

プレファブ土壁の静的・動的加力下における
構造特性に関する研究

Structural Performance of Prefabricated Mud - Shear Wall
under Static and Dynamic Loadings

2014 年 2 月

早稲田大学大学院 創造理工学研究科

脇田 健裕

Takehiro WAKITA

目次

第 1 章 序論	1
1.1 研究背景	3
1.2 既往の研究	4
1.3 研究の目的	5
1.4 本論文の構成	7
1.5 第 1 章の参考文献	9
第 2 章 プレファブ土壁単体ユニットの基本的な力学的特性の検討	11
2.1 はじめに	13
2.2 壁土の 1 軸圧縮加力試験	14
2.2.1 試験概要	14
2.2.2 試験結果	15
2.3 プレファブ土壁単体ユニットのせん断加力試験試験概要	15
2.3.1 プレファブ土壁単体ユニットの製作	15
2.3.2 せん断加力試験概要	19
2.3.3 超音波伝播時間の測定	20
2.4 プレファブ土壁単体ユニットのせん断加力試験結果	21
2.4.1 荷重変形関係・包絡線による特性値評価	21
2.4.2 等価剛性による比較	23
2.4.3 1 サイクル損失エネルギーによる比較	23
2.4.4 等価粘性減衰定数による比較	24
2.4.5 保有エネルギーによる比較	24
2.4.6 損傷状況	26
2.4.7 超音波伝播時間測定を用いた損傷評価	26
2.5 まとめ	28
2.6 第 2 章の参考文献	29
第 3 章 実大プレファブ土壁の静的力学的特性の比較検討	31
3.1 はじめに	33
3.2 試験概要	34
3.2.1 試験体仕様	34
3.2.2 試験・計測システム	37
3.2.3 試験方法	38

3.2.4	超音波伝播時間の測定	39
3.3	試験結果	40
3.3.1	荷重変形関係の比較と包絡線による特性値評価	40
3.3.2	等価剛性による比較	42
3.3.3	1 サイクル損失エネルギーによる比較	43
3.3.4	等価粘性減衰定数による比較	44
3.3.5	保有エネルギーによる比較	45
3.3.6	損傷状況	46
3.3.7	超音波伝播時間測定を用いた損傷評価	47
3.4	まとめ	48
3.5	第3章の参考文献	49
第4章	振動台実験を用いたプレファブ土壁の動的力学特性の検討	51
4.1	はじめに	53
4.2	試験概要	54
4.2.1	試験体仕様	54
4.2.2	試験・計測システム	55
4.2.3	試験方法	56
4.3	試験結果	57
4.3.1	非損傷試験体の等価剛性についての検討	58
4.3.2	非損傷試験体の減衰定数についての検討	59
4.3.3	パルス波加振による自由振動波形の減衰評価	61
4.3.4	地震波加振による等価剛性の推移	64
4.3.5	地震波加振による減衰定数の推移	65
4.3.6	地震波加振の荷重変形関係による応答比較	65
4.3.7	静的加力試験結果との荷重変形関係の比較	67
4.3.8	地震波加振による損傷状況	68
4.3.9	超音波伝播時間測定を用いた損傷評価	70
4.4	まとめ	71
4.5	第4章の参考文献	72
第5章	プレファブ土壁の解析手法の構築と力学的特性の解析的検討	73
5.1	はじめに	75
5.2	プレファブ土壁の解析モデルの作成と検証	76
5.2.1	各耐力要素のモデル化とフレーム解析モデルの構築	76
5.2.2	解析結果と実験結果の比較	77

5.3 各種プレファブ土壁の力学的特性についての解析的検討	79
5.3.1 開口形状の異なるプレファブ土壁の比較	79
5.3.2 単体ユニットの固定の有無による比較	83
5.4 時刻歴応答解析による地震時応答についての検討	87
5.5 まとめ	89
5.6 第5章の参考文献	90
第6章 結論	91
本論文に関する研究発表一覧	97
謝辞	101

第 1 章

序論

1.1 研究の背景

土塗り壁（以下土壁）は、古来より我が国における木造建築物の主要な内外装の仕上げかつ、構造要素の一つであった。土壁が建築物の壁として使われ始めた起源は定かではないが、現存する世界最古の木造建築である法隆寺西院伽藍の金堂と五重塔の壁画下地も土壁によるものである。同寺創建当初の土壁は昭和大修理の際に取り外されて別に保管されているが、この時の調査によると土壁の構成は檜の小割材を蔓または藁縄で編んで小舞をつくり、それに荒壁・中塗・ふるい土の順に壁土を塗り、最後に白土で上塗をしてこれを生地として壁画を描いたものであることが分かっている。小舞に竹を用いず小割材を用いるところは現在の主流とは異なるが、粘性の高い荒壁土の上に工程が進むにつれ砂分の多い土を塗り重ねていく技法が既に用いられていたことが分かる。法隆寺のような上塗りまで施される本格的な左官工事はこの時代、寺院や宮殿、貴族の邸宅に限られていたようであるが、桃山時代に入ると姫路城に代表される白堊総塗籠の城郭が次々と建設され、その膨大な需要をまかなうため左官工事の生産力も前時代とは比較にならないほど増大したと言われている。また、それまで左官用の糊剤には主に貴重な米粥が使用されていたが、この頃より安価な海藻に変わったと推定されており、これにより白堊上塗りが庶民の手の届くまでに一般化したと考えられている。またこの時代に新しく始まった建築として草庵茶室があり、妙喜庵待庵に代表される利休芸術ともいわれる長苅壁や土物砂壁が考案され色彩が施された土壁が発達した。また江戸時代になると大都市ではしばしば火災が発生し大きな損害を出していた。そこで幕府は対策として建築防火条例を布令し、これが結果的に左官工事の奨励策となり土壁が隆盛を極めた。また同時期に入江長八の作品に代表される漆喰彫刻とも呼ばれる技法も生み出された。^[1-1]

かくして長い年月を経て培われ、芸術ともいえるほどまで発達した我が国の土壁文化であったが、戦後の住宅構法の変化に伴い一部の特殊な建築物を除き大きく衰退することとなる。戦後に住宅構法が変化した第一の原因は1950年の建築基準法の制定と、住宅金融公庫の融資の開始に伴う仕様書の普及であると言われている。この中で土壁は耐震性の低い壁であるとされ、住宅の耐震性を確保するためには筋交いを入れることが推奨された。また、高度経済成長に伴う日本社会の近代化は、あらゆる面での合理化を要求し、非効率な湿式構法による土壁はあっという間にボード類を用いた乾式構法へとその地位を奪われた。

[1-2]

しかし、近年土壁の諸性能に関する研究が進められ、耐震性能の他に、防火性能、吸放湿性能、蓄熱性能、化学物質過敏症対策等の室内環境にかかわる諸特性が評価されると共に、LOHAS(Lifestyles Of Health And Sustainability)を合言葉に、環境負荷の少ない木や土などの自然素材をベースとした商品への関心が非常に高まっている。これを反映してか、石膏ボード類の上に漆喰や上塗り土を塗って仕上げる擬土壁や、粘土材料を用いて製造され、土壁と同等の環境性能を謳ったタイルやボード類が市場の支持を受け販売を拡大している。

一方で、現場で塗り壁を作り上げていく伝統的な土壁は、昔から「一回の塗り厚は薄く、工程は多いほどよい」と言われているように、荒壁土を塗った後乾燥を待ち、次の工程（裏返し、斑直し、中塗り、上塗り）へと作業を進めるため、完成するまでに3か月から4か月という長い期間がかかる。また、伝統技術を継承する職人不足による施工費の高騰と品質のばらつき、土壁材料の流通の悪さといった問題も抱えている。これらの問題は短工期、低コストかつ安定した品質が厳しく要求される現代の住宅生産では、土壁の採用に際しての逆風となっている。

1.2 既往の研究

土壁の耐震性についての研究の始まりは、1923年の関東大震災(M7.9)、1925年の但馬地震、1927年の丹後震災(M7.5)、北伊豆地震(M7.0)、西埼玉地震(M7.0)が相次いで発生し、これらの地震による木造建築の大被害が詳細な現場調査の末に報告されたことに端を発する。谷口忠による木造架構の減衰特性についての研究や、河野輝夫の木造仕口強度に関する実験等、木質構造の耐震性に関する研究が盛んに行われるようになった。その中でも木造耐力壁について幅広く詳細な研究を行ったのは田辺平学のグループであり、1935年から1936年にかけて土壁による真壁と大壁構造の壁体を、内部の筋交いや貫の有無等をパラメータにして、多数の実大壁(幅1.5m、高2.25m)を用いた加力試験を実施した。そして、その結果を横力分布係数D値によりまとめている。1933年に日本建築学会が刊行した「鉄筋コンクリート構造計算規準」において、武藤清によるD値法が提案された時期であり、これを受けて木造の耐震設計にもD値法による構造計算を展開しようとしていたものと思われる。^[1-3]

戦後すぐの1948年に起きた福井地震の被害調査を行った久田俊彦は、倒壊した建物の壁率が少ないことを報告した^[1-4]。その成果は横尾義貫の提案^[1-5]を基にまとめられ、いわゆる「壁量計算」として1950年に発令された建築基準法施行令に取り入れられた。この壁量計算に用いられた各仕様の耐力壁の「壁倍率」はその直前に行われた久田等の実験を基に決定されたと言われているが、その値は行政的な配慮が加えられた結果、表1-1に示すように、土壁に関する値は実験値と比べても非常に小さな値に設定されており、この値が過小であることを久田自身も指摘している^[1-6]。この建築基準法施行令の壁量計算において、土壁が耐力壁としてほとんど評価されないことは、土壁が非耐力壁であるという世間的な誤解を生む原因ともなり、その後に土壁が一般的な建築構法として大きく衰退してしまう一因となった^[1-3]。近年に入り、伝統的木造建築物は復活の機運が高まり、土壁の壁倍率の見直しの必要性も各方面から指摘されるようになった。これを受けて国交省は建築基準法施行令の2003年の改正で、最高でそれまでの3倍となる1.5という壁倍率を土壁(真壁)に認めることとした。その代わりに、壁土の配合、小舞の種類、寸法、ピッチ等の細かい仕様規定が定められることとなった。しかし、この仕様が現実に即していない(小舞ピッチが小さすぎる等)との指摘もあり、現状では十分に活用されておらず、土壁の普及には繋がって

いない^[1-7]。

土壁の耐震性についての研究は近年盛んに行われており、大別すると以下ようになる。

- 1) 地域や配合によって異なる壁土材料の力学的性質についての研究^{[1-8] [1-9] [1-10] [1-11]}
 - 2) 静的加力実験による土壁耐力壁の力学的特性を調べた研究^{[1-12] [1-13]}
 - 3) 振動台実験により特定の仕様の土壁の動的特性を調べた研究^{[1-14] [1-15]}
 - 4) 数値解析により土壁の耐力抵抗要素をモデル化しその包絡線を推定する研究^{[1-16] [1-17]}
- 等が行われている。

表 1-1 壁倍率と建築基準法の改正の変遷

壁種類	久田の実験結果 ^[1-6]	1950年建築基準法施行令	1959年施行令改正	1981年施行令改正	2003年施行令改正
土壁(真壁)両面	1.0	0.5	1.0	0.5	1.5
木ずり壁(大壁)両面	4.0	0.5	3.0	1.0	1.0
柱三ツ割筋かい・ たすき掛け	3.0	4.0	3.0	3.0	3.0

1.3 研究の目的

本研究は、近年木造建築物への伝統的な構法による土塗り壁の適用が大きく減少していることを背景に、小型ユニットによるプレファブ化を行った土壁を用いることで、現代的な建築生産への適応性を向上させると共に、長年に渡り培われてきた左官技法の継承に寄与することを目的とする。

以下に本研究で提案するプレファブ土壁の特徴を記す。

1) プレファブ土壁の製作、施工に関する特徴

図 1-1 に示す小型軽量化した土壁単体ユニットを、現場での施工に先立ってあらかじめ製作しておくこと(プレファブ化)で、現場での耐力壁の施工期間を大幅に短縮かつ簡易化することが可能である。なお、ここでいうプレファブ化は、大規模工場で大量に生産することを意味するものではなく、地域の左官職人が自らの作業場において、注文に応じて必要数量分を、地域の壁土や小舞材と伝承された左官技術を用いて、事前に製作することを想定している。これは、本研究で提案するプレファブ土壁の製作には、通常の左官工事と異なるような特別な製作技術や、製造機械を必要とせず、これにより各地域で受け継がれてきた左官技術を活かした、特色ある土壁が作り出されることを期待しているためである。

現代の一般的な住宅建設において設計の完了から確認審査を経て着工し、内・外装壁の工事に取り掛かるまでには、早くとも3か月程度の期間が必要とされる。プレファブ土壁の単体ユニットは、この期間の間にオーダーに合わせて、その地域の左官職人が必

要数量分を製作、乾燥し完成する。現場での壁への取り付け方法は非常に簡単な作業であり、その施工は1日程度で完了する。

また、プレファブ土壁は図1-2に示すようにその性質上、組立後の壁は方立、横棧とユニットの木杵が露出する意匠となる。これについては建築計画上で、その意匠が許容されないことがあると考えられる。その場合は現場にて漆喰などの乾燥の早い上塗りを壁全面に対して仕上げることで、意匠的にも機能的にも伝統的土壁と同等の壁をつくることが可能である。なお、この場合木部には土のひび割れを防ぐために寒冷紗などを貼り付けた上で施工を行うことが望ましい。

2) プレファブ土壁の力学的特性に関する特徴

プレファブ土壁の単体ユニットは縦横比が1:1に近く、かつ対角線長さが短い。このため、引張、せん断強度に比して、圧縮強度の高い壁土の特性を考えると、せん断力に対する対角線圧縮抵抗力を、伝統的土壁より効率よく利用することが可能であると考えられる。

また、伝統的土壁の耐荷機構は、間渡し竹によるダボ的抵抗、隅角部の壁土の圧縮力による抵抗、土壁内部の貫のこじりによる抵抗、貫表面と接触する土との間の付着力による抵抗等が複合的に組み合わせられており、その分担割合は壁の寸法や開口形状の他、壁土の種類や施工者の技量によっても大きく異なり、これらの仕様を踏まえて荷重-変位曲線全体を適切にモデル化するのは非常に困難である^[1-16]。

一方でプレファブ土壁の耐荷機構は、単体ユニットの力学的特性に依存するため、単体ユニットの復元力特性を実験により把握すれば、これを組み合わせた形の各種寸法や開口形状を持つ壁の力学的特性は、比較的簡単な解析で正確に把握可能であると考えられる。

3) プレファブ土壁を耐力壁として設計する場合の特徴

プレファブ土壁を耐力壁として建築物を設計する場合の手順について述べる。まず使用するプレファブ土壁単体ユニットの寸法、竹木舞、壁土については、地域ごとの特性を活かし、地場の左官職人の手により製作することが望ましい。製作した単体ユニット数体を試験体として、加力試験が行える試験機関に送付しせん断加力試験を実施する。ここで得られた試験結果を基に、単体ユニットを組み合わせた、各種寸法、開口形状を持つ耐力壁の荷重変形関係を、本論で提案する解析手法により求める。この荷重変形関係を用いて限界耐力計算による構造計算を行うことで、プレファブ土壁を主要な構造要素とする建築物の設計が可能である。プレファブ土壁を用いることにより建築基準法に定められた仕様規定に縛られることなく、その地域で伝統的に受け継がれてきた壁土材料と、左官技法を活かした建築物を計画することが可能となる。

以上の特徴を踏まえ、本論ではプレファブ土壁の耐力壁としての力学的特性を、静的・動的試験により検討するとともに、各種寸法、開口形状を持つプレファブ土壁の荷重変形関

係を解析により推定する方法についての検討を行う。

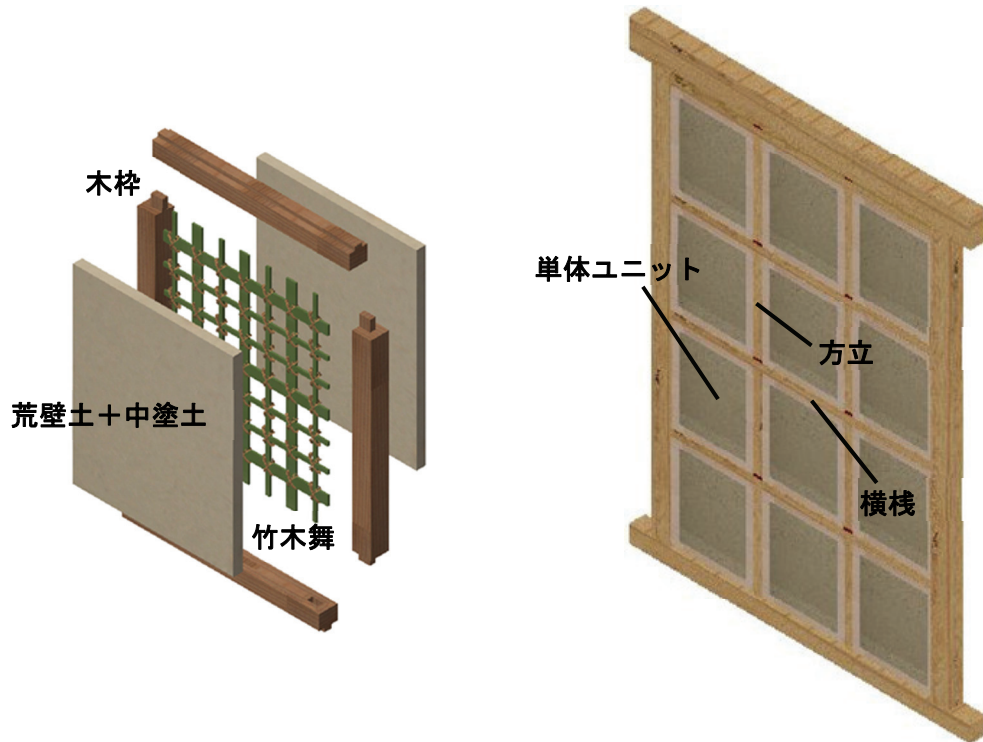


図 1-1 プレファブ土壁単体ユニット

図 1-2 プレファブ土壁組立図

1.4 論文の構成

本論文の構成は、以下の通りである。

第1章は序論である。1.1節に本研究の背景、1.2節に既往の研究、1.3節に本論の目的、1.4節に本論の構成を記す。

第2章では、プレファブ土壁に用いる単体ユニットの基本的な力学的特性についての検討を行う。まず、単体ユニットの製作に用いた壁土、中塗り土それぞれの乾燥試験片を用いた1軸圧縮加力試験を行い、乾燥期間と含水率及びその力学的特性の関係についての検討を行う。

次に、単体ユニットのせん断加力試験を行い、単体ユニットのせん断力に対する基本的な力学的特性を把握すると共に、単体ユニットの枠材と周辺フレーム材との固定の有無が、せん断耐力へ与える影響を比較検討する。

また、加力試験前後に壁土部の超音波伝播時間の測定を行い、その増加率を算出するこ

とで、壁土部の損傷分布と損傷度合いの定量的な評価を試みる。

第3章では、1間幅の木造軸組みにプレファブ土壁の単体ユニット12体を組み込んで構成する、実大全面壁のせん断力に対する静的な力学的特性を、実験により検討する。

実験では比較対象の試験体として、伝統的な構法で製作した土塗り壁と、現代の一般的な木造住宅に用いられる構造用合板を釘打ちした耐力壁を用いる。試験結果の検討には壁倍率評価法に従った壁倍率等の設計用特性値や、損失エネルギーによる評価結果等を用いて比較する。

また、加力後の損傷評価には超音波伝播時間の測定を用い、壁土部の損傷進行の過程について検討する。

第4章では、プレファブ土壁を用いた実大壁の、動的な力学的特性を振動台実験により検討することを目的とする。

試験パラメータは、開口形状の違い、単体ユニットの受け材の連続性の有無、試験体上部の載荷重量の変化とする。また比較対象として構造用合板耐力壁を試験体として用いる。

試験ではまず、非損傷状態の各試験体の等価剛性及び減衰定数を評価した上で、地震波加振を行う。これにより、地震波加振時の応答を把握すると共に、各試験体の損傷の進行に伴う振動特性の変化について検討を行う。

また、地震波加振前後の超音波伝播速度の測定値から、プレファブ土壁の開口形状の違いが、各単体ユニットの壁土部の損傷分布に与える影響について検討する。

第5章では、まずプレファブ土壁の力学的特性を推定する解析手法の構築とその検証を行う。次に、本解析手法を用いて、プレファブ土壁の開口形状の違いが力学特性におよぼす影響を比較検討する。

また、単体ユニットと周辺フレームの固定の有無が、耐力壁の力学特性に与える影響を検討する。

さらに、第4章の振動台実験の結果と、本解析モデルを用いた地震応答解析結果を比較する。これにより本解析手法を用いた、プレファブ土壁の地震時応答の推定について、その妥当性を検討する。

