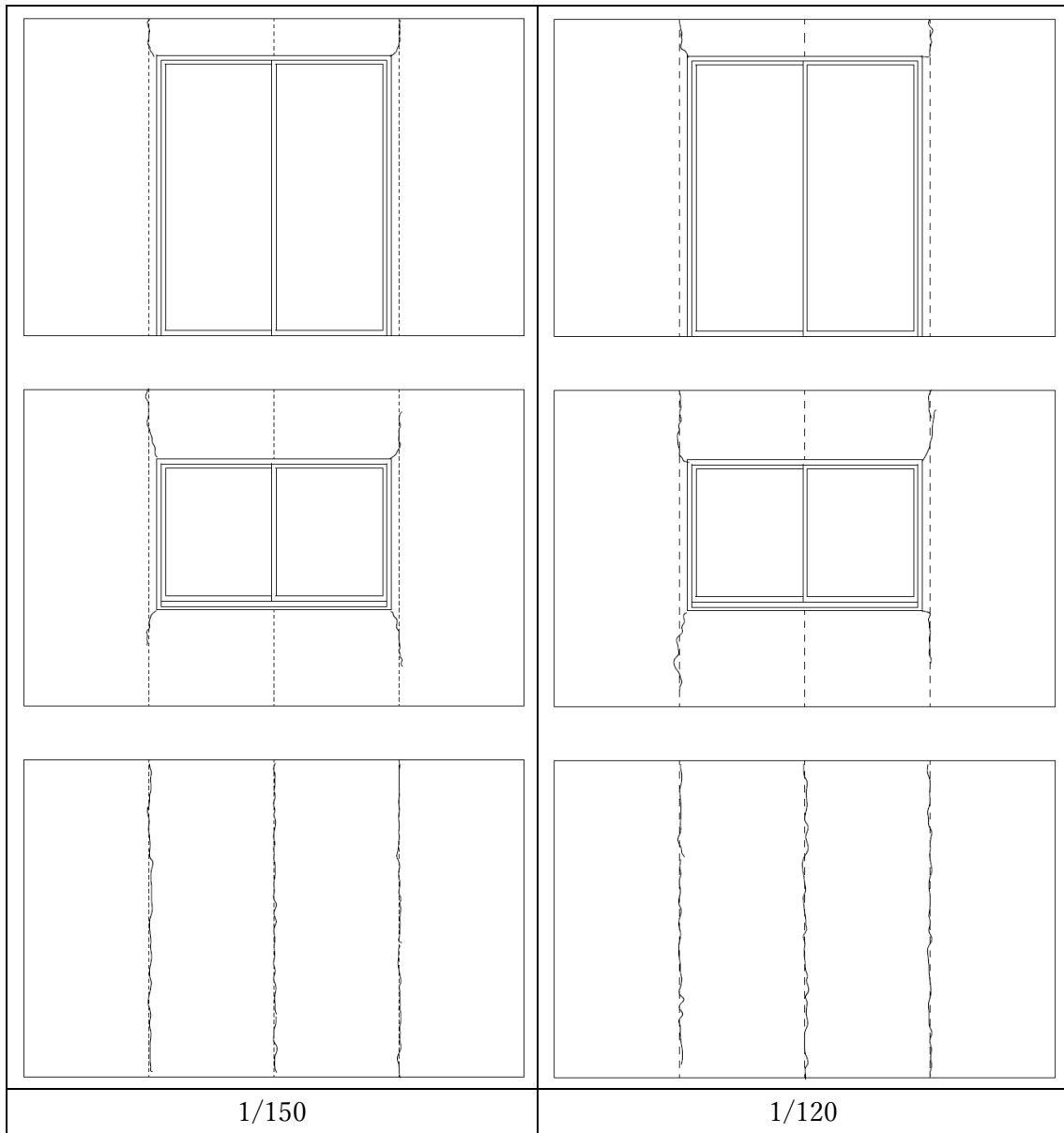
表 2.17 外装仕上げの損傷状況と経験最大層間変形角の関係についての提案指標

被災度	軽微					小破	中破	大破	倒壊
経験最大層間変形角(rad)	1/450	1/300	1/200	1/150	1/120	1/60	1/45	1/20	1/15
サイディング横張	-	-	-	-	釘の浮き	開口部隅割れ	開口部隅割れ拡大、一部浮き	開口部隅割れ上下に通る	開口部隅割れ上下に通る複数
サイディング横張り	-	釘頭周りの塗装切れ 金物微小ずれ	-	釘のめり込み	横目地水平ずれ 微細なひび割れ・目地の開き	開口上下部の割れ 横目地水平ずれ	開口上下部の割れ ひび割れ拡大 サイディングの角欠け 目地までひび割れ通る	釘の抜け落ち サイディングのはがれ	釘のせん断破壊 大きなひび割れ サイディング脱落
サイディング横張り釘留め	釘頭周りの塗装切れ	-	-	-	-	開口上下部のサイディングの割れ 微細なひび割れ	開口上下部のサイディングの割れ	開口上下部のサイディングの割れ 釘の抜け落ち 目地までひび割れ通る サイディングのはがれ	サイディングの角欠け、端部圧壊 大きなひび割れ、釘のせん断破壊
サイディング横張り金物留め	-	-	-	-	目地の微小な開き	シーリング材露出	シーリング材露出 開口上下部の割れ	開口上下部の割れ サイディングのずれ サイディングのはがれ	サイディング脱落
サイディング縦張	-	-	-	-	開口部隅目地のずれ	開口部目地のずれ 拡大	開口部隅のシーリング材の切れ	開口部隅シーリング材の切れ拡大、止水材の露出	-
サイディング縦張り	-	-	防水シーリング材露出		-	縦目地上下ずれ サイディングの傾き、目地部損傷	縦目地上下ずれ サイディングの傾き、目地部損傷	-	-
ラス下地モルタル塗り	-	開口部隅微小の割れ	開口部隅割れ	-	開口部隅割れ拡大	開口部隅以外にも割れ	開口部隅以外の割れ 拡大	平面部分に割れ	平面部分に割れ複数
モルタル塗り	開口上部のひび	開口上部のひび 初期ひび割れから異なる方向へのひび	隅部のひび割れ 木ずりからのモルタルのはがれ	-	モルタルクラック	モルタルクラック 開口上部のモルタル剥離 モルタル全体にクラック	壁面にせん断ひび割れ モルタル剥落	壁面にせん断ひび割れ モルタル剥落 胴縁割れ	モルタル脱落
土塗り(大壁)	-	間柱部にひび	間柱部のひび増加	-	全面にひび拡大	ひび開き	ひび開き拡大	壁中央部盛り上がり	壁中央部盛り上がり拡大
開口部等	-	-	-	-	サッシガスケット部分外れ	サッシガスケット外れ	サッシクレセント損傷	サッシクレセント破壊、ガラス破損	サッシクレセント破壊、ガラス破損、複数

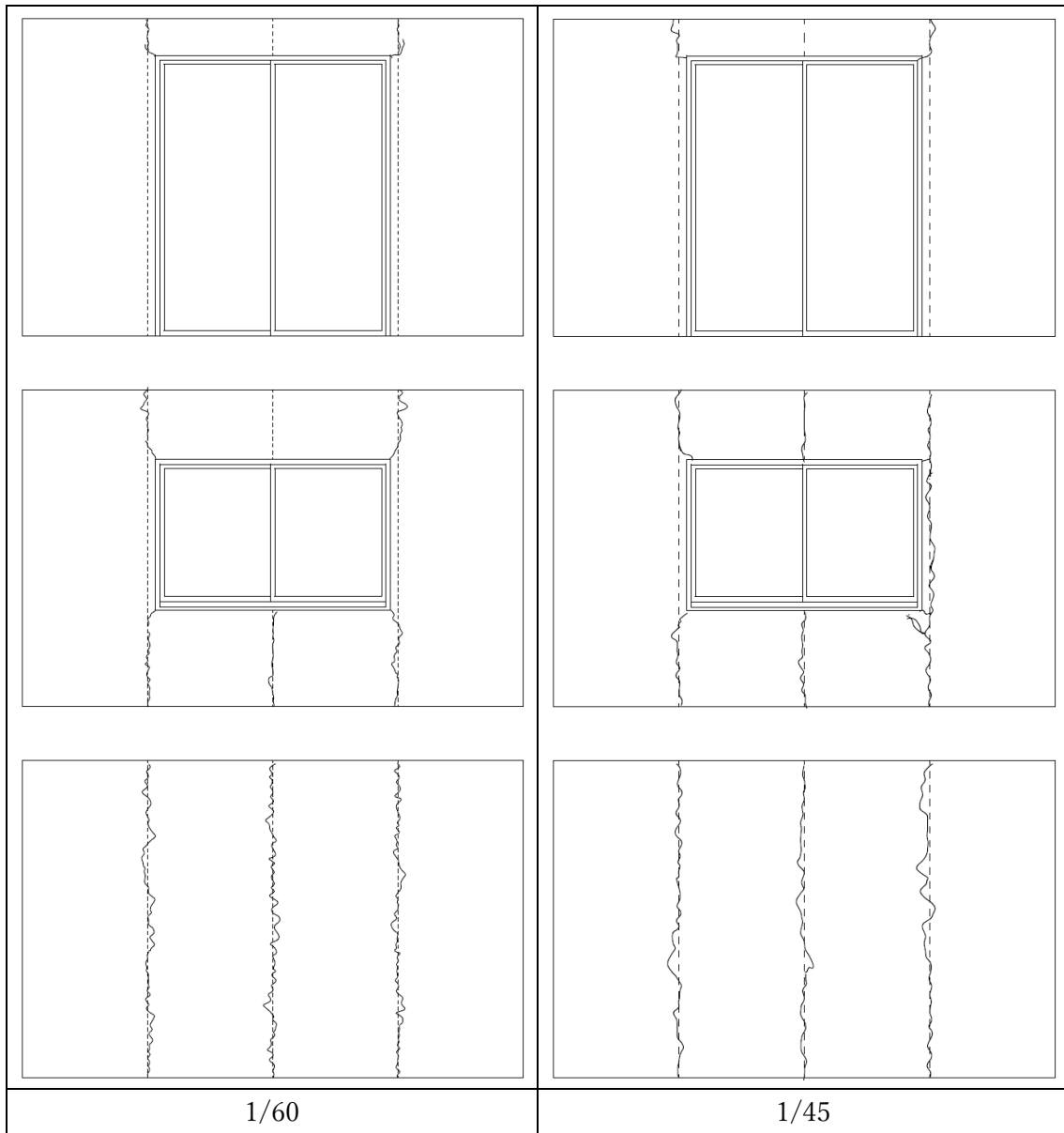
表 2.18 ビニールクロスの損傷の目安

	
	
	
<p>1/300</p>	<p>1/200</p>

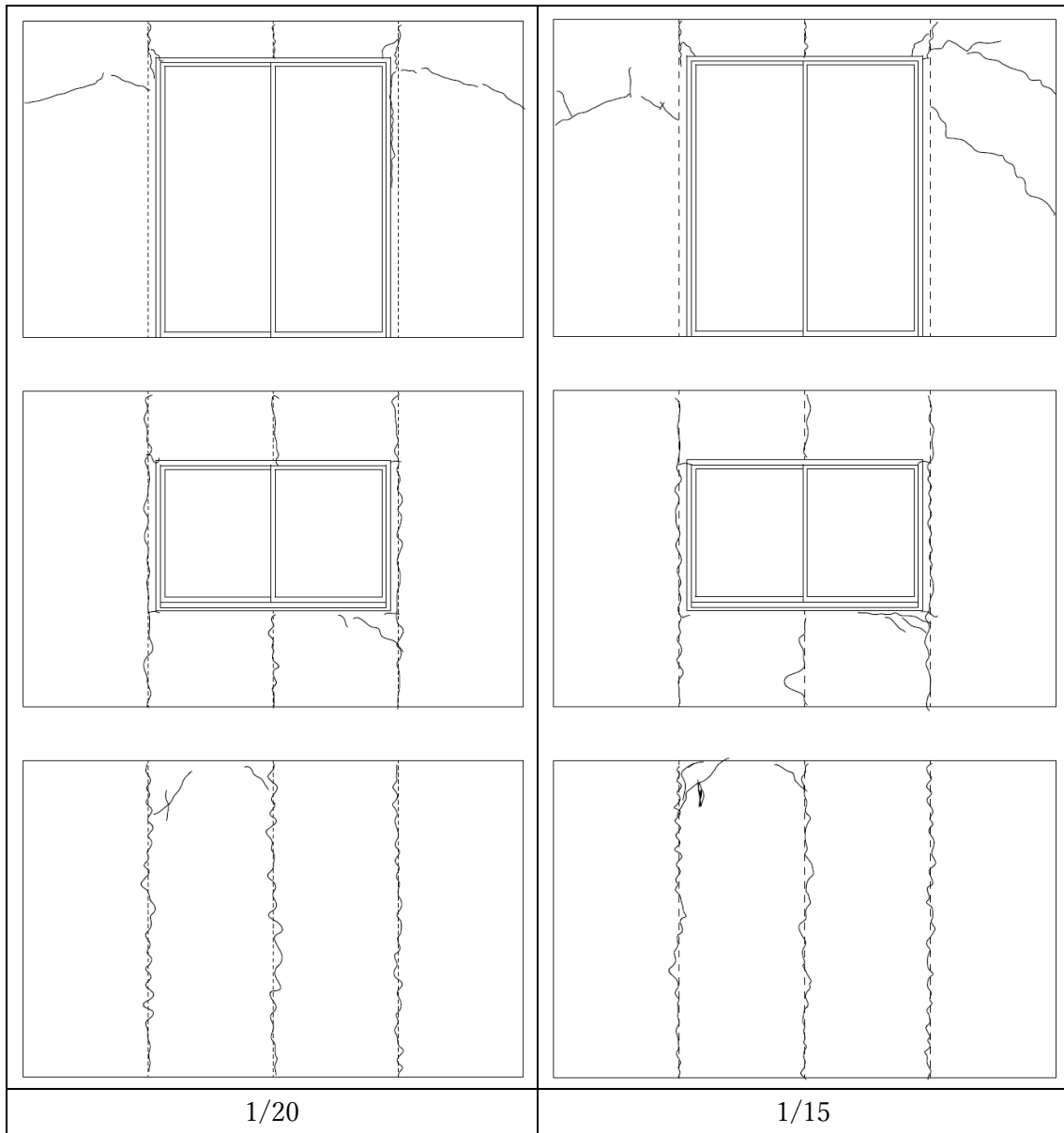
第2章 仕上げ損傷から経験変形を推定するための指標と
継続使用のクライテリア



第2章 仕上げ損傷から経験変形を推定するための指標と
継続使用のクライテリア

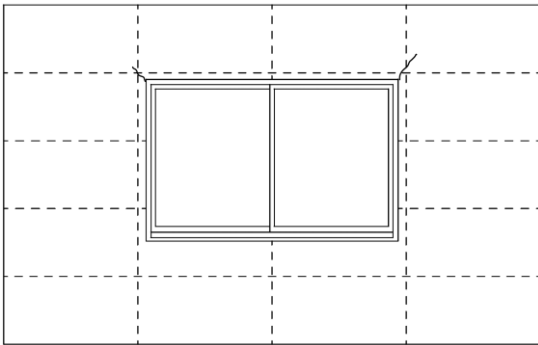
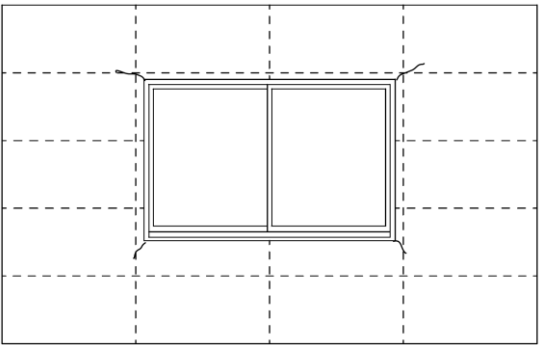
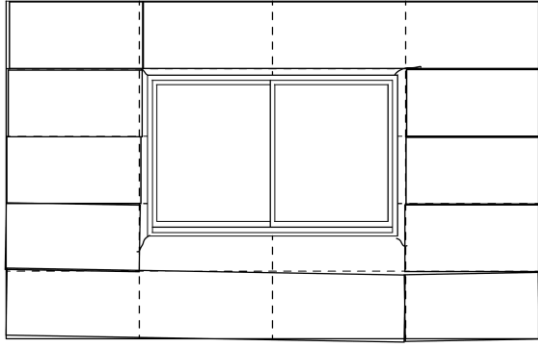
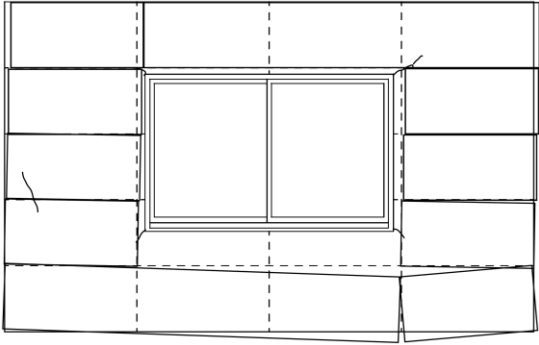


第2章 仕上げ損傷から経験変形を推定するための指標と
継続使用のクライテリア



* 点線：目地ライン

表 2.19 サイディング横貼りの損傷の目安

	
1/60	1/45
	
1/20	1/15

* 点線：目地ライン

2.5 継続使用限界変形角の提案

継続使用の条件である被害レベル D2 に対応する経験最大変形角を決定するために、2016 年熊本地震での実際の損傷状況と 2.4 節で提案した外壁仕上げの損傷状況と経験最大変形角の関係を比較することにより、継続使用されるために抑えなければならない変形角を検討した。ここで、外装仕上げの損傷状況に着目しているのは、2016 年熊本地震の悉皆調査が外観調査に基づき実施されたため、経験変形の推定精度が比較的高い内装仕上げの損傷状況についての調査情報が存在しないためである。よって、前述の通り、損傷状況と経験変形のばらつきがあることに留意が必要であることを申し添える。

2016 年熊本地震の悉皆調査で得られたサイディングとモルタル仕上げ外壁それぞれの被害レベル D2、D3 時の損傷状況を写真 2.10-2.11 に示す。代表的な損傷として、サイディングに関しては、被害レベル D2 では開口部隅からのひび割れ、D3 では同様のひび割れや剥落がみられた。一方でモルタル仕上げに関しては、被害調査では被害レベル D2 でも D3 でも概ね同様にモルタルの割れや剥落がみられ、両者の間に明確な損傷度合いの差は確認できなかった。表 2.20 に前節で提案した推定指標よりサイディング横貼り外壁とモルタル仕上げ外壁についての損傷状況と経験最大変形角の関係をとり出し、2016 年熊本地震における被害レベル D2、D3 建物における被害状況との比較を示す。調査における被害レベル D2 の損傷状況では、ある程度大きな割れや一部に剥落がみられたことから、表中では $1/60\text{rad}$ に対応させた。モルタル仕上げに関して調査結果では被害レベル D2 分類時に比較的大きな剥落がみられたため、経験変形角は $1/100\text{rad}$ よりも大きいと推察できる。よって表中では $1/60\text{rad} \sim 1/45\text{rad}$ に対応させた。また、岡田・高井は被害レベル D2 を小破に相当するとしており [2.3]、これは建防協指標では、 $1/60\text{rad}$ 相当としている。

以上を総合的に評価し、本検討では被害レベル D2 に対応する木造住宅の経験最大変形角を $1/60\text{rad}$ と置くこととした。よって、 $1/60\text{rad}$ を地震被災後の木造住宅を継続使用するために抑えなければならない変形角であるとして、ここでは継続使用限界変形角と名付けて提案する。

表 2.16 より、継続使用限界変形角である $1/60\text{rad}$ に対応する住宅内装の損傷をみると、少なくとも石膏ボードの目地に沿った破れ通りが起こっていると考えられ、継続使用する場合でも少なくとも壁紙の貼替えが必要となることが推測できる。

第2章 仕上げ損傷から経験変形を推定するための指標と
継続使用のクライテリア



写真 2.10 サイディング仕上げ外壁の損傷状況の例



写真 2.11 モルタル外壁仕上げの損傷状況の例

表 2.20 外壁の損傷状況と経験変形角の関係

被災度	軽微		小破	中破	大破	倒壊	
Damage Grade	D0		D1	D1~D2	D3~D4	D4~D5	
経験最大 層間変形角(rad)	1/200	1/150	1/120	1/60	1/45	1/20	1/15
サイディング横 張り		釘のめり込み	横目地水平ずれ 微細なひび割れ・目地の開き	開口上下部の割れ 横目地水平ずれ	開口上下部の割れ ひび割れ拡大 サイディングの 角欠け 目地までひび割れ れ通る	釘の抜け落ち サイディングの はがれ	釘のせん断破壊 大きなひび割れ サイディング脱落
サイディング縦 張り	防水シール材露出		縦目地上下ずれ サイディングの 傾き、目地部損傷	縦目地上下ずれ サイディングの 傾き、目地部損傷			
モルタル 塗り	隅部のひび割れ 木ずりからのモ ルタルはがれ		モルタルクラック	モルタルクラック 開口上部のモル タル剥離 モルタル全体に クラック	壁面にせん断ひ び割れ モルタル剥落	壁面にせん断ひ び割れ モルタル剥落 胴縁割れ	モルタル脱落

2.6 まとめ

仕上げの損傷状況と経験最大変形角について、静的加力実験と実大振動実験の損傷観察の結果を、既往の論文と併せて整理し、内外装仕上げの損傷状況から経験最大変形推定のための指標を提案した。その結果、内装については損傷のばらつきが比較的少なく、建物が塑性化しているか否かのおおよその目安は開口部隅からの破れが通っているか、小破や中破とされている変形角を経験しているかどうかの判断は、石膏ボード目地に沿ったクロス破れが通っているか否かを確認すればよいことがわかった。また、南面に多い大開口の隅部や階段周りのクロス損傷は他と比べて早い段階でみられる傾向があることが明らかとなった。一方、外装のサイディングの損傷についてはばらつきが大きいことを確認した。今後より様々な仕様の損傷状況と経験変形の関係について資料を蓄積することで、より推定精度を高めることが課題であると考え。一方、住宅の変形角が継続使用するか否かを迷う $1/120\sim 1/60\text{rad}$ 程度である場合には、たとえ継続使用を決めた場合であってもクロス損傷、及び一部で開口部の石膏ボード隅部の圧壊が進んでいることから、貼り替えが必要となると想定されるため、決まった変形で必ず定性的な損傷が確認できるような仕上げ素材を開発することで、誰でも木造住宅の経験最大変形角を簡単に正確に判断できるようになるのではないかと考える。

継続使用されるための条件となる被害レベル D2 の時の経験変形角は、提案指標と 2016 年熊本地震を被災した被害レベル D2 住宅の外装仕上げの損傷状況との対応から、概ね $1/60\text{rad}$ であることがわかり、これを本研究では継続使用限界変形角と置くこととした。

第2章の参考文献

- 2.1) 日本建築学会: 2016年熊本地震災害調査報告, pp.29-53, 2018.
- 2.2) 角田功太郎, 五十田博, 井上涼, 森拓郎, 田中圭, 佐藤利昭: 2016年熊本地震から2年経過した益城町市街地の被災建物の現況調査, 日本地震工学会論文集, 19巻1号, pp.1_21-1_33, 2019.2
- 2.3) 岡田成幸, 高井伸雄: 地震被害調査のための建物分類と被害パターン, 日本建築学会構造系論文集, 第524号, pp.65-72, 1999.
- 2.4) 財団法人日本建築防災協会: 2015年度改訂版震災建築物の被災度区分判定基準及び復旧技術指針, 2016.3
- 2.5) 鶴田修, 坂本功, 大橋好光, 平田俊次, 岡部潤一: 木質系住宅の地震時仕上げ損傷と建物変形角に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第613号, pp.73-80, 2007.3
- 2.6) 大橋好光, 綿引誠, 町田健一, 石山央樹: 木造軸組構法における非構造部材の動的・静的挙動と建物の性能設計に関する実験的研究 その1~4, 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州), 2007.8
- 2.7) 青井秀樹, 三井信宏, 宮武敦, 神谷文夫: 木造住宅の構造部材に生じる各種応力の許容応力度に対する割合(第1報)一般地域に建設された住宅の柱と土台, 木材学会誌, Vol.54, No.4, pp.208-215, 2008.
- 2.8) 村瀬伸吾, 五十田博, 橋本敏男, 川上修, 早崎洋一: 実大木造住宅の振動台実験手法に関する研究 その30耐震等級3を満足する2階建て木造住宅の振動実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.555-556, 2007.8
- 2.9) 人見祐策, 伊藤嘉則, 五十田博, 林崎正伸, 川上修, 村瀬伸吾: 実大木造住宅の振動台実験手法に関する研究 その44耐震等級3を満足する3階建て木造住宅の振動実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.159-160, 2008.9
- 2.10) 林崎正伸, 伊藤嘉則, 川上修, 五十田博, 河合直人: 実大木造住宅の振動台実験手法に関する研究 その45耐震等級3を満足する2階建て木造住宅の応答特性, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.161-162, 2008.9
- 2.11) 高橋仁, 上山耕平, 腰原幹雄, 五十田博, 河合直人: 実大木造住宅の振動台実験手法に関する研究 その49平成16年度から21年度までに振動実験を実施した試験体の検討結果の概要, 日本建築学会学術講演梗概集, pp.525-526, 2011.7
- 2.12) 上山耕平, 高橋仁, 腰原幹雄, 五十田博, 河合直人: 実大木造住宅の振動台実験手法に関する研究 その50品確法等級1から3に相当する標準試験体の検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.527-528, 2011.7
- 2.13) 清水秀丸, 森拓郎, 村瀬伸吾, 立花和樹, 五十田博, 小松幸平, 吉川盛一, 福田康彦: 新築木造住宅の重量算定 -実大試験体を用いた重量計測-, 日本建築学会技術報告集, 第15巻, 第29号, 115-120, 2009.2