第6章では、各章で得られた知見を総括して、本論の結論を述べる。

1.5 第1章の参考文献

- [1-1] 山田幸一他：日本の壁，INAX 出版，1985
- [1-2] 坂本功：日本における木造住宅の耐震性，住宅総合研究財団研究年報 No. 20，pp. 5-23，1993
- [1-3] 西澤英和：伝統的な真壁の耐震性を考える，「まちなみ」1997 年 5 月号.
- [1-4] 久田俊彦：福井地震における木造住宅壁体の効果，北陸震災調査特別委員会「福井地震震害調査報告」，1951
- [1-5] 横尾義貫：木造家屋の耐震化，（財）防災研究所研究報告第 2 号，1949. 11
- [1-6] 久田俊彦：木造壁体の耐力に関する研究，日本建築学会論文集，第 42 号，pp. 71-79，1951. 2
- [1-7] 和田 洋子：現場の土壁のつくり方と合っていない「土壁告示」，http://kino-ie.net/report_121.html.
- [1-8] 興石直幸，位田達哉：主要産出地における荒壁土および中塗土の性質 小舞土壁に用いる壁土に関する研究 その 1，日本建築学会構造系論文集，第 631 号，pp. 1467-1474，2008. 9
- [1-9] 福本和正：壁土のせん断強度の実験的研究，日本建築学会構造系論文集第，第 530 号，pp. 99-106，2000. 4
- [1-10] 曾田五月也，亀森淳也：壁土材料の一軸圧縮強度に及ぼす載荷速度の影響，日本建築学会学術講演梗概集. C-1，構造 III，pp. 55-56，2011
- [1-11] 浦憲親，蒲田幸江，鈴木祥之：壁土の供試体作製及び強度試験法に関する基礎実験，日本建築学会構造系論文集，第 559 号，pp. 23-30，2002. 9
- [1-12] 的野博訓，前川秀幸，大橋好光：伝統的土壁構面における土壁と軸組の強度の負担割合と累加に関する研究，日本建築学会技術報告集，第 38 号，pp. 159-164，2012. 2
- [1-13] 田淵敦士，北守顕久，森拓郎，小松幸平：京町家型土壁の水平せん断性能，日本建築学会構造系論文集，第 605 号，pp. 143-150，2006. 07
- [1-14] 藤田香織，大橋好光，木村正彦，坂本功：伝統的木造建築の壁体に関する振動台実験 その 2 土壁の振動波加振，日本建築学会学術講演梗概集. C-1，pp. 149-150，1997. 07
- [1-15] 綿引誠，大橋好光，塩沢伸明：木造軸組耐力壁及び実物大建物の微動測定に関する実験的研究 その 2 壁要素の振動台実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1，pp. 445-446，2004. 07
- [1-16] 村上雅英，景山誠，鈴木有，稲山正弘：静的水平加力実験に基づく土壁の耐荷機構の解明 せん断破壊が先行しない土壁の力学挙動，日本建築学会構造系論文集，第 582 号，pp. 103-108，2004. 08
- [1-17] 中尾方人，山崎裕：数値解析による土塗り壁のせん断抵抗機構の検討，日本建築学会構造系論文集，第 636 号，pp. 331-338，2009. 02

- [1-18] (財)日本住宅・木材技術センター：木造の耐力壁及びその倍率性能評価業務方法書，2010
- [1-19] 松永裕樹，宮津裕次，曾田五月也：木造軸組耐力壁/非耐力壁の汎用モデル化手法に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第639号，pp.889-896，2009.05
- [1-20] 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.
- [1-21] 小松幸平，片岡靖夫，森拓郎，瀧野真二郎，鄭基浩，北守顕久，白鳥武，南宗和：提案住宅のコンセプトと構造性能の概要 自然素材活用型木造軸組み構造の開発（その1），日本建築学会技術報告集，第28号，pp.447-452，2008.10
- [1-22] 鄭基浩，北守顕久，HasselIvon，小松幸平：プレファブ型土壁の水平せん断性能の評価，日本建築学会技術報告集，第34号，pp.929-934，2010.10
- [1-23] 杉山亮太，鈴木祥之，後藤正美，村上海博：乾式土壁パネルを用いた木造軸組耐力壁の開発，日本建築学会技術報告集，第24号，pp.125-130，2006
- [1-24] 鄭基浩，北守顕久，小松幸平，脇田健裕，片岡靖夫：超音波伝播速度測定による土塗壁の損傷評価，日本建築学会技術報告集，第40号，pp.895-900，2012.10
- [1-25] 山田耕司，清水秀丸，中治弘行，鈴木祥之：土塗り小壁付き木造軸組力学的特性評価への数値解析の適用，日本建築学会構造系論文集，第621号，pp.81-87，2007.11
- [1-26] 日本住宅木材技術センター：土塗壁・面格子壁・落とし込み板壁の壁倍率に係る技術解説書，2004

第 2 章

プレファブ土壁単体ユニットの 基本的な力学的特性の検討

2.1 はじめに

本章ではプレファブ土壁に用いる単体ユニットの基本的な力学的特性を検討する。まず、単体ユニットの製作に用いた壁土材の圧縮試験を行った結果を述べる。次に、単体ユニットのせん断加力試験結果について、建築物の耐力壁の評価に用いられる設計用特性値を用いた検討を行う。また、単体ユニットのせん断力性能は、上下フレームへの固定の仕様の違いに大きく影響を受けると考えられるため、固定を行わない仕様を「固定無し」とし、木ねじにて固定を行う仕様を「固定有り」とし、せん断力性能へ与える影響について比較検討する。

以下、本章の概要を述べる。

2.2 節では、本研究の試験体(プレファブ土壁、伝統的土壁)に用いた壁土材の材料特性を把握することを目的とする。荒壁土、中塗り土それぞれの乾燥試験片について、1 軸圧縮加力試験を実施し、乾燥期間と含水率及びその力学的特性の関係についての検討を行う。

2.3 節では、まずプレファブ土壁に用いる単体ユニットの製作方法について述べる。次に単体ユニットのせん断力に対する力学的特性を検討するために行うせん断加力試験について、試験体、試験方法及び計測システムについて説明をおこなう。また、単体ユニットのせん断加力後の壁土部損傷状況を検討するために行う、超音波伝播時間測定の測定システムについて説明を行う。

2.4 節では、単体ユニットのせん断加力試験の結果とその考察を行う。本試験では単体ユニットのせん断力に対する基本的な力学的特性を把握すると共に、単体ユニットの枠材と上下フレーム材との固定の仕様の違いが、せん断力性能へ与える影響を比較検討する。力学的特性の比較には両試験体の荷重変形関係、包絡線、設計用特性値、等価剛性、1 サイクル損失エネルギー、等価粘性減衰定数、保有エネルギーを用いる。

また、本試験では試験前後の損傷状況の検討には、外観検査に加えて、壁土部の超音波伝播時間の測定も利用する。この結果から超音波伝播時間の増加率を算出することで、単体ユニット各部の損傷分布と損傷度合いの定量的な評価を試みると共に、単体ユニットの損傷進行の過程について検討する。

2.5 節は、本章のまとめとする。

2.2 壁土の1軸圧縮加力試験

2.3.1 試験概要

本研究の試験体に用いた壁土材の基本的な力学特性を検討することを目的に、1軸圧縮加力試験を行った。プレファブ土壁、伝統的土壁共に、その製作に使用した壁土は全て京都市伏見区大亀谷の土(深草土)である。表2-1に使用した壁土の配合比(体積)を示す。試験体の製作は3月から4月にかけての時期に行い、壁土材はスサ混入後に、荒壁土では3か月、中塗り土では3日間寝かして発酵させたものを用いた。試験は技術解説書^[2-1]の壁土の圧縮試験方法に従った。試験体は、荒壁土、中塗り土のそれぞれについて、図2-2に示すように木製の型枠を用いて、厚80mmで120mm×120mmの大きさのものを作製した。また、乾燥期間は屋内自然乾燥で14日間(2週)と21日間(3週)の2種類とした。含水率は、試料を恒温乾燥器により110℃で1日乾燥させた乾燥質量を求めることにより算出した。試験体の載荷面には石膏によるキャッピングを行い、アムスラー万能試験機を用いた1軸方向圧縮加力により行った。

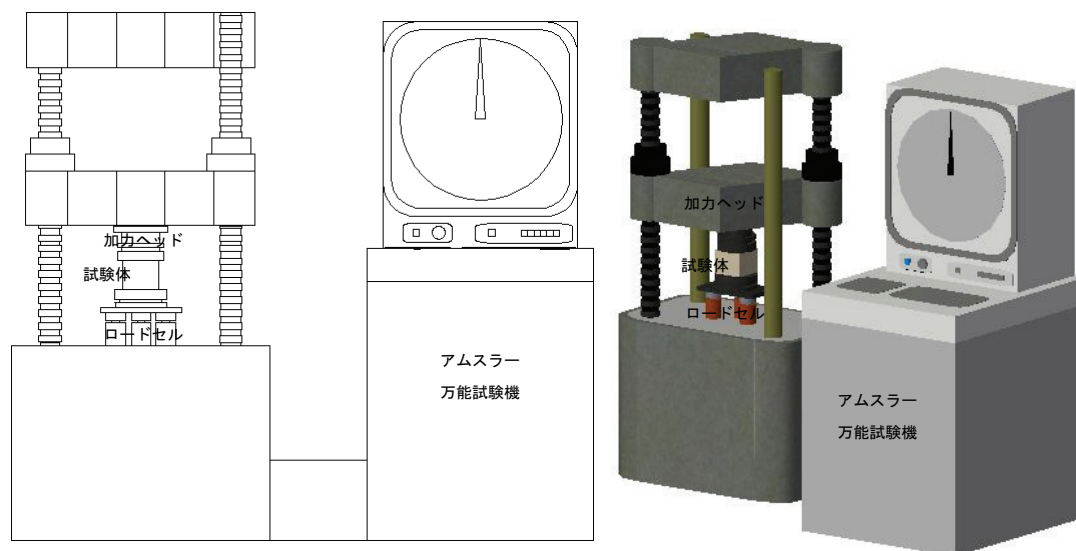


図2-1 試験システム図

表2-1 壁土の配合比(体積)

	荒壁土	中塗り土
土	3	3
スサ	1	1
砂		1



図2-2 試験体製作の様子



図2-3 圧縮試験の様子

2.3.2 試験結果

表 2-2 に各試験体の乾燥期間と含水率、みかけ密度の測定結果を示す。荒壁土、中塗り土共に、含水率は約 40%から、乾燥期間の経過に従い約 4.5%まで低下した。図 2-4 に各試験体の変形と圧縮応力度の関係を示す。両壁土とも乾燥期間が3週間の試験体の方が剛性と強度が高くなっている。また、中塗り土に比べ、荒壁土の方が剛性、強度共に高いことが分かる。表 2-3 に各試験体の最大圧縮強度と技術解説書^[2-1]に示されている、土壁に使用する壁土の基準強度を示す。一般的には、中塗り土の圧縮強度は荒壁土の圧縮強度を上回るが、既往の実験^[2-1]にも示されているように、京都産の荒壁土については圧縮強度が他産地のものに比べて、非常に高く、本試験体では中塗り土の圧縮強度を上回った。

表 2-2 乾燥期間と含水率、見かけ密度

壁土の種類	含水率(%)			みかけ密度(g/cm ³)		
	乾燥期間			乾燥期間		
	塗付時	2週	3週	塗付時	2週	3週
荒壁土	39.8	5.3	4.4	2.30	1.64	1.62
中塗り土	41.7	7.9	4.5	2.43	1.71	1.61

表 2-3 最大圧縮強度(N/mm²)

壁土の種類	乾燥期間		技術解説書 基準強度 ^[2-1]
	2週	3週	
荒壁土	0.58	0.79	0.30以上
中塗り土	0.49	0.62	0.55以上

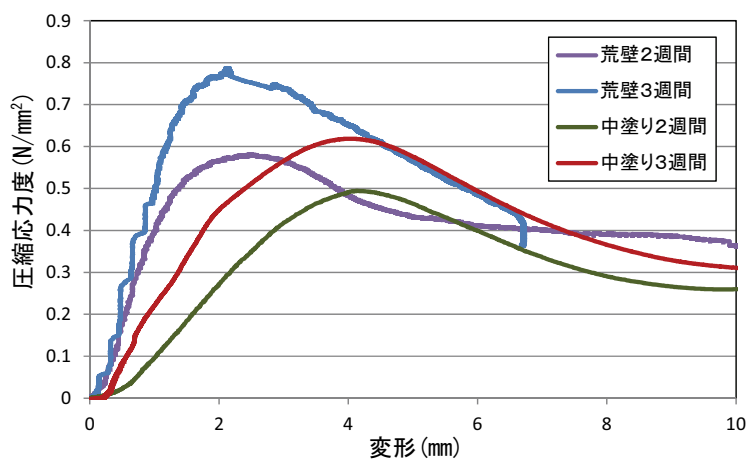


図 2-4 変形－圧縮応力度関係

2.3 プレファブ土壁単体ユニットのせん断加力試験

2.3.1 プレファブ土壁単体ユニットの製作

プレファブ土壁の単体ユニットは図 2-5、図 2-6 に示すように、断面が 50mm 角の木材をほぞ差しにより 4 周を囲み枠材とする。その内側に小舞竹（幅 11mm 厚 3mm）と間渡竹（幅 26mm 厚 3mm）を約 60mm ピッチで組み、その交点を小舞縄により結った上で、枠材に設けた

ほぞ穴(深さ 10mm)に差しこむことにより製作した。壁土は 2.2 の圧縮試験で使用したものと同一である。

図 2- 7 に荒壁土と、荒壁土に混練されている藁スサを示す。藁スサの寸法を確認するため、10本を抜き取り測定した結果、平均で長さ 73.6mm、径 3.88mm であった。

単体ユニットへの壁土の塗付け作業は京都の左官職人に依頼し、図 2- 8 に示すように、作業性が最も良くなるように、単体ユニットを腰の高さに置き、下向きの姿勢にて行った。片面の塗付けに要した作業時間は平均して単体ユニット 1 体当たり 2 分であった。

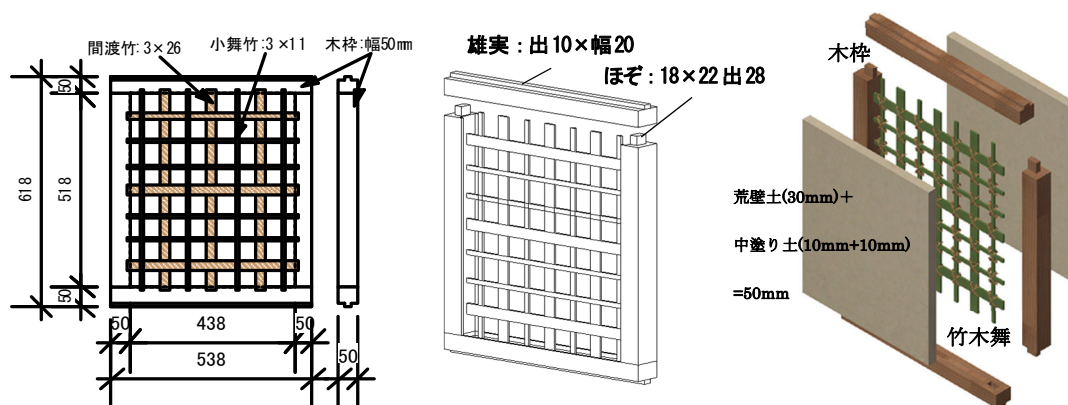


図 2- 5 プレファブ土壁単体ユニット



図 2- 6 単体ユニット

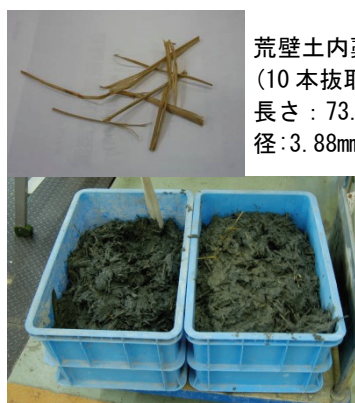


図 2- 7 荒壁土と藁スサ



図 2- 8 壁土塗り作業

単体ユニットの壁土の塗付けはまず片面に荒壁土を約 15mm の厚みで塗付け、6 日間乾燥した(図 2- 9)。この次に、裏側の面にも荒壁土を約 15mm の厚みで塗付け、さらに 17 日間乾燥する。そして、乾燥した荒壁土の上から中塗り土を約 10mm の厚みで塗付け、14 日間乾燥させることで完成とした。壁土の乾燥には図 2- 10 で示すように単体ユニットを縦型に 30mm の間隔を空けるように並べて据え置き、それを囲うように段ボールにて簡易的な風洞を製

作し(図 2- 11)、常時送風しながら乾燥を行った。図 2- 12 で示すように、風洞出入口部の風速を微風速計で計測した結果が表 2-4 である。風洞の入口部と出口部で風速が異なるため、1 日毎に送風機の位置を反対側に移動し、全試験体が概ね均等に乾燥するように留意した。



図 2- 9 片面荒壁土塗付け後

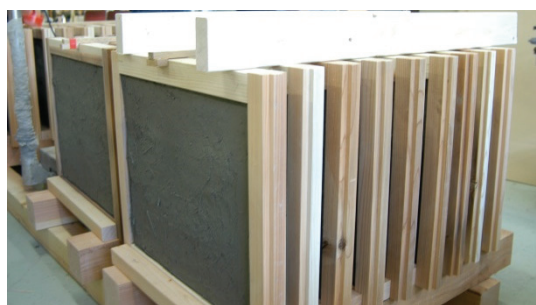


図 2- 10 30mm 間隔で据え置き



図 2- 11 風洞内にて送風乾燥



図 2- 12 風洞出入口部の風速測定

表 2-4 風速測定結果

測定場所	風速 (m/sec)
風洞入口部	2.2
風洞出口部	1.0

図 2- 13 に荒壁土を塗った直後と乾燥後の比較を示す。荒壁土の乾燥収縮により周辺部に隙が発生し、表面にはひび割れが多数見られた。図 2- 14 は中塗り土を塗った直後と乾燥後

の比較である。周辺部には若干の隙が見られるが、表面にひび割れは見られなかった。

図2-15は単体ユニットの乾燥後の断面を確認した写真である。荒壁土と中塗り土が色の違う層となって構成されていることが分かる。また荒壁土の部分は竹木舞の有る中心部を境に、大きなひび割れが見られる。図2-16は風洞内中央にて乾燥を行った単体ユニットの質量変化を経過時間と共に測定した結果である。各壁土塗り後の乾燥状態の判断は、この質量変化が平衡状態になることにより行った。壁土を塗付ける前の枠材と、竹木舞を合わせた質量が3.5kgであり、ここから壁土の塗付作業毎に質量が増加し、最終的には17.9kgとなった。中塗り土の質量は荒壁土に比べて、短時間で大きく低下しており、中塗り土は荒壁土よりも乾燥時間が短いことが分かる。



図2-13 荒壁土塗り後の乾燥前後比較



図2-14 中塗り土塗り後の乾燥前後比較



図2-15 乾燥後の断面

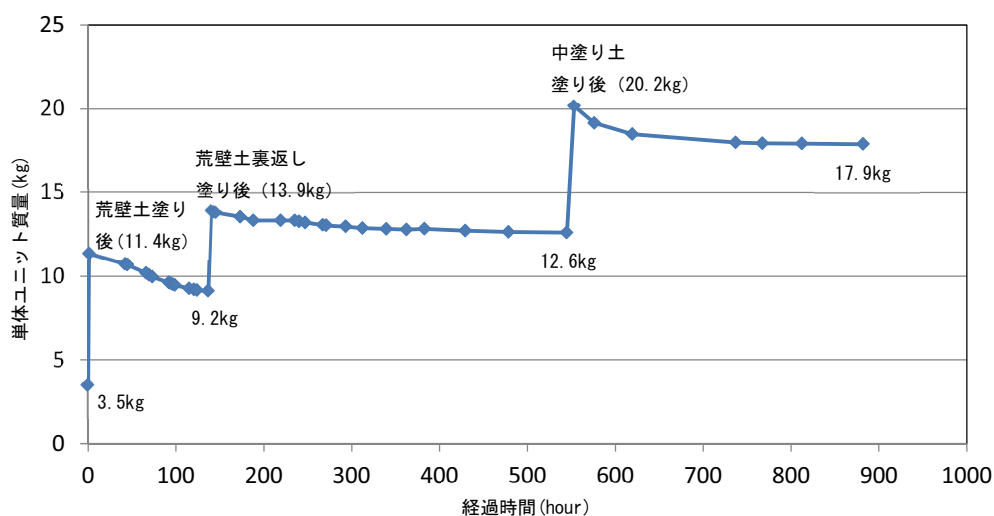
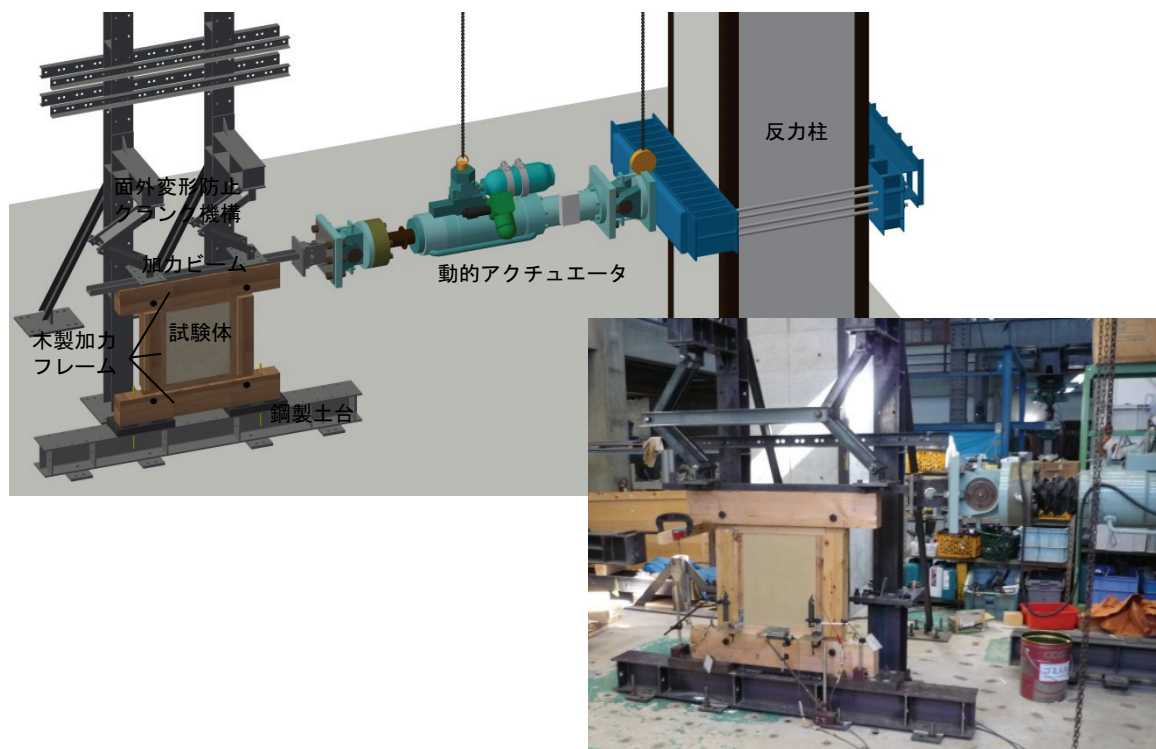
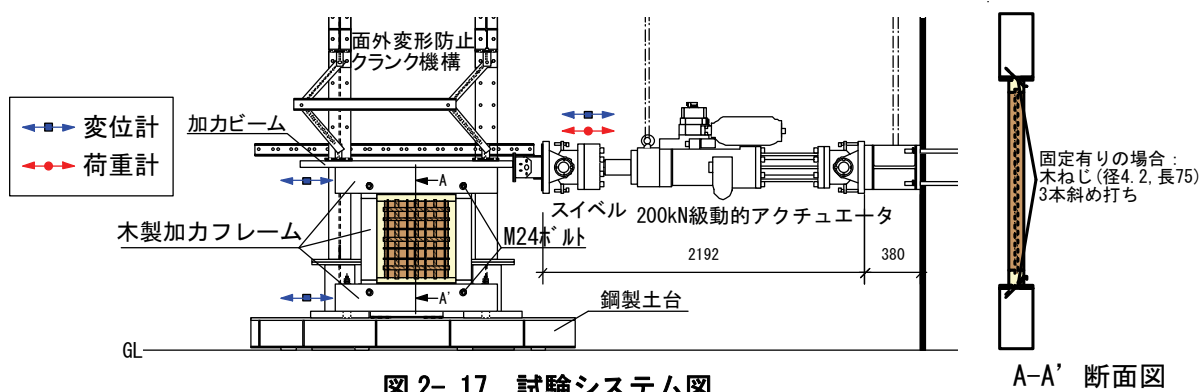


図2-16 単体ユニットの質量の推移

2.3.2 セン断加力試験概要

試験システムを図2-17、図2-18に示す。単体ユニットの左右を105mm角、上下を105mm×180mmの木材をピン接合した木製加力フレームで保持し断加力を行った。試験は無載荷式の正負交番繰返し加力であり、正弦波を用いて試験体の変形角が1/450、1/300、1/200、1/150、1/100、1/50、1/30、1/17.5、1/10(rad.)となる振幅で各振幅3回ずつ繰り返した。

試験体は2種類であり、単体ユニットの木製加力フレームへの留め付け固定の有無である。固定無しの場合は単体ユニットの上下の雄実を、木製加力フレームの上下内側に設けた雌実に嵌めただけの状態である。固定有りの場合は、これに加え単体ユニットの上下枠材と木製加力フレームを木ねじ3本ずつ内側から斜め打ちし固定した。



2.3.3 超音波伝播時間の測定

単体ユニットのせん断加力に伴う壁土内部の損傷状況を評価することを目的に、超音波伝播時間の測定を行った。測定に用いたのは図 2- 19 に示すコンクリートの非破壊試験等に一般的に使われる測定器(CNS FARNELL Pundit7)で有る。測定用のセンサーは、37kHz、50(φ)×50mm(L)の送受信機各 1 個を、図 2- 20 に示すように壁土の両側に密着させる対面法により、その間の超音波の伝播時間を測定した。測定に際しては、図 2- 21 に示す位置合わせ治具を用いて、壁土の両側でセンサーを同位置かつ安定した状態で保持できるようにした。測定は図 2- 22 に示す 16 点について、試験前(非損傷状態)と 1/200rad. 加力後、1/100 rad. 加力後、1/50 rad. 加力後、1/17.5 rad. 加力後に行い、1 つの測定点につき 2 秒間隔 30 回の 1 分間計測を行い、その平均値をその点での超音波伝播時間の測定値とした。

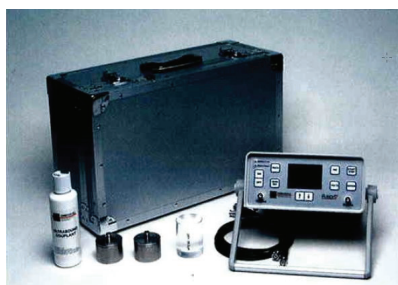


図 2- 19 超音波測定器及びセンサー



図 2- 20 対面法による測定

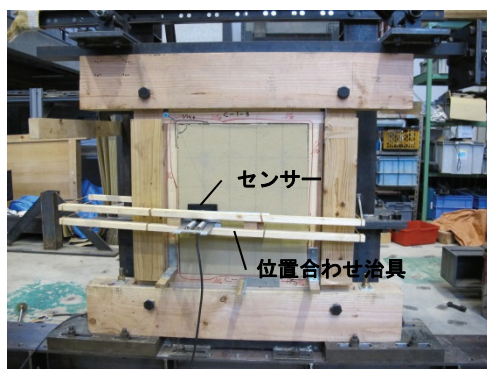


図 2- 21 測定方法

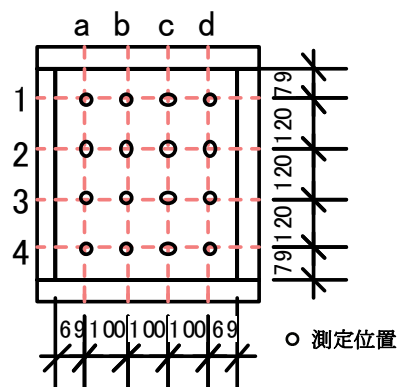


図 2- 22 単体ユニット測定位置

2.4 プレファブ土壁単体ユニットのせん断加力試験試験結果

2.4.1 荷重変形関係・包絡線による特性値評価

図 2-23 に固定無しの単体ユニットのせん断力に対する荷重変形関係を、図 2-24 に固定有りの試験結果を示す。両試験体ともスリップ型の復元力特性であるが、固定無しの方が原点付近での滑りが大きいことが分かる。また、振幅にかかわらず 2 ループ目の最大耐力値は 1 ループ目の 7 割程度に減少していている。

図 2-25 は両試験体の荷重変形関係の包絡線を比較したグラフである。固定無しの試験体は固定有りに比して剛性及び最大耐力が低く、最大耐力後の耐力低下の傾向にも違いが見られる。固定無しの試験体では単体ユニットと木製加力フレーム間には目視により明らかな隙間が見られ、この影響により壁土の対角線方向圧縮抵抗力の伝達効率が低くなったものと考えられる。

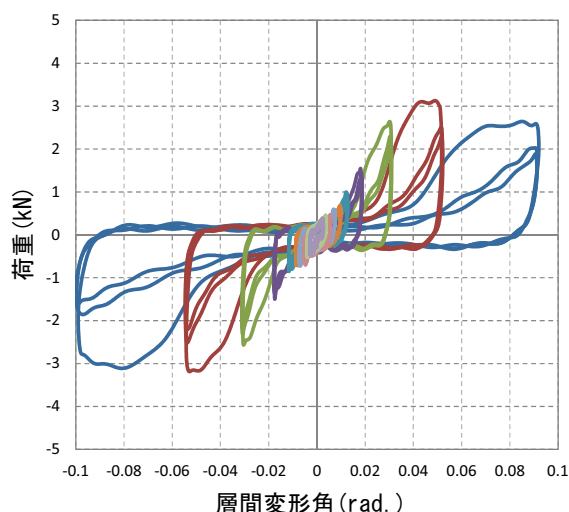


図 2-23 固定無し

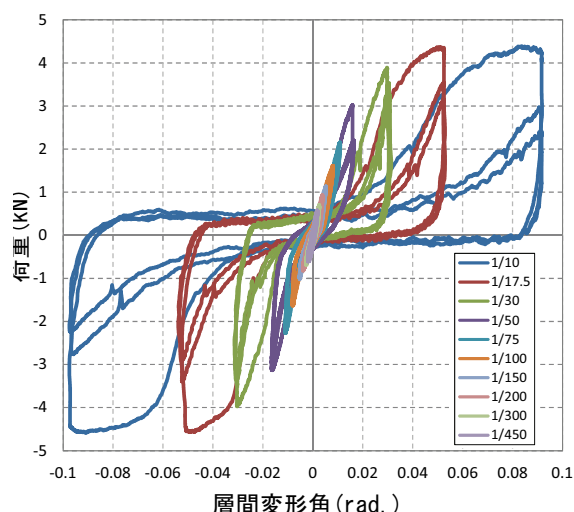


図 2-24 固定有り

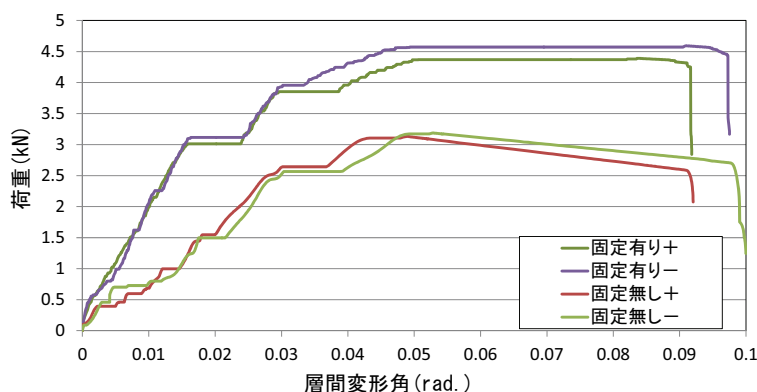


図 2-25 包絡線の比較

図 2-26 に示すように、両試験体の荷重変形関係の包絡線から、耐力壁の評価方法^[2-2]に従い設計用特性値の算出を行った結果が表 2-5 である。固定有りは固定無しに比べ剛性・耐力値が概ね 1.5 倍程度となっていることが分かる。また、両試験体とも塑性率が 2 以下で

あり、これは一般的な木造耐力壁の値(4~6 程度)と比べて非常に低い値である。このため、それぞれの短期許容耐力は固定無しの場合は最大耐力値の 1/5 程度、固定有りの場合には 1/3 程度となっており、この値も一般的な木造耐力壁の場合(1/2 程度)と比べて非常に低く、現行の設計法で用いる場合には不利となることが懸念される。単体ユニットの耐荷機構は壁土の圧縮抵抗に依存しているが、壁土の乾燥収縮により枠材と壁土の間に隙が発生していることと、壁土自体が空隙等を含んだ材料であるため剛性が低いこと等が原因であると考えられる。

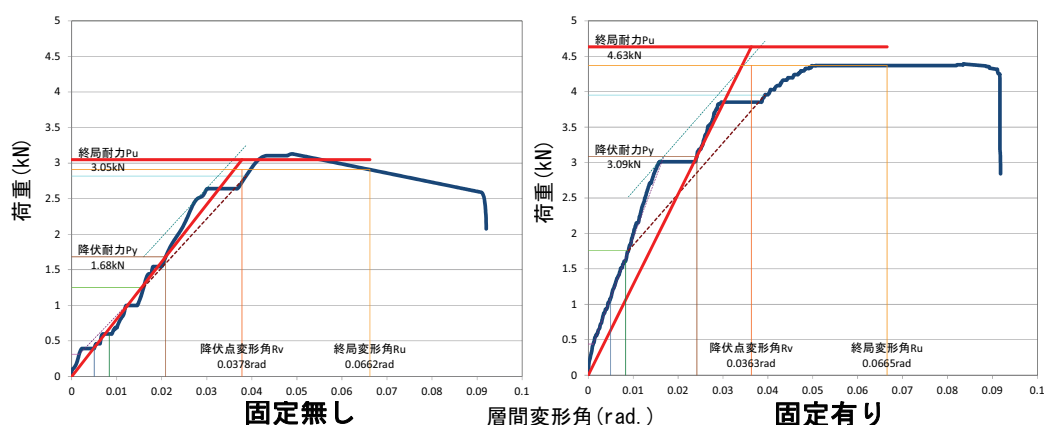


図 2-26 包絡線による設計用特性値の算出

表 2-5 単体ユニットの特性値比較

特性値	固定無し	固定有り
最大耐力 P_{max} (kN)	3.13	4.39
最大耐力時変形角 R_{max} (rad.)	0.0490	0.0665
降伏耐力 P_y (kN)	1.68	3.09
降伏変形角 R_y (rad.)	0.0209	0.0242
終局耐力 P_u (kN)	3.05	4.63
終局変形角 R_u (rad.)	0.0662	0.0665
降伏点変形角 R_v (rad.)	0.0378	0.0363
剛性 (kN/rad.)	81	128
塑性率 μ	1.75	1.83
構造特性係数 D_s	0.63	0.61
$P_u \cdot (0.2/D_s)$ (kN)	0.96	1.51
$2/3P_{max}$ (kN)	2.09	2.93
1/120rad. 時の耐力 (kN)	0.60	1.62
短期許容せん断耐力 (kN)	0.60	1.51

2.4.2 等価剛性による比較

図2-27に各変形角での1ループ目の加力における最大変形角と等価剛性 K_{eq} の推移を示している。固定有りとは固定無しで小変形角時では3倍程度の違いがあるが、大変形角になるほどその差が小さくなっていることが分かる。固定無しの小変形角時の剛性が低いのは、単体ユニットと木製加力フレーム間に滑りが発生するためであると考えられる。

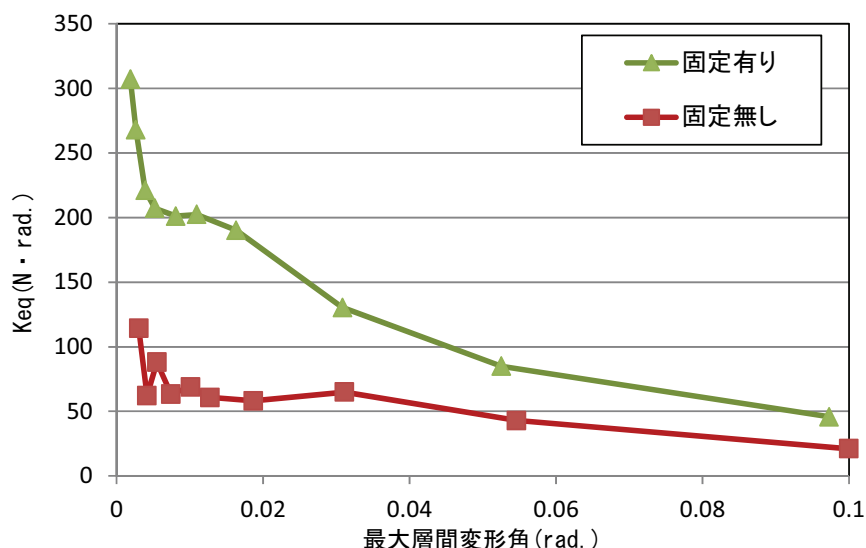


図2-27 等価剛性の推移

2.4.3 1サイクル損失エネルギーによる比較

図2-28、図2-29に各変形角での最大層間変形角と、加力時の各ループ毎に算出した1サイクル損失エネルギー ΔW の推移を示す。各試験体とも0.02rad. 時あたりから、2ループ目の損失エネルギーの1ループ目に対する低下率が增大していることが分かる。また、固定有りは固定無しに比べ2ループ目での低下率が大きく、壁土の損傷による耐力低下が固定有りの場合の方が大きいことが分かる。

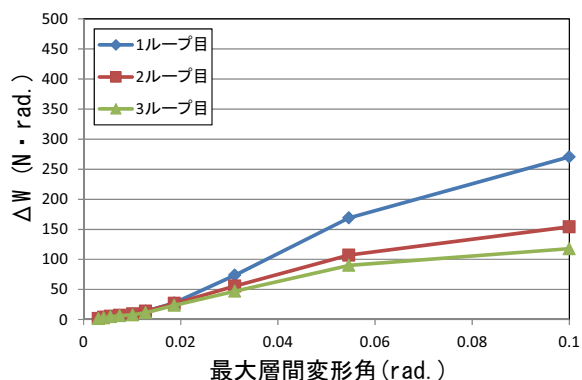


図2-28 固定無し

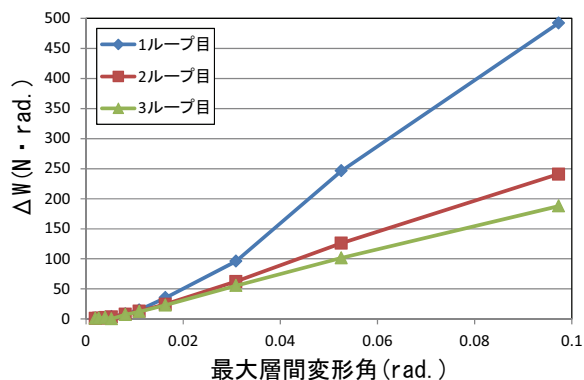


図2-29 固定有り

2.4.4 等価粘性減衰定数による比較

図 2- 30、図 2- 31 は各試験体の最大層間変形角と等価粘性減衰手数 heq の推移である。固定無しは小変形角時から 0.02rad. 付近までは大幅に低下しその後ほぼ一定になるのに対し、固定有りでは小変形角から大変形角時まで大きな変動がないことが分かる。2.4.2 で分かったように固定無しでは小変形角時に単体ユニットと木製加力フレーム間の滑りの影響により剛性が非常に低い一方で、各部の摩擦等による損失エネルギーが発生するため、剛性に対する損失エネルギーの比率である等価粘性減衰定数が、高い値になったものと考えられる。

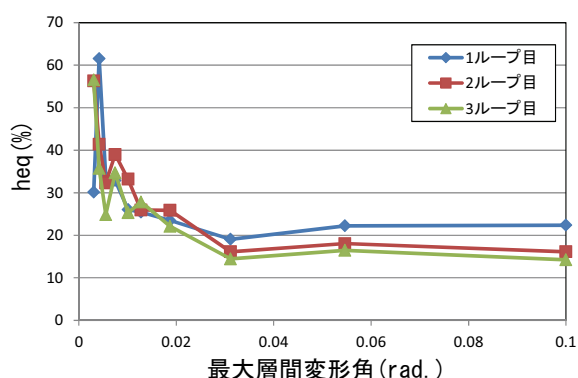


図 2- 30 固定無し

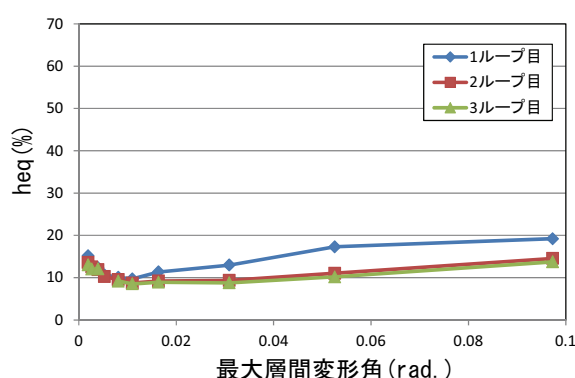


図 2- 31 固定有り

2.4.5 保有エネルギーによる比較

各試験体の繰返しの加力に対する劣化度を評価する指標として、損傷限界・安全限界エネルギー変化率による評価^[2-4]を行う。図 2- 32 に示すように各加力の試験結果の荷重変形関係において 1/120rad. を損傷限界変形角、1/30rad. を安全限界変形角と定める。次に原点を通る横軸と全加振の包絡線及び損傷限界変形角線で囲まれる面積を算出し、これを健全な状態の試験体が損傷限界までに吸収できる保有エネルギー量として損傷限界エネルギー (E_y) とする。同様に原点を通る横軸と全加振の包絡線及び安全限界変形角線で囲まれる面積を全安全限界エネルギー (E_u) とする。これに対し最大変形角の異なる各加振の荷重変形関係の包絡線についても同様に加振毎の損傷限界エネルギー (E_y') 安全限界エネルギー (E_u') を求める。これらの比を算出することで損傷限界エネルギー変化率 (E_y' / E_y)、安全限界エネルギー変化率 (E_u' / E_u) とした。各加力の最大経験変形角と保有エネルギーの変化率との関係を示すことで、試験体の繰返し加力による劣化度を評価する指標とした。なお、各加力の保有エネルギーの算出において未経験の変形角については全加振の包絡線上を通るものとして算出を行った。