- 2.14) 井上涼, 角田功太郎, 森拓郎, 五十田博: 耐震等級の異なる木造住宅の地震時応答と損傷度合いの差異に関する研究, 日本建築学会学術講演梗概集, pp.33-36, 2018.9
- 2.15) 志村智, 松本憲幸, 大和田輝彦, 照井清貴, 野本浩平, 河合直人: 構造強度と仕上げ材の損傷の関係に関する研究 その 1, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (北海道), 2013.8
- 2.16) 高梨成次, 大幢勝利, 高橋弘樹, 坂楨義夫, 道場信義, 加川啓介, 大橋好光: 旧基準で建てられた木造住宅の残余水平耐力と損傷状況の関係に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 80 卷, 第 712 号, pp.895-904, 2015.9
- 2.17) 大和田輝彦, 松本憲幸, 志村智, 照井清貴, 野本浩平, 河合直人: 構造強度と仕上げ材の損傷の関係に関する研究 その 3 損傷結果からの比較, 日本建築学会学術講演梗概集, pp.303-304, 2013.8
- 2.18) 大木洋一郎, 三津橋歩, 梶川久光: 木造建築物における仕上材の損傷状況と地震時経験最大層間変形角の推定に関する研究, 日本建築学会技術報告集, 第 25 卷, 第 59 号, pp.159-164, 2019.2
- 2.19) 石山央樹, 綿引誠, 町田健一, 大橋好光: 木造軸組構法における非構造部材の動的・静的挙動と建物の性能設計に関する実験的研究 その 3 内装, 日本建築学会学術講演梗概集, pp.511-512, 2007.8
- 2.20) 河野博紀, 住田幸大, 大橋好光: 木造住宅壁面の変形と損傷に関する研究 その 2 枠組壁構法と在来軸組構法に関して, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.407-408, 2013.8
- 2.21) 鈴木慎吾, 照井清貴, 野本浩平, 河合直人, 松本憲幸: 構造強度と仕上げ材の損傷の関係に関する研究 その 4 構造用合板仕様における試験結果, 日本建築学会学術講演梗概集, pp.51-52, 2014.9
- 2.22) 綿引誠, 町田健一, 石山央樹, 大橋好光: 木造軸組構法における非構造部材の動的・静的挙動と建物の性能設計に関する実験的研究 その 2 外装, 日本建築学会学術講演梗概集, pp.509-510, 2007.8
- 2.23) 前川秀幸, 大橋好光, 松留慎一郎, 塚崎英世: 木造住宅の層間変形角と仕上げ部材の地震時損傷状況に関する実験的研究 その 1 実験概要及び外装材使用の損傷状況, 日本建築学会学術講演梗概集, pp.53-54, 2014.9
- 2.24) 井上涼, 森拓郎, 田中圭, 瀧裕, 五十田博: 木造住宅の地震時仕上げ損傷状況と層間変形の関係, 日本建築学会技術報告集, 第 26 卷, 第 65 号, pp.917-922, 2020

第3章 釘接合部の繰返し加力実験

3.1 はじめに

第1章で述べた通り木造住宅における主な水平抵抗要素は耐力壁であり、その中でも面材耐力壁のせん断性能を決定づけるのは釘の単位接合部である。そのため、耐力壁の構造特性を把握するために、釘あるいはビス接合部のせん断実験の結果が蓄積されているところである。カナダでは、釘接合部のせん断実験結果を用いて耐力壁をモデル化し、木造住宅全体の地震時挙動解析を実施している研究がある[例えば 3.1]。釘接合部は、特に大変形が繰返される場合においては釘が疲労破壊を起こすことが知られており[例えば 3.2]、接合部の荷重変形履歴の再現精度向上を目指して、釘接合部の繰返し変形による耐力劣化を把握するための研究がいくつか実施されている[例えば 3.3]。

しかし、先行研究において対象とされている変形の多くが、降伏変位を超える比較的大きな変形領域であり小・中地震を対象としたものが少ないことや、比較的小変形の繰返しを実施している場合でも、疲労限度を明らかとすることを主目的として研究が進められていることから、繰返し数と荷重低下の関係を細かく追跡している研究例は少ない。さらには、現在主流となっている針葉樹合板や近年採用率が高まっている OSB や MDF を用いた研究が少ないなど、対象としている面材の種類が少なく、統一的に繰返し変形による荷重低下傾向を調査した例が少ないことが課題である。

そこで本章では、一般的に耐力壁として用いられる材料を想定し、面材4種、軸組材2種、接合具2種を用いた釘接合部について小・中地震を想定した小変形の多数回繰返しを対象とした実験により、その劣化傾向を確認するとともに、耐力壁の劣化傾向の評価に用いるデータを得ることを目的とした。

3.2 実験概要

表 3.1 に試験体一覧、図 3.1 に試験体寸法を示す。側材には、一般に木造住宅に用いられる材料を想定し、構造用合板（特類 2 級、厚さ：9mm、平均密度：447.2kg/m³、平均含水率：9.9%）や石膏ボード（厚さ：12mm、平均密度：659.4kg/m³、平均含水率：15.5% * 木材と同様の計算方法で算出）に加え、近年使用量が増えつつある OSB（厚さ：9mm、平均密度：647.36kg/m³、平均含水率：7.8%）と MDF（厚さ：9mm、平均密度：794.37kg/m³、平均含水率：8.24%）の 4 種を採用した。主材は、2 層のスギ集成材（E65-F225、断面 58×58mm、平均密度：402.34kg/m³、平均含水率：11.0%）及び SPF（断面 38×89mm、平均密度：448.67kg/m³、平均含水率：12.0%）の 2 種を用いた。接合具は N50（鉄丸くぎ、径 2.75mm、長さ 50mm）、CN50（太め鉄丸くぎ、径 2.87mm、長さ 50.8mm）の 2 種とした。面材及び主材は各グループの平均密度が揃うように振り分けた。試験体の種類は、側材-主材-接合具の形で表記するものとし、側材が合板、主材がスギ集成材、接合具が N50 釘の場合は、合板-スギ-N50 試験体と表記した。

加力スケジュールは、コントロール（SC）と多数回繰返し（NC）の 2 種とした。コントロールは、±0.5mm→±1.0mm→±2.0mm→±4.0mm の正負交番三回繰返し载荷の後、30mm まで引き切るものとした。多数回繰返し試験体の载荷スケジュールは 3.1 節で述べた通りに設定し、表 3.2 に示す小変形を繰り返した後、コントロール試験体と同様に 30mm まで引き切った。目標変形はコントロール、多数回繰返しともに図 3.2 に示すように三角波で入力した。加力速度は、目標変形 0.2mm では 0.2mm/sec、0.5mm では 0.5mm/sec、1.0mm から 3.0mm では 0.75mm/sec とした。

表 3.1 試験体一覧

側材 (面材)	主材 (軸組材)	接合具	加力 スケジュール	試験体数
合板 OSB MDF 石膏ボード	スギ集成材 SPF	N50 CN50	コントロール 多数回繰返し (表 3.2 参照)	各 6 体

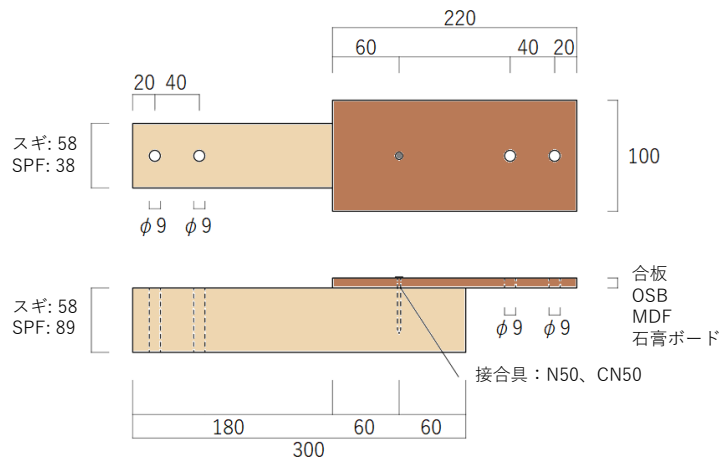


図 3.1 試験体寸法 (単位: mm)

表 3.2 多数回繰返し (NC) の载荷スケジュール

想定震度階	想定変形角 (rad)	制御変位 (mm)	繰返し回数
震度 3	1/2000	±0.2mm	200
	1/1000	±0.5mm	200
震度 4	1/450	±1.0mm	50
	1/300	±1.5mm	50
震度 4~震度 5 弱	1/200	±2.0mm	10
震度 5	1/180	±2.5mm	5
	1/150	±3.0mm	5

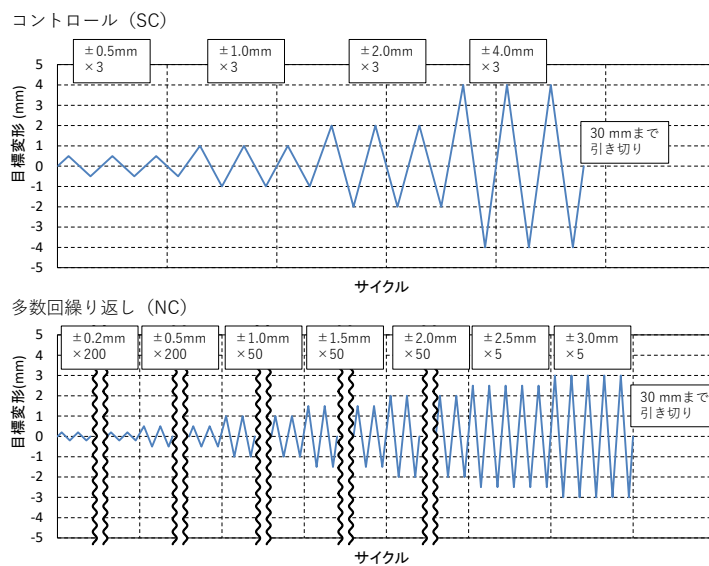


図 3.2 加力スケジュール

実験時の試験体設置状況は写真 3.1 及び図 3.3 に示す通りとした。荷重は変位制御とし、300kN ジャッキを用いて実施した。制御変位は主材と側材の相対変位とし、回転の影響を除去するため試験体の左右に取り付けた変位計（写真 1 中の①・②、東京測器研究所：CDP10M）の平均とした。また、中央に取り付けた変位計（写真 1 中の③、東京測器研究所：CDP50M）で引き切り時の変位を測定した。荷重は 5kN ロードセルによって測定した。また、主材両側面をローラーで挟むことによって回転を拘束するとともに、主材と側材の間にはテフロンシートを挟み込むことによって摩擦を除去した。



写真 3.1 荷重状況

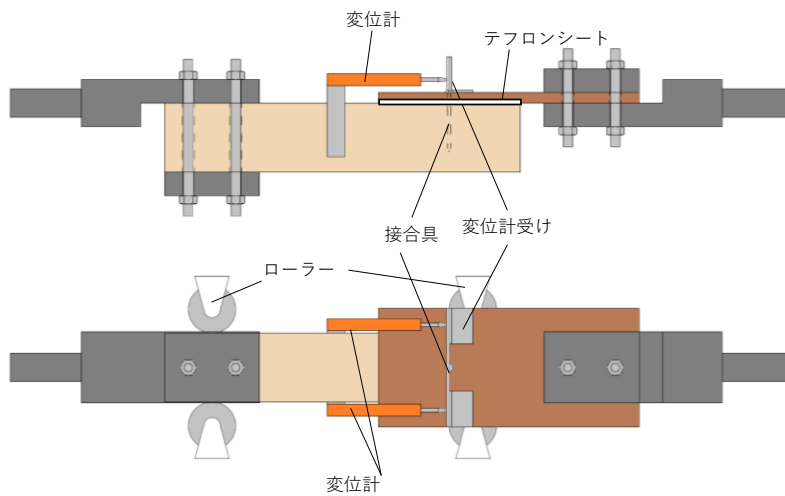


図 3.3 試験体のセットアップ

3.3 実験結果と考察

本節では、大変形領域を含む強度特性値に関わる指標については耐力、それ以外を荷重と呼び分けて結果を述べる。試験体グループごとに得られた荷重変形関係の包絡線を用いて完全弾塑性モデル[3.4]によって算出した強度特性値の平均値の一覧を表3.3-3.6に示す。ただし、初期剛性は $0.1P_{max}$ と $0.4P_{max}$ 間の傾きを用いて算出した。また、石膏ボード-SPF-CN50の多数回繰返し試験体(NC)については、実験エラー分を除いた5体の平均とした。なお、表中には下限値を併せて示し、最大耐力、降伏耐力、終局耐力については信頼水準75%における95%下限許容限界値、初期剛性については信頼水準75%における50%下限許容限界値とした。

表 3.3 強度特性値の一覧（合板試験体）

合板			P_{max} (kN)	P_y (kN)	P_u (kN)	K (kN/mm)
N50 スギ	コントロール (SC)	平均	0.90	0.49	0.78	1.07
		下限値	0.61	0.36	0.56	0.98
		変動係数	0.14	0.11	0.12	0.29
	多数回 繰返し (NC)	平均	0.94	0.51	0.83	0.67
		下限値	0.81	0.40	0.71	0.60
		変動係数	0.06	0.10	0.06	0.39
NC/SC	平均	1.04	1.04	1.06	0.63	
CN50 スギ	コントロール (SC)	平均	1.17	0.67	1.03	0.53
		下限値	0.85	0.32	0.74	0.45
		変動係数	0.11	0.22	0.12	0.53
	多数回 繰返し (NC)	平均	1.14	0.61	1.01	0.41
		下限値	0.86	0.37	0.83	0.35
		変動係数	0.11	0.17	0.07	0.46
NC/SC	平均	0.98	0.91	0.98	0.77	
N50 SPF	コントロール (SC)	平均	0.88	0.50	0.78	1.23
		下限値	0.69	0.40	0.64	1.17
		変動係数	0.09	0.08	0.08	0.18
	多数回 繰返し (NC)	平均	0.94	0.54	0.85	1.23
		下限値	0.72	0.41	0.66	1.13
		変動係数	0.10	0.10	0.09	0.28
NC/SC	平均	1.07	1.09	1.08	1.00	
CN50 SPF	コントロール (SC)	平均	1.27	0.69	1.06	0.42
		下限値	1.05	0.45	0.93	0.38
		変動係数	0.07	0.15	0.05	0.38
	多数回 繰返し (NC)	平均	1.21	0.64	1.08	0.55
		下限値	0.89	0.44	0.79	0.49
		変動係数	0.11	0.13	0.12	0.36
NC/SC	平均	0.95	0.93	1.02	1.29	

表 3.4 強度特性値の一覧 (OSB 試験体)

OSB			P_{max} (kN)	P_y (kN)	P_u (kN)	K (kN/mm)
N50 スギ	コントロール (SC)	平均	0.88	0.52	0.81	1.06
		下限値	0.70	0.36	0.63	0.93
		変動係数	0.09	0.13	0.09	0.44
	多数回 繰返し (NC)	平均	0.98	0.55	0.87	0.92
		下限値	0.84	0.44	0.74	0.85
		変動係数	0.06	0.09	0.06	0.25
NC/SC	平均	1.11	1.05	1.08	0.86	
CN50 スギ	コントロール (SC)	平均	1.17	0.66	1.06	0.72
		下限値	0.83	0.33	0.74	0.65
		変動係数	0.12	0.21	0.13	0.34
	多数回 繰返し (NC)	平均	1.24	0.64	1.11	0.65
		下限値	0.79	0.30	0.65	0.56
		変動係数	0.16	0.23	0.18	0.47
NC/SC	平均	1.06	0.98	1.04	0.90	
N50 SPF	コントロール (SC)	平均	0.98	0.58	0.87	1.19
		下限値	0.65	0.40	0.59	1.04
		変動係数	0.14	0.13	0.14	0.42
	多数回 繰返し (NC)	平均	0.85	0.50	0.77	0.88
		下限値	0.61	0.38	0.56	0.79
		変動係数	0.12	0.10	0.12	0.34
NC/SC	平均	0.87	0.85	0.88	0.74	
CN50 SPF	コントロール (SC)	平均	1.14	0.78	1.26	0.69
		下限値	1.00	0.41	0.86	0.55
		変動係数	0.12	0.20	0.14	0.65
	多数回 繰返し (NC)	平均	1.26	0.69	1.14	0.66
		下限値	0.82	0.51	0.75	0.59
		変動係数	0.15	0.11	0.15	0.33
NC/SC	平均	0.89	0.88	0.91	0.96	

表 3.5 強度特性値の一覧 (MDF 試験体)

MDF			P_{max} (kN)	P_y (kN)	P_u (kN)	K (kN/mm)
N50 スギ	コントロール (SC)	平均	0.94	0.57	0.82	2.09
		下限値	0.81	0.49	0.72	1.92
		変動係数	0.06	0.06	0.06	0.27
	多数回 繰返し (NC)	平均	0.98	0.60	0.85	1.41
		下限値	0.73	0.44	0.63	1.32
		変動係数	0.11	0.12	0.11	0.22
NC/SC	平均	1.05	1.06	1.03	0.67	
CN50 スギ	コントロール (SC)	平均	1.43	0.78	1.30	1.08
		下限値	1.09	0.54	1.01	0.94
		変動係数	0.10	0.13	0.10	0.45
	多数回 繰返し (NC)	平均	1.30	0.71	1.20	1.05
		下限値	0.79	0.43	0.75	1.00
		変動係数	0.17	0.17	0.16	0.16
NC/SC	平均	0.91	0.91	0.92	0.97	
N50 SPF	コントロール (SC)	平均	0.93	0.55	0.84	1.06
		下限値	0.65	0.43	0.63	0.97
		変動係数	0.13	0.10	0.11	0.28
	多数回 繰返し (NC)	平均	1.11	0.63	1.08	0.77
		下限値	0.66	0.30	0.49	0.72
		変動係数	0.18	0.22	0.23	0.24
NC/SC	平均	1.20	1.14	1.28	0.73	
CN50 SPF	コントロール (SC)	平均	1.57	0.85	1.38	1.05
		下限値	1.26	0.80	1.13	0.97
		変動係数	0.09	0.03	0.08	0.26
	多数回 繰返し (NC)	平均	1.58	0.89	1.41	1.30
		下限値	1.13	0.59	0.99	1.15
		変動係数	0.12	0.14	0.13	0.37
NC/SC	平均	1.01	1.04	1.03	1.23	

表 3.6 強度特性値の一覧 (石膏ボード試験体)

石膏ボード			P_{max} (kN)	P_y (kN)	P_u (kN)	K (kN/mm)
N50 スギ	コントロール (SC)	平均	0.50	0.31	0.42	0.30
		下限値	0.45	0.25	0.38	0.28
		変動係数	0.04	0.07	0.05	0.29
	多数回 繰返し (NC)	平均	0.49	0.27	0.42	0.27
		下限値	0.46	0.23	0.40	0.24
		変動係数	0.03	0.05	0.02	0.27
	NC/SC	平均	0.99	0.88	0.99	0.88
CN50 スギ	コントロール (SC)	平均	0.57	0.36	0.48	0.33
		下限値	0.54	0.32	0.42	0.31
		変動係数	0.03	0.04	0.05	0.26
	多数回 繰返し (NC)	平均	0.58	0.31	0.48	0.31
		下限値	0.47	0.22	0.40	0.28
		変動係数	0.08	0.12	0.07	0.31
	NC/SC	平均	1.01	0.87	0.99	0.91
N50 SPF	コントロール (SC)	平均	0.49	0.29	0.41	0.23
		下限値	0.45	0.26	0.39	0.22
		変動係数	0.03	0.05	0.03	0.15
	多数回 繰返し (NC)	平均	0.51	0.30	0.43	0.28
		下限値	0.47	0.26	0.39	0.26
		変動係数	0.03	0.06	0.03	0.23
	NC/SC	平均	1.03	1.02	1.04	1.24
CN50 SPF	コントロール (SC)	平均	0.48	0.30	0.41	0.26
		下限値	0.42	0.25	0.36	0.24
		変動係数	0.06	0.08	0.05	0.21
	多数回 繰返し (NC)	平均	0.54	0.29	0.45	0.28
		下限値	0.47	0.27	0.41	0.28
		変動係数	0.05	0.03	0.03	0.39
	NC/SC	平均	1.12	0.97	1.10	1.08

3.3.1 面材の違いによる比較

本項では、面材の違いによる小変形繰返しの影響を検討するために、接合具に N50、主材にスギを用いた場合の試験体について詳細に考察をおこなう。図 3.4 に N50-スギ試験体の荷重変形関係の例を示す。また、図 3.5 に、荷重変位関係の包絡線を各グループ 6 体の平均として示す。平均値を比較すると、どの面材の場合においても、コントロールと多数回繰返し試験体の間に明確な最大耐力や降伏耐力、終局耐力の差がみられないことが明らかとなった。初期剛性については、合板と MDF の多数回繰返し試験体はコントロールの 6 割程度に低下したが、OSB と石膏ボードはコントロールの 9 割程度となった。平均包絡線を比較するとスギ-N50 試験体に関しては、多数回繰返し試験体において繰返しをおこなった 0.2～3.0mm 変位領域内においては、コントロールの包絡線と比較して新規変形での荷重が低くなる傾向が見られた。最終加力後の破壊性状として、パンチングと釘のせん断破壊の 2 種がみられたが、コントロールと多数回繰返し試験体で破壊性状は変化しなかった。

図 3.6 に同一振幅の繰返しにおける荷重残存率の推移を示す。ここでは、制御変位のステップごとに 1 回目の荷重を 100%と置いて示している。以降、本研究では荷重残存率を同一振幅の繰返しにおける 1 回目の荷重に対する比と定義する。合板試験体と石膏ボード試験体の $\pm 0.5\text{mm}$ の繰返しにおいて、試験機の制御及びガタが原因だと考えられる荷重のばらつきがみられた。しかし、全体的な荷重の低下傾向を得るには問題はないと考える。また、2.5mm から 3.0mm の繰返しにおいては、繰返し数が少ないため、見かけ上の 1 回あたりのばらつきが大きくなっていることに注意されたい。すべての試験体において、1 回目と比較して 2 回目以降の荷重は低下傾向にあった。合板、OSB、MDF は概ね同様の傾向を示しており、 $\pm 1.5\text{mm}$ までは繰返し回数 10 回程度まで荷重が大きく低下し、その後、本実験の繰返し数の範囲では横ばいもしくは緩やかに低下していく傾向がみられた。 $\pm 0.2\text{mm}$ の繰返しでは、大きな荷重低下はみられず、90%程度を維持した。 $\pm 0.5\text{mm}$ の繰返しでは 80%前後、 $\pm 1.0\sim 1.5\text{mm}$ の繰返しでは 70%程度まで荷重が低下した。目標変位が大きくなるほど、繰返し 1 回あたりに低下する荷重が大きくなる傾向がみられた。石膏ボードの荷重の残存率については、1.5mm 以降の変形では、そのほかの面材と大差がなかったものの、0.2～1.0mm の間の繰返しでは、他と比べて荷重が大きく低下する傾向があった。 $\pm 0.2\text{mm}$ の繰返しでも荷重が 1 回目の 60%程度まで低下することがわかり、石膏ボードを建物の耐力要素として期待する場合には、繰返し変形による荷重低下現象に留意する必要がある可能性がわかった。ただし、全ての面材において、いずれの変位においても実験した範囲の繰返し数では急激な荷重低下を起し破壊する試験体はみられなかった。