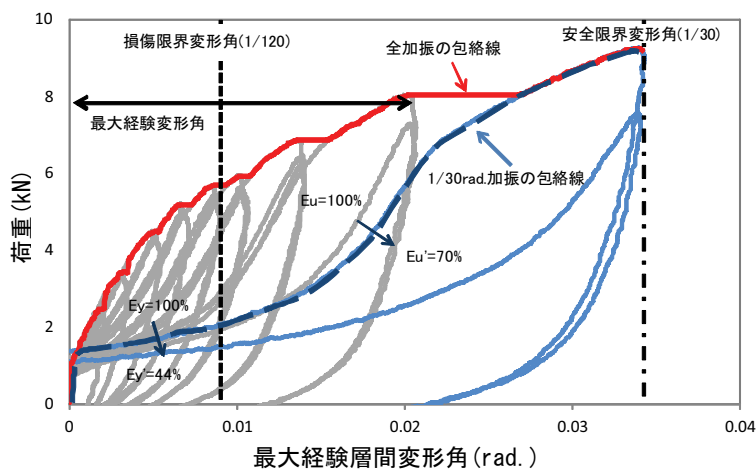


図 2- 32 保有エネルギーの算出方法の説明概念図

図 2- 33 に両試験体の最大経験層間変形角と損傷限界エネルギー E_y の推移を示す。固定有りでは最大経験層間変形角が 0.01rad. までに大きく低下し、その後は 60%程度で推移している。一方、固定無しでは 0.03rad. まで徐々に低下した後 60%程度となっている。

図 2- 34 は安全限界エネルギー E_u の推移を示す。こちらも損傷限界エネルギーと同じく、固定有りの方が経験変形角の小さい加力から低下していることが分かる。固定を行うことにより、壁土の損傷が変形角のより小さい加力から大きく発生し、これに伴い保有エネルギーが低下するものと考えられる。

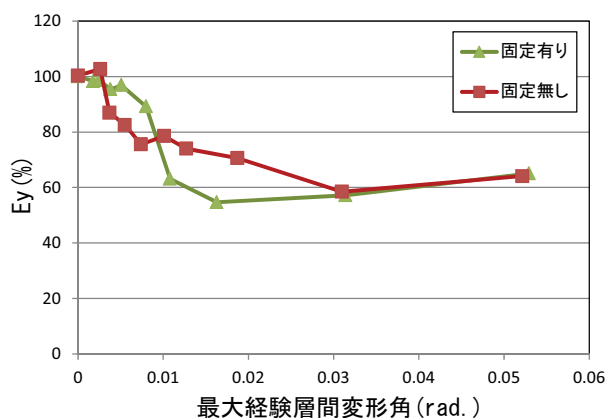


図 2- 33 最大経験変形角と
損傷限界エネルギー (E_y) の推移

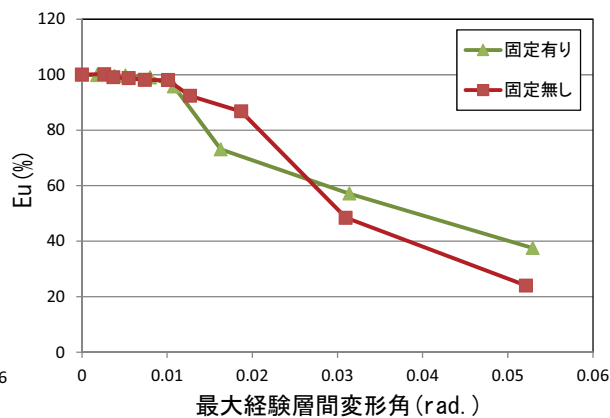


図 2- 34 最大経験変形角と
安全限界エネルギー (E_u) の推移

2.4.6 損傷状況

固定無し試験体は図 2- 35 に示すように、1/30rad. 加力時に単体ユニットの隅角部に微細なひび割れが発生し、変形角 1/17. 5rad. 加力時には隅角部のひび割れに加え、対角線方向にも大きなひび割れが発生した。1/10rad. 加力時ではさらに全体に大きなひび割れが発生した。

固定有り試験体は図 2- 36 に示すように、1/30rad. 加力時に単体ユニットの枠材内側の周辺部にひび割れと、中央部にも対角線方向にひび割れが発生した。また 1/17. 5rad. 加力時には単体ユニット枠材のほぞ接合部分に大きな隙間が発生した。



図 2- 35 固定無し試験体の損傷状況



図 2- 36 固定有り試験体の損傷状況

2.4.7 超音波伝播時間測定を用いた損傷評価^[2-5]

各変形角での加力終了後に測定した超音波伝播時間の測定値から単体ユニットの加力に伴う壁土内部の損傷度の評価を行う。

乾燥した壁土は損傷が進むと内部の空隙やクラックが増加し、超音波の伝播経路に障害が生じるため、伝播時間が増大すると考えられる。そこで壁土内部の損傷度を評価する指標として、下式 2-1 に示す伝播時間増加率を用いることとした。この伝播時間増加率は各変形角での加力終了後の測定結果を非損傷状態の測定結果で割った値であり、この値が各部分の壁土の損傷の増大と相関が有るものと考えた。

$$\text{超音波伝播時間増加率(\%)} = \frac{\text{加力後伝播時間}(\mu\text{sec})}{\text{非損傷時伝播時間}(\mu\text{sec})} \quad (2-1)$$

表 2-6 は各測定位置での超音波伝播時間の測定結果である。各測定位置での伝播時間は、試験前にはおよそ 60(μ sec)であり、加力振幅が増大するに従い増加していることが分かる。

図 2- 37 は固定無し試験体の各測定点における伝播時間増加率を白黒の濃淡でマップ化した図である。測定箇所を結ぶグリッド間のセルは縦横で 10×10 分割し、その間の増加率は均等に分布するものとした。また、測定箇所と外枠の間のセルは近傍の測定部と同値として描画している。1/200rad.加力後では増加部分はほとんど見られないが、1/100rad.加力後に右上部分に若干の増加が見られる。1/50rad.加力後では隅角部を中心に増加部分が見られ、1/17.5rad.加力後ではさらにその濃度が増していることが分かる。

図 2- 38 は固定有り試験体の結果である。1/200rad.加力後に右上隅角部に増加部分が見られ、1/100rad.、1/50rad.加力後にも各部に増加部分が発生すると共にその濃度が増している。1/17.5rad.加力後では固定無し試験体と比べて濃い部分がより多く発生していることが分かる。枠材のフレームへの固定により、壁土内部の損傷は変形角のより小さい範囲から高い度合いで発生していることが分かった。

表 2-6 各測定位置の超音波伝播時間測定値 (μ sec)

固定	変形角	a1	a2	a3	a4	b1	b2	b3	b4	c1	c2	c3	c4	d1	d2	d3	d4
無し	試験前	62.6	60.6	59.5	65.8	68.8	68.1	66.0	65.1	69.1	61.3	74.0	66.7	60.4	66.4	68.7	66.2
	1/200	59.5	52.6	60.9	64.8	72.5	63.8	64.7	68.1	69.9	62.9	85.7	66.9	71.7	72.7	71.9	73.4
	1/100	65.2	57.0	60.3	66.4	70.7	64.2	63.5	66.2	66.9	62.4	75.5	62.0	76.0	111.8	76.4	74.8
	1/50	66.9	28.2	33.2	118.2	37.9	29.3	29.0	58.8	38.4	27.7	45.2	57.8	92.1	83.1	45.1	101.7
	1/17.5	98.2	58.5	62.9	151.1	72.3	63.3	62.0	91.4	73.0	58.4	82.2	91.2	122.3	116.3	79.4	134.8
有り	試験前	59.5	66.7	67.1	63.7	61.1	65.5	65.5	65.3	61.9	67.6	66.5	62.6	62.1	67.2	66.5	66.7
	1/200	72.5	59.1	81.2	81.6	78.5	95.1	63.1	72.9	62.2	66.0	72.8	59.7	100.4	73.5	75.2	73.1
	1/100	74.7	115.4	86.9	76.3	92.3	126.3	118.6	77.9	51.7	96.2	114.8	74.3	123.2	83.2	86.4	110.5
	1/50	112.5	73.0	96.5	120.9	111.8	98.5	119.5	89.2	90.3	72.7	98.7	97.7	130.7	78.9	87.3	100.8
	1/17.5	108.3	84.5	72.8	164.7	168.0	155.3	156.0	130.6	139.4	113.9	112.4	163.1	133.3	103.0	85.5	124.0

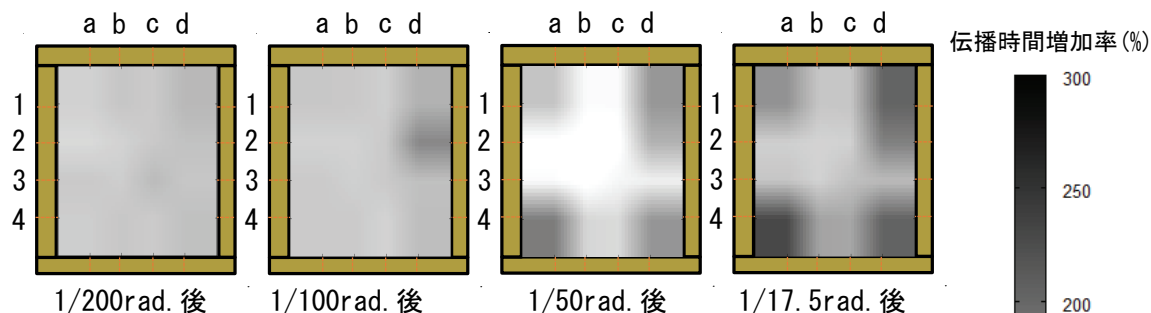


図 2- 37 固定無し試験体の伝播時間増加率マップ

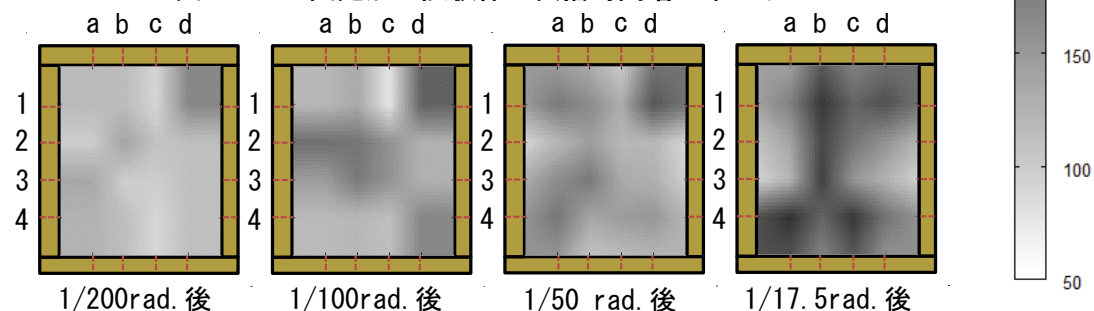


図 2- 38 固定有り試験体の伝播時間増加率マップ

2.5 まとめ

本章ではプレファブ土壁に用いる単体ユニットの基本的な力学的特性についての検討を行った。

2.1 節では、本章の概要について述べた。

2.2 節では、本研究の試験体(プレファブ土壁、伝統的土壁)に用いた壁土材(荒壁土、中塗り土)の基本的な力学特性を検討することを目的に、1 軸圧縮加力試験を行った。荒壁土、中塗り土共に、製作時約 40%であった含水率は、乾燥により 3 週間後には 5%弱にまで低下し、乾燥期間が長い 3 週間の試験体の方が剛性、強度共に高かった。また、一般的に中塗り土は荒壁土よりも剛性及び最大強度が高いことが知られているが、本研究で使用した京都産の土については、剛性及び最大強度共に荒壁土の方が高いことが分かった。

2.3 節では、プレファブ土壁に用いる単体ユニットの製作過程についての検討を行った。木枠と小舞竹にて構成する下地ユニットに荒壁土及び中塗り土の塗付けを行うが、壁土の塗付けに当たっては通常の現場での作業と異なり、単体ユニットへの塗付けは腰高でかつ下向きの姿勢にて行えるため、短時間(1 ユニット片面で約 2 分)で正確に行うことが可能である。

壁土塗り後の乾燥には風洞を用いて短期間で斑なく乾燥を行えるようにした。壁土の乾燥状態の判断には単体ユニットの質量変化を計測することにより行い、乾燥による質量の減少が平衡状態になったところで乾燥を判断した。単体ユニットの製作に要した日数は 37 日間であり、完成時の重量は約 18kg であった。

2.4 節では、単体ユニットのせん断加力試験を行い、その力学的特性について検討すると共に、単体ユニットの枠材と上下フレーム材との固定の有無がせん断耐力へ与える影響を比較した。

固定有り無し共にスリップ型の復元力特性を有し、1/17.5rad. 加力時に最大耐力に達した後、緩やかに耐力低下する。また、荷重変形関係の包絡線による設計用特性値の評価では、固定を行うことで剛性、耐力共に約 1.5 倍程度に増加することが分かった。

等価剛性による比較では小変形角時には固定無しは固定有りの 1/3 程度であり、変形角の増大に伴ってその差が小さくなることが分かった。1 サイクル損失エネルギーによる比較では、固定有りは固定無しに比べ 2 ループ目での低下率が大きく、壁土の損傷による耐力低下が大きいためであると考えられる。等価粘性減衰定数による比較においては、固定無しは小変形角時に高い値を示し、変形角の増大に伴い徐々に低下するのに対し、固定有りでは小変形角から大変形角まで大きな変動がないことが分かった。また、保有エネルギーによる比較では、固定有りは固定無しに比べ、経験変形角の小さい加力から低下しており、壁土の損傷が変形角のより小さい加力から発生しているものと考えられる。

超音波伝播時間の測定による壁土内部の損傷評価においては、加力変形角の増大に伴い、隅角部周辺から損傷が進行することが分かった。また、固定有りは固定無しに比べ、変形角の小さい加力から損傷が発生していた。

以上の検討によりプレファブ土壁単体ユニットのせん断力に対する基本的な力学的特性と、単体ユニットの上下フレーム材への固定の有無が、その力学的特性に与える影響が明らかとなった。

第3章ではプレファブ土壁単体ユニットを組み込んだ実大壁について、その力学的特性を他の木造耐力壁と比較しながら検討する。

2.6 第2章の参考文献

- [2-1] 日本住宅木材技術センター：土塗壁・面格子壁・落とし込み板壁の壁倍率に係る技術解説書，2004
- [2-2] (財)日本住宅・木材技術センター：木造の耐力壁及びその倍率性能評価業務方法書，2010
- [2-3] 柴田明德：最新建築学シリーズ9，最新耐震構造解析入門，1981
- [2-4] 綿引誠，大橋好光，塩沢伸明：木造軸組耐力壁及び実物大建物の微動測定に関する実験的研究 その2 壁要素の振動台実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1，pp. 445-446，2004. 07
- [2-5] 鄭基浩，北守顕久，小松幸平，脇田健裕，片岡靖夫：超音波伝播速度測定による土塗壁の損傷評価，日本建築学会技術報告集，第40号，pp. 895-900，2012. 10
- [2-6] 脇田健裕，北守顕久，鄭基浩，森拓郎，小松幸平，片岡靖夫，曾田五月也，宋成彬：プレファブ土壁の静的・動的試験による耐力特性評価と超音波測定を用いた損傷推定，日本建築学会構造系論文集，第690号，pp. 1469-1476，2013. 8
- [2-7] 鄭基浩，北守顕久，HassellIvon，小松幸平：プレファブ型土壁の水平せん断性能の評価，日本建築学会技術報告集，第34号，pp. 929-934，2010. 10
- [2-8] 小松幸平，片岡靖夫，森拓郎，瀧野真二郎，鄭基浩，北守顕久，白鳥武，南宗和：提案住宅のコンセプトと構造性能の概要－自然素材活用型木造軸組み構造の開発（その1），日本建築学会技術報告集，第28号，pp. 447-452，2008. 10

第 3 章

実大プレファブ土壁の 静的力学的特性の比較検討

3.1 はじめに

本章では、1間幅の木造軸組みに、プレファブ土壁単体ユニットを12体組み込んで構成する、実大全面壁のせん断力に対する力学的特性を実験により検討する。実験では比較対象として、伝統的な構法で製作した土塗り壁と、現代の一般的な木造住宅の耐力壁として使用されている、構造用合板を釘打ちした試験体も併せて用いる。

以下、本章の概要を述べる。

3.2節では、せん断加力試験に用いるプレファブ土壁、伝統的土壁、合板耐力壁の各試験体の仕様詳細とその製作方法を述べる。プレファブ土壁の組み立て、固定には金物等を使用せず、全て仕口への嵌合と楔止めによる構成となっている。また、伝統的土壁はプレファブ土壁に使用したのと同じ荒壁土、中塗り土を用いて、一般的に施工される標準的な仕様にて製作する。

試験は木造耐力壁の壁倍率の算定に用いられる試験方法に準じ、柱脚固定無載荷式の正負交番繰返し加力にて行う。また、本試験においてもプレファブ土壁及び伝統的土壁の試験体については、加力後の壁土内部の損傷状況の評価のため超音波伝播時間の測定を行う。

なお、本試験の超音波伝播時間の測定には壁の両面での測定位置合わせに際し、実建物での測定を想定し、トランスポインターを併用した測定を試みる。

3.3節では、各試験体のせん断加力試験の結果とその考察を行う。3種類の試験体について、それぞれの荷重変形関係及びその包絡線から算出する設計用特性値による比較検討を行う。次に、等価剛性、1サイクル損失エネルギー、等価粘性減衰定数、保有エネルギーによる評価結果についてもそれぞれ比較検討を行う。

また、プレファブ土壁及び伝統的土壁については、試験前後の外観による損傷状況の検討に加え、壁土部の超音波伝播時間の測定結果の増加率により、壁土各部の損傷分布と損傷度合いの定量的な評価を試みると共に、その損傷進行過程について検討する。

3.4節は、本章のまとめとする。

3.2 試験概要

3.2.1 試験体仕様

3.2.1.1 プレファブ土壁単体ユニットを配置した実大壁

図3-1にプレファブ土壁単体ユニットを配置した実大壁(以下、プレファブ土壁)の試験体詳細図及び試験体写真を示す。試験体の全体寸法は $H \times L = 2625\text{mm}$ (内々) $\times 1820\text{mm}$ (芯々)であり、フレーム内に横3 \times 縦4の計12体の単体ユニットが設置されている。単体ユニットの各部寸法及び仕様は2.3.1で示したものと同一である。