写真 3.2、3.3 に加力後の合板試験体、石膏ボード試験体の破壊性状を示す。石膏ボード試験体は小変形の繰返しにおいても石膏ボードがボロボロと崩れていく様子が観察され、これが他の面材と比較して荷重低下が大きかった要因と考える。

図 3.7 に等価線形化法によって求めた等価剛性及び等価粘性減衰定数の推移を示す。等価剛性、等価粘性減衰定数ともに荷重と同様、各ステップ初めの 5～10 回の繰返しで低下す

るものの、その後は緩やかに低下していく傾向がみられ、急激な低下はみられなかった。荷重低下に伴って等価剛性も低下することから、大地震時の木造住宅の応答変形が増加する可能性が示された。等価粘性減衰定数に関しては、合板、OSB、MDFと比較して特に石膏ボードにおける低下度合いが大きかった。

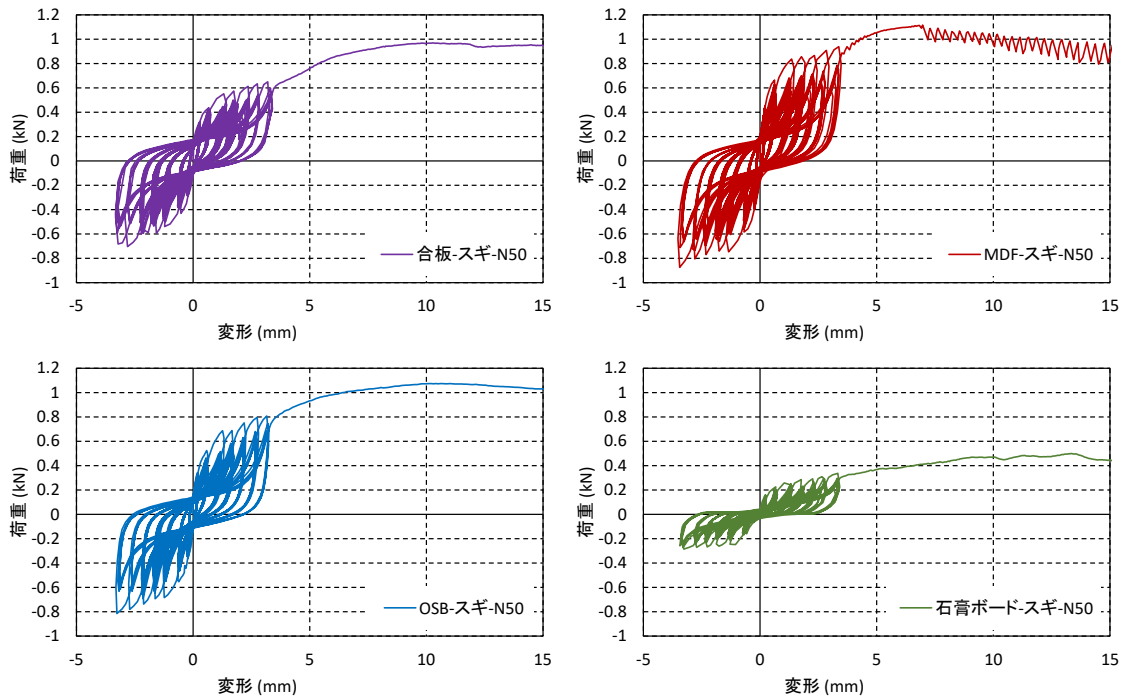


図 3.4 荷重-変形関係 (N50-スギ試験体)

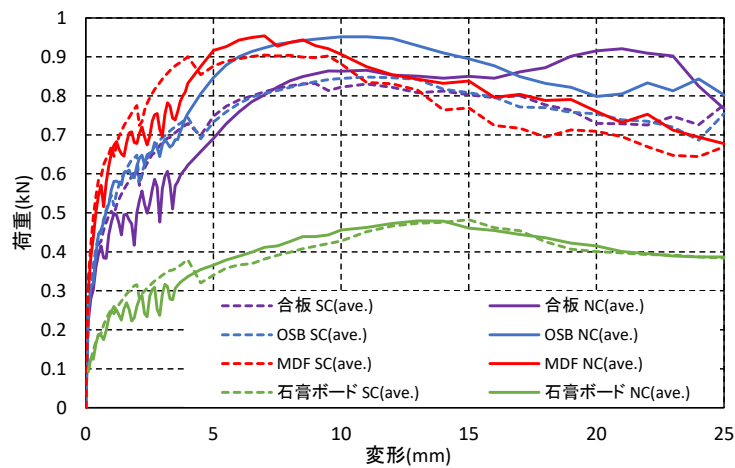


図 3.5 荷重変形関係の包絡線 (スギ-N50 試験体)

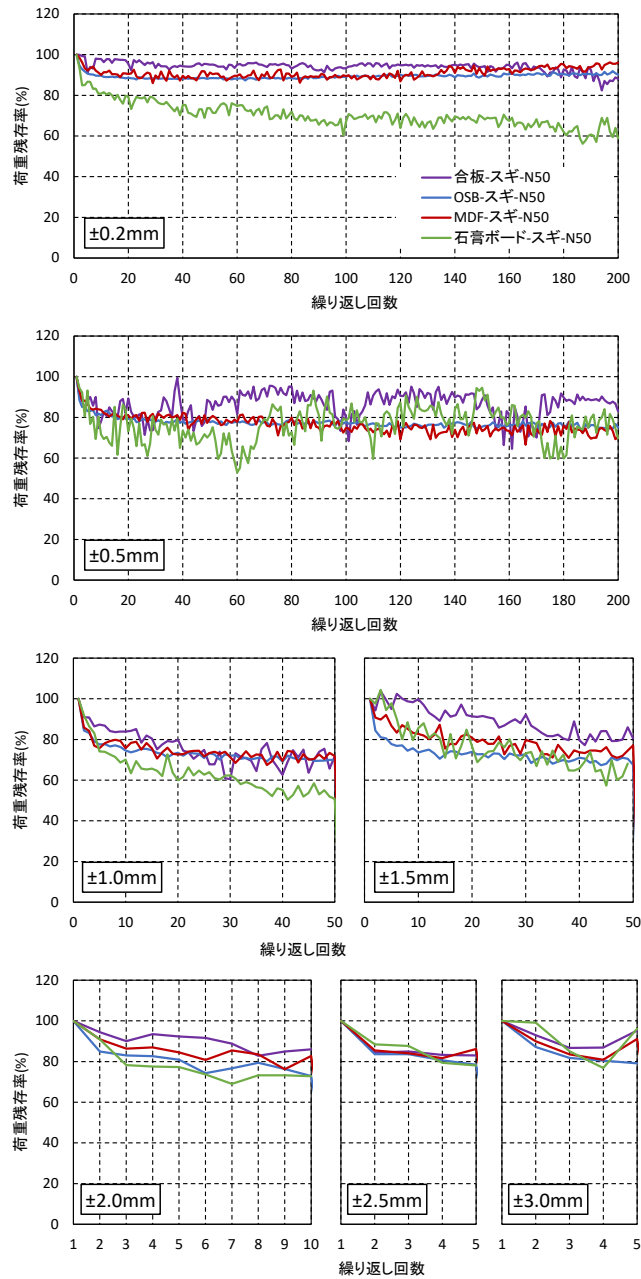


図 3.6 荷重残存率の推移 (スギ-N50 試験体)



写真 3.2 合板試験体

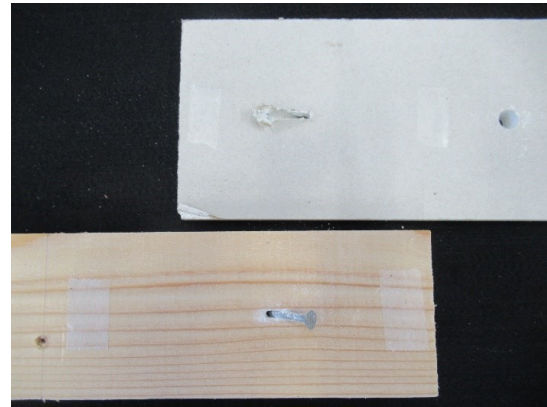


写真 3.3 石膏ボード試験体

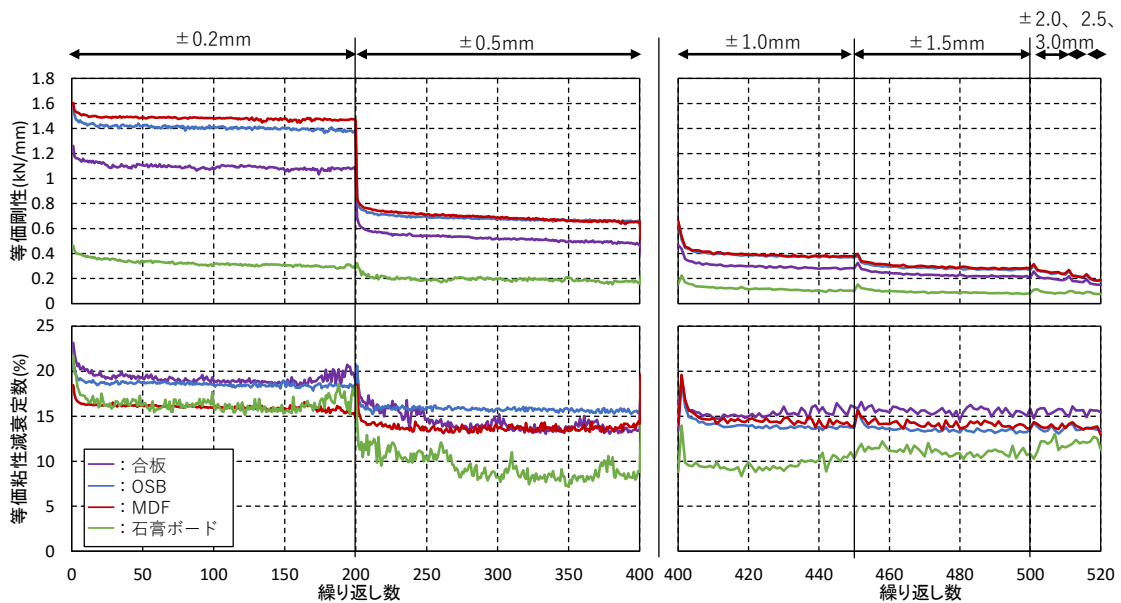


図 3.7 等価剛性及び等価粘性減衰定数の推移 (スギ-N50 試験体)

3.3.2 主材・接合具の違いによる比較

本項では、主材や接合具の違いによる荷重低下傾向の差異に着目して実験結果を比較する。ここで、面材としてMDFを用いた試験体について着目して結果を述べると、表3.5より最大耐力、降伏耐力、終局耐力の平均値について、いずれの試験体においても多数回繰返し試験体の方がコントロール試験体と比較して大きく低下する傾向はみられず、N50-スギ試験体の傾向と一致した。初期剛性については、接合具にN50を用いた試験体はコントロールと比較して7割程度に低下したが、CN50を用いた試験体には低下傾向がみられなかった。面材ごとに荷重残存率の推移を図3.8-3.11に示す。いずれの変位においても本検討の範囲内の繰返し数では、主材や接合具の違いで荷重残存率の低下傾向に大きな違いはみ

られず、はじめの10回程度以降では繰返し数が多くなるにしたがって緩やかに低下し、その後本実験の繰返し回数の範囲内では徐々に低下するか横ばいとなった。図3.12に目標変位0.2mmの1回目の加力時を100%として算出した等価剛性及び等価粘性減衰定数の残存率の推移を示す。残存率として比較した場合、主材や接合具が異なる場合でも等価剛性の低下傾向に大きな差異はみられなかった。一方、等価粘性減衰定数について、SPF-N50試験体のみ目標変位1.0mm以降に大きな低下がみられず、SPFの場合は傾向が異なる可能性があることがわかった。ただしその他の試験体は、スギ-N50試験体との大きな差異はみられなかった。

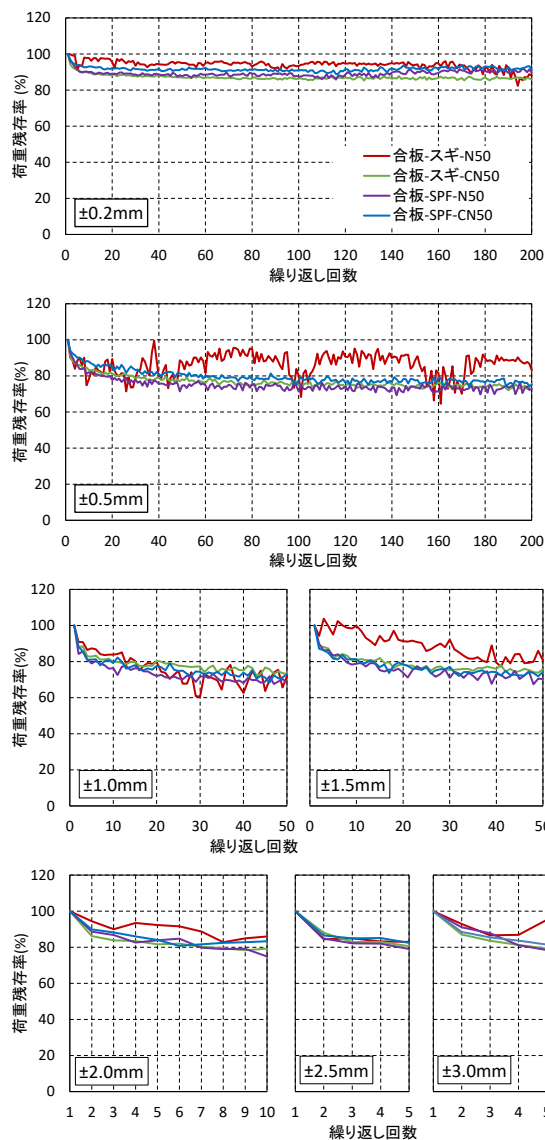


図 3.8 荷重残存率の推移
(合板各種試験体)

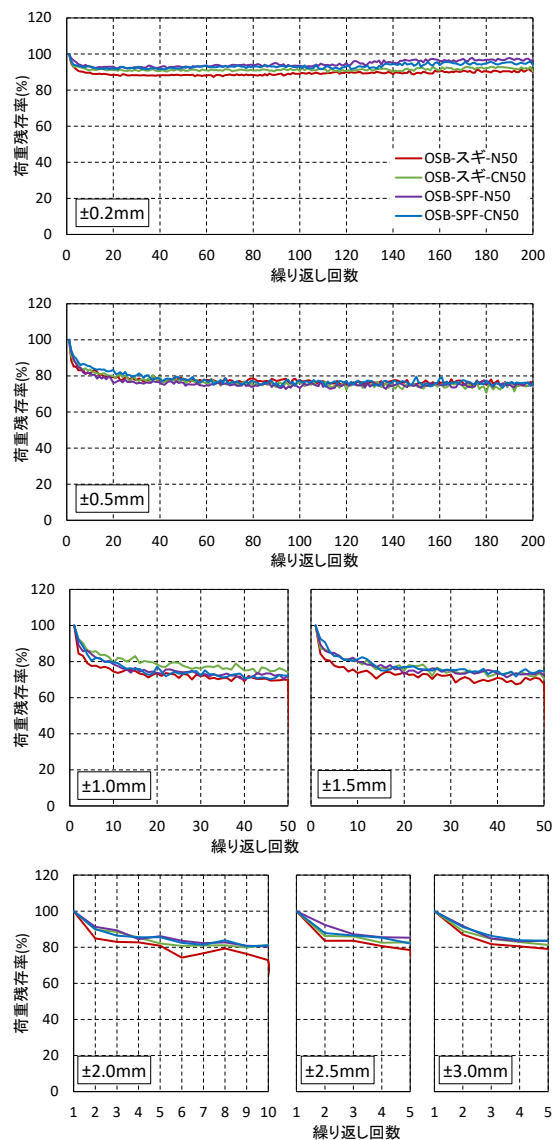


図 3.9 荷重残存率の推移
(OSB 各種試験体)

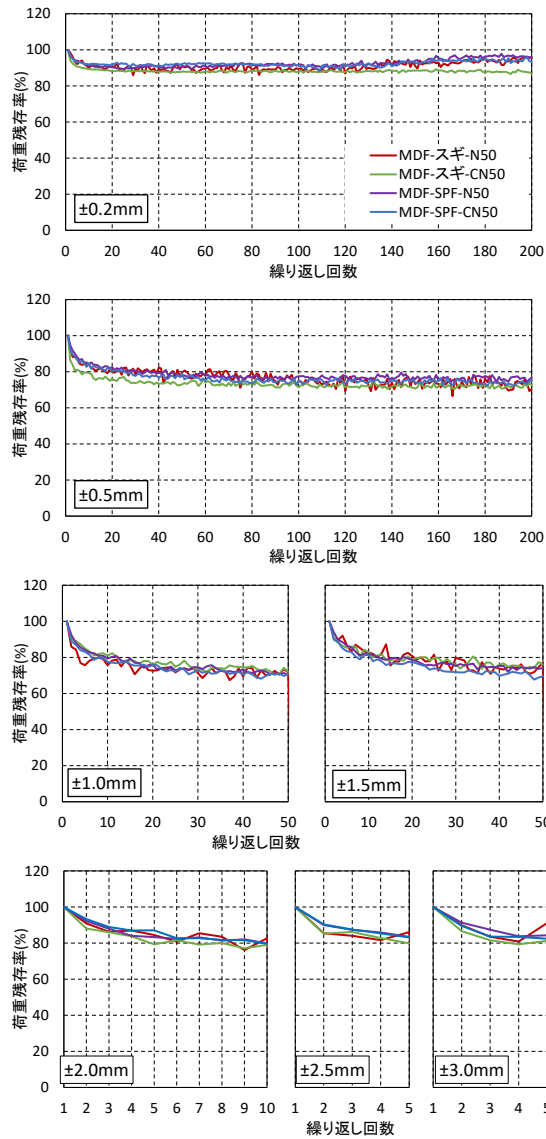


図 3.10 荷重残存率の推移
(MDF 各種試験体)

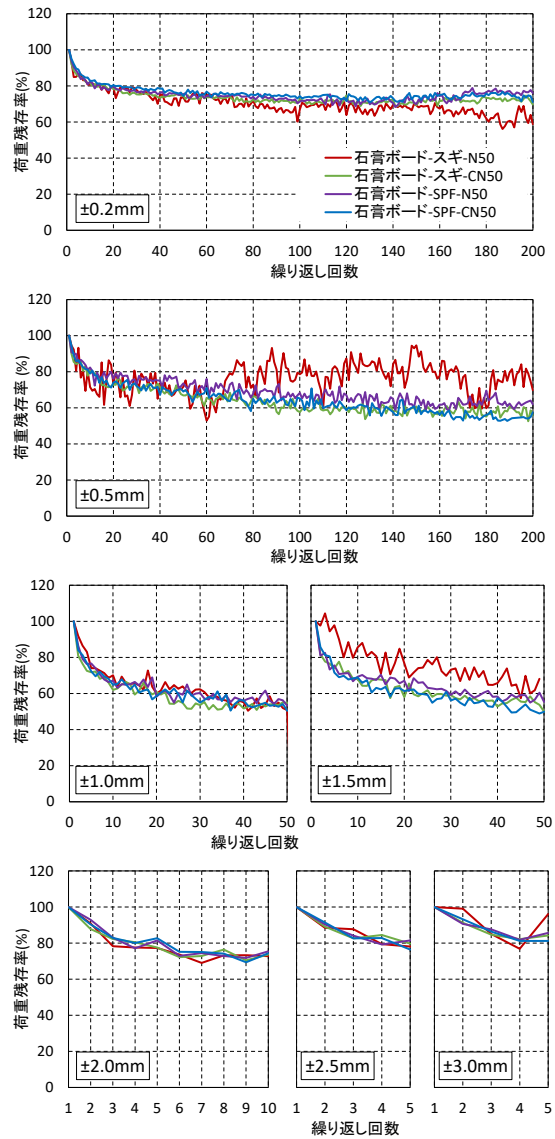


図 3.11 荷重残存率の推移
(石膏ボード各種試験体)

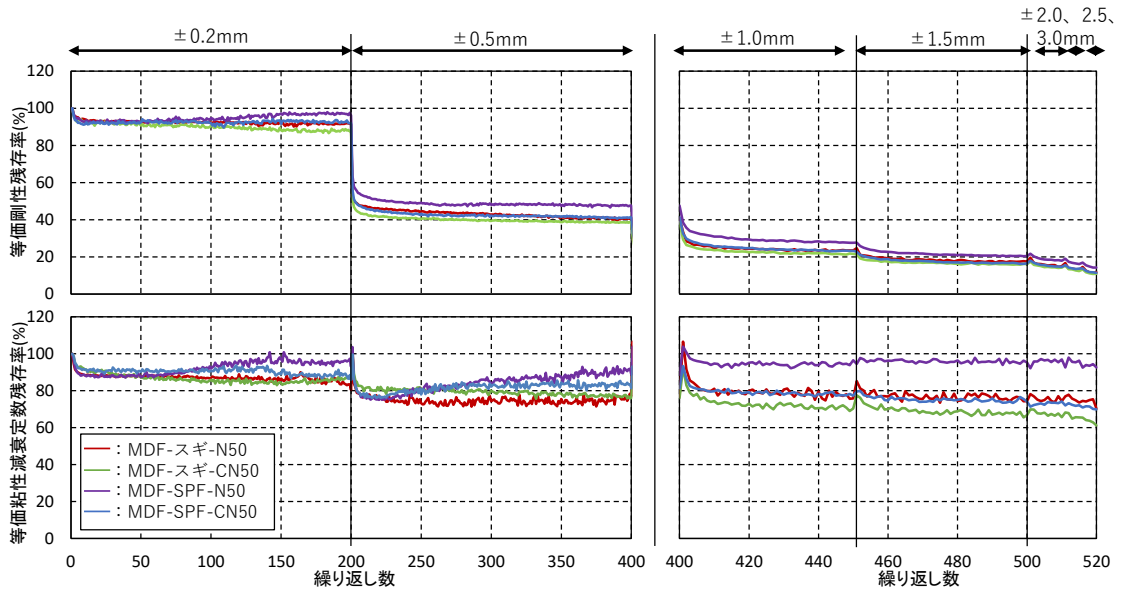


図 3.12 等価剛性及び等価粘性減衰定数の残存率の推移 (MDF 各種試験体)

3.4 まとめ

木造住宅の使用期間における小・中地震による繰返し変形が釘接合部のせん断性能にどのような影響を及ぼすかを確認するために、小変形の多数回繰返しを伴う釘接合部の一面せん断実験をおこなった。

その結果、繰返し小変形を受ける場合においても、1 サイクル目と比較して荷重が低下することを確認した。本章で検証した木質面材は 7 割程度の荷重を維持したが、石膏ボードは他と比べて荷重の低下が大きく、耐力に加算している際には考慮する必要がある可能性が示された。また、荷重低下には収束傾向があることを確認した。一方で、繰返し小変形を受けた場合でも、最大耐力や降伏耐力などの大変形時の強度特性値には大きく影響しないことが明らかとなった。ただし、特にスギ-N50 試験体において、多数回の繰返しをおこなった変形 0.2~3.0mm での 1 回目の荷重は、繰返し変形を受けていないものと比較して若干低くなる傾向がみられた。本検討では、主材（スギ、SPF）や接合具（N50、CN50）の異なる組み合わせにおいても、繰返し変位による荷重残存率や等価剛性の低下傾向は、スギと N50 を用いた場合と大きく変わらなかった。

第3章の参考文献

- 3.1) Lam, F, R. O. Foschi and H.G.L. Prion: Needs in modeling and analysis of seismic resistance of wood frame construction, Proc. Invitational Workshop on Seismic Testing, Analysis and Design of Woodframe Construction, Publ. No. WF-01, CUREe-Caltech Woodframe Project, Los Angeles. pp.95-97, 1995.
- 3.2) 徳田迪夫: 釘接合部の両振れ繰返し力に対する疲労特性, 木材学会誌, 33 (7), pp.605-609, 1987
- 3.3) 宮澤健二: 釘せん断接合部の繰返し荷重における耐力と変形特性に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-構造II, pp.1241-1242, 1985
- 3.4) 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-, 丸善, pp.108-109, 2006.

第4章 実大壁の繰返し加力実験

4.1 はじめに

木造住宅の主要な耐震要素である耐力壁の性能評価実験では、通常、同じ変形角を3回ずつ繰り返すことによって性能低下を含めた評価をおこなっている。しかし、大変形が複数回繰り返される場合は荷重低下及び復元力特性に与える影響が大きく、その後の地震に対する木造住宅の応答変形に大きく影響することが知られている。これまで北米ではCUREE-Caltech Woodframe プロジェクト[4.1]をはじめとして、繰返し変形による耐力壁の劣化現象に着目した研究が実施されている[4.2-4.9]。日本においても、大変形領域の繰返しによる耐力壁の性能低下が報告されており、例えば五十田らは、合板、石膏ボード、筋かい壁を対象としたランダム載荷または定振幅の繰返し実験により、荷重低下傾向について報告している[4.10]。山崎らは、大地震の繰返しを想定し、降伏変位以降の変形の繰返しに着目した実験の結果を報告している[4.11、4.12]。しかし、これらの既往の取り組みは主に大地震時の応答予測やその後の余震への影響、木造住宅の地震時挙動予測の精度向上を目的としており、大地震時を想定した大変形の繰返しが対象となっている。したがって、多数回の小変形の繰返しを対象とした検討例は極めて少なく、その影響については明らかとなっていない。

本章では、小・中地震による小変形の繰返しが耐力壁のせん断性能に与える影響を明らかとすることを目的とする。日本の木造住宅に一般的に採用される耐力要素を想定し、合板壁、石膏ボード壁、筋かい壁の繰返し加力実験を実施し、その劣化特性を明らかとする。さらに、第3章で得た釘接合部実験の結果を用いて、壁構面の繰返し小変形による荷重低下傾向が表現可能かについても検討する。

4.2 実験方法

小変形の繰返しによる耐力壁の荷重低下傾向を把握するために、実大壁の面内せん断実験を実施した。第3章では、合板、OSB、MDF、石膏ボードを面材として用いた釘接合部を対象とした小変形の繰返し実験を実施し、合板、OSB、MDFは小変形の繰返し時の荷重低下傾向が概ね同様であること、石膏ボードはそれらと比較して特に大きな荷重低下を示すことを明らかとした。合板、OSB、MDFは同様に評価できると判断し、ここでは、耐力面材として合板と石膏ボードを用いることとした。さらに、日本の木造住宅において一般的に採用される筋かい壁を加えて実験を実施した。

表4.1に試験体一覧、図4.1、4.2に試験体寸法を示す。試験体は910×2730mmの1P壁とした。面材は針葉樹合板（構造用特類2級、厚さ：9mm、平均密度：556.6kg/m³、平均含水率：9.8%）と石膏ボード（GB-R、厚さ：12.5mm、平均密度：540.0kg/m³、平均含水率：15.4%*木材と同様の計算方法により算出した）の2種とした。筋かいは、45×90mmのベイマツ製材（平均密度：524.42kg/m³、平均含水率：15.24%）とした。梁は内層にスギ、外層にベイマツを配した105×180mmの構造用異樹種集成材（E105-F300、Japanese Agricultural Standards、以下JAS）、柱及び土台は105×105mmのスギ同一等級構成集成材（E65-F225、JAS）、間柱には30×105のスギKD材を用いた。柱と土台及び梁の接合は短ほぞ差し（図4.3）とし、N90釘2本を平打ちし、山形プレート（VP）を用いて留め付けた。間柱と土台及び梁はN75釘2本を斜め打ちすることで留め付けた。合板及び石膏ボードはN50釘@150mmで留め付けた。なお、軸組のみのコントロール試験体を1体計画していたが実験時の制御エラーにより試験体数が減少した。筋かいは、壁倍率2倍用金物（BP2）を用いて軸組に留め付けた。

加力スケジュールを表4.2及び図4.4に示す。加力スケジュールは、標準繰返し（SC）と多数回繰返し（NC）の2種とした。SC試験体の載荷スケジュールは、±1/450rad→±1/300rad→±1/200rad→±1/150rad→±1/100rad→±1/75rad→±1/50radの正負交番三回繰返し載荷の後、±1/30radを1回載荷し、150mmまで加力するものとした。これは、日本において木造耐力壁の性能評価に用いられる最も一般的な加力スケジュールである。本章では、単調載荷の結果ではなく、この加力方法で得られた性能を標準としてNC試験体との比較に用いた。NC試験体については、第1章で設定した加力スケジュール（表4.2）の後、コントロールと同様のスケジュールに従って追加で載荷をおこない、強度特性値を確認した。

試験体のセットアップを写真4.1及び図4.5に示す。実験は柱脚の浮き上がりを拘束するタイロッド式で実施した。載荷は面材壁試験体については、頂部変形から土台の滑り、柱の鉛直変位を差し引いた真の変形角（式4.1）を用いた変位制御とした。ここで、2730mmは試験体高さ、910mmは試験体幅である。筋かい試験体については、制御装置の都合により、頂部変形（ δ_1 ）を用いたみかけの変形角による変位制御とした。加力には最大加力300kN、最大ストローク800mmのジャッキを用いた。

真の変形角

$$\gamma_0 = (\delta_1 - \delta_2)/2730 - (\delta_3 - \delta_4)/910 \quad (\text{rad}) \dots (\text{式 4.1})$$

* δ_1 、 δ_2 、 δ_3 、 δ_4 は図 4.5 参照

表 4.1 試験体一覧

	軸組のみ	合板壁	石膏ボード壁	筋かい壁
コントロール (SC)	-	1	1	1
多数回繰返し (NC)	1	3	3	3

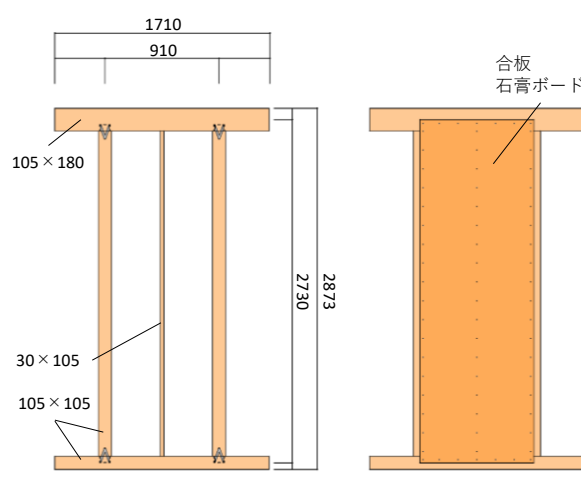


図 4.1 面材壁の試験体寸法 (単位: mm)

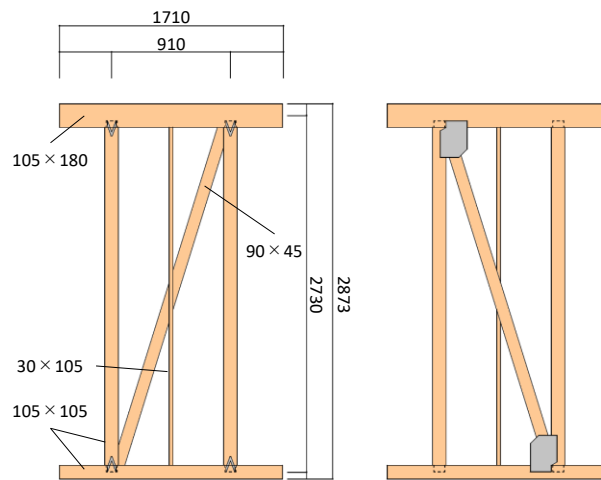


図 4.2 筋かい壁の試験体寸法 (単位: mm)

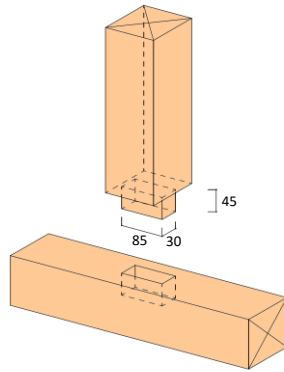


図 4.3 短ほぞ差しの寸法 (単位: mm)

表 4.2 NC 試験体の加力スケジュール

想定震度	層間変形角 (rad)	目標変形 (mm)	繰返し回数
震度 3	1/2000	±1.4	200
	1/1000	±2.7	200
震度 4	1/450	±6.1	50
	1/300	±9.1	50
震度 4~5 弱	1/200	±13.7	10

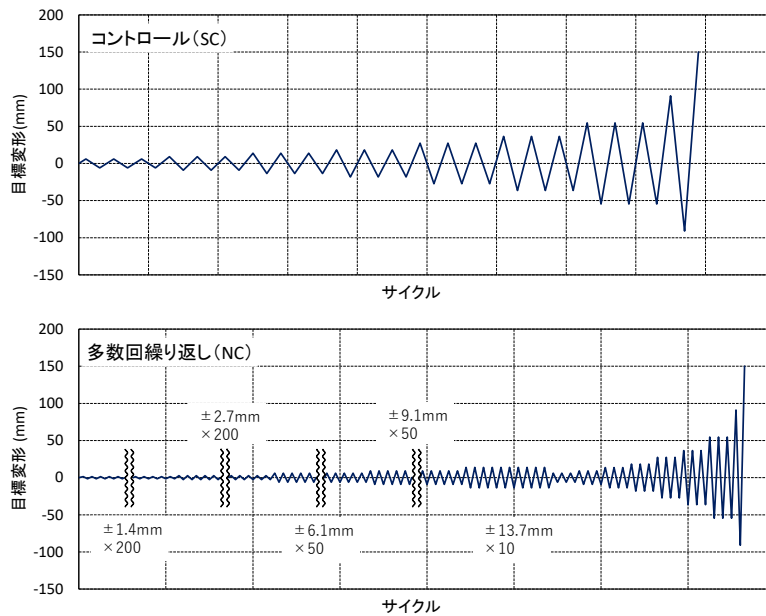


図 4.4 加力スケジュール



写真 4.1 実験の様子

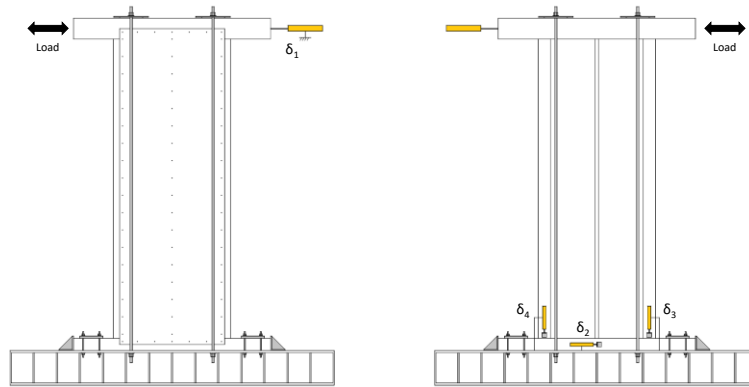


図 4.5 試験体のセットアップ

4.3 実験結果と考察

図 4.6-4.9 に各仕様の NC 試験体の荷重変形関係の例を示す。なお、筋かい試験体については、変位を真の変形に換算して示した。筋かいに圧縮力が作用する場合を圧縮、引張力が作用する場合を引張と呼称する。図 4.10 に、荷重変形関係の包絡線を各グループの平均として示す。また、完全弾塑性モデル[4.13]によって算出した強度特性値の一覧を表 4.3-4.6 に示す。ここで剛性は $0.1P_{max}$ と $0.4P_{max}$ 間の傾きとした。また、塑性率 μ は δ_y に対する δ_u の比率、 D_s は $1/\sqrt{2\mu-1}$ で計算される値である。短期許容せん断耐力 P_a は、 P_y 、 $2/3P_{max}$ 、 $0.2/D_s \cdot P_u$ 、 P_{150} (1/150rad 時の荷重) の内の最小値である。なお、ここではばらつきは考慮していない。壁倍率は、短期許容せん断耐力を 1.96kN 及び壁の幅 (ここでは、0.91m) で割った値であり、壁量計算で用いられる指標である。表中には下限値を併せて示し、最大耐力、降伏耐力、終局耐力については信頼水準 75%における 95%下限許容限界値、初期剛性については信頼水準 75%における 50%下限許容限界値とした。なお、本節では、大変形領域を含む強度特性値に関わる指標については耐力、それ以外を荷重と呼び分けて結果を述べる。

面材試験体について、面材が合板、石膏ボードのいずれの場合においても、小変形の繰返しは、その後の大変形領域における荷重変形関係、靱性には明確な影響は与えないことが明らかとなった。特性値について平均値を比較すると、面材が合板、石膏ボードの場合にかかわらず、SC 試験体と NC 試験体の間に大幅な最大耐力や降伏耐力、終局耐力の明確な差はみられなかった。壁倍率についても差異はなく、小変形の繰返しを受けた場合でも、設計性能としては健全時と同様のせん断性能を見込んでよいことを確認した。筋かい試験体の場合においても、筋かいが圧縮力を受ける場合、引張力を受ける場合のどちらについても、面材耐力壁と同様に小変形の繰返しが強度特性値に与える影響は小さいことがわかった。また、破壊性状について、面材壁試験体の場合には SC 試験体、NC 試験体いずれにおいても、釘の引き抜け、パンチングアウトや端抜けがみられた (写真 4.2)。大変形の繰返しで知られているような釘の低サイクル疲労による破断などはみられず、多数回の小変形を経験することによる破壊性状の差異は確認できなかった。筋かい壁試験体においても、SC 試験体、NC 試験体で破壊性状の違いはみられず、筋かい端部の接合部における釘の引き抜け、筋かいの座屈とこれに伴った筋かい金物の変形を確認した。

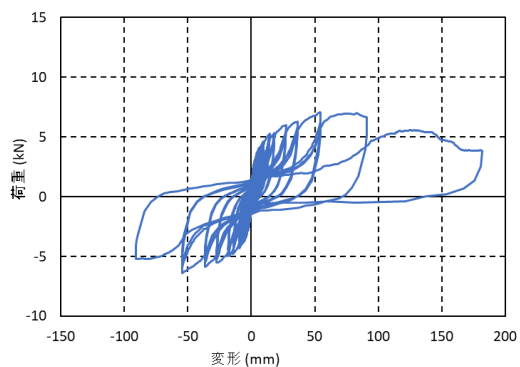


図 4.6 合板壁試験体の荷重変形関係

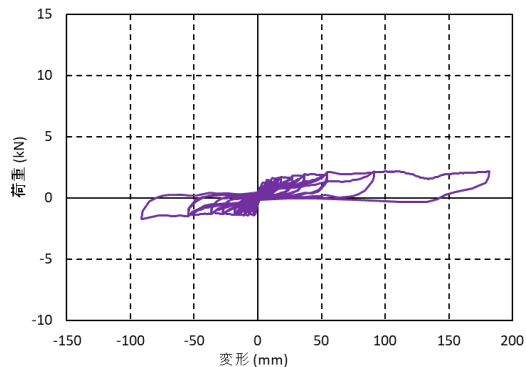


図 4.7 軸組のみ試験体の荷重変形関係

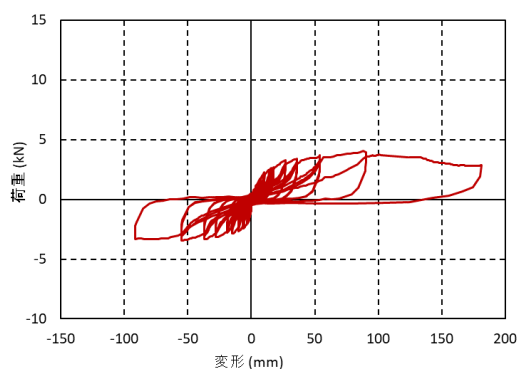


図 4.8 石膏ボード壁試験体の荷重変形関係

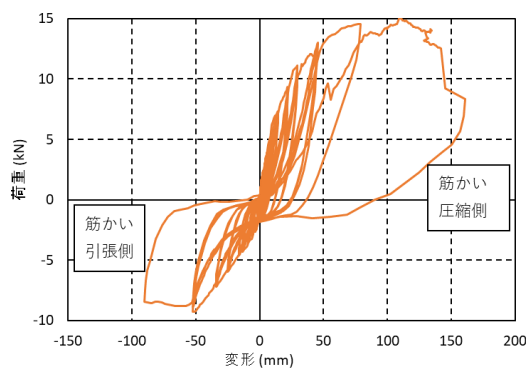


図 4.9 筋かい壁試験体の荷重変形関係

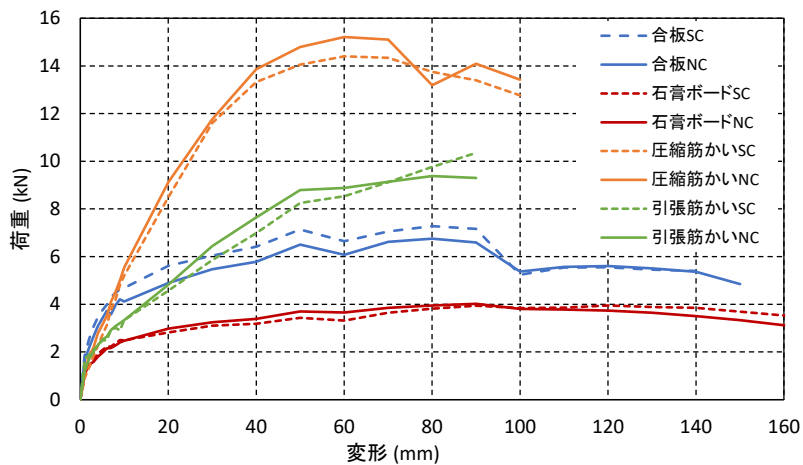


図 4.10 荷重変形関係の包絡線の比較

表 4.3 合板壁試験体の強度特性値

合板	Pmax (kN)	K (kN/mm)	Pu (kN)	Py (kN)	0.2/Ds・Pu (kN)	2/3Pmax (kN)	P150 (kN)	Pa (kN)	壁倍率
SC	7.35	0.92	6.61	4.16	5.34	4.90	5.61	4.16	2.3
NC-1	7.07	1.07	6.42	4.32	4.92	4.71	5.39	4.32	2.4
NC-2	6.42	0.54	5.61	3.91	4.99	4.28	4.61	3.91	2.1
NC-3	7.00	0.66	5.99	3.97	5.42	4.67	4.68	3.97	2.2
NC 平均 (CoV)	6.83 (0.29)	0.76 (0.22)	6.01 (0.33)	4.06 (0.18)	5.11 (0.22)	4.55 (0.19)	4.89 (0.35)	4.06 (0.18)	2.2 (0.10)
下限値	5.91	0.65	4.95	3.49	4.41	3.94	3.78	3.49	1.96
NC/SC	0.93	0.82	0.91	0.98	0.96	0.93	0.87	0.98	0.98

表 4.4 石膏ボード壁試験体の強度特性値

石膏 ボード	Pmax (kN)	K (kN/mm)	Pu (kN)	Py (kN)	0.2/Ds・Pu (kN)	2/3Pmax (kN)	P150 (kN)	Pa (kN)	壁倍率
SC	3.93	0.49	3.60	2.55	3.49	2.65	2.82	2.55	1.4
NC-1	4.01	0.91	3.64	2.50	4.62	2.97	3.19	2.50	1.4
NC-2	3.61	0.43	3.13	1.90	3.25	2.41	2.44	1.90	1.0
NC-3	4.59	0.30	4.06	2.91	3.10	3.06	3.29	2.91	1.6
NC 平均 (CoV)	4.07 (0.40)	0.55 (0.26)	3.61 (0.38)	2.44 (0.41)	3.66 (0.68)	2.71 (0.27)	2.97 (0.38)	2.44 (0.41)	1.3 (0.23)
下限値	2.80	0.43	2.41	1.13	1.51	1.87	1.77	1.13	0.63
NC/SC	1.02	1.13	1.00	0.96	1.05	1.02	1.05	0.96	0.96

表 4.5 圧縮筋かい壁の強度特性値

圧縮 筋かい	Pmax (kN)	K (kN/mm)	Pu (kN)	Py (kN)	0.2/Ds・Pu (kN)	2/3Pmax (kN)	P150 (kN)	Pa (kN)	壁倍率
SC	14.59	0.46	13.40	7.14	7.02	9.73	8.49	7.02	3.93
NC-1	16.48	0.43	13.40	11.36	6.48	10.99	9.64	6.48	3.63
NC-2	15.02	0.55	15.44	8.66	7.87	10.01	8.83	7.87	4.41
NC-3	15.89	0.43	13.74	8.68	5.48	10.59	8.89	5.48	3.07
NC 平均 (CoV)	15.79 (0.60)	0.47 (0.06)	14.19 (0.89)	9.57 (1.27)	6.61 (0.98)	10.53 (0.40)	9.12 (0.37)	6.61 (0.98)	3.7 (0.55)
下限値	13.90	0.44	11.39	5.56	3.52	9.26	7.96	3.52	1.97
NC/SC	1.08	1.03	1.06	1.34	0.94	1.08	1.07	0.94	0.94

表 4.6 引張筋かい壁の強度特性値

引張筋かい	Pmax (kN)	K (kN/mm)	Pu (kN)	Py (kN)	0.2/Ds・Pu (kN)	2/3Pmax (kN)	P150 (kN)	Pa (kN)	壁倍率
SC	10.84	0.17	-	6.83	-	7.22	4.57	3.14	1.7
NC-1	9.58	0.25	-	5.19	-	3.38	5.03	3.54	1.9
NC-2	9.29	0.31	-	4.01	-	6.19	5.16	4.01	2.2
NC-3	10.09	0.18	-	6.40	-	6.72	4.45	3.31	1.8
NC 平均 (CoV)	9.65 (0.33)	0.25 (0.05)	- (-)	5.20 (0.98)	- (-)	6.43 (0.22)	4.88 (0.31)	3.62 (0.29)	2.0 (0.16)
下限値	8.61	0.23	-	2.12	-	5.74	3.91	2.71	1.52
NC/SC	0.89	1.47	-	0.76	-	0.89	1.07	1.15	1.15



(a)釘の曲げ及び抜け出し、(b)パンチングアウト、(c)金物の変形
写真 4.2 各試験体の破壊性状

図 4.11 に同一振幅の繰返しにおける荷重残存率の推移を示す。ここでは、ステップごとに 1 回目の荷重を 100% として示している。筋かい試験体、軸組試験体の 1/2000rad の繰返しにおいては、制御変位が若干正側に軸ずれを起こしたこともあり、荷重に増加傾向がみられていることを申し添える。面材壁については接合部の実験と同様、いずれの変位の繰返しにおいても合板壁と比較して石膏ボード壁の荷重低下が大きいことを確認した。このことから、余力として石膏ボードのせん断性能に期待する場合や準耐力壁として計算に含める場合には、繰返し変形による荷重低下の影響を考慮する必要がある可能性が示された。一方で、前章の接合部実験では、例えば 1/2000rad を想定した繰返し終了時の荷重残存率は、合板で 90%、石膏ボードで 60% 程度であった。しかし、壁実験では同じ変形角の場合においても合板壁には明確な荷重低下がみられず、石膏ボードでも 90% 程度の荷重を維持したことから低下傾向が緩やかであったことがわかる。これは、接合部実験での目標変形を壁内

で最も変形量の大きい釘を想定して設定しており、壁試験体における釘の変形量が想定よりも小さかったためであると考え。軸組のみ試験体はいずれの変形角においても、本実験の繰返し数の範囲では明確な荷重の低下傾向はみられなかった。筋かい試験体については、面材試験体よりも小変形の繰返しによる荷重の低下傾向が小さいことが明らかとなった。変形が $1/450\text{rad}$ より小さい場合については、押側も引側にも目立った荷重低下が確認されなかった。 $1/300\text{rad}$ の50回の繰返し時及び $1/200\text{rad}$ の10回繰返し時には若干の荷重低下がみられるが、筋かい耐力壁の場合は、小変形の繰返しによる荷重低下はほとんどみられない結果であった。

図 4.12 に等価線形化法によって求めた等価剛性及び等価粘性減衰定数の推移を示す。 $1/2000\text{rad}$ の繰返しにおける筋かい試験体は、荷重残存率と同様に制御変位のばらつきにより上昇傾向がみられた。等価剛性、等価粘性減衰定数ともに荷重と同様、各ステップ初めの5~10回の繰返しで低下することが確認され、小変形の場合であっても影響があることを確認した。しかし、その後の繰返しでは収束傾向がみられ、緩やかに低下もしくは横ばいになっていき、急激な低下はみられなかった。