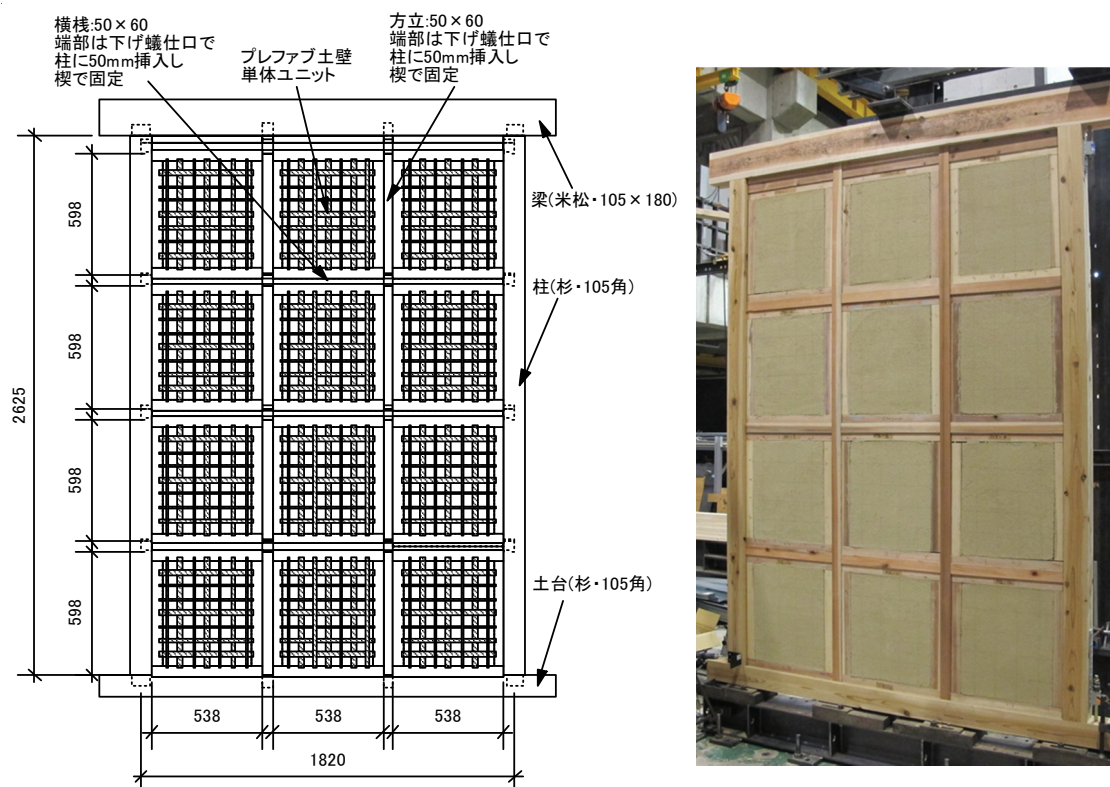


図3-1 プレファブ土壁

図3-2にプレファブ土壁単体ユニットの木造軸組みフレーム(柱+梁+土台、以下フレーム)への設置方法を示す。単体ユニット上下の枠材(奥行き50mm)には雄実(出10mm 幅20mm)が、フレームの横棧(奥行き60mm)には雌実(深さ10mm 幅20mm)が加工されており、面外方向への外れを拘束する仕様となっている。設置に際しては単体ユニット直上の横棧を上方向にスライドした状態で、単体ユニット下部の雄実を下部フレームの雌実に差し込み直立させた後、横棧を下方方向にスライドさせ平楔により楔締めした。

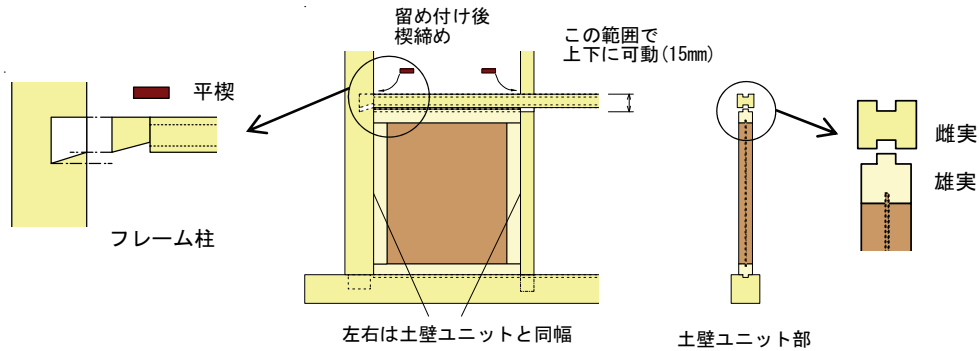


図3-2 スリット方立ての収まりと留め付けの仕組み

図3-3にプレファブ土壁の横棧と方立ての交差部及び端部仕口の仕様の詳細を示す。仕様は3種類あり、Aは横棧と方立ての交差部であり相欠き仕口となっている。単体ユニットの設置後に前面より平楔を挿入し固定する。Bは柱と横棧の接合部であり下げ鎌仕口となっており、単体ユニット設置後に平楔にて固定する。Cは方立てと土台または梁との接合部であり、短ほぞにて差し込み留め付けは行わない。

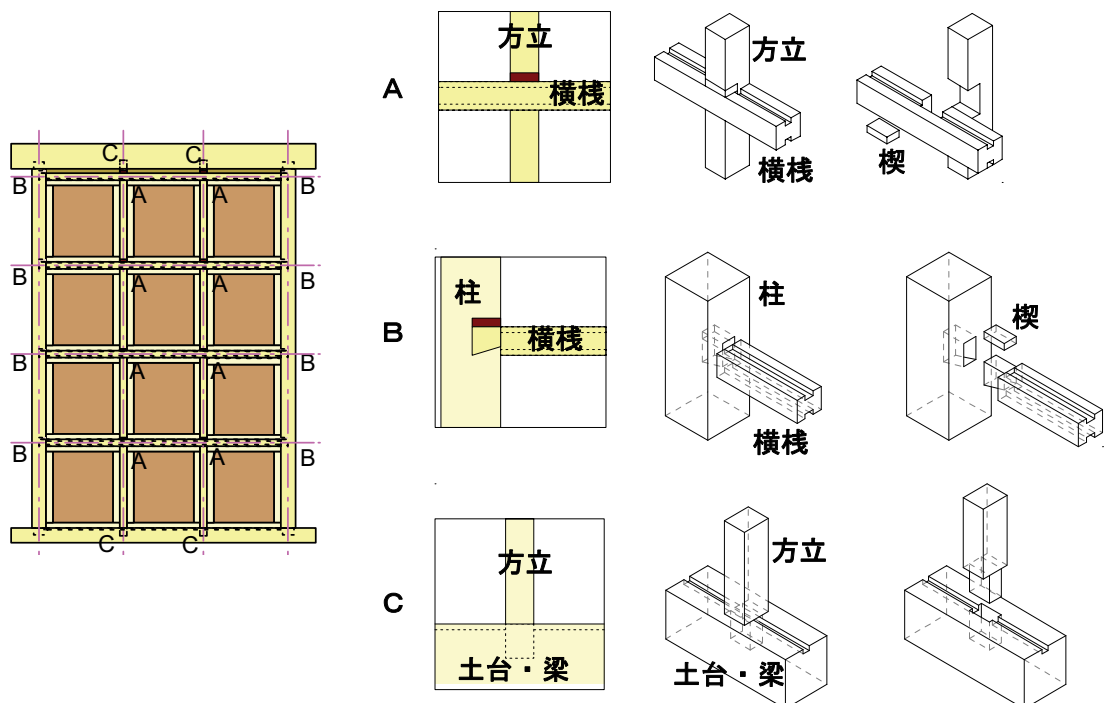


図3-3 横棧・方立ての交差部及び端部仕口の詳細

3.2.1.2 伝統的構法による土塗り壁

図3-4に伝統的構法による土塗り壁(以下、伝統的土壁)の試験体詳細図を、図3-5に試験体の製作過程の写真を示す。伝統的土壁は一般的に施工される標準的な仕様で製作した。貫の断面は $18\text{mm} \times 105\text{mm}$ で中央に縦1本と、横方向に3本配置した。壁土を塗った後の土壁の芯は柱の芯と同じになるようにした。横貫の端部は通し貫としないで柱内に収めた。間渡竹の幅は 30mm 程度とし、小舞竹の幅は 20mm 程度で小舞内法寸法間隔は 45mm 程度とした。壁土は2.2で示したプレファブ土壁の単体ユニットの製作に使用したのと同じもので、荒壁土(36mm)、中塗り土($12\text{mm}+12\text{mm}$)を、2.3.1で示したプレファブ土壁単体ユニットの製作と同様の方法で塗付、乾燥を行った。また、縦貫、横貫、間渡竹には縄を巻き付け荒壁土との付着性を向上させると共に、横貫には中塗り前に貫伏せをおこない中塗り土との付着性を向上させた。

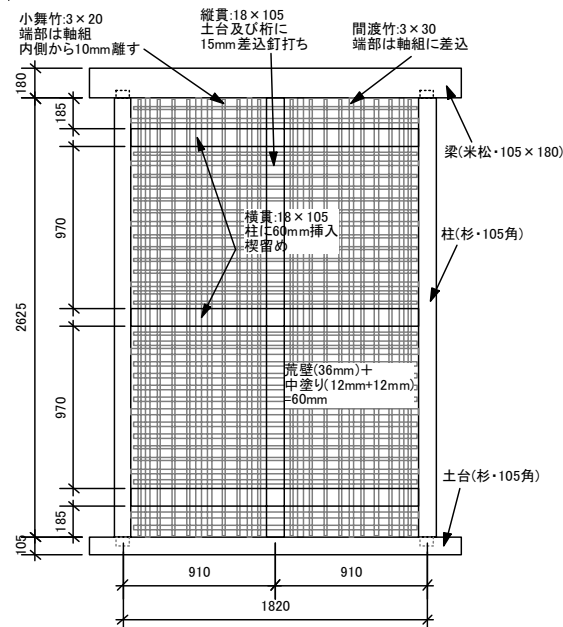
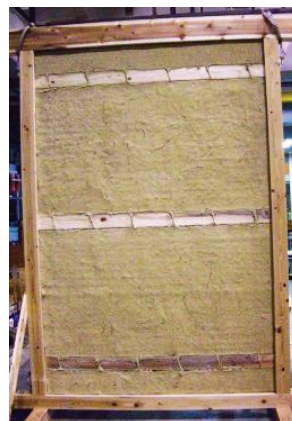


図3-4 伝統的土壁試験体詳細図



竹木舞+貫



荒壁塗り後



中塗り後乾燥

図3-5 伝統的土壁製作過程写真

3.2.1.3 構造用合板を面材とした耐力壁

図3-6に構造用合板耐力壁(以下、合板)の試験体詳細図及び試験体写真を示す。合板試験体は昭56建告1100号第1第一号の耐力壁の仕様規定に従い、構造用合板9mmを柱・間柱・梁・土台に対し外周150mmピッチ、中通300mmピッチでN50釘にて打ち付けたもので、法令上の壁倍率は2.5である。

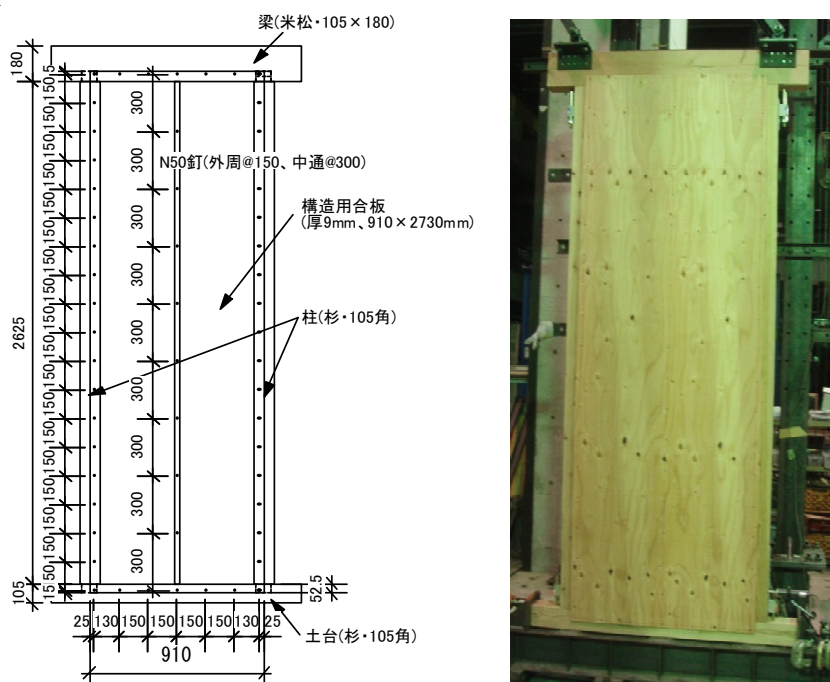


図3-6 合板耐力壁

3.2.2 試験・計測システム

図3-7にプレファブ土壁の静的加力試験の試験・計測システム図を示す。加力には200kN級動的アクチュエータを用いて無載荷式の正負交番繰返し加力にて行った、試験体の柱脚部をホールダウン金物(35kN級)にて鋼製土台と緊結し、試験体上部の加力ビームは加力時の面外方向へのねじれ変形を防止するためのクランク機構と接続し加力を行った。層間変形は土台及び梁の水平変位の計測値の差分により算出した。伝統的土壁および合板耐力壁の試験についても同じシステムにて試験を行った。図3-8に試験システムのイメージ図、図3-9に試験の様子を示す。

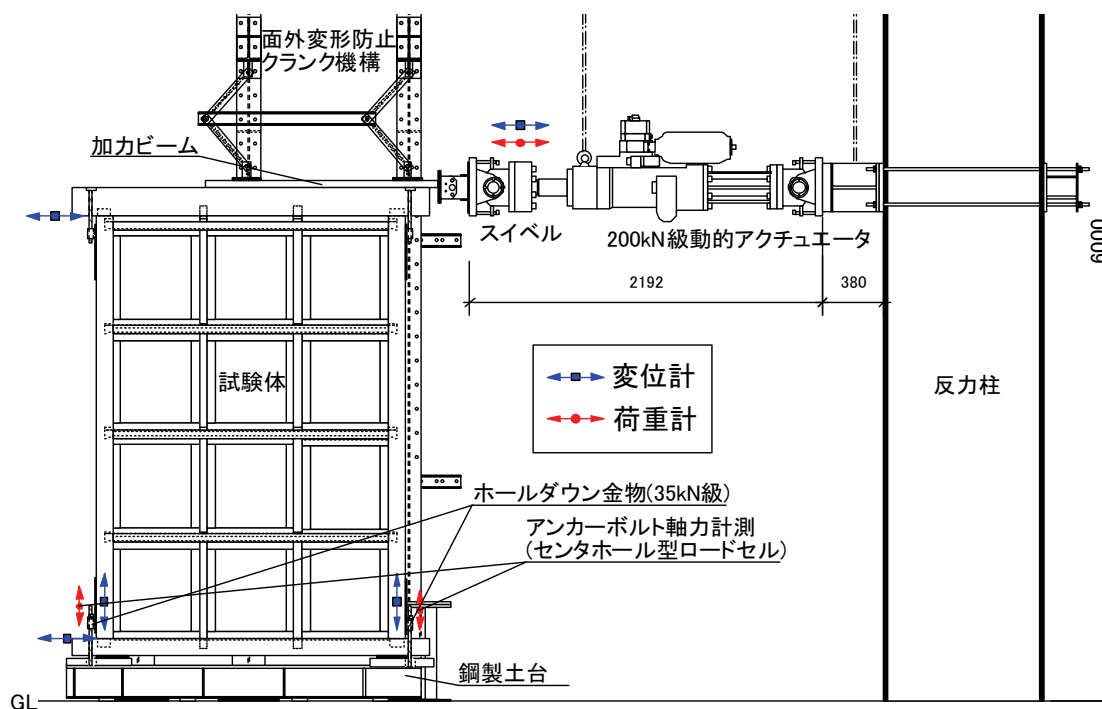


図 3- 7 試験・計測システム図

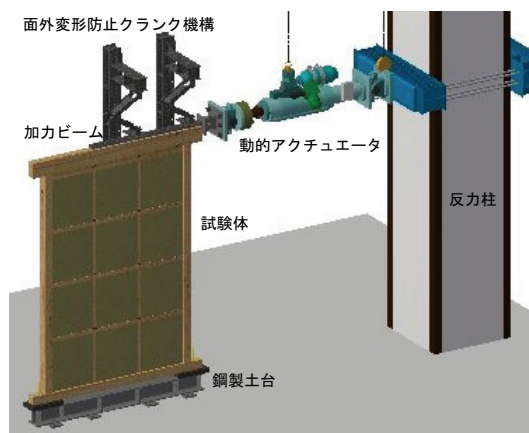


図 3- 8 試験システムイメージ図



図 3- 9 試験の様子

3.2.3 試験方法

試験は木造耐力壁の標準的な試験方法³⁻¹⁾に基づき、正弦波の正負交番繰り返し加力にて行った。加力サイクルは表 3-1 に示すようにせん断変形角制御で 1/450～1/17.5(rad.)までとし、同一変形角で正負 3 回ずつ繰り返し加力を行った。

表 3-1 制御変形角と水平変位および繰り返し回数

変形角(rad)	1/450	1/300	1/200	1/150	1/120	1/100	1/75	1/50	1/30	1/17.5
水平変位(mm)	5.83	8.57	13.13	17.50	21.87	26.25	35	52.5	87.5	150
繰り返し回数	3									
振動数(Hz)	0.05			0.03				0.01		

3.2.4 超音波伝播時間の測定

プレファブ土壁、伝統的土壁の壁土部の内部損傷状況を評価することを目的に、超音波伝播時間の測定を行った。測定に使用した機器と方法は 2.2.3 で示した単体ユニットの測定と同様である。単体ユニットの測定では壁の両側の測定位置を同一にするため、図 2-21 に示す位置合わせ治具を使用した。本試験体では実建物での測定も想定し、図 3-10 に示すように、壁の両側での位置合わせにはトランスポインタ(日本ヒルティ PX10)を用いることとした。トランスポインタは、片方のトランスミッターから放出される磁場を、壁を挟んでもう片方の側にあるレシーバーが検知することで同位置に誘導し、 $\pm 2\text{mm}$ の精度で位置合わせをすることができる装置である。このトランスポインタに超音波測定器のセンサー部を組み込み、土壁の両側で正確に位置合わせを行ったうえで測定を実施した。プレファブ土壁の測定は、図 3-11(a)に示すように、各単体ユニットで 16 点ずつ計測し全 12 体で計 192 点を試験前(非損傷状態)と、 $1/50\text{rad.}$ 加力後と $1/17.5\text{rad.}$ 加力後に測定し、伝統的土壁は図 3-11(b)に示すように縦 12 列、横 16 列の計 192 点について試験前(非損傷状態)と、 $1/120\text{rad.}$ 加力後に測定を行った。

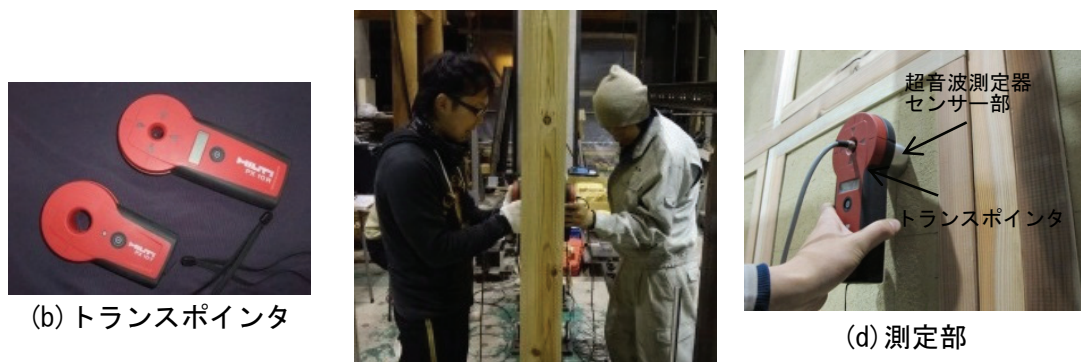


図 3-10 土壁の超音波測定

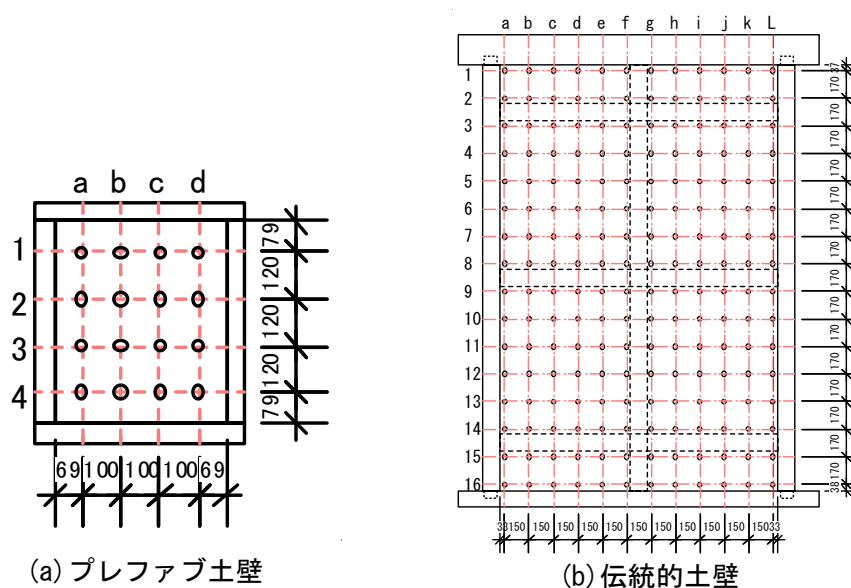


図 3-11 超音波測定位置

3.3 試験結果

3.3.1 荷重変形関係の比較と包絡線による特性値評価

図3-12～14に各試験体の荷重変形関係を示す。3試験体ともスリップ型の復元力特性を有している。プレファブ土壁は伝統的土壁に比べ初期剛性が低く、終局変形角時(1/17.5rad.)に最大耐力に達するのに対し、伝統的土壁は1/50rad.時に、合板は1/30rad.時に最大耐力に達しその後耐力低下している。また伝統的土壁は終局変形角時まで緩やかに耐力低下するのに対し、合板はマイナス側で急激な耐力の低下が見られる。