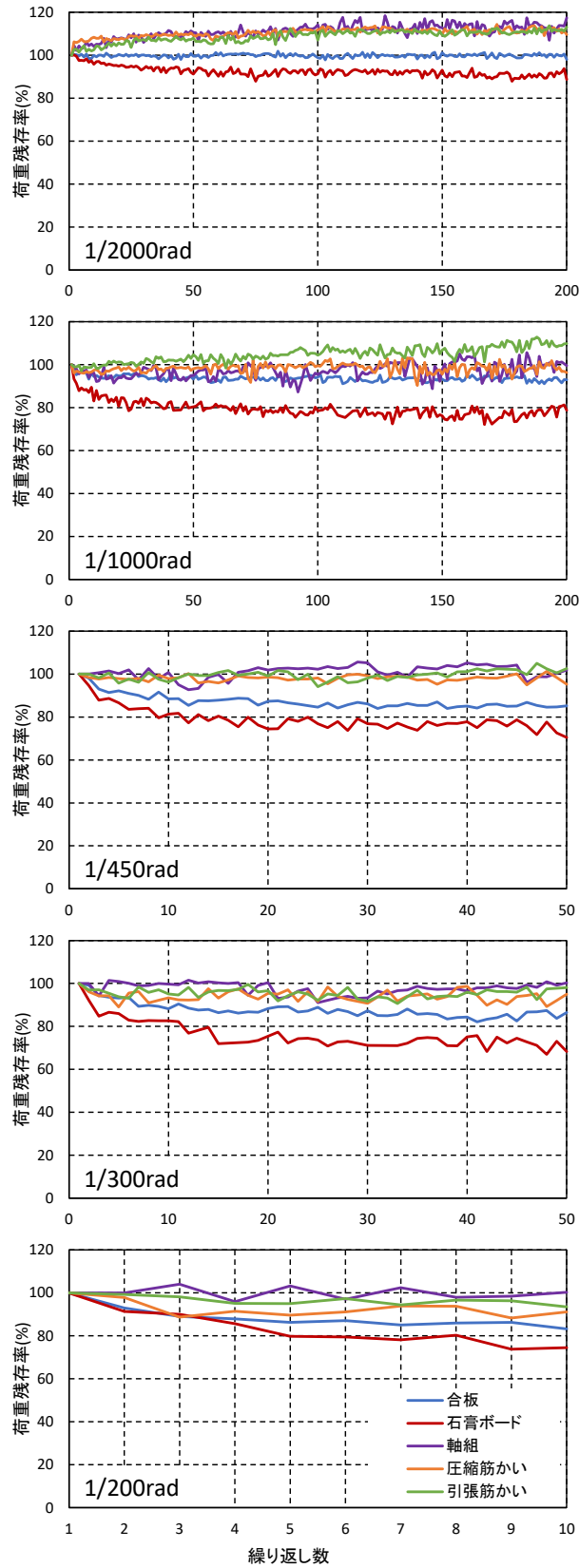


図 4.11 荷重残存率の推移

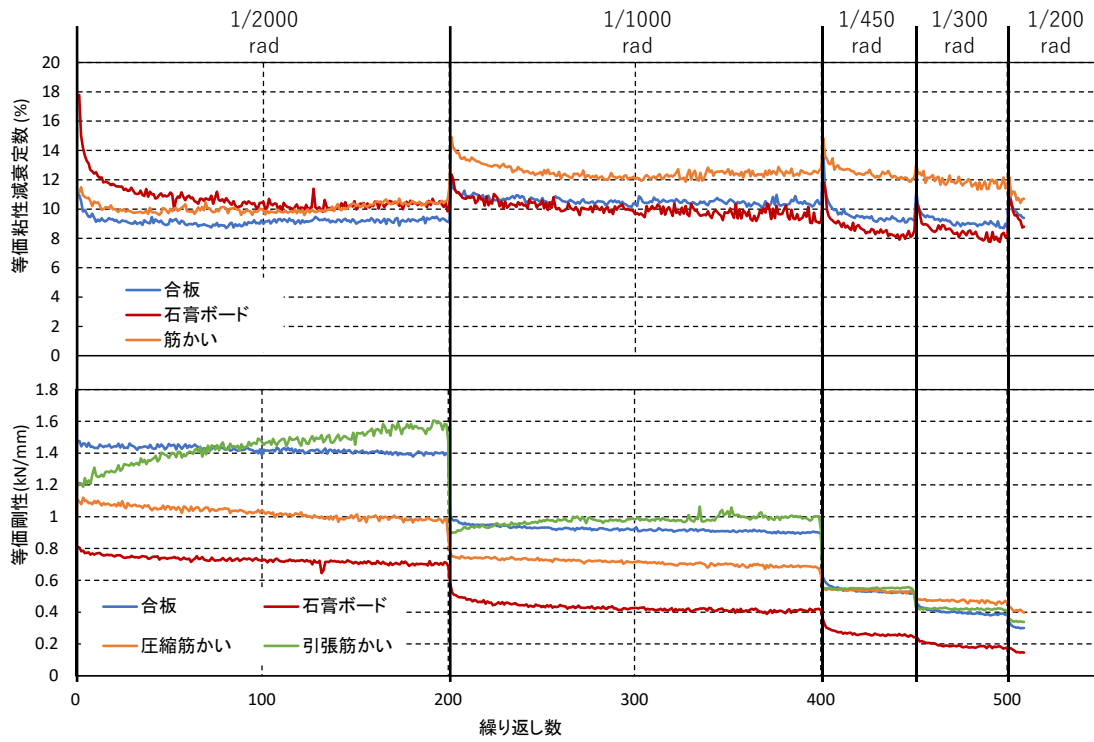


図 4.12 等価剛性と等価粘性減衰の推移

4.4 接合部実験結果を用いた面材壁の荷重低下の推定

第3章で得た軸組-面材の釘接合部実験結果を用いて、壁実験で得られた荷重残存率を説明可能かについて検討する。合板-スギ-N50 釘接合部について、第3章で得られた各変形（ステップ）での荷重残存率と繰返し数関係を、図4.13に示すように両対数表示した。ここで、釘接合部実験の0.2mmから2.5mmを繰返した結果を用いた。3.0mmを対象外とした理由は、荷重のばらつきが大きく、繰返し数が少ないことで評価に与える影響が大きくなると考えたためである。図4.13を見ると、荷重残存率-繰返し数関係は概ね比例関係とみなせることがわかった。そこで、線形回帰により変形ごとに傾きを算出した。ここで、新規変形での荷重残存率は100%であるため、近似直線のy切片は2とした。各変形において得られた傾きを図4.14のように変形ごとに並べてプロットした。変形が大きいほど近似直線の傾きが大きくなり、荷重低下が大きいことを示している。ここで、繰返し変形量と近似直線の傾き関係にも概ね比例関係があるとみなした。変形が0の時には荷重低下が起こらないため、y切片を0として線形回帰により傾きを求め、これを用いて式4.2のように任意変形、任意繰返し数での荷重残存率の算定式を導出した。石膏ボードについても同様の操作をおこない、図4.14より荷重残存率の算定式を得た。

$$\text{荷重残存率 } R(\%) = 10^2 \cdot N^a \cdots (4.2)$$

ここで、 a = 減速指数（合板： $a = -0.047x$ 、石膏ボード： $a = -0.077x$ ）

x : 変形(mm)、 N : 繰返し数 (回)

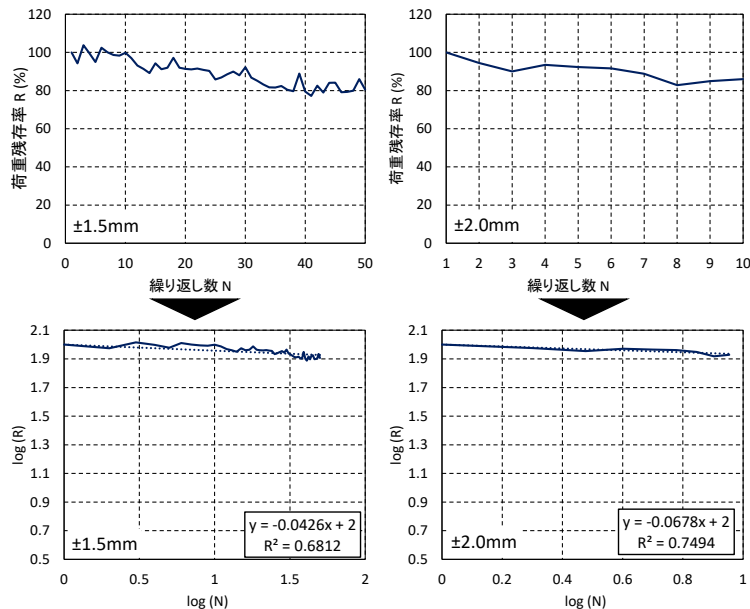


図 4.13 釘接合部の残存荷重と繰返し回数関係（対数表示）

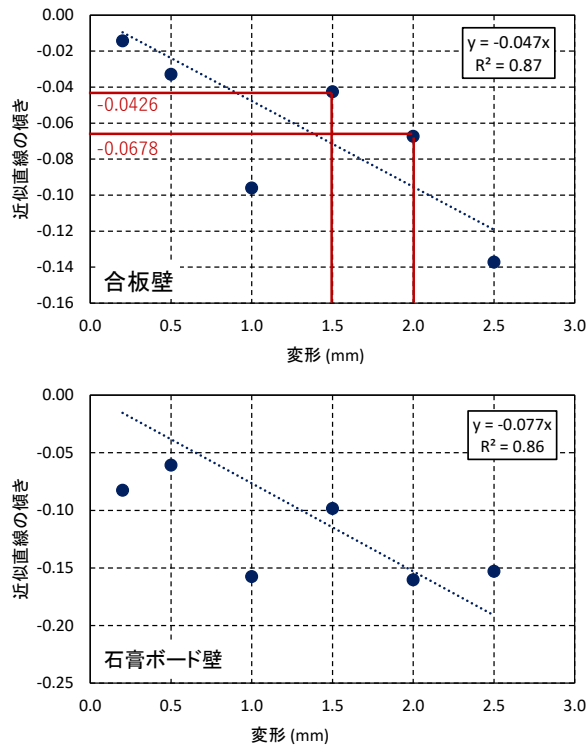


図 4.14 変形と近似直線で得られた傾きの関係

釘接合部の実験結果を用いて壁の荷重変形関係を算出するモデルについてはいくつか提案されている。Tuomi ら[4.14]は 4 隅に打たれた釘は対角方向に変位するという仮定のもと比較的単純に変形挙動を推定する手法を提案している。神谷[4.15]や村上ら[4.16]は力のつり合いにより面材の回転方向を求めるモデルを提案している。さらに戸田[4.17]は、生物劣化などによって一部分の釘接合部が劣化した場合の評価を想定し、壁面内に異なる荷重変位関係を持つ釘が混在する場合に適応できるように式を改良している。計算方法について概説すると次の通りである。

各釘について通し番号を*i*と置いて各釘が負担する荷重を考慮した重み付けをおこなうと、座標原点から中立軸までの距離は式 4.3、4.4 で表される。

$$x_0 = \frac{\sum x_i \times p_i}{\sum p_i} \quad (4.3)$$

$$y_0 = \frac{\sum y_i \times p_i}{\sum p_i} \quad (4.4)$$

- x_0 : 座標原点から x 方向の中立軸までの距離(mm)
- x_i : 番号*i*の釘の x 座標(mm)
- p_i : 番号*i*の釘が負担する荷重(N)
- y_0 : 座標原点から y 方向の中立軸までの距離(mm)
- y_i : 番号*i*の釘の y 座標(mm)

また、x方向とy方向それぞれのモーメント－回転角関係は式4.5－4.7で、層間変形角とx方向、y方向の回転角の関係は式4.8で表される。

$$M_x = K_x \times \theta_x \quad (4.5)$$

$$M_y = K_y \times \theta_y \quad (4.6)$$

$$M_x = M_y \quad (4.7)$$

$$R = \theta_x \times \theta_y \quad (4.8)$$

M_x : x方向のモーメント(Nmm)

K_x : x方向の回転剛性(Nmm/rad)

θ_x : x方向の回転角(rad)

M_y : y方向のモーメント(Nmm)

K_y : y方向の回転剛性(Nmm/rad)

θ_y : y方向の回転角(rad)

R : 層間変形角(rad)

ここで、釘ごとの割線剛性を考慮した重み付けをおこなうと、回転剛性は式4.9、4.10で示される。また、各釘の変形量は式4.11、4.12を用いて4.13で表される。

$$K_x = \sum K_i \times (y_i - y_0)^2 \quad (4.9)$$

$$K_y = \sum K_i \times (x_i - x_0)^2 \quad (4.10)$$

$$\delta_{ix} = (y_i - y_0) \times \theta_x \quad (4.11)$$

$$\delta_{iy} = (x_i - x_0) \times \theta_y \quad (4.12)$$

$$\delta_i = \sqrt{\delta_{ix}^2 + \delta_{iy}^2} \quad (4.13)$$

K_i : 番号*i*の釘の割線剛性(N/mm)

δ_{ix} : 番号*i*の釘のx方向変位(mm)

δ_{iy} : 番号*i*の釘のy方向変位(mm)

δ_i : 番号*i*の釘の変位(mm)

式 4.3-4.12 は収束計算によって求まり、任意の層間変形角と対応する水平せん断力の関係は式 4.14 で求めることができる。なお、ここでは計算回数を 30 回とした。

$$P \times H = M_x = M_y = \frac{K_x \times K_y}{K_x + K_y} \times R \quad (4.14)$$

H : 壁高さ (mm)

本研究ではこの計算方法を基に、各釘について変形量と繰返し回数に対応する荷重残存率を式 4.2 より計算し、個々の釘接合部の荷重に掛け合わせて壁の荷重を計算することにより、壁全体としての荷重残存率を算出した。推定結果と実験値の比較を図 4.15 に示す。実験結果は、繰返し実験の対象とした 1/200rad まで、推定値は 1/30rad まで示し、荷重残存率の下限を 30% とした。

合板壁については、1/2000rad の繰返しによる荷重低下を多少大きく評価しているが、壁のせん断実験による荷重低下傾向を表現できていると言える。石膏ボードについては 1/1000rad の繰返し時の荷重残存率の推定値が実験値に対して大きく算出される危険側の評価となった。原因は不明である。しかし、それ以外の変形の繰返しにおいては、実験結果を良好に表現できていると考える。以上より、小変形の繰返しによる耐力壁の荷重低下傾向は、釘接合部の繰返し実験を実施することにより概ね推定することが可能であることを確認した。

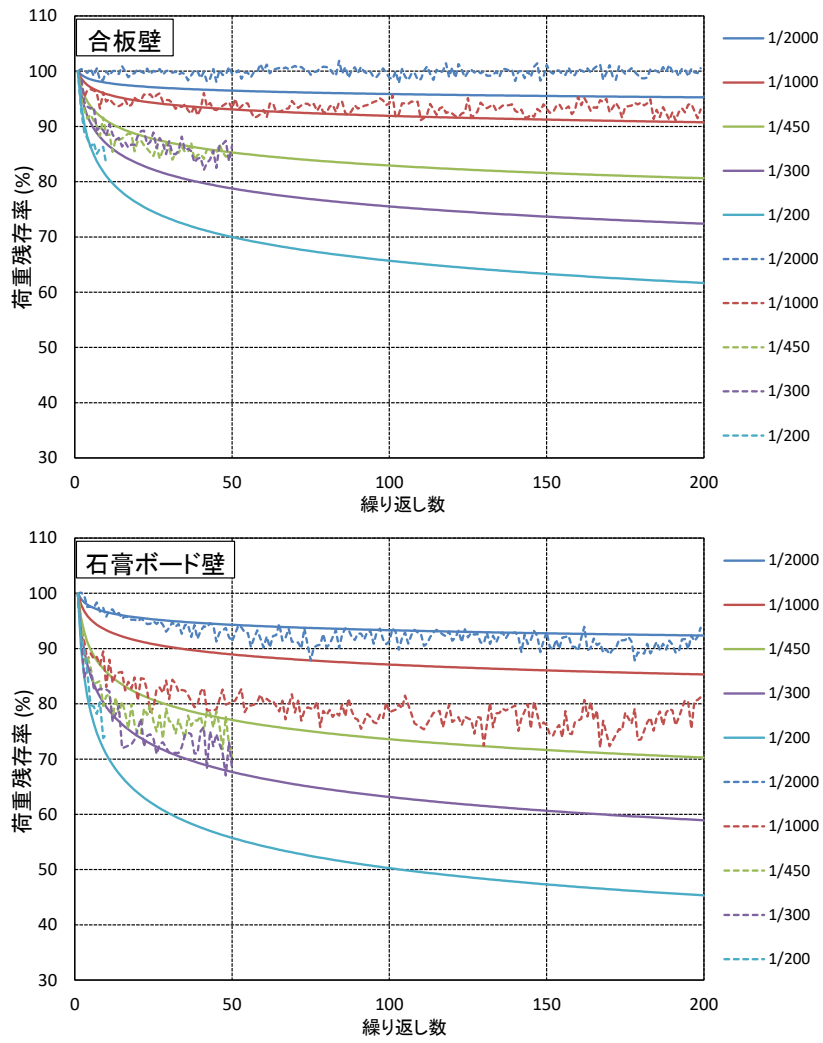


図 4.15 推定結果と実験結果の比較 (実線：推定結果、点線：実験結果)

4.5 まとめ

木造住宅の使用期間中に複数回受ける小・中地震を原因とする繰返し小変形が耐力壁のせん断性能にどのように影響するかを確認するために、合板と石膏ボードを用いた面材壁及び筋かい壁を対象とした多数回小変形を伴う面内せん断実験を実施した。

その結果、面材壁については小変形が繰り返される場合であっても、同一変形の繰返しによる荷重低下及び等価剛性の低下が確認された。さらに石膏ボード壁における荷重低下は合板壁よりも大きかった。一般に石膏ボード壁は耐力要素として算入されないが、余力として期待する場合又は準耐力壁として計算に含める場合には、繰返し変形による劣化を考慮する必要がある可能性が示された。筋かい壁については、筋かいに圧縮力が作用する場合、引張力が作用する場合のいずれにおいても $1/450\text{rad}$ までは明確な荷重低下傾向がみられず、その後の荷重低下も面材壁のそれよりも小さかった。軸組のみの試験体では $1/200\text{rad}$ までのいずれの変位においても荷重低下傾向がみられなかった。

耐力壁が小さな変形を繰返し受けた場合でも、最大耐力や降伏耐力などの強度特性値は大きな影響を受けないことが明らかとなった。

釘接合部の実験結果から繰返し小変形を受ける耐力壁の荷重低下傾向を計算した結果、一部対応しない変位があったものの、概ね表現可能であることを確認した。

第4章の参考文献

- 4.1) The CUREe altech Woodframe Project Newsletter, No.1, 1998.
- 4.2) Stewart WG, Dean JA, Carr AJ. The earthquake behavior of plywood sheathed shearwalls. In: Proc., 1988 int. conf. on timber engineering, vol. 2. 1988.
- 4.3) Hanson D. Shear wall and diaphragm cyclic load testing, cyclic shear fastener testing, and panel durability performance testing of Weyerhaeuser Sturdi-Wood oriented strand board. Federal Way (Washington): Weyerhaeuser Company; 1990.
- 4.4) Schmid BL, Nielsen RJ, Linderman RR. Narrow plywood shear panels. Earthquake Spectra 1994;10(3):569-88.
- 4.5) Shepherd R. Cyclic testing of narrow plywood shear walls. ATC R-1. Redwood City (CA): Applied Technology Council; 1996.
- 4.6) Skaggs TD, Rose JD. Cyclic load testing of wood structural panel shear walls. In: Gopu VK, editor. Int. wood engineering conf. 1996.
- 4.7) Karacabeyli E, Ceccotti A. Test results on the lateral resistance of nailed shear walls. In: Gopu VK, editor. Int. wood engineering conf. 1996.
- 4.8) Johnson AC, Dolan JD. Performance of long shear walls with openings, In: Gopu VK, editor. Int. wood engineering conf. 1996.
- 4.9) Dinehart DW, Shenton III HW. Comparison of static and dynamic response of timber shear walls. Journal of Structural Engineering, ASCE 1998;124(6):686-95.
- 4.10) 五十田博, 岡崎友也, 三宅辰哉: 木造耐力壁の最大変形と累積エネルギーを指標とした限界値に関する一考察 その3 せっこうボードの繰返し実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.197-198, 2009
- 4.11) 山崎義弘, 神田健吾, 坂田弘安: 任意変形履歴を受ける木造耐力壁の耐力及びエネルギー吸収性能 繰返し地震動を受ける木質構造物の劣化挙動に関する研究 その1, 日本建築学会構造系論文集, 84 (765), pp.1443-1451, 2019
- 4.12) 山崎義弘, 鈴木滉哉, 松田和浩, 坂田弘安: 合板耐力壁の繰返し載荷による性能劣化挙動の評価, 日本建築学会技術報告集, 27 (65), pp.202-206, 2021
- 4.13) 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-, 丸善, p.108-109, 2006.
- 4.14) Tuomi, R.L., McCutcheon, W.J. : Racking Strength of Light-Frame Nailed Walls, ASCE journal of Structural Division 144 (ST7), 1131-1140 (1978) .
- 4.15) 神谷文夫: 面材を釘打ちした耐力壁のせん断剛性及び強度に関する理論的研究, 日本建築学会論文報告集, 第309号, pp.86-94, 1981.
- 4.16) 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, pp.87-93, 1999.
- 4.17) 戸田正彦: 木材・木質面材料の生物劣化が木質構造物の耐震性能に与える影響, 博士

学位論文, 北海道大学, 2014.