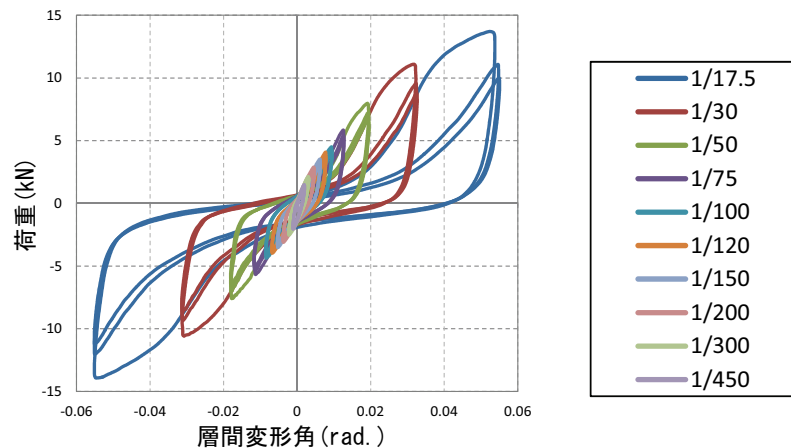


図3-12 プレファブ土壁の荷重変形関係

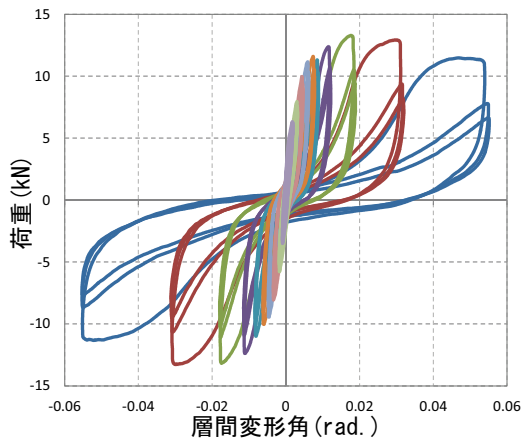


図3-13 伝統的土壁
の荷重変形関係

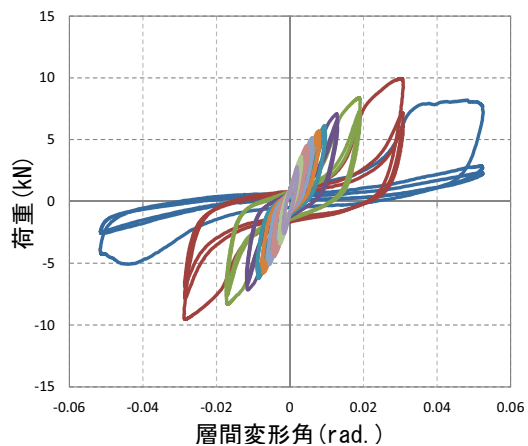


図3-14 合板耐力壁
の荷重変形関係

表3-2は各試験体の図3-15で示した荷重変形関係の包絡線のプラス側を用いて設計用特性値を評価³⁻¹⁾した結果である。なお、本評価結果はプレファブ土壁と伝統的土壁は壁幅1.82mの試験結果であるのに対し、合板の壁幅は0.91mである。プレファブ土壁と伝統的土壁は最大耐力では同程度であるが、壁倍率では伝統的土壁の方が2倍程度の値となっている。この理由は初期剛性と塑性率が高い伝統的土壁の短期許容せん断耐力値が降伏耐力値により決定するのに対し、初期剛性と塑性率が低いプレファブ土壁では、1/120rad.時の

第3章 実大プレファブ土壁の静的力学的特性の比較検討

耐力値と $P_u \cdot (0.2/D_s)$ が極端に低い値となり、この値が短期許容せん断耐力値となるためである。なお、プレファブ土壁の初期剛性が低い理由は、単体ユニットとフレーム間の滑りの影響により、小変形角時に壁土の圧縮抵抗力を十分に伝達できなかったことによるものと考えられる。

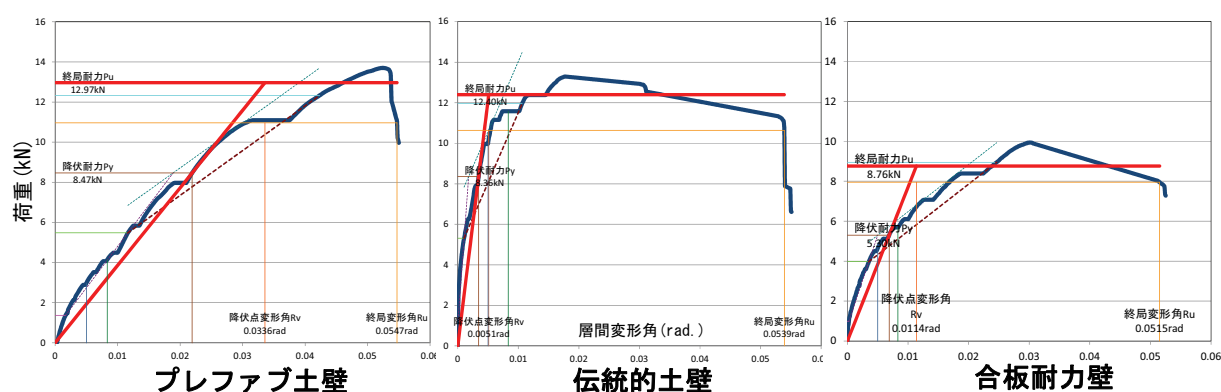


図 3-15 包絡線による設計用特性値の算出

表 3-2 設計用特性値の比較

特性値	プレファブ土壁	伝統的土壁	合板 (0.91m)
最大耐力 P_{max} (kN)	13.70	13.29	9.94
最大耐力時変形角 R_{max} (rad.)	0.052	0.018	0.030
降伏耐力 P_y (kN)	8.47	8.36	5.30
降伏変形角 R_y (rad.)	0.0219	0.0034	0.0069
終局耐力 P_u (kN)	12.97	12.40	8.76
終局変形角 R_u (rad.)	0.0547	0.0539	0.0515
降伏点変形角 R_v (rad.)	0.0336	0.0051	0.0114
剛性 (kN/rad.)	386	2426	769
塑性率 μ	1.63	10.55	4.52
構造特性係数 D_s	0.67	0.22	0.35
$P_u \cdot (0.2/D_s)$ (kN)	3.90	11.12	4.97
$2/3P_{max}$ (kN)	9.13	8.86	6.63
1/120rad. 時の耐力 (kN)	4.14	11.58	5.70
短期許容せん断耐力 (kN)	3.90	8.36	4.97
壁倍率 (1m 当たり)	1.0	2.3	2.7

3.3.2 等価剛性による比較

図3-16に各変形角での1ループ目の加力における最大変形角と等価剛性 K_{eq} の推移を示す。図中「プレ土」と表記したのがプレファブ土壁で、「伝土」が伝統的土壁の結果である（以下同じ）。小変形角時の範囲では伝統的土壁の剛性はプレファブ土壁と合板（幅0.91m）に比べ3倍程度高い。各試験体とも0.01rad. を超えるあたりまで急激に低下した後、緩やかな推移になっている。0.033rad. の辺りで3試験体の等価剛性はほぼ同等となり終局変形角時には若干であるがプレファブ土壁の剛性が他2体を上回っていることが分かる。図3-17～19は各試験体のループ毎の等価剛性を重ねて示したグラフである。どの試験体もループ数の増加による等価剛性の低下は見られない。

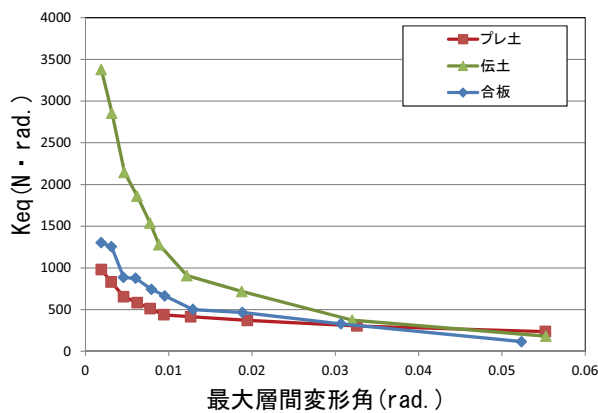


図3-16 各試験体1ループ目の等価剛性の推移

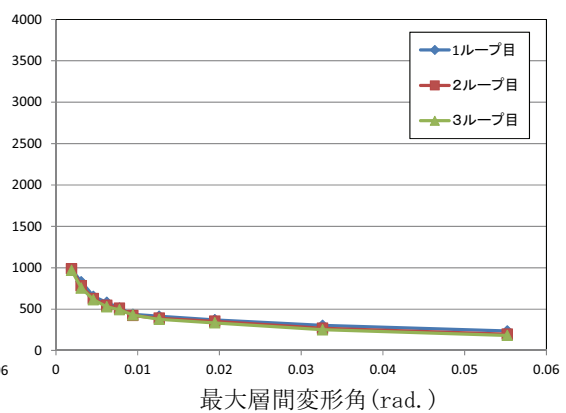


図3-17 プレファブ土壁の等価剛性の推移

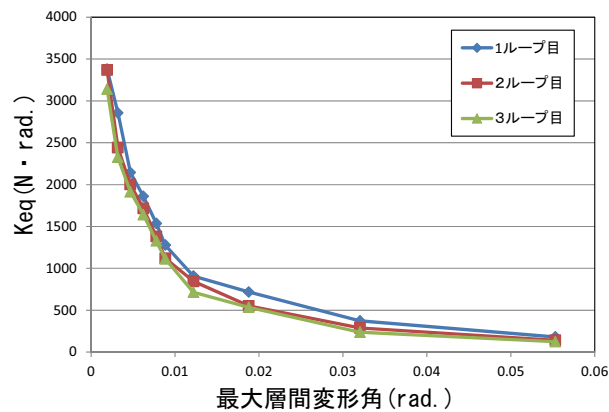


図3-18 伝統的土壁の等価剛性の推移

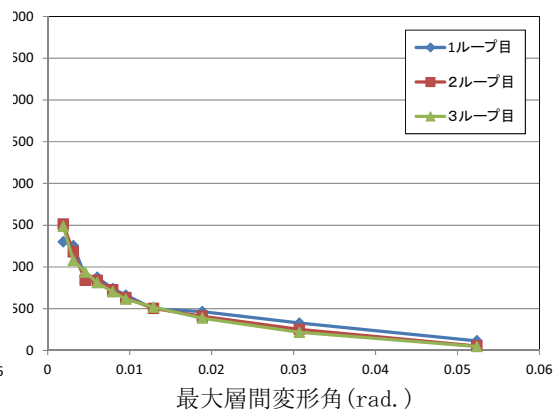


図3-19 合板耐力壁の等価剛性の推移

3.3.3 1サイクル損失エネルギーによる比較

図3-20に各変形角での1ループ目の加力における最大変形角と1サイクル損失エネルギー ΔW の推移を示す。0.033rad. 変形角までは伝統的土壁が最も高い値で推移するが、プレファブ土壁は最終の変形角で伝統的土壁を上回っていることが分かる。また、合板は最終の変形角で増加率が大きく低下したことが分かる。図3-21～23に各変形角での最大層間変形角とループ毎に算出した1サイクル損失エネルギー ΔW の推移を示す。各試験体とも0.02rad. 時あたりから、2ループ目の1ループ目に対する低下率が增大している。プレファブ土壁、伝統的土壁では最終変形角時まで1サイクル損失エネルギーは増加しているが、合板は最終変形角時に2ループ目以降で低下していることが分かる。

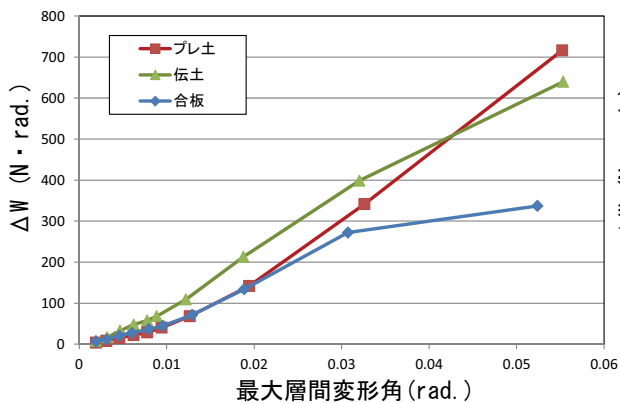


図3-20 各試験体1ループ目の1サイクル損失エネルギーの推移

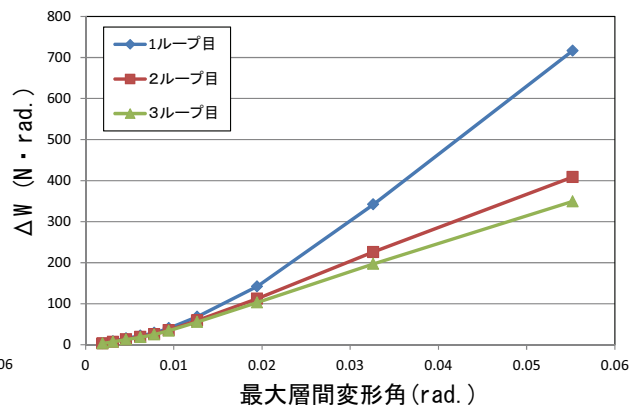


図3-21 プレファブ土壁の1サイクル損失エネルギーの推移

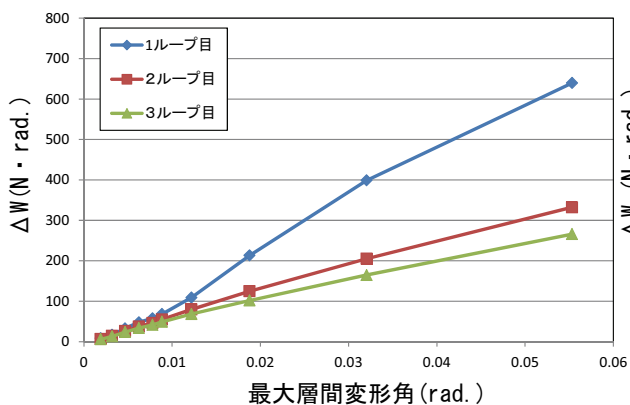


図3-22 伝統的土壁の1サイクル損失エネルギーの推移

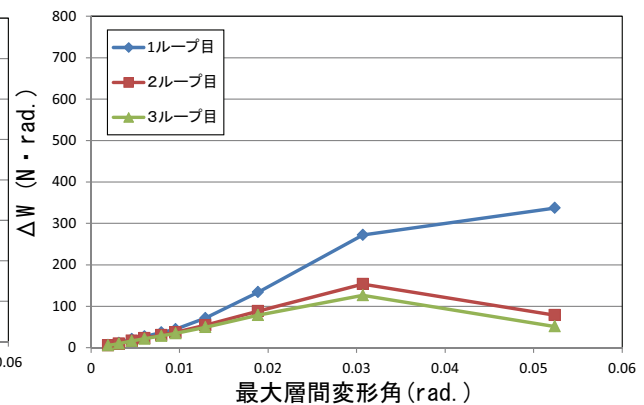


図3-23 合板耐力壁の1サイクル損失エネルギーの推移

3.3.4 等価粘性減衰定数による比較

図3-24に各変形角での1ループ目の加力における最大変形角と等価粘性減衰定数 heq の推移を示す。プレファブ土壁が他に比べ高い値で推移していることが分かる。また各試験体とも0.01rad. 付近までは減少し、その後はほぼ横ばいで推移している。図3-25～27に各試験体の最大層間変形角と等価粘性減衰定数 heq の推移を示す。プレファブ土壁の2、3ループ目の0.01rad. 以降の推移は他試験体と比べ低下傾向にあることが分かる。

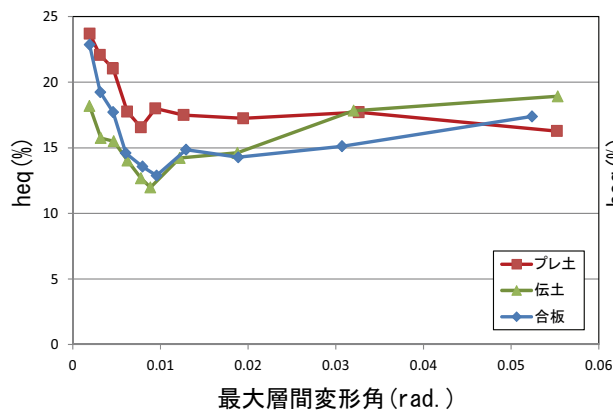


図3-24 各試験体1ループ目の等価粘性減衰定数の推移

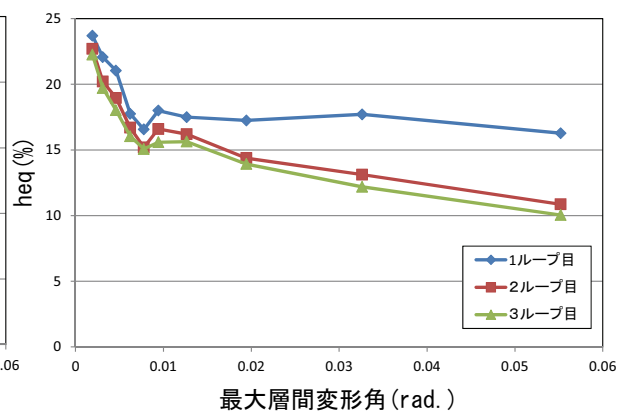


図3-25 プレファブ土壁の等価粘性減衰定数の推移

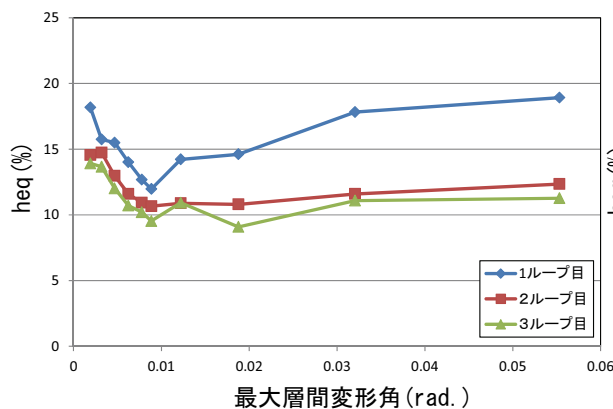


図3-26 伝統的土壁の等価粘性減衰定数の推移

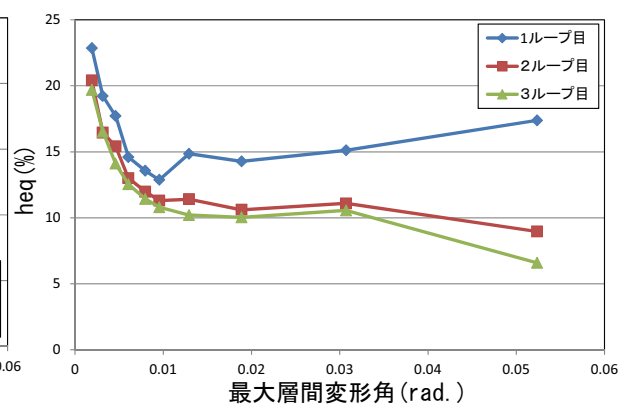


図3-27 合板耐力壁の等価粘性減衰定数の推移

3.3.5 保有エネルギーによる比較

図 3- 28 は各試験体の最大経験層間変形角と損傷限界エネルギー E_y の推移を、図 3- 29 は安全限界エネルギー E_u の推移を示す。どちらの結果も伝統的土壁の低下傾向が大きいのに対し、プレファブ土壁の低下傾向は緩やかであることが分かる。プレファブ土壁は繰り返しの加力に対する保有エネルギーの低下が少なく、地震等の繰り返しの振動に対しての応答低減に有利であると考えられる。