第5章 複数回の小・中地震が木造住宅の大地震時の応答変形に 与える影響

5.1 はじめに

1995年に発生した兵庫県南部地震以降、木造住宅の地震時挙動を把握するための振動実験が盛んに実施されるようになった。また、これに伴って木造住宅の地震応答解析の精度向上に向けて復元力特性のモデル化が進められてきた[例えば5.1]。また近年では、中川[5.2]によって個別要素法を応用した木造住宅倒壊解析ソフト「wallstat」が開発されるなど、新たな解析手法の提案もなされているところである。

耐力壁の非線形特性や特に大変形の繰返しによる耐力低下が大きいといった特性を表現した復元力特性について検討した例もいくつかある。枠組壁構法については、Stewart [5.3]が、繰返し実験結果の挙動を再現する復元力特性を提案している。また、Folienteら [5.4]は10以上のパラメータを持つ関数モデルを、Folzら[5.5]は骨格曲線をexp関数で表し、繰返し挙動ではピンチング後に最大点を指向するモデルを提案した。Pangら [5.6]は、Folzの指数関数モデルを踏襲しつつ、繰返し変形時に剛性劣化を考慮できるように2つの骨格曲線を持つEvolutionary Parameter Hysteretic Model (以下、EPHM)を提案した。さらに、このモデルを基に人見ら[5.7]、五十田[5.8]は、一定の変形量での複数回の繰返し変形において、繰返し変形の際に指向する最大点の低下を考慮したモデル(以下、改良EPHM)を提案している。他にも、Filiatrault [5.9]による剛性劣化を考慮したモデル、Davenneら [5.10]による強度低下を考慮したモデルが提案されている。Ayoub [5.11]は、強度、剛性劣化を考慮した復元力特性を用いた振動解析の結果、木造建物の応答評価の際に劣化の影響を正確に考慮することの重要性を強調している。

一方で、第4章までで明らかとしたように、一般的に弾性域とみなされるような小変形が繰り返される状況において、最大耐力や降伏耐力などの全体的な強度特性には大きく影響しないものの、一定振幅の繰返しによる荷重低下がみられることがわかった。そのため、使用期間内に複数回受けると考えられる小・中地震による繰返し変形を経験することにより、その後の大地震における応答変形が増加する可能性がある。既存住宅については、耐震補強のための補強計画をおこなう際に現状の耐震性能を適切に評価する必要がある、このような耐震性能劣化を考慮する必要がある。新築住宅においても、より長期的な使用を目指すためには、繰返し変形による耐力劣化傾向を把握し、これを考慮した耐震設計をおこなう必要があると考える。

本章では、小・中地震による小変形の繰返しによる耐力壁の荷重低下が大地震時の木造住宅の応答変形に与える影響を解析的に明らかにすることを目的とする。耐力壁の繰返し加力実験で得られた劣化傾向を用いて、小変形の繰返しによる荷重低下を考慮した耐力壁の

復元力モデルを作成し、2質点系モデルを用いた応答解析を実施する。

クライテリアとして、第2章で検討した継続使用限界変形（大地震後の継続使用を想定した限界変形）を挙げ、大地震入力時の応答変形がこれを満たすために必要な耐震性能を繰返し変形による劣化現象を考慮して検討するとともに、既存住宅の耐力低減率についても提案する。

5.2 解析方法

小・中地震を複数回受けた後、大地震を受けた場合の木造住宅の応答変形を解析的に検証する。本研究では、第1章で示した通り、小・中地震を気象庁震度階で震度3-5弱程度の地震と定義した。震度3-5弱の地震波はBSL波に各震度に対応する倍率を乗じることで作成した。なお、同じ震度の地震であっても地盤特性や卓越周期の違いによって、建物の応答変形に与える影響が異なるを考えるが、第1章に示した通り、本研究では、様々な周期を含んだ地震波に対する劣化傾向を明らかとするためにBSL波が適当であると判断し、BSL波に絞った解析を実施することとした。基準となるBSL波の波形を図5.1に、用いた各震度に対応する地震波の加速度応答スペクトルを図5.2に、最大加速度を表5.1に示す。

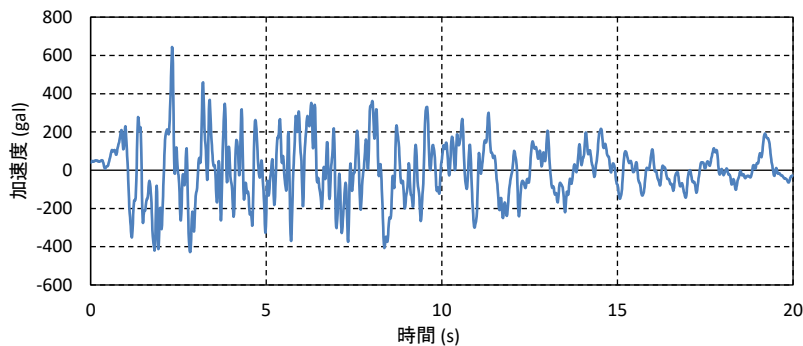


図 5.1 BSL 波の加速度波形

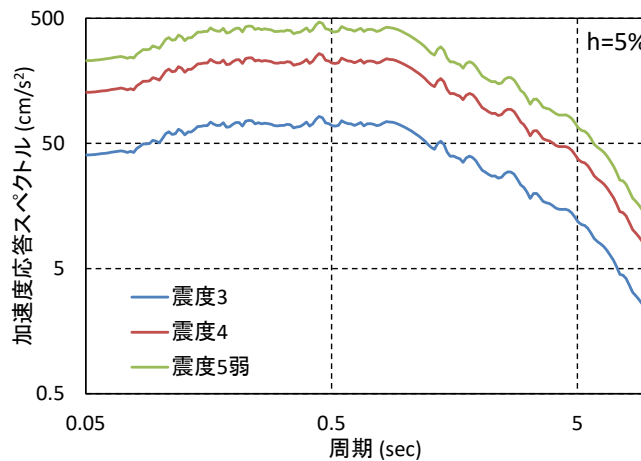


図 5.2 各震度に対応する BSL 波の加速度応答スペクトル

表 5.1 各震度に対応する BSL 波の最大加速度

震度	震度 3	震度 4	震度 5 弱
最大加速度 (gal)	38.7	122.4	219.0

耐力壁の復元力特性は、EPHM[5.6]に繰返し変形による荷重低下を考慮した改良 EPHM[5.7]を用いた。図 5.3 に改良 EPHM の復元力特性を示す。EPHM は、初期から終局状態まで非線形挙動の大きい木造住宅の耐力壁を精度良く表現できる点が特徴である。EPHM では繰返し変形の際に指向する荷重の最大点について、繰返し回数により変化させるべきとしつつも、平均的な一定の骨格曲線を採用している。つまり、一定の変形が複数回にわたって繰り返される状況における剛性劣化が考慮されていない。一方、改良 EPHM では、経験変形と繰返し数に応じた剛性低減率 α_d （本研究における荷重残存率に相当、以下、荷重残存率とする）を導入し、初期骨格曲線に乗じることによって指向点荷重の劣化現象を表現している。しかし、改良 EPHM では 1/200rad 以上の耐力劣化を対象としており、中地震による繰返し変形を考慮していない。そこで、1/200rad 未満の荷重劣化を評価するために、第 4 章で釘接合部の実験結果に対しておこなった操作と同様の方法で、耐力壁の任意変形での荷重残存率の算定を試みた。合板壁について第 4 章における各ステップでの荷重残存率と繰返し数関係を、図 5.4 のように両対数表示し、直線回帰により傾きを求めた。ここで、新規変形での荷重残存率は 100%であり、対数表示しているため近似直線の y 切片を 2 とした。対数表示した荷重残存率と繰返し数関係を比例関係とみなせることは比較的大変形の繰返しによる荷重低下傾向に着目した既往の研究[5.12]で報告されている内容とも一致するところである。各ステップで得られた傾きを図 5.5 に示すように繰返し変形ごとに並べてプロットした。変形が大きいほど近似直線の傾きが大きくなり、荷重低下が大きくなることを示している。また、繰返し変形量と近似直線の傾きにも概ね比例の関係があることを確認した。変形が 0 の時は荷重低下が起こらないため y 切片を 0 とし、線形回帰により傾きを求め、これを用いて式 (5.1) のように荷重残存率の算定式を導出した。図 5.6 に合板壁の荷重残存率の算出結果について、実験結果との比較を示す。また、図中には 1/200rad 以上の変形について、文献[5.7]で得られた荷重残存率を併せて示す。1/200rad 以降では、本研究の推定値の方が耐力を過小評価する傾向があった。また、第 4 章で実施した壁実験では 1/200rad 以上の変形の多数回繰返し加力を実施していないことを勘案し、振動解析では 1/200rad 未満では式(5.1)、それ以降では文献値[5.7]の式 (5.2) を用いて耐力劣化を表現することとした。

石膏ボード壁についても合板壁の場合と同様の操作をおこない、荷重残存率の算定式を得た。ただし、変形と荷重残存率の傾き関係(図 5.7)において線形近似をおこなった場合、1/1000rad の繰返し時の荷重残存率を過大評価したため、本研究ではより実験結果に適合させるために図 5.7 に示すように 1/300rad 以下では式 (5.3)、それ以上では式 (5.4) に分けてモデル化することとした。なお、式 (5.4) については、1/300rad 時の荷重残存率の計算値が式 (5.3) と一致するように切片を調整した。また、1/200rad 以上の変位と荷重残存率の傾き関係を決定する際には、既往の文献値[5.7]を参考とした。図 5.8 に石膏ボード壁の荷重残存率の算出結果について、実験結果との比較を示す。

荷重残存率: α_d (%)

合板壁:

$$(\delta < 1/200\text{rad}) \quad \alpha_d = 10^2 \cdot N^{-0.005x} \dots (5.1)$$

$$(\delta \geq 1/200\text{rad}) \quad \alpha_d = \{(0.0003N + 0.6)e^{-0.11N^{0.45}} - 0.0003N + 0.4\} \cdot \beta_d \dots (5.2)$$

ここで、

$$\beta_d = K_\beta(\delta - \delta_{1/200}) + 1$$

$$K_\beta = 0.021e^{-0.11N^{0.52}} - 0.021$$

$\delta_{1/200}$: 1/200rad 時の変形

石膏ボード壁:

$$(\delta \leq 1/300\text{rad}) \quad \alpha_d = 10^2 \cdot N^{0.0009x^2 - 0.0182x} \dots (5.3)$$

$$(\delta > 1/300\text{rad}) \quad \alpha_d = 10^2 \cdot N^{-0.0061x - 0.031} \dots (5.4)$$

x : 変形(mm)、 N : 繰返し数 (回)

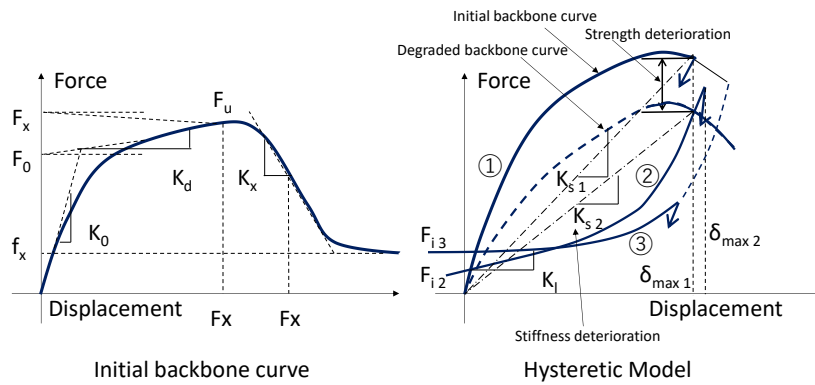


図 5.3 改良 EPHM の復元力モデル (文献[5.7]より改変)

第5章 複数回の小・中地震が木造住宅の
大地震時の応答変形に与える影響

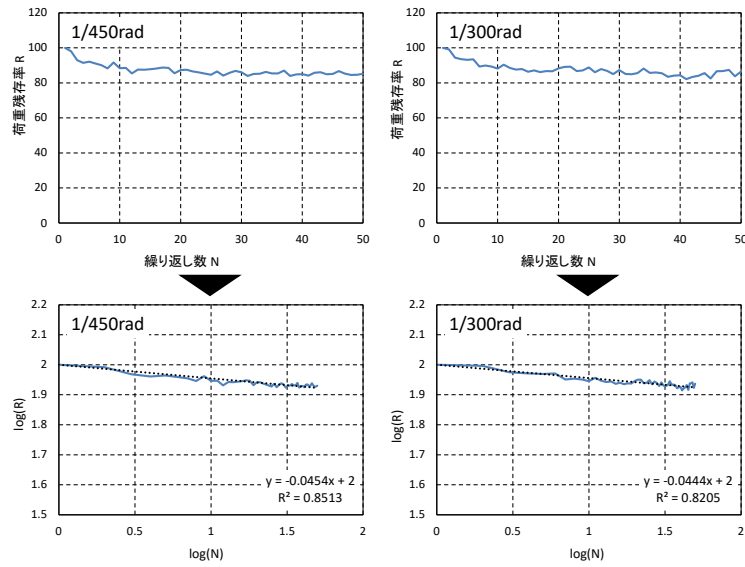


図 5.4 合板壁の荷重残存率と繰返し回数の関係（両対数表示）

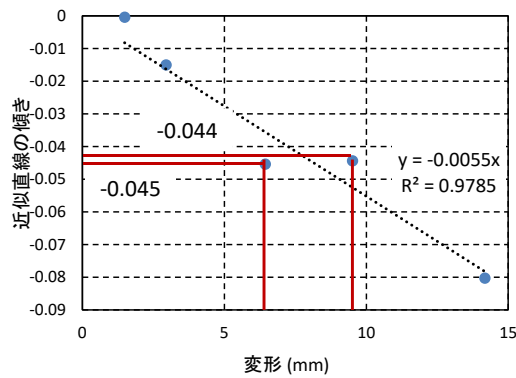


図 5.5 変形と近似直線の傾きの関係（合板壁）

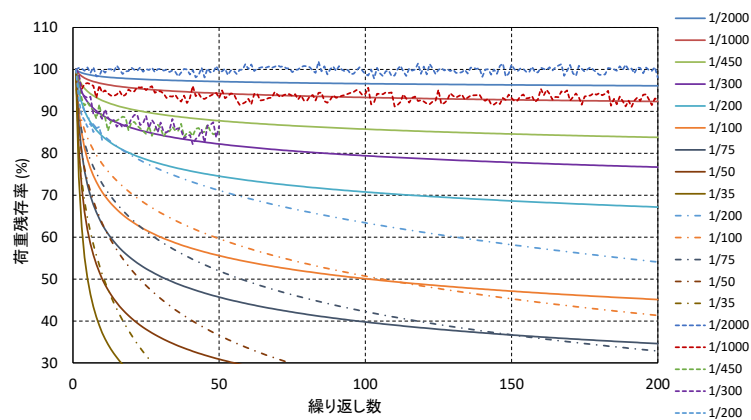


図 5.6 荷重残存率の推定値と実験値の比較（合板壁）

* 実線：推定値、点線：実験値、一点鎖線：文献値 [5.7]

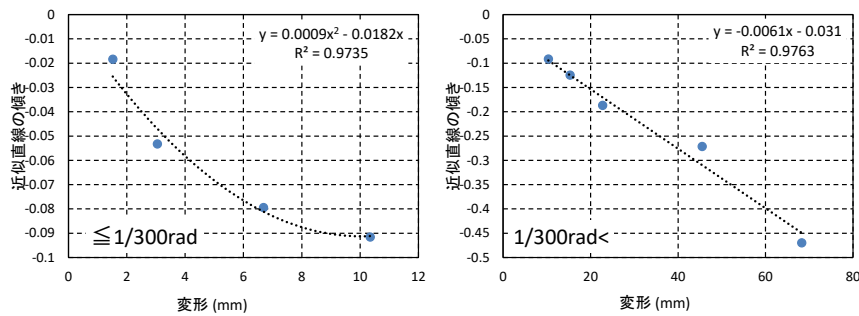


図 5.7 変形と近似直線の傾きの関係（石膏ボード壁）

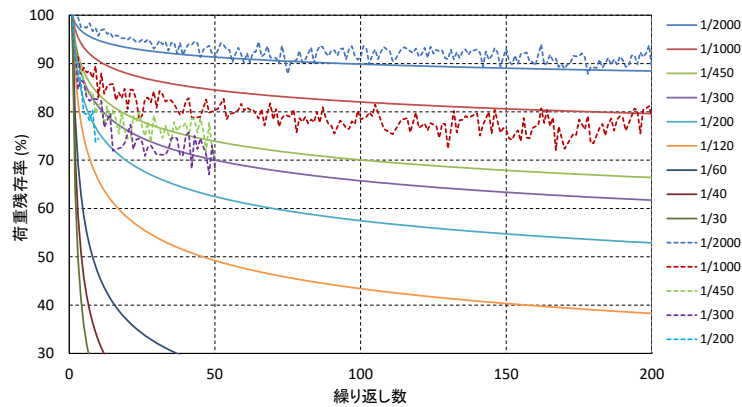


図 5.8 荷重残存率の推定値と実験値の比較（石膏ボード壁）

* 実線：推定値、点線：実験値

また、第4章において小変形の繰返しによる降伏耐力などの強度特性値が低下しなかったことより、本研究においては小変形を繰返し経験することによる新規変形での荷重低下は起こらないこととして、図5.9に示すように、新規変形に入った場合には繰返し数を新たに取り直すこととした。なお、指向点の荷重の決定要因としては、経験最大変形とその繰返し数が支配的であるため、発生した地震が震度3～震度5弱などと混在していた場合には、最も震度の大きい地震とその発生回数を用いることで、評価可能であると考えられる。例えば、震度5弱の地震波を受けた場合、次に同程度の変形を経験しない限りは指向点の荷重低下を引き起こさないため、その後を受ける震度3のような地震波は指向点の荷重に影響を与えないものとした。

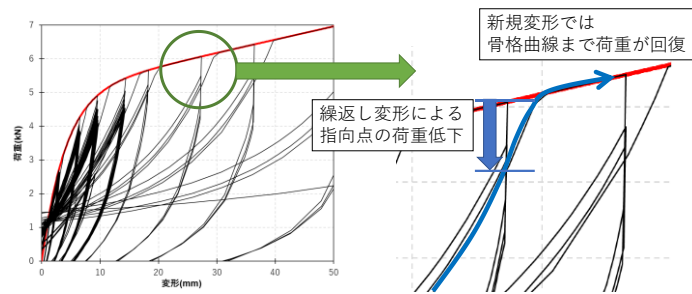


図 5.9 新規変形に入った場合の荷重の設定

解析モデルは、2 質点せん断系モデルとした。耐力要素は合板耐力壁及び石膏ボード壁の 2 種のみとし、仕上げはモデルに含めていない。合板壁は第 4 章で得られた包絡線の平均値を基に骨格曲線を作成した。石膏ボードについては、第 4 章で実施した壁試験体が N50 釘仕様であるため、日本で標準的な仕様 (GN40 釘仕様) での実験結果[5.13]を基に骨格曲線を作成し、式 (5.2, 5.3) で求めた荷重残存率を適用した。合板壁、石膏ボード壁について、壁 1 枚 (幅 910mm) あたりの復元力モデルのパラメータを表 5.2、5.3 に、繰返し実験結果と計算値との対応を図 5.10、5.11 にそれぞれ示す。なお、図中の赤線は骨格曲線を示す。

解析条件の一覧を表 5.4 に示す。解析モデルの耐震性能は、ベースシア係数 C_0 (1 層の存在せん断耐力/建物の総重量) で定義し、8 種 (0.12、0.15、0.2、0.3、0.4、0.6、0.8、1.0) とした。解析モデルは、耐力壁がバランスよく配置された延べ面積 100m² の総 2 階の住宅を想定し、壁量計算を満たす壁の量を設定した後、壁基準耐力を基に計算した C_0 に応じて重量配分をおこなった。壁量計算における要求せん断性能は各階の面積に応じて決定され、建築基準法で規定されている最低要求性能は、1 階の場合は 0.568kN/m² を、2 階の場合は 0.294kN/m² を各面積に乘じることで計算される。そのためこの場合の要求性能は、1 階は 28.4kN、2 階は 14.7kN である。ここでは、壁許容耐力 (壁倍率×1.96kN×0.91m) を合板壁の場合は壁 1 枚当たり 4.46kN、石膏ボード壁は 1.60kN として計算した。また、一般的な木造住宅を想定して振動台実験を実施した試験体仕様[5.14]を参考に、ここではいずれの場合でも耐力比 (1F/2F) は 1.2、重量比 (1F/2F) は 1.5 とした。したがって、耐力要素が全て合板壁であった場合には、1 階には 7 枚 (31.22kN)、2 階には 6 枚 (26.76kN) の壁量を設定した。表 5.5 のように各層の重量は変更せずに、対応する倍数を乗じて保有耐力を変更し、解析モデルの耐震性能を設定した。なお、最低要求性能を持つ住宅の C_0 は 0.2 程度である。

その他の解析パラメータは、石膏ボード率 3 種 (0%、20%、40%)、劣化条件 4 種 (大地震のみを入力する場合 (健全)、震度 3 を 300 回入力した後に大地震を入力する場合、震度 4 を 100 回入力した後に大地震を入力する場合、震度 5 弱を 10 回入力した後に大地震を入力する場合)、大地震波 8 種とした。石膏ボード率は、せん断耐力の内に石膏ボードが占める割合 (石膏ボード壁による保有耐力/建物全体の保有耐力) で定義した。日本の木造住宅における雑壁の耐力負担割合は、建物のせん断耐力の 1/3 程度だと言われており[5.15]、

この前後を想定したパラメータとした。復元力特性及び荷重残存率は石膏ボード率に応じて足し合わせた。解析に用いた地震動の一覧を表 5.6 に、加速度応答スペクトルを図 5.12 に示す。入力地震波は主に日本において実際に観測された地震波とした。ただし、想定波（霞が関、東海）は地盤増幅特性を考慮して作成した地震波である。解析においては、主要動のみを抽出して入力した場合と初期微動を含む地震波を入力した場合の 2 条件について検討した。

応答解析は、Newmark β 法 ($\beta=1/6$) を用い、初期剛性比例型、減衰定数を 5% として実施した。ただし、骨格曲線における荷重値は表 5.2、5.3 の 1.25 倍とした。これは、静的実験と動の実験では、同様の仕様とした試験体の荷重計測値に 1.2~1.6 倍程度の差異があることが報告されているためである [5.16]。

表 5.2 合板壁 1P あたりの設定パラメータ

K0	Kd	F0	δ	Kx	Fx	fx
12.86	0.39	5.00	14.00	-0.57	7.43	1.29
Kfi	K λ u	λ λ u	X λ u	γ u	γ l	kN or
-0.20	0.60	-0.05	0.60	0.25	0.50	cm

表 5.3 石膏ボード壁 1P あたりの設定パラメータ (GN40 仕様)

K0	Kd	F0	δ	Kx	Fx	fx
6.50	0.12	2.10	5.00	-0.12	4.00	1.00
Kfi	K λ u	λ λ u	X λ u	γ u	γ l	kN or
-0.13	0.60	-0.04	5.00	0.35	0.60	cm

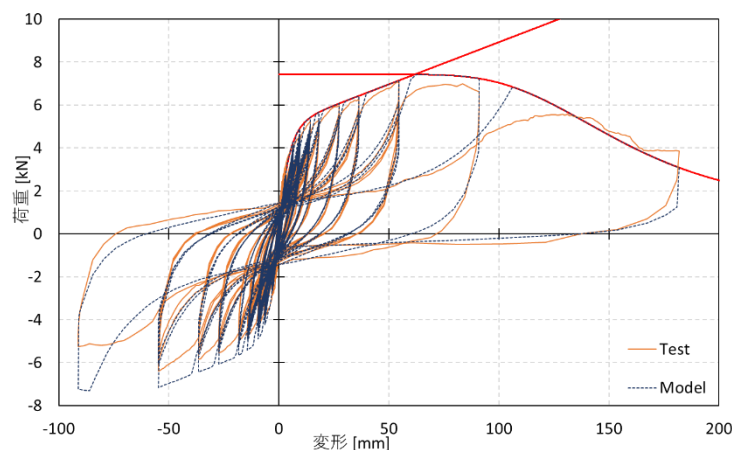


図 5.10 推定値と実験値の荷重変形関係の比較 (合板壁)

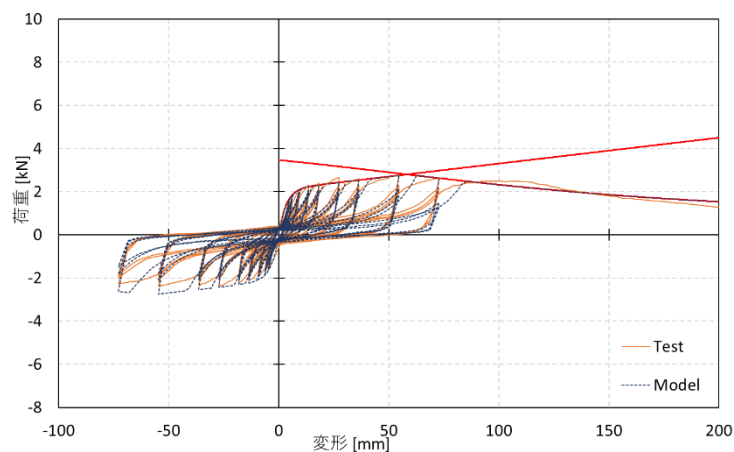


図 5.11 推定値と実験値の荷重変形関係の比較（石膏ボード壁）

表 5.4 解析パラメーター一覧

C_0	石膏ボード率 (%)	劣化条件	大地震波
0.12, 0.15, 0.20, 0.30, 0.40, 0.60, 0.80, 1.00	0 20 40	健全 震度 3×300 経験後 震度 4×100 経験後 震度 5 弱×10 経験後	8 種

表 5.5 解析モデルの重量及び保有耐力の設定

C_0	1 層重量 (kN)	2 層重量 (kN)	1 層の許容せん断耐力 (kN)
0.12	93.64	62.43	18.73
0.15			23.42
0.20			31.22
0.30			46.83
0.40			62.44
0.60			93.66
0.80			124.88
1.00			156.10

表 5.6 大地震波として用いた観測波

地震波	最大加速度 (cm/s^2)	継続時間 (s) 主要動のみ	継続時間 (s) 初期微動を含む
KiK-net 益城波 4/14 EW	925.0	30	75
KiK-net 益城波 4/16 EW	1156.9	30	75
JMA 神戸波 NS	818.0	20	62
JR 鷹取波 EW	657.0	20	53
想定波 (東海)	671.0	20	52
想定波 (震が関)	768.4	25	92
JMA 川口波 EW	1675.8	20	72
KiK-net 日野波 NS	927.2	20	62

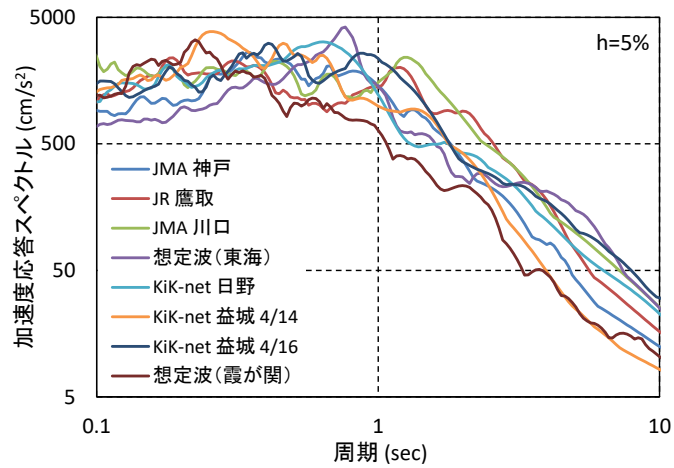


図 5.12 解析に用いた地震波の加速度応答スペクトル

5.3 解析結果と考察

本研究では、大地震波として主要動のみを入力した場合について詳細に検討し、解析結果を5.3.1項で述べる。初期微動を含む地震波を入力した場合の解析結果についても5.3.2項に示した。