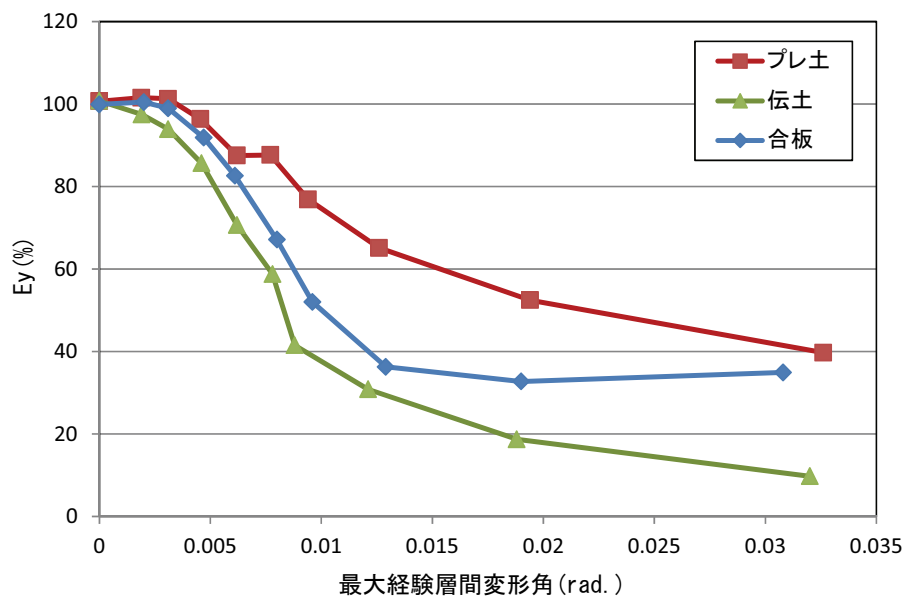


図 3- 28 最大経験変形角と損傷限界エネルギー (E_y) の推移

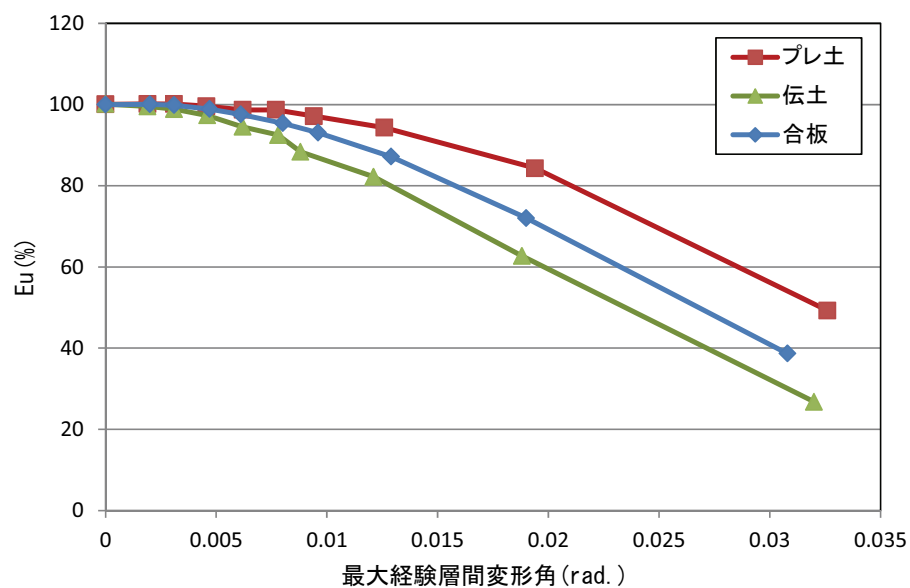


図 3- 29 最大経験変形角と安全限界エネルギー (E_u) の推移

3.3.6 損傷状況

図3-30、図3-31にプレファブ土壁と伝統的土壁の全加力終了後の損傷状況を示す。プレファブ土壁は各単体ユニットの隅角部に多くのひび割れが見られる。プレファブ土壁のせん断耐力の発現機構は、各単体ユニットの隅角部の壁土への圧縮力による抵抗が支配的であり、大変形時の破壊は壁土の圧縮強度に達するか、木枠材と接触した隅角部近傍の竹小舞及び間渡杭が座屈し、壁土を厚み方向に押し出す様に破壊したものと推察できる。

一方、伝統的土壁のひび割れは隅角部と横貫の近傍に集中し、また縦貫に沿っても発生している。伝統的土壁は隅角部の圧縮力による抵抗の他、貫の壁土へのこじりによる抵抗や、貫表面と接触する壁土との間に発生する付着力、貫自体の曲げ抵抗と軸組への挿入部のめり込み抵抗などが複合的に発生すると考えられ、損傷部位によってその破壊原因は異なる。

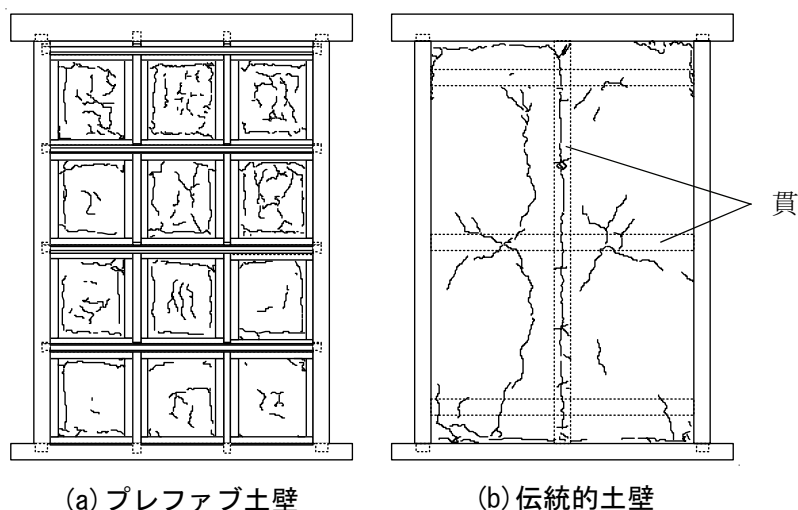


図3-30 全加力終了後の表面ひび割れ図

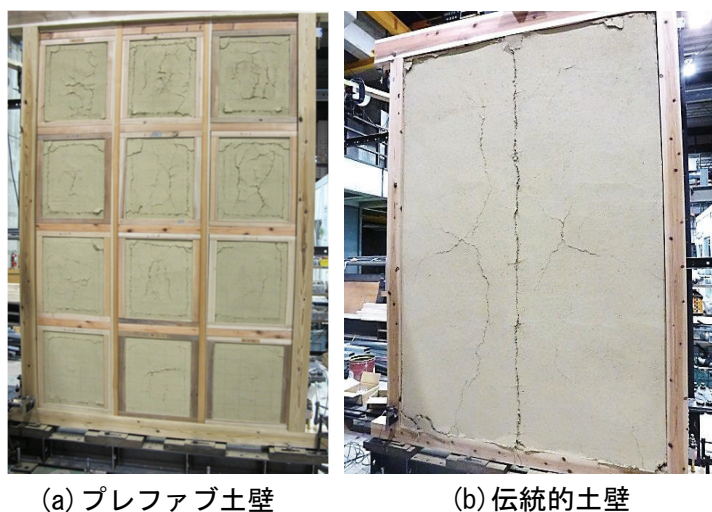


図3-31 全加力終了後の損傷状況写真

3.3.7 超音波伝播時間測定を用いた損傷評価

2.4.7 で示した加力前後の超音波伝播時間の測定値による伝播時間増加率を用いて壁土内部の損傷状況の評価を行った。図 3-32 にプレファブ土壁の超音波伝播時間増加率を白黒の濃淡でマップ化した図を示す。1/50rad. 加力後にいくつかの単体ユニットの隅角部に損傷が見られる。1/17.5rad. 加力後にはほぼ全ての単体ユニットの隅角部に損傷が見られた。プレファブ土壁は各単体ユニットで、ほぼ均等にかつ同一のタイミングで損傷が発生していたことが分かる。

図 3-33 は伝統的土壁の超音波伝播時間の測定結果である。加力前(非損傷状態)の測定では 192 点全ての測定点で値を得ることが出来たが、1/120rad. 加力終了後の測定では全測定点のうち 150 点が測定不可となった(図中●)。

プレファブ土壁の超音波伝播時間の上昇のメカニズムは、主応力である対角線方向圧縮力による壁土の圧縮せん断すべりであるのに対し、伝統的土壁では土壁内部の貫の動きにより、壁土の表面層と内部層の間にせん断力が生じ、壁土内部に剥離層を形成したため超音波の伝播が不可となったと考えられる。しかし、図 3-13 の伝統的土壁の荷重変形関係で分かるように、1/120rad. 加力時に剛性は低下しておらず、伝統的土壁における剥離層の発生がせん断耐力の低下に及ぼす影響は少ないことが分かる。

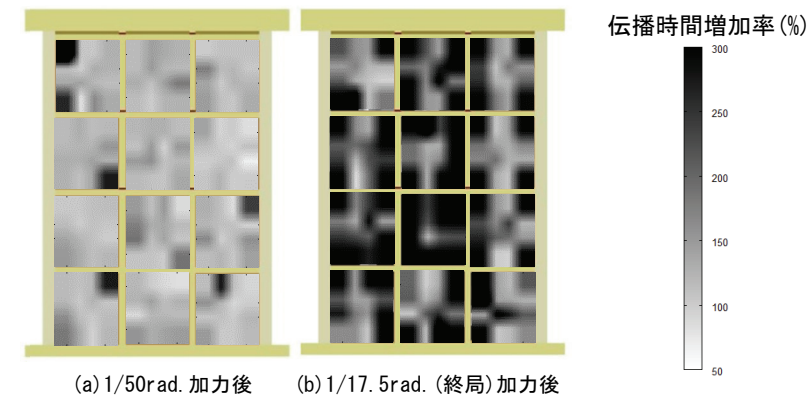


図 3-32 プレファブ土壁の伝播時間増加率マップ

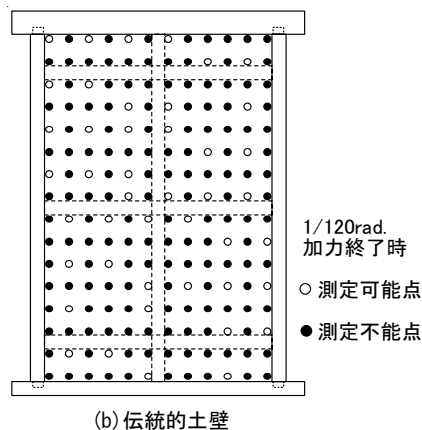


図 3-33 伝統的土壁の超音波測定結果

3.4 まとめ

本章では、プレファブ土壁による実大全面壁の耐力壁としての静的な力学的特性を、せん断加力試験により検討した。また、伝統的土壁と構造用合板耐力壁についても併せて実験を行いその結果を比較した。

3.1節では、本章の概要について述べた。

3.2節では、プレファブ土壁の単体ユニットを配置した実大全面壁の組み立て方法について説明を行った。本章の実験で使用したプレファブ土壁の組み立てには金物類を使用せず、単体ユニットと木軸フレームは雄実・雌実にて設置し、方立・横棧のフレームへの固定は下げ鎌と平楔、ほぞ差しによって行った。比較対象とした伝統的土壁は一般的な仕様にて製作し、壁土材及びその塗り厚はプレファブ土壁と同一にした。

3.3節では、各試験体のせん断加力試験の結果とその考察を行った。プレファブ土壁の初期剛性は伝統的土壁や合板耐力壁と比して低く、また終局変形角に至るまで耐力が上昇する。また、設計用特性値による比較では、プレファブ土壁は初期剛性と塑性率が低いため、伝統的土壁及び合板耐力壁の半分以下の壁倍率となることが分かった。

保有エネルギーによる比較ではプレファブ土壁は、他試験体に比べ経験変形角に対する保有エネルギーの低下が少なく、地震等の繰り返しの振動に対しての応答低減に有利であると考えられる。

加力後の損傷状況については、プレファブ土壁が各単体ユニットの隅角部の壁土を中心にひび割れが発生したのに対し、伝統的土壁では隅角部の他、貫周辺部の亀裂が目立った。

超音波伝播時間の測定による、プレファブ土壁の損傷評価では、 $1/50\text{rad.}$ から単体ユニットの隅角部に損傷が見られ始め、 $1/17.5\text{rad.}$ 加力後には全ての単体ユニットの隅角部に損傷の分布が見られた。

また、伝統的土壁の超音波伝播時間の測定では $1/120\text{rad.}$ 加力後の測定で、大半の測定箇所が測定不能となった。これは貫の動きにより壁土内部に早期に剥離層が発生したためであると考えられ、壁土内部に貫を有する伝統的土壁の損傷評価に、超音波伝播時間の測定を用いるのは困難であることが分かった。

以上が、プレファブ土壁の耐力壁としての力学的特性を検討した結果である。なお、プレファブ土壁の初期剛性が低く、壁倍率が過小に評価される点については、第2章で行ったように、単体ユニットと周辺フレームの固定をすることにより、改善されるものと考えられる。単体ユニットの固定を行った場合の、耐力壁の力学的特性については第5章にて解析を用いて検討する。

3.5 第3章の参考文献

- [3-1] (財)日本住宅・木材技術センター：木造の耐力壁及びその倍率性能評価業務方法書，2010
- [3-2] 綿引誠，大橋好光，塩沢伸明：木造軸組耐力壁及び実物大建物の微動測定に関する実験的研究 その2 壁要素の振動台実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1，pp. 445-446，2004. 07
- [3-3] 柴田明德：最新建築学シリーズ9，最新耐震構造解析入門，1981
- [3-4] 鄭基浩，北守顕久，小松幸平，脇田健裕，片岡靖夫：超音波伝播速度測定による土塗壁の損傷評価，日本建築学会技術報告集，第40号，pp. 895-900，2012. 10
- [3-5] 脇田健裕，北守顕久，鄭基浩，森拓郎，小松幸平，片岡靖夫，曾田五月也，宋成彬：プレファブ土壁の静的・動的試験による耐力特性評価と超音波測定を用いた損傷推定，日本建築学会構造系論文集，第690号，pp. 1469-1476，2013. 8
- [3-6] 鄭基浩，北守顕久，HasselIvon，小松幸平：プレファブ型土壁の水平せん断性能の評価，日本建築学会技術報告集，第34号，pp. 929-934，2010. 10
- [3-7] 小松幸平，片岡靖夫，森拓郎，瀧野真二郎，鄭基浩，北守顕久，白鳥武，南宗和：提案住宅のコンセプトと構造性能の概要 自然素材活用型木造軸組み構造の開発（その1），日本建築学会技術報告集，第28号，pp. 447-452，2008. 10

第 4 章

振動台実験を用いたプレファブ土壁の 動的力学特性の検討

4.1 はじめに

本章ではプレファブ土壁を用いた各種開口形状を持つ実大壁の、動的な力学特性を振動台実験により検討する。

以下、本章の概要を述べる。

4.2 節では、振動台実験の概要を述べる。試験体は第3章の加力試験と同じ1間幅の木造軸組フレームに、最大12体のプレファブ土壁単体ユニットを設置した耐力壁である。Aシリーズの試験体では、単体ユニットの受け材となる方立・横棧が連続した木造軸組フレームに、順次単体ユニットの設置数を増加しながら、常時微動測定、ホワイトノイズ加振、パルス波加振を行う。最後に、全単体ユニットを配置した開口無しの全面壁の試験体については地震波による加振を行い、試験体の終局状態を確認する。Bシリーズでは方立・横棧が連続しない軸組フレームに単体ユニットを設置した、開口形状の異なる3種類の試験体について、Aシリーズと同様の試験を行う。また比較対象として構造用合板耐力壁についても試験を実施する。

振動台実験の試験システムは、試験体上部に設置する錘を鉄骨フレームとクランク機構により保持し、面外方向への変形を抑制することで、第3章の加力試験と同じ平面型の試験体にて行えるようにする。また、本試験においても試験前後に壁土部の超音波伝播時間の測定を行い、壁土各部の損傷分布と損傷度合いの定量的な評価を試みると共に、その損傷進行過程について検討する。

4.3 節では、試験結果について述べる。まず、非損傷状態の各試験体について常時微動測定、whitenoise 波加振により等価剛性及び減衰定数を同定し、その結果を開口形状や上部荷重重量の違いにより比較する。次に、各試験体にパルス波加振を入力したときの自由振動による応答波形から、分離推定法を用いて各試験体の減衰力を粘性減衰と摩擦力に分離同定し、その結果を各試験体で比較する。最後に、各試験体に地震波を入力し、小振幅から大振幅までの荷重変形関係と、損傷に伴う等価剛性及び減衰定数の推移を検討する。また、地震波加振前後の超音波伝播速度の測定値から、プレファブ土壁の開口形状の違いが、各単体ユニットの壁土部の損傷分布に与える影響について検討する。

4.4 節は、本章のまとめとする。

4.2 試験概要

4.2.1 試験体仕様

4.2.1.1 プレファブ土壁

本実験で用いたプレファブ土壁試験体の基本的な仕様は、第2章で示した単体ユニット、及び第3章で示した実大壁の木造軸組みフレーム及び、方立・横棧の仕様と同じである。試験体はAシリーズ、Bシリーズの2種類について実験を行った。Aシリーズでは図4-1に示すように、順に単体ユニットの設置数を増やし、A0)木軸フレームのみ→A1)垂れ壁挿入→A2)腰壁追加→A3)袖壁片側追加→A4)袖壁両側追加→A5)全面壁として、それぞれの試験を行った。Bシリーズでは図4-2に示すように、単体ユニットの設置位置はA1、A3、A4に対応し、方立て、横棧が連続しない仕様の試験体である。B1)垂れ壁型、B3)片側開口型、B4)中央開口型の3条件について加振試験を行った。

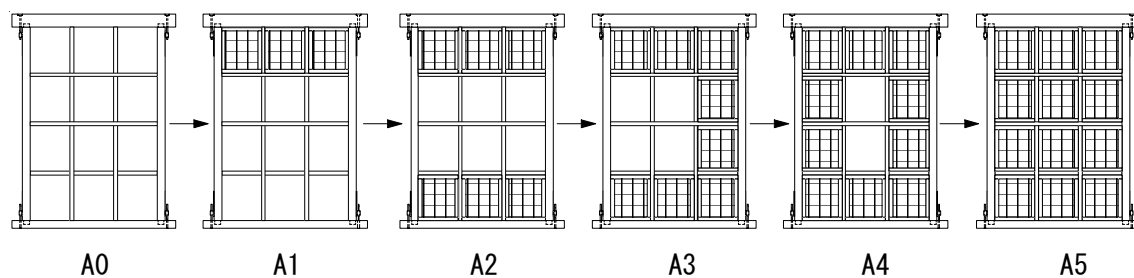


図4-1 Aシリーズ試験体

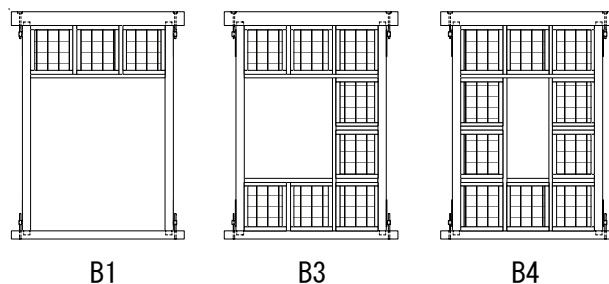


図4-2 Bシリーズ試験体

4.2.1.2 構造用合板耐力壁

本実験では比較対象として、第3章と同仕様の構造用合板耐力壁についても、プレファブ土壁と同様の加振試験を行った。構造用合板耐力壁の試験体仕様は第3章の図3-6に示す通りである。

4.2.2 試験・計測システム

図4-3に振動台実験の試験システム及び計測システムを示す。本試験システムでは平面フレームの耐力壁を用いて振動台実験を行えるようにした。試験体上部には、鋼製梁と錘(可変)による重量を载荷し、各試験体の加振を行った。鋼製梁は面外変形拘束用の鋼製フレームとクランク機構により繋がれており、錘の慣性力が試験体の面内せん断方向のみに作用する仕組みとなっている。