5.3.1 主要動のみを入力した場合

図5.13に解析結果の一覧を示す。モデルごとに左から健全、震度3経験後、震度4経験後、震度5弱経験後に対応する解析結果を並べて示した。なお、倒壊相当の変形角を $1/15\text{rad}$ とし、これを上限として結果を示した。解析結果における倒壊率を表5.7に示す。図5.14に健全の場合に大地震が入力された場合と比較した応答変形倍率を示す。また、表5.8に平均応答倍率と最大応答倍率の一覧を示す。ただし、ここには健全時の応答変形が倒壊相当となった解析モデルの結果は含んでいない。

応答倍率の平均値を見ると複数回の小・中地震による繰返し変形は、いずれの性能の木造住宅の場合でも大地震時の最大応答変形にほとんど影響しないことが明らかとなった。本解析では、小変形の繰返しが大変形時の耐力を低下させないとしているため、影響が小さくなったと考える。最大応答変形倍率に注目した場合、震度3の地震を繰返し経験した場合でも、いずれの性能の解析モデルにおいても応答変形の増加がみられないことがわかる。震度4の地震の繰返しの場合は、 $C_0=0.2$ 以下のモデルで応答変形の増加がみられた。震度5弱の地震の繰返しでは、 $C_0=0.6$ 以下のモデルで応答変形の増加がみられた。高性能住宅の場合であっても一部応答の増加がみられたが、高性能住宅の場合は健全時の応答変形が小さいため、その影響は小さいと考える。

全体として、地震波や住宅の耐震性能の組み合わせによって応答倍率のばらつきが大きい結果であったため、耐震性能と繰返し小・中地震による応答倍率の相関関係を評価することは難しいと考える。概説すると、 $C_0=0.3$ 未満の住宅については、震度4以上の中地震を経験した場合に応答倍率を1.2倍、 $C_0=0.3$ から0.6程度の住宅については、震度5弱の中地震を経験していた場合に1.2倍と見込んでおけば概ね安全側に評価可能であると考えられるが、健全の場合と比較して最大で1.2倍を超える応答変形を示す場合があったことから、ここでは中地震の影響による応答倍率を一律1.25倍と見込むこととした。図5.15に解析結果の平均値と健全時の平均応答値に1.25倍を見込んだ変形、さらに地震波による応答結果のばらつきを考慮した上限値を示す。ここで応答値が倒壊以上のものは一律200mmとしているため、特に性能が低く応答が大きくなっている $C_0=0.2$ までの住宅においては変形のばらつきが見かけ上小さくなっていることに注意されたい。

大地震被災後の継続使用のクライテリアと考えられる損傷は小破[5.17]程度であり、その時の応答変形は、第2章での検討結果より概ね $1/60\text{rad}$ であることを示した。大地震時の応答変形を $1/60\text{rad}$ 以下とするためには、平均的にみて新築時に $C_0=0.6$ 程度、応答のばらつきを考慮した場合には0.8程度の性能が必要であることが示された。また $C_0=0.5$ 程度の

住宅の場合、中地震による応答倍率として 1.25 倍を見込んだ場合には、その影響によって継続使用のクライテリアを超えてしまう可能性が示された。さらに、耐震性能が低い場合については、新築時に大地震を受けた場合の変形が倒壊未満であった住宅が、複数回の中地震を受けた影響によって倒壊相当となる可能性が示された。

また、保有耐力の内に合板壁が占める割合と石膏ボード壁が占める割合によって影響が変わる、具体的に石膏ボード壁の割合が高いほど荷重低下が大きくなり、応答変形が増加すると予想したが、耐力の内に石膏ボードが占める割合の違いで、最大応答変形や応答倍率に特筆すべき差異はみられなかった。これは、大地震時には応答変形が必ず新規領域に入るためであると考えられる。このことから、大地震時の応答における中地震の影響について議論する場合には、石膏ボードについて考慮する必要は小さいと考える。

図 5.16 に健全時の平均応答変形及び小・中地震による応答倍率を一律 1.25 倍として健全時の平均変形にかけ合わせた場合のせん断力係数 (C_0) と最大応答変形関係を示し、それぞれを曲線近似した結果を示す。なお、図 5.15 では上限変形を 300mm と置き、倒壊相当となる解析結果が少なかった $C_0=0.3$ 以上を対象として検討した。

小・中地震による応答倍率を 1.25 倍と見込んだ場合の変形は、健全時のせん断力係数を 0.85~0.95 倍したときの応答変形と対応している。このことから、耐震診断などで既存住宅の耐震性能を評価する際、震度 4~震度 5 弱程度の地震を経験していた場合には、耐震性能低減係数として概ね 0.9 を見込めば適切に評価可能であると考えられる。また新築時の必要耐震性能に言い換えると、小・中地震による応答増加を想定した場合の耐震性能の割増係数は 1.1 倍程度となる。

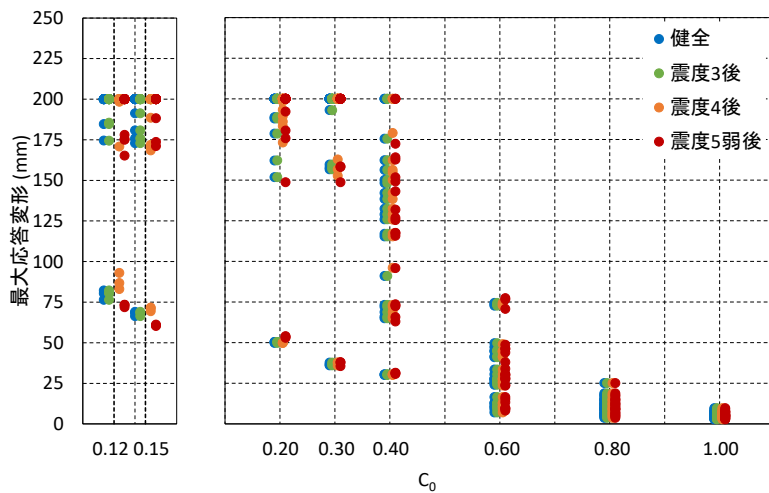


図 5.13 1 層の最大応答変形の解析結果

表 5.7 倒壊変位を 200mm とした場合の解析結果の倒壊率（単位：％）

C_0	健全	震度 3 経験後	震度 4 経験後	震度 5 弱経験後
0.12	79.2	75.0	79.2	70.8
0.15	70.8	70.8	70.8	75.0
0.20	66.7	66.7	62.5	70.8
0.30	70.8	70.8	75.0	75.0
0.40	12.5	12.5	12.5	12.5
0.60	0.0	0.0	0.0	0.0
0.80	0.0	0.0	0.0	0.0
1.00	0.0	0.0	0.0	0.0

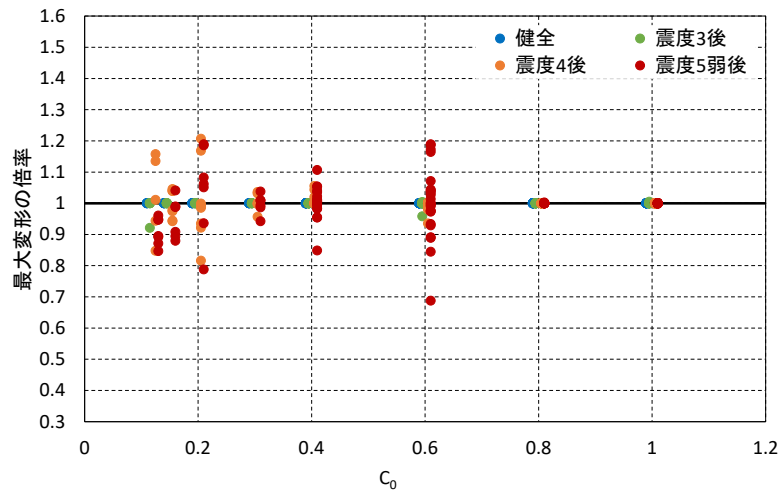


図 5.14 最大応答変形の倍率

表 5.8 最大応答変形倍率の一覧

C ₀	石膏ボード率	震度 3 経験後	震度 4 経験後	震度 5 弱経験後
0.12	0%	1.0 (1.00)	1.0 (1.16)	0.9 (0.90)
	20%	1.0 (1.00)	1.1 (1.14)	1.0 (1.00)
	40%	1.0 (1.00)	1.0 (1.01)	0.9 (0.95)
0.15	0%	1.0 (1.00)	1.0 (1.04)	1.0 (1.04)
	20%	1.0 (1.00)	1.0 (1.04)	0.9 (0.99)
	40%	1.0 (1.00)	1.0 (1.05)	0.9 (0.99)
0.20	0%	1.0 (1.00)	1.1 (1.21)	1.2 (1.19)
	20%	1.0 (1.00)	1.0 (1.00)	0.9 (1.06)
	40%	1.0 (1.00)	0.9 (1.00)	1.0 (1.05)
0.30	0%	1.0 (1.00)	1.0 (1.00)	1.0 (1.00)
	20%	1.0 (1.00)	1.0 (1.04)	1.0 (1.04)
	40%	1.0 (1.00)	1.0 (1.03)	1.0 (1.01)
0.40	0%	1.0 (1.00)	1.0 (1.06)	1.0 (1.11)
	20%	1.0 (1.00)	1.0 (1.00)	1.0 (1.04)
	40%	1.0 (1.00)	1.0 (1.00)	1.0 (1.05)
0.60	0%	1.0 (1.00)	1.0 (1.00)	1.0 (1.19)
	20%	1.0 (1.00)	1.0 (1.00)	1.0 (1.07)
	40%	1.0 (1.00)	1.0 (1.00)	1.0 (1.17)
0.80	0%	1.0 (1.00)	1.0 (1.00)	1.0 (1.00)
	20%	1.0 (1.00)	1.0 (1.00)	1.0 (1.00)
	40%	1.0 (1.00)	1.0 (1.00)	1.0 (1.00)
1.00	0%	1.0 (1.00)	1.0 (1.00)	1.0 (1.00)
	20%	1.0 (1.00)	1.0 (1.00)	1.0 (1.00)
	40%	1.0 (1.00)	1.0 (1.00)	1.0 (1.00)

* 平均値、(最大値)

第5章 複数回の小・中地震が木造住宅の
大地震時の応答変形に与える影響

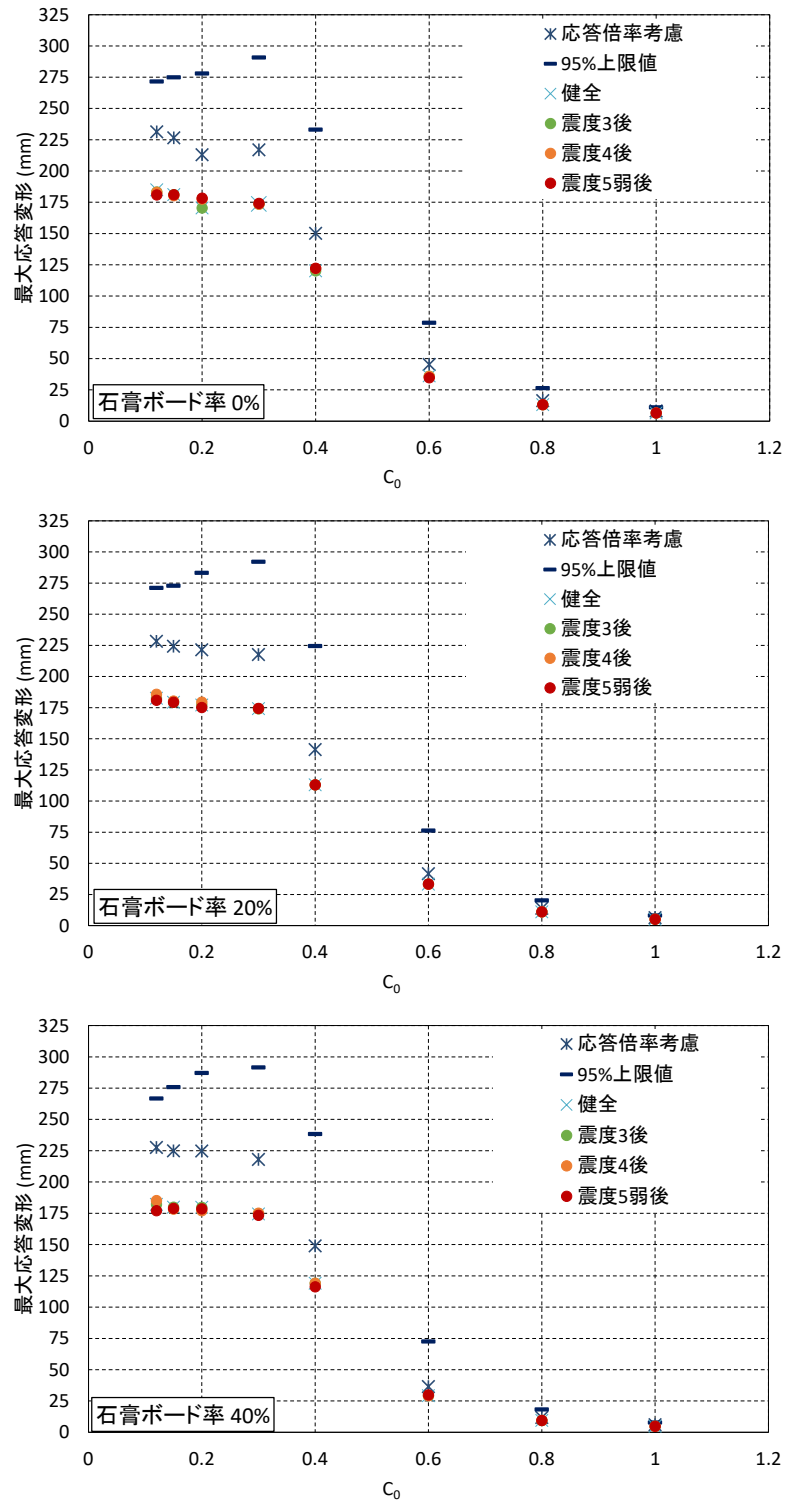


図 5.15 応答倍率を考慮した応答変形

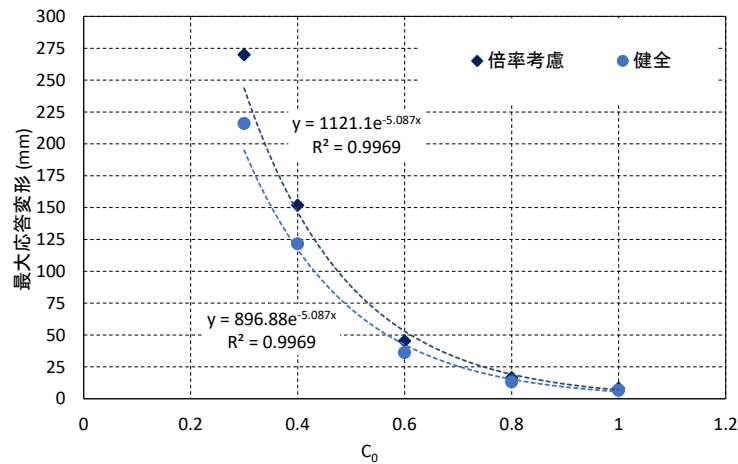


図 5.16 C₀ と応答変形関係

小・中地震の繰返しにおける応答変形の増大について、各震度における地震波 1 回あたりの最大応答変形の推移を図 5.17 に示す。震度 3 の地震についてはいずれの性能においても、目立った応答変形の増大はみられず、この結果からも震度 3 地震の繰返しの影響を考慮する必要がないことがわかる。震度 4、5 弱の地震については、著しく性能の低い木造住宅の場合、具体的に震度 4 では $C_0=0.12$ から 0.15 の住宅、震度 5 弱の地震に対しては、 $C_0=0.12$ から 0.2 程度の住宅で応答変形の増大がみられた。しかし、現行基準に則って建てられた住宅の C_0 は 0.2 以上になると考えられることから、そのような住宅の場合にはほとんど考慮する必要がないことが明らかとなった。

応答変形の増大には、耐力壁の荷重低下性状に伴った収束傾向があることを確認した。石膏ボードがせん断耐力中に占める割合が高いほど、繰返し 1 回当たりの応答変形増大及び変形量の収束値が大きいことがわかった。これは、合板壁に対して石膏ボード壁の方が同じ変形の繰返しでも荷重の低下が大きいためである。

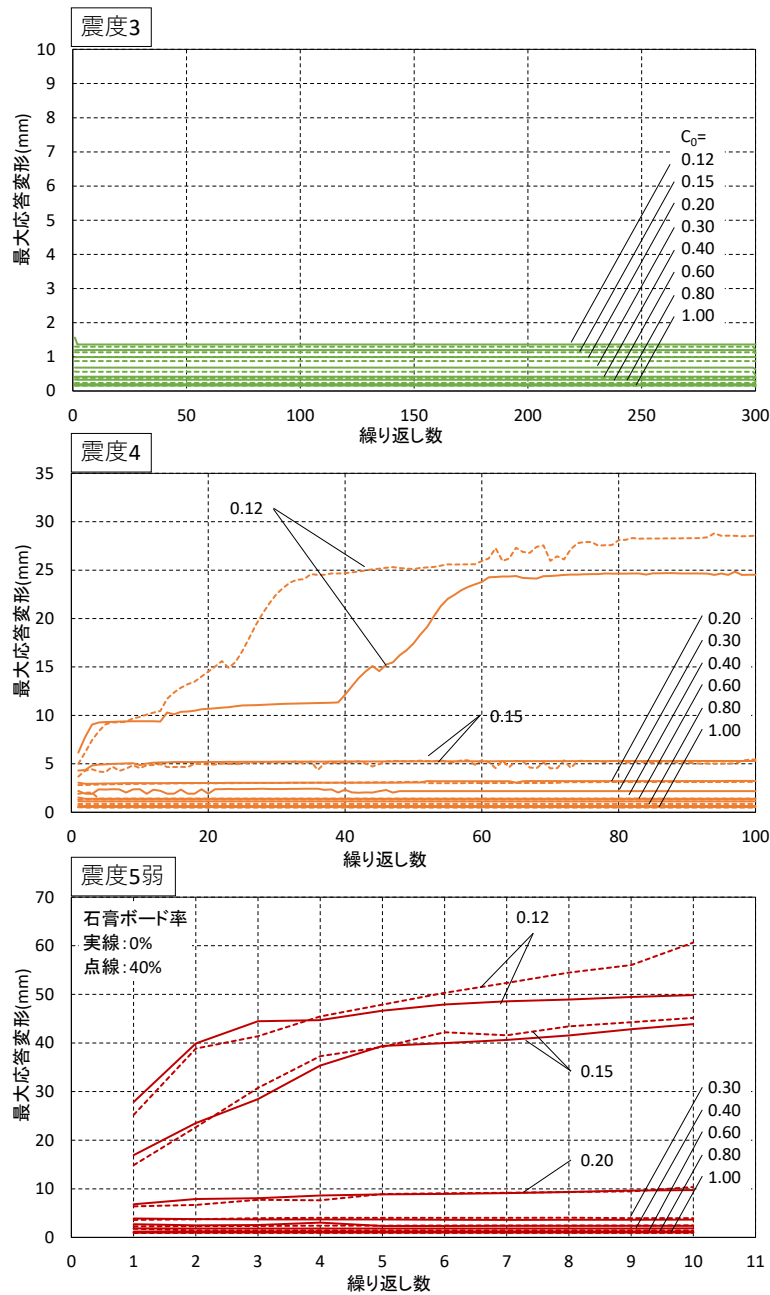


図 5.17 小・中地震の繰返しによる応答変形の推移

5.3.2 初期微動を含む地震波を入力した場合

図 5.18 に解析結果の一覧を示す。前項と同様に 1/15rad を上限とし、モデルごとに左から健全、震度 3 経験後、震度 4 経験後、震度 5 弱経験後に対応する解析結果を並べて示した。図 5.19 に健全の場合に大地震が入力された場合に対する応答変形倍率を示す。また、表 5.9 に平均応答倍率と最大応答倍率について、健全時の応答変形が倒壊相当となった解析結果を除いて示す。

解析結果の傾向は、主要動のみを入力した場合と大きく変わらなかった。最大応答変形倍率に注目すると、震度3の地震の繰返しは、いずれの性能の解析モデルにおいても応答変形の増加がみられず、震度4の地震の繰返しでは、 $C_0=0.2$ 以下のモデルで、震度5弱の地震の繰返しでは、 $C_0=0.6$ 以下のモデルで応答の増加がみられた。ただし、解析結果のばらつきはあるものの中地震を経験した際の最大応答倍率が1.3倍になっており、主要動のみを入力した場合と比較して、初期振動が応答倍率に微量ながら影響する可能性が示された。震度4の中地震を経験した場合に $C_0=0.3$ 未満の住宅について応答倍率を1.2倍、震度5弱の中地震を経験していた場合には $C_0=0.6$ 以下の住宅について応答倍率を1.3倍と見込んでおけば概ね安全側に評価可能であると考ええる。

図5.20に健全時の平均応答変形及び小・中地震による応答倍率を一律1.3倍として健全時の平均応答変形にかけ合わせた場合のせん断力係数(C_0)と最大応答変形関係を示し、それぞれを曲線近似した結果を示す。なお、前項と同様に上限変形を300mmと置き、 $C_0=0.3$ 以上を対象として検討した。小・中地震による応答倍率を1.3倍と見込んだ場合でも、主要動のみを入力した場合と大きく変わらず、震度4～震度5弱程度の地震を経験していた場合の耐震性能低減係数として概ね0.9を見込めば適切に評価可能であると考ええる。またこの場合に、大地震時の応答変形を $1/60\text{rad}$ 以下とするためには平均的にみて新築時に $C_0=0.62$ 以上の性能が必要であることが示された。

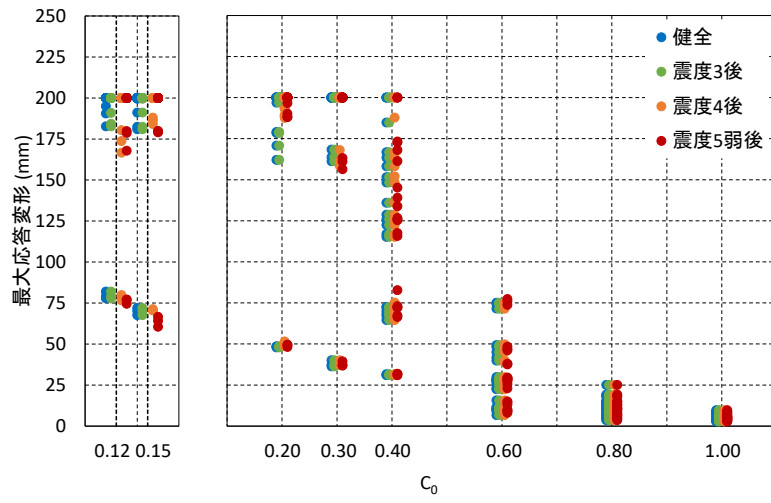


図 5.18 1層の最大応答変形の解析結果

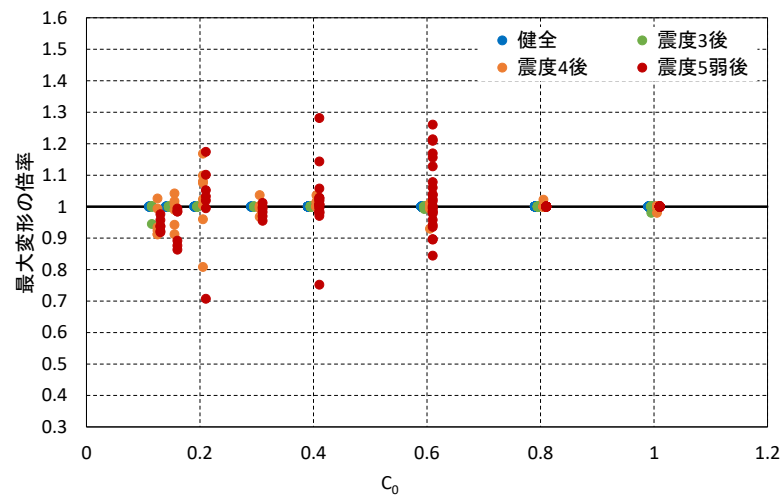


図 5.19 最大応答変形の倍率

表 5.9 最大応答変形倍率の一覧

C ₀	石膏ボード率	震度 3 経験後	震度 4 経験後	震度 5 弱経験後
0.12	0%	1.0 (1.00)	1.0 (1.03)	0.9 (0.96)
	20%	1.0 (1.00)	1.0 (0.99)	1.0 (0.98)
	40%	1.0 (1.00)	0.9 (0.93)	0.9 (0.94)
0.15	0%	1.0 (1.00)	1.0 (0.99)	0.9 (0.98)
	20%	1.0 (1.00)	1.0 (1.02)	0.9 (0.99)
	40%	1.0 (1.00)	1.0 (1.04)	0.9 (0.98)
0.20	0%	1.0 (1.00)	1.1 (1.17)	1.1 (1.17)
	20%	1.0 (1.00)	1.1 (1.08)	1.1 (1.10)
	40%	1.0 (1.00)	0.9 (1.00)	0.9 (0.99)
0.30	0%	1.0 (1.00)	1.0 (1.00)	1.0 (0.99)
	20%	1.0 (1.00)	1.0 (1.04)	1.0 (1.01)
	40%	1.0 (1.00)	1.0 (1.00)	1.0 (1.00)
0.40	0%	1.0 (1.00)	1.0 (1.04)	1.0 (1.28)
	20%	1.0 (1.00)	1.0 (1.00)	1.0 (1.06)
	40%	1.0 (1.00)	1.0 (1.00)	1.0 (1.03)
0.60	0%	1.0 (1.00)	1.0 (1.00)	1.1 (1.26)
	20%	1.0 (1.00)	1.0 (1.01)	1.0 (1.08)
	40%	1.0 (1.00)	1.0 (1.00)	1.1 (1.21)
0.80	0%	1.0 (1.00)	1.0 (1.02)	1.0 (1.00)
	20%	1.0 (1.00)	1.0 (1.00)	1.0 (1.00)
	40%	1.0 (1.00)	1.0 (1.00)	1.0 (1.00)
1.00	0%	1.0 (1.00)	1.0 (1.00)	1.0 (1.00)
	20%	1.0 (1.00)	1.0 (1.00)	1.0 (1.00)
	40%	1.0 (1.00)	1.0 (1.00)	1.0 (1.00)

* 平均値、(最大値)

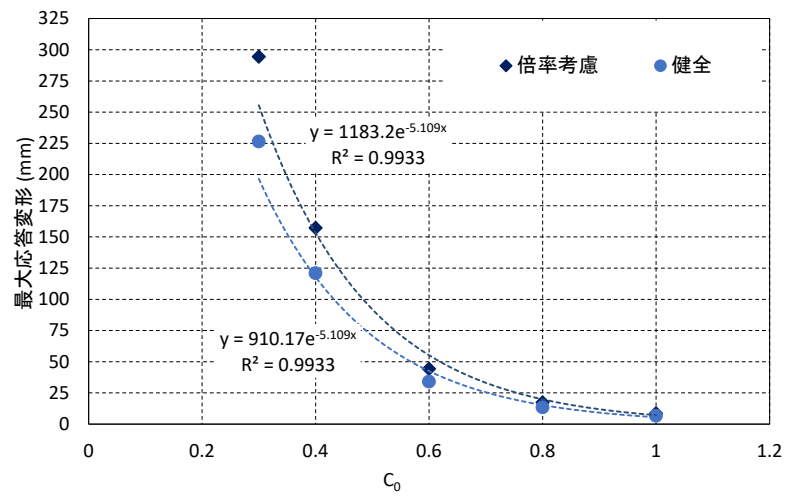


図 5.20 C_0 と応答変形関係

5.4 まとめ

使用期間における複数回の小・中地震による繰返し変形が大地震時の木造住宅の応答変形に与える影響を明らかとするために、繰返し小変形による劣化を考慮した地震応答解析を実施した。その結果、以下のことが明らかとなった。

- ・ 健全の場合と比較して、最大で応答変形が1.2倍を超える場合があった。健全時の応答変形が倒壊または継続使用のクライテリア付近となる住宅の場合は、中地震の繰返しによる応答倍率(1.25倍)の影響が大きくなる可能性がある。そのため、新築時の耐震性能に余力を持たせておくことの重要性が改めて示された。
- ・ 応答倍率を一律1.25倍とすると、震度4・震度5弱の中地震を経験した既存住宅の耐震性能低減係数は0.9程度となる。また新築住宅について中地震の影響を考慮した場合の必要耐力の割増係数は1.1程度である。
- ・ 一方で、平均的にみると複数回の中地震は大地震時の木造住宅の応答変形を増加させず、その影響は小さいと言える。
- ・ 大地震後の継続使用を想定した場合の必要性能は平均的に見て $C_0=0.6$ 程度である。
- ・ 耐震性能が著しく低い住宅の場合には、繰り返される中地震時の応答変形が増加する可能性がある。一方で、現行基準を満たす住宅には、ほとんど応答変形の増加がみられない。

第5章の参考文献

- 5.1) 大橋好光: 非耐力部分を考慮した在来木造住宅の耐震性に関する研究, 東京大学学位論文, 1984
- 5.2) 中川貴文: 大地震動時における木造軸組構法住宅の倒壊解析手法の開発, 建築研究資料, 第128号, 2010.11
- 5.3) Stewart, W.G., The Seismic Design of Plywood Sheathed Shear Walls, Ph. D. Thesis, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand 1987
- 5.4) Greg Foliente, Phillip Paevere and Fai Ma, Parameter Identification and Seismic Response Analysis of Timber Structure, World Conference on Timber Engineering, 1998
- 5.5) Folz, B and Filiatrault, A., A Cyclic Analysis of Wood Shear Walls, Journal of Structural Engineering, American Society of Civil Engineers 127 (4), pp. 433-441, 2001
- 5.6) W. C. Pang, D. V. Rosowaky, S. Pei, J. W. Van de Lindt: Evolutionary Parameter Hysteretic Model for Wood Shear Walls, JOURNAL OF STRUCTURAL ENGINEERING, pp.1118-1129, 2007.
- 5.7) 人見祐策, 五十田博, 河合直人: 大変形と繰り返しによる劣化を考慮した木造壁の復元力モデル -木造建物の地震時挙動に関する研究 その2-, 日本建築学会構造系論文集, 75 (646), pp. 2299-2306, 2009
- 5.8) 五十田博: 大変形と繰り返しによる劣化を考慮した木造壁の復元力特性モデルの精度検証 -木造建物の地震時挙動に関する研究 その3-, 日本建築学会構造系論文集, 76 (659), pp. 113-120, 2011
- 5.9) Filiatrault A. Static and dynamic analysis of timber shear walls. Canadian Journal of Civil Engineering 1990;17(4):643-51.
- 5.10) Davenne L, Daudeville L, Ricahrd N, Kawai N, Yasumura M. Modeling of timber shear walls with nailed joints under cyclic loading. In: Natterer J, Sandoz J-L, editors. Proc. 5th world conf. on timber engrg., vol. 1. Lausanne (Switzerland): Presses polytechniques et universitaires romandes; 1998. p. 353-60.
- 5.11) Ashraf Ayoub: Seismic analysis of wood building structures, Engineering Structures 29 (2007) 213-223, doi: 10.1016/j.engstruct.2006.04.011
- 5.12) 今西祐志, 佐々木康寿: 正負繰り返し負荷を受ける合板釘着張り耐力壁のせん断性能, 名古屋大学森林科学研究, 16, pp.7-16, 1997
- 5.13) 公益財団法人日本住宅・木材技術センター: 木造軸組工法住宅の許容応力度設計, 東京, 2017.
- 5.14) 清水秀丸, 三宅辰哉, 西沼裕介, 羽田竜介, 五十田博, 槌本敬大, 河合直人: 木造3階建て軸組構法住宅の設計法と振動台実験 その3 建物重量と入力波, 日本建築学会学術講演梗概集, 構造III, pp.233-234, 2011

- 5.15) 日本建築防災協会: 木造住宅の耐震診断と補強方法, 国土交通省住宅局建築指導課監修, 2004
- 5.16) H. Isoda, M. Matsuda, S. Tesfamariam, S. Tamori: Shake Table Test of Full-Size Wooden Houses versus Wall Test Result: Comparison of Load-Deformation Relationship, Journal of Performance of Constructed Facilities, Vol. 35, Issue 5, 2021
- 5.17) 角田功太郎, 五十田博, 井上涼, 森拓郎, 田中圭, 佐藤利昭: 2016年熊本地震から2年経過した益城町市街地の被災建物の現況調査, 日本地震工学会論文集, 19巻1号, pp.1_21-1_33, 2019.2

第6章 本論のまとめ

6.1 本論文の結論

本研究の目的は、小・中地震による繰返し変形が木造住宅の耐震性能や大地震時の応答変形に与える影響を明らかとするとともに、大地震後の継続的な使用を考えた場合に必要な耐震性能を繰返し変形による劣化を考慮して提案することである。

本研究では、釘接合部及び耐力壁の繰返し実験を実施し、それぞれで得られた荷重劣化傾向を関連付けること、実験で得られた結果を用いて解析的に住宅の応答変形を検討することを念頭においた積み上げ型の研究であることが特色である。本研究では一般的な木造住宅を想定し、小・中地震を想定した耐震性能について検討したが、劣化傾向の異なる耐力要素を用いた場合についての適応可能性を示したものでもある。

本研究で得られた成果を、第2章から第5章に分けて以下に示す。

第2章では、地震時の木造住宅の内外装仕上げの損傷状況から経験最大層間変形を推定するための指標について検討した。仕上げ付き耐力壁の静的実験によって経験変形と損傷状況の関係を把握するとともに、実大振動実験の結果やその他の既往研究の報告と併せて整理することにより、推定指標を提案した。内装仕上げの損傷状況と経験変形については比較的対応関係がみられたことから、地震被災後の構造躯体の損傷評価に用いることの可能性が示された。一方で、外装仕上げの損傷状況と経験変形関係については、仕上げの種類によってばらつきが大きいことが明らかとなり、特に地震被害調査のような遠目からの目視による調査では、経験変形の推定精度が低下する可能性が示された。

2016年熊本地震を被災した木造住宅の使用状況についての追跡調査より、被災住宅のほとんどが継続使用されていない現状が示された。小破に分類される被害レベルD2の建物でもその半数が取り壊されている状況から、大地震被災後の継続使用のためには、被害レベルをD2程度に留める必要がわかった。先に提案した外装仕上げの損傷状況から経験最大変形を推定するための指標と照合した結果、被害レベルD2に相当する変形角は $1/60\text{rad}$ 前後であることが明らかとなった。

以上のことから、大地震後の継続使用のための変形の限界値（継続使用限界変形角）を $1/60\text{rad}$ として提案した。

第3章では、耐力壁のせん断性能を決定づける釘接合部について、小変形を繰返し与える一面せん断実験を実施し、その劣化傾向について論じた。

面材として合板、OSB、MDF、石膏ボードを採用したが、いずれの面材の場合においても、繰返し小変形が釘接合部の降伏耐力や最大耐力といった強度特性値に影響を与えないことが明らかとなった。ただし、同振幅が繰り返される状況において、 $1/2000\text{rad}$ といった

微小な変形の場合でも荷重の低下を確認した。また、石膏ボードの荷重低下傾向はその他の面材と比べて特に大きかった。本研究で取り上げた木質系面材の荷重低下傾向は、いずれの面材を用いた場合でも概ね同様であった。

第4章では、繰返し小変形が実大耐力壁のせん断性能へ与える影響を実験的に検証した。第3章より、合板、OSB、MDFといった木質系面材については同様に評価可能と判断し、合板壁、石膏ボード壁、筋かい壁を対象とした実験を実施した。

合板壁、石膏ボード壁については、釘接合部の実験と同様、小変形の繰返しが強度特性値に明確な影響を与えないこと、同振幅繰返し時の荷重低下が起ることを確認した。また、実大壁においても石膏ボードの荷重低下傾向は合板壁と比較して大きいことがわかった。一方で、筋かい壁については1/200rad程度までの小変形の繰返しによる明確な荷重低下傾向がみられなかった。第3章の釘接合部実験の結果を用いて、実大壁の荷重低下傾向が説明可能かについて検証した。戸田らが提案している各釘接合部が異なる荷重変形関係を持つ場合の耐力壁の荷重変形関係の推定方法において、各所の釘接合部性能として釘接合部実験の結果から定式化した各釘の経験最大変形と繰返し数に応じた荷重残存率をかけ合わせることで概ね評価が可能であることを確認した。釘接合部の繰返し実験結果を用いて壁の性能のみならず、住宅の応答変形について検討可能なことを示した。

第5章では、第4章で得られた合板壁及び石膏ボード壁の経験変形と繰返し数に応じた荷重残存率を用い、2質点系せん断モデルを用いた応答解析を実施した。

解析結果を平均的に見た場合、いずれの耐震性能の住宅においても小変形の繰返しが大地震時の応答変形に与える影響が小さいことが明らかとなった。応答倍率の最大値に着目した場合、震度3の地震波はいずれの耐震性能の住宅でも応答結果に影響を与えず、震度4では $C_0=0.2$ 以下の住宅に、震度5弱では $C_0=0.6$ 以下の性能の住宅に影響を与える可能性がわかり、その倍率の最大値は1.25倍程度となった。健全時の応答変形が倒壊に近い住宅や、継続使用限界変形に近い住宅については、応答倍率1.25の持つ影響が大きくなると考える。一方で、高耐震住宅については一般に元々の応答変形が小さいため、その影響は小さくになると考える。

$C_0=0.3\sim 1.0$ の住宅において、小変形の繰返しを受けることによる応答倍率を一律に1.25倍と見込んだ場合の変形は健全時の0.85~0.95倍の耐震性能を持つ住宅に対応したことから、震度4以上の中地震を経験した既存住宅の耐震性能低減係数として0.9を提案する。言い換えると小・中地震による応答増加を見込んだ場合に必要な耐力割増係数は1.1程度である。

大地震後の継続使用を考えた場合、応答変形を継続使用限界変形角(1/60rad)に留めるために木造住宅に必要な耐震性能は、平均的に見て C_0 換算値で概ね0.6程度である。

以上のように、本研究では、木材の痩せによる初期剛性の低下、蟻害や腐朽などの生物劣

化がないという条件の下、木造住宅が使用期間に受ける複数回の小・中地震による小変形の繰返しが大地震時の応答変形に与える影響について論じた。その結果、著しく耐震性能の低い住宅を除けば、震度4までの中地震を複数回経験する場合でも大きな応答変形の増加を示さず大地震時の応答変形にも影響しないことから、考慮する必要が小さいことが明らかとなった。震度5弱を超えるような地震の場合には、その後の大地震時の応答増加の可能性が示され、設計時の耐震性能に余力を持たせておくことの重要性を改めて示す結果となった。既存住宅についても中地震を経験していた場合には、耐力低減率を0.9前後として必要耐震性能に対して少し余裕をもって補強を施すことで、より長く使い続けることのできる住宅が実現するのではないかと考える。

6.2 今後の展望

本研究では、木質面材と軸組材の釘接合部について小変形の繰返しが強度特性値に与える影響や荷重低下傾向を検証し、得られた結果を用いてタイロッド式での実験で得た面材耐力壁の荷重低下傾向が推定可能であることを示した。しかし、実際の耐力壁の場合には柱-土台、柱-梁接合部も繰返し変形している。柱-土台接合部では、ビス留めのホールダウン金物などが多用されており、これらの荷重低下がどの程度耐力壁の性能低下に影響するかを確認しておく必要があると考える。また、釘やビスの変形量に差がなく、一様に変形する接合や、一か所でも高耐力を期待するような接合においては繰返し変形による荷重低下の影響が大きくなると考える。そのような接合部の評価のために、鋼板-軸組材のビス接合部の繰返し加力実験を実施し、劣化傾向を確認するとともに、ビスの群効果の有無についても確認することが課題として挙げられる。

大地震後の継続使用を考えた場合に必要な耐震性能は平均的に見て $C_0=0.6$ 程度であると述べた。これは新築住宅においては高倍率耐力壁の採用などで比較的容易に実現可能である性能といえる。しかし既存住宅については、少なくとも大地震経験後にはなんらかの耐震補強が必要となることが想定される。さらに2度目の大地震被災を想定した際には、比較的高性能な住宅にも耐震補強が必要となることも考えられる。また、既存不適格になるような著しく耐震性能の低い住宅においては、中地震による荷重劣化に対して補強が必要になる。耐震補強促進のためには、可能な限り簡易な耐震補強方法の提案が望まれるが、補強方法とその効果について十分な知見があるとは言えず、データの蓄積が課題となっているところである。面材壁については釘の増し打ちなどの補強方法が一般に考えられるが、初期剛性の回復が困難であると報告した例もあり、初期剛性を回復させつつ、柱脚接合に過度な引き抜き力を作用させない、つまり最大耐力を上昇させない補強方法の提案も必要と考える。

本研究で提案した地震時の仕上げの損傷状況から経験最大変形を推定する指標について、外装仕上げ、特にサイディング仕上げの損傷から経験最大変形を推定した場合、内装仕上げの損傷状況から推定する場合と比較してその精度が落ちることが示唆された。特に大規模な地震被害調査の際には外装の被害状況をもとに経験最大変形角を推定し、被災度を決定するため、今後の推定精度向上が望まれる。また、簡便で推定精度の高い調査方法の提案が望まれるところである。一つとして、モルタル仕上げなどの損傷が比較的明瞭に表れる仕上げについては、損傷写真を基にAIを活用して評価できる可能性があると考えている。

本論文に関する発表論文

■ 査読論文（3編）

- 1) 井上涼, 森拓郎, 田中圭, 瀧裕, 五十田博: 木造住宅の地震時仕上げ損傷状況と経験層間変形の関係, 日本建築学会技術報告集, 第26巻, 第64号, 917-922, 2020.10
- 2) Ryo Inoue, Takuro Mori, Ayano Ariki, Shinya Matsumoto: Evaluation of single shear performance of nailed joint damaged by cyclic deformation due to moderate earthquakes, Construction and Building Materials, 342, 128044, 2022, <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2022.128044>
- 3) Ryo Inoue, Takuro Mori, Shinya Matsumoto: Effect of numerous small deformations caused by moderate earthquakes on shear performance of wooden walls, Construction and Building Materials, 364, 130016, 2023, <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2022.130016>

■ 国際会議論文（2編）

- 1) Ryo Inoue, Takuro Mori, Ayano Ariki, Shinya Matsumoto: Evaluation of single shear performance of nailed joint damaged by cyclic deformation due to moderate earthquakes, World conference on timber engineering, 2021.8
- 2) Ryo Inoue, Takuro Mori, Kotaro Sumida, Hiroshi Isoda, Kei Tanaka, Toshiaki Sato: Status of wooden houses in Mashiki town two years after the 2016 Kumamoto earthquakes, 17th World Conference on Earthquake Engineering, 2021.9

■ その他の論文（12編）

- 1) 井上涼, 森拓郎, 角田功太郎, 五十田博: 耐震等級の異なる木造住宅の耐震性能と損傷度合いの差異に関する研究, 日本建築学会中国支部研究報告集, pp.85-88, 2018.3
- 2) 角田功太郎, 井上涼, 森拓郎, 五十田博: 耐震等級の異なる木造住宅の地震時応答と損傷度合いの差異に関する研究 その1 耐震等級1,3住宅試験体の比較, 日本建築学会大会学術講演梗概集構造III, pp.33-34, 2018.9
- 3) 井上涼, 森拓郎, 角田功太郎, 五十田博: 耐震等級の異なる木造住宅の地震時応答と損傷度合いの差異に関する研究 その2 耐震等級3,5住宅試験体の比較, 日本建築学会大会学術講演梗概集構造III, pp.35-36, 2018.9
- 4) 桑原葵, 中辻英子, 角田功太郎, 井上涼, 田中圭, 森拓郎, 佐藤利昭, 五十田博: 2016年熊本地震における益城町の悉皆調査結果の分析及び考察(その2)多変量解析による全壊要因の分析II及び現況調査の分析及び考察, 日本建築学会九州支部研究報告集, pp.593-596, 2019.3

- 5) 井上涼, 森拓郎, 角田功太郎, 五十田博, 桑原葵, 田中圭, 佐藤利昭: 2016 年熊本地震より 2 年後の益城町における木造住宅の現状, 第 69 回日本木材学会大会研究発表要旨集, 2019.3
- 6) 桑原葵, 中辻英子, 角田功太郎, 井上涼, 田中圭, 森拓郎, 佐藤利昭, 五十田博: 2016 年熊本地震の被害を受けた益城町中心部の 2 年後の現況調査 -震源断層からの距離と建物状況の関係及び多変量解析による検討-, 日本建築学会大会学術講演梗概集構造Ⅲ, pp.381-382, 2019.9
- 7) 井上涼, 森拓郎, 角田功太郎, 田中圭, 五十田博: 地震後の継続使用を想定した戸建木造住宅の必要耐震性能, 日本建築学会中国支部研究報告集, 第 43 巻, pp.209-212, 2020.3
- 8) 井上涼, 森拓郎, 角田功太郎, 田中圭, 五十田博: 大地震後の継続使用を想定した木造住宅の要求耐震性能, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅲ, pp.447-448, 2020.9
- 9) 井上涼, 森拓郎, 有木彩乃, 松本慎也: 小・中地震による繰返し変形が木造住宅の耐震性能に与える影響 その 1 釘接合部の一面せん断耐力における疲労の影響, 日本建築学会中国支部研究報告集, 第 44 巻, pp.213-216, 2021.3
- 10) 井上涼, 森拓郎, 有木彩乃, 松本慎也: 釘接合部の一面せん断性能に及ぼす疲労の影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅲ, pp.341-342, 2021.9
- 11) 井上涼, 森拓郎, 松本慎也: 小・中地震による繰返し変形が木造住宅の耐震性能に与える影響 その 2 合板及び石膏ボード壁における繰返し変形の影響, 日本建築学会中国支部研究報告集, 第 45 巻, pp.255-258, 2022.3
- 12) 井上涼, 森拓郎, 松本慎也: 小・中地震による小変形の繰返しが大地震時の木造住宅の応答変形に及ぼす影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅲ, pp.183-184, 2022.9

謝辞

私は、学部4年生から研究室に在籍した6年間において、木造住宅の更なる長期使用に向けて、大地震後の継続使用を想定した必要耐震性能や劣化の評価に関する研究に取り組んできました。本研究を遂行するにあたり、多くの方々のご指導、ご支援をいただきました。

当研究室の森拓郎准教授には、指導教員として6年間にわたり一貫して研究のご指導を賜り、多大なご助力と激励をいただきました。本研究のテーマ以外にも、様々な研究に関わる機会を与えてくださり、学内のみならず、学外施設での実験や学会での研究発表などの数々の経験を積ませていただきました。ここに深く感謝するとともに、厚く御礼申し上げます。

副査をしてくださった広島大学の久保孝昭教授、三浦弘之准教授、大分大学の田中圭准教授には、本論文をまとめるにあたって数多くの貴重なご意見、ご指摘をいただきました。また本学の先生方には、日ごろの研究の進捗についてのご助言をいただきました。また、京都大学生存圏研究所の五十田博教授には、実大振動実験及び熊本地震の調査、資料提供など、多大な機会、ご助言をいただきました。ここに深く感謝するとともに、厚く御礼申し上げます。

第1章で実施した振動解析においては、京都大学生存圏研究所の中川貴文准教授に助言を賜りました。ここに厚く御礼申し上げます。

第2章で使用した2016年熊本地震被災住宅の使用状況データの収集においては、被災されたにもかかわらず協力を惜しまれなかった益城町の方々に改めてお礼申し上げます。調査では、前述の五十田博教授、田中圭准教授、九州大学の佐藤利昭准教授にご指導を賜りました。現地調査に際しては、京都大学、九州大学、大分大学、広島大学の学生諸氏に協力をいただきました。仕上げの損傷と経験変形の関係の検討において、静的壁実験はLIXIL財団の助成によって実施しました。また実験に際して、瀧裕さん(当時大分大学生)に協力いただきました。また、既往の振動実験の損傷状況に関しては、住宅情報館株式会社、財団法人建材試験センターに資料提供のご協力をいただきました。実大住宅の振動実験は、防災科学技術研究所のE-Defenseで実施しました。損傷観察においては、当研究室の4年生(当時)の協力を得ました。ここに厚く御礼申し上げます。

第3、4章で実施した実験は、近畿大学工学部の実験施設で実施しました。近畿大学の松本慎也准教授には、実験計画段階からご協力いただき、実験のみならず多大なご協力を受けました。実験作業では、柴橋諒さん(当時近畿大学生)に協力いただきました。

6年間を過ごした広島大学大学院先進理工系科学研究科建築学プログラム 建築構造力学研究室で一緒した皆様には、日ごろの生活のサポートから研究に関するご協力まで、幅広くお世話になりました。また、現在奈良女子大学におられる角田功太郎助教には、研究に関わることから学生生活や進路のことまで、何でも相談に乗っていただきました。皆様のご指

導、ご鞭撻に対し心から御礼申し上げます。

最後に、常に支え、励ましてくれた両親と友人諸氏に感謝いたします。

本研究を遂行するにあたり日本学術振興会特別研究員 DC2 の支援を受けました。

2023 年 3 月