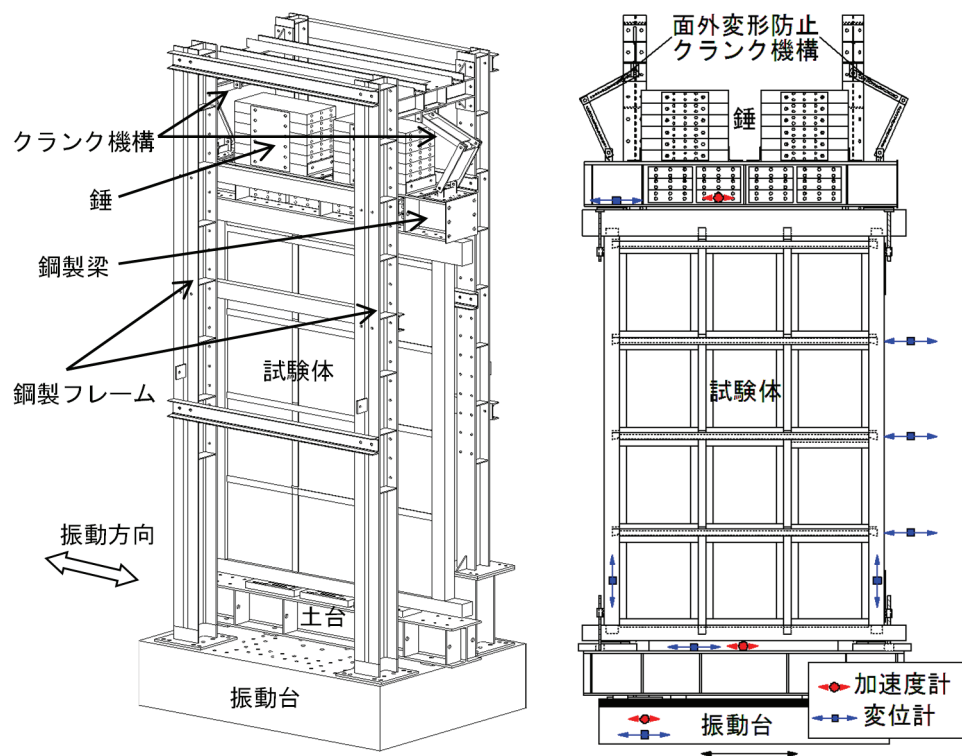


図4-3 振動台実験・計測システム



プレファブ土壁



合板

図4-4 実験の様子

4.2.3 試験方法

4.2.3.1 非損傷試験体の振動特性確認試験

本試験は地震波加振前の非損傷試験体の振動特性を評価することを目的とする。A、B シリーズの各試験体について、表 4-1 に示すようにそれぞれ常時微動測定と、whitenoise 波加振の最大加速度 50gal と 100gal に基準化した加振試験、パルス波加振による自由振動試験をおこなった。各試験体の上部載荷重量は表 4-2 に示すと通りである。試験体上部載荷重量には鋼製梁、錘の重量の他、試験体重量の半分と、面外拘束用パンタグラフの重量の半分が含まれている。また、A5 試験体については表 4-3 に示すように上部載荷重量を重量小・中・大の 3 種類に変更し各試験を行った。

表 4-1 非損傷試験体加振スケジュール

試験体	加振波
A0～A5、B1、B3、 B4、合板	常時微動測定(測定時間 300sec)
	Whitenoise50gal,100gal(測定時間 300sec)
	パルス波(最大加速度 300gal)

表 4-2 非損傷試験体上部載荷重量 (kN)

A0	14.92	B1	10.65
A1	15.51	B3	10.85
A2	15.51	B4	11.04
A3	15.53	合板	9.92
A4	15.55		
A5	15.57		

表 4-3 A-5 重量変化試験

上部載荷重量 (kN)

重量小	6.87
重量中	11.24
重量大	15.57

4.2.3.2 地震波加振試験

A5、B1、B3、B4、合板の各試験体について、前項の試験後に地震波による加振試験を行った。地震波には 1995 年兵庫県南部地震神戸海洋気象台観測波 NS 成分(以下、神戸波)を用いた。図 4-5 に神戸波の加速度時刻歴を、図 4-6 に加速度応答スペクトルを示す。

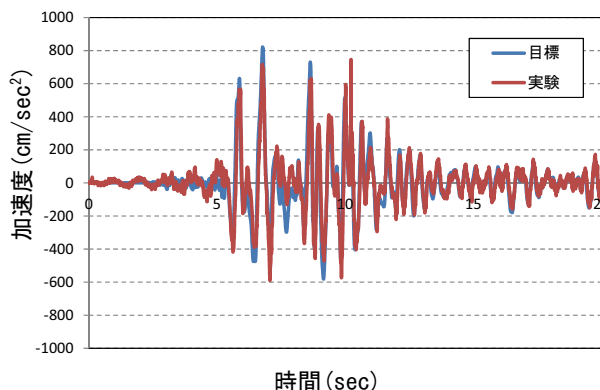


図 4-5 神戸波加速度時刻歴

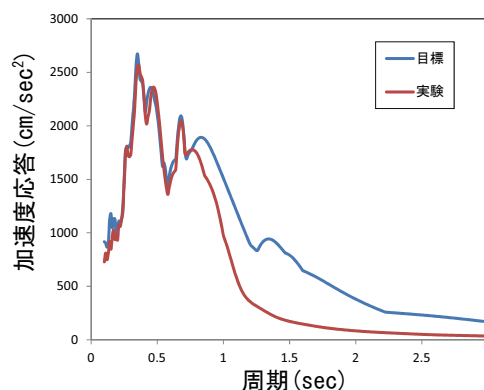


図 4-6 加速度応答スペクトル

試験は表 4-4 に示すようにレベルを徐々に大きくして用いた。また、神戸波の加振前後には常時微動測定を行い、各試験体の損傷に伴う振動特性の変化について検討した。

表 4-4 地震波の規準化

試験体： A5、B1、B3、B4	最大加速度 (gal)	最大速度 (kine)	試験体： 合板	最大加速度 (gal)	最大速度 (kine)
神戸波 Lv1	224	25	神戸波 20%	164	18
神戸波 Lv2	448	50	神戸波 40%	327	36
神戸波原波	818	91	神戸波 60%	491	55
			神戸波 80%	654	73
			神戸波 100%	818	91

4.3 試験結果

4.3.1 非損傷試験体の等価剛性についての検討

非損傷試験体の常時微動測定及び whitenoise 波加振試験における、振動台上と試験体頂部で測定した(サンプリング 200Hz)加速度時刻歴を用いて、図 4-7 に示すように高速フーリエ変換による応答倍率曲線を求めた。高速フーリエ変換は、時刻歴データを 16384 点ずつの小サンプルに分割し、50%のオーバーラップによるアンサンブル平均で重ね合わせ、スペクトルの平滑化には Parzen ウィンドウのバンド幅 0.05Hz を用いた。この応答倍率曲線に理論曲線を最小二乗法により近似し、固有周期及び減衰定数を同定した(カーブフィット法)。更に、同定した固有周期、減衰定数と試験体上部の重量の関係から下式(4-1)を用いて等価剛性 Keq を評価した。

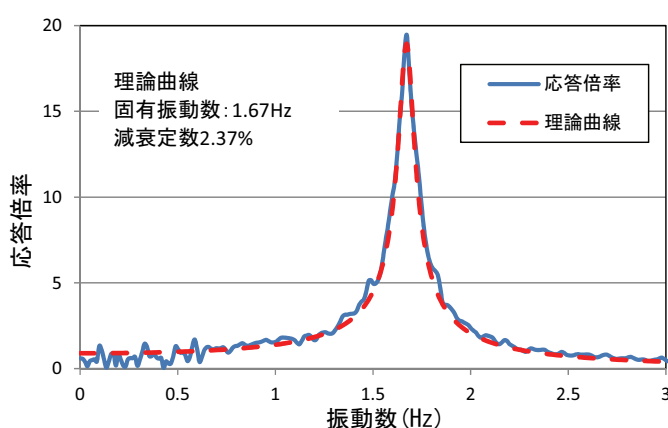


図 4-7 応答倍率曲線(A-1、常時微動)

$$Keq = \frac{4\pi^2 \times m}{Td^2 \times (1 - h^2)} \quad (4-1)$$

m : 試験体上部質量(t)

Td : 減衰固有周期(sec)

h : 減衰定数(%)

表 4-5、図 4-8 に各試験体の等価剛性の評価結果を示す。全ての試験結果において、振動レベルの大きいホワイトノイズ波加振の方が等価剛性の評価値が低いことが分かる。振

動の振幅が大きくなるにつれ、固有周期の同定値が大きくなるためであり、接合部のがた等の影響により振幅に対して非線形な振動現象が生じているものと考えられる。一方で、合板はプレファブ土壁に比べこの傾向が小さい。耐力要素(単体ユニット)とフレーム間の接合が雄実、雌実による接合のみであり、がたの多いプレファブ土壁に対し、合板試験体では耐力要素(構造用合板)とフレームが釘により接合されており、耐力要素との接合の剛性が高いことによる差が表れている。

表 4- 5 各試験体の等価剛性 K_{eq} (kN/m)

	微動	WN50	WN100
A0	160	48	42
A1	175	81	59
B1	306	76	58
A2	203	74	48
A3	239	81	62
B3	405	134	85
A4	450	171	93
B4	463	151	116
A5	468	190	95
合板	1180	987	858

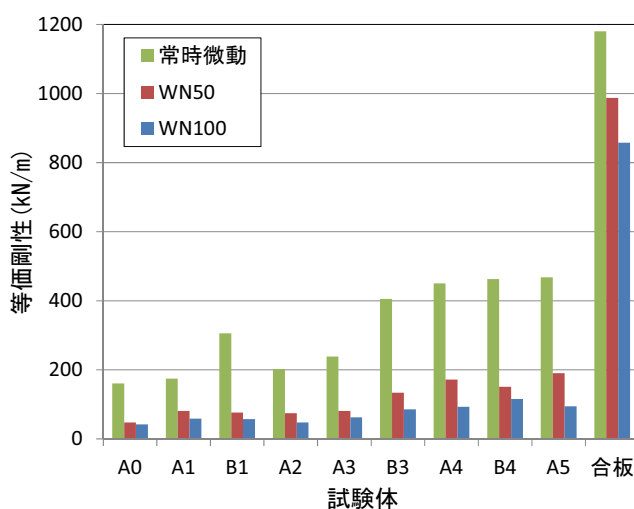


図 4- 8 各試験体の等価剛性

図 4- 9 は A シリーズ試験体の等価剛性の推移を示したグラフである。単体ユニットの設置数が多くなるほど、等価剛性の評価値も上昇していることが分かる。特に A4 試験体での上昇が大きい。これは両側の柱に袖壁が付いたことにより、柱の曲げに対する剛性が上昇したためであると考えられる。

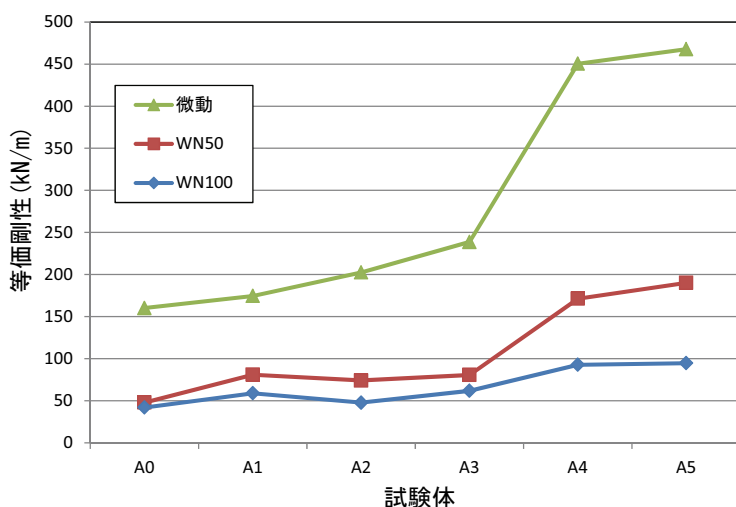
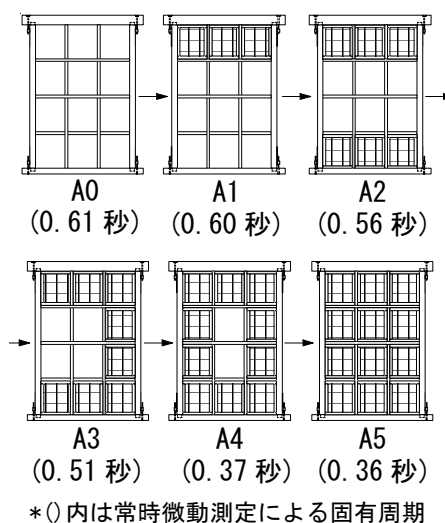


図 4- 9 A シリーズ試験体の等価剛性の推移



* () 内は常時微動測定による固有周期

図 4-10 は A5 試験体の上部載荷重量の変化と等価剛性の評価値の関係を示したグラフである。重量が大きくなるほど等価剛性の評価値が低下していることが分かる。上部重量が大きくなると発生する慣性力も大きくなるため、これにより振動の振幅レベルが増大するため、等価剛性の評価値が低下したものと考えられる。

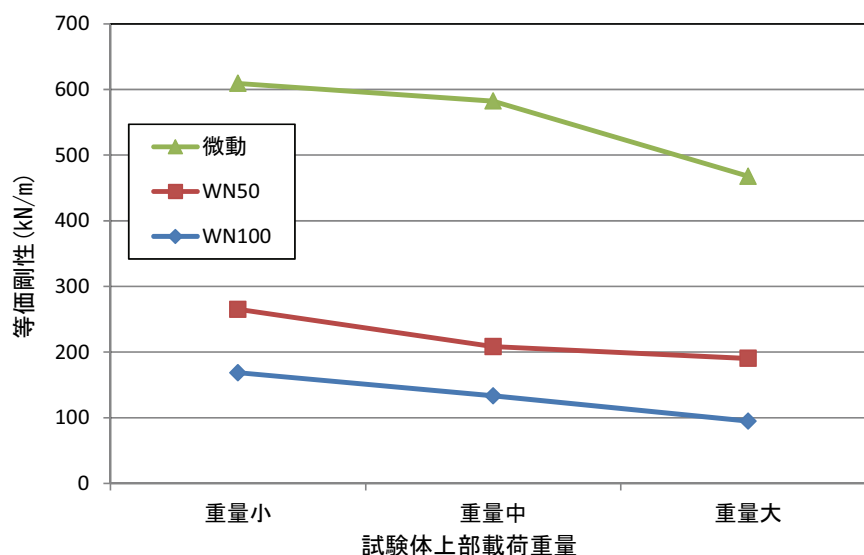


図 4- 10 A5 試験体上部載荷重量と等価剛性の推移

4.3.2 非損傷試験体の減衰定数についての検討

表 4- 6、図 4- 11 は非損傷状態の各試験体の減衰定数を 4.3.1 で示した方法(カーブフィット法)により同定した結果である。

各試験体とも常時微動測定による結果に対して、whitenoise 波加振の結果は高い値となっている。特にプレファブ土壁は常時微動測定による結果は各試験体とも 5%程度以下であるのに対し、whitenoise 波加振による結果は 10~25%の非常に高い値で分布していることが分かる。これは、振幅レベルの増大に伴う、減衰力の増加と、4.3.1 で示した等価剛性の低下が原因と考えられる。ただし、whitenoise 波加振の 50gal と 100gal の比較では、試験体によりその大小が変わっており、振幅レベルの増大と減衰定数の増加は必ずしも比例しないことが分かる。

また、B1、B3、B4 試験体の減衰定数は、同じ単体ユニットの配列である A1、A3、A4 に比べ低い値となっており、方立て・横棧の不連続により、減衰力が低下したものと考えられる。

表 4- 6 各試験体の減衰定数(%)

	微動	WN50	WN100
A0	2.0	11.9	11.1
A1	2.4	13.9	18.2
B1	4.6	17.6	14.4
A2	3.6	22.9	12.2
A3	6.5	20.8	19.5
B3	4.4	19.6	17.4
A4	1.8	27.2	19.0
B4	4.1	16.6	19.5
A5	2.7	16.9	24.4
合板	2.0	3.3	4.8

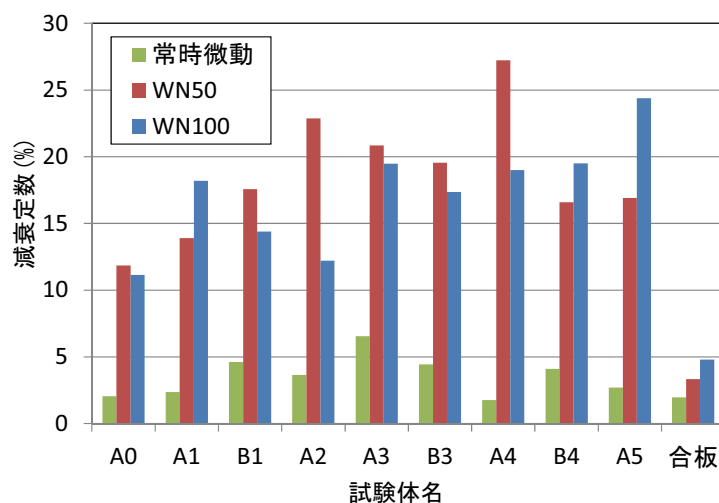


図 4- 11 各試験体の減衰定数

図 4- 12 は A シリーズ試験体の減衰定数の推移を示したグラフである。単体ユニットの設置数が増えるほど減衰定数も増加傾向であることが分かるが、そのばらつきは大きい。また、A3 の常時微動測定による減衰定数が高い値となっているのは、本試験体のみ単体ユニットの配置が左右非対称であることに起因するものと考えられる。

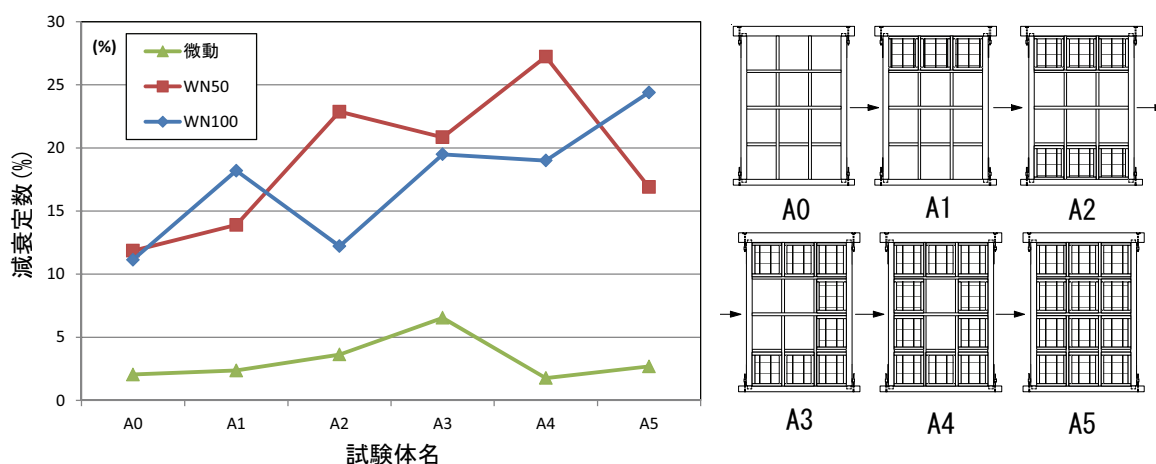


図 4- 12 A シリーズ試験体の減衰定数の推移

図 4- 13 は A5 試験体の上部载荷重量の変化と、減衰定数の評価値の関係を示したグラフである。本結果からは上部载荷重量と減衰定数の関係について有意な傾向は見られなかった。

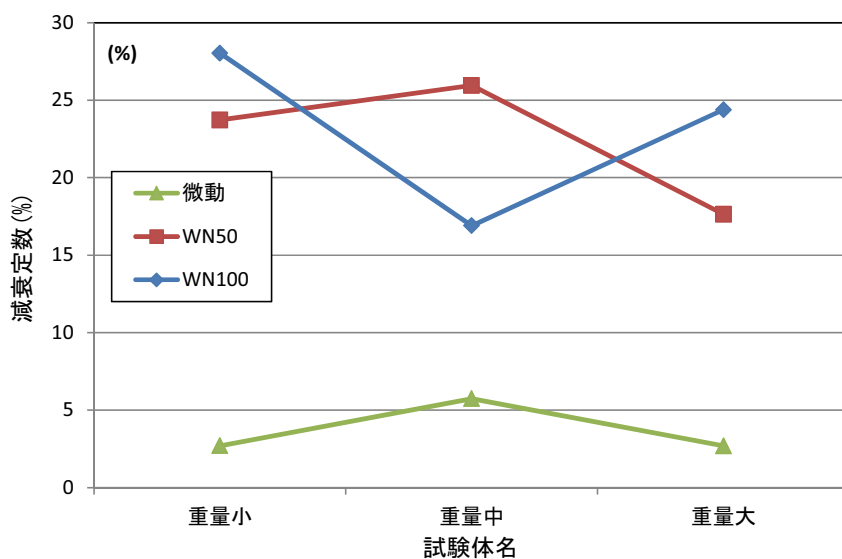


図 4- 13 A5 試験体上部载荷重量と減衰定数の推移

4.3.3 パルス波加振による自由振動波形の減衰評価

各試験体に最大加速度 300gal のパルス波加振を入力し得られた自由振動波形から極大値を正負 5 点ずつ抽出し対数減衰率^[4-1]による減衰同定と、分離推定法^[4-2]による減衰同定を行った。分離推定法は粘性減衰と摩擦力を分離して減衰力を同定する手法である。粘性減衰とクーロン摩擦減衰が同時に作用する系における加速度成分の減衰自由振動波形は図 4-14(A) のようになる。この自由振動波形のうち隣り合う極大値を順次読み取り縦軸に $A(t_i)$ 、横軸に $A(t_{i+1})$ をプロットすると図 4-14(B) に示す関係を得ることができる。これらの点を結ぶと傾き $\tan \theta$ で切片 n の近似直線を得ることができ、これと式 4-2、式 4-3 の関係を用いて粘性減衰の粘性減衰定数 (h)、クーロン摩擦減衰による摩擦力 (μk) を求めた。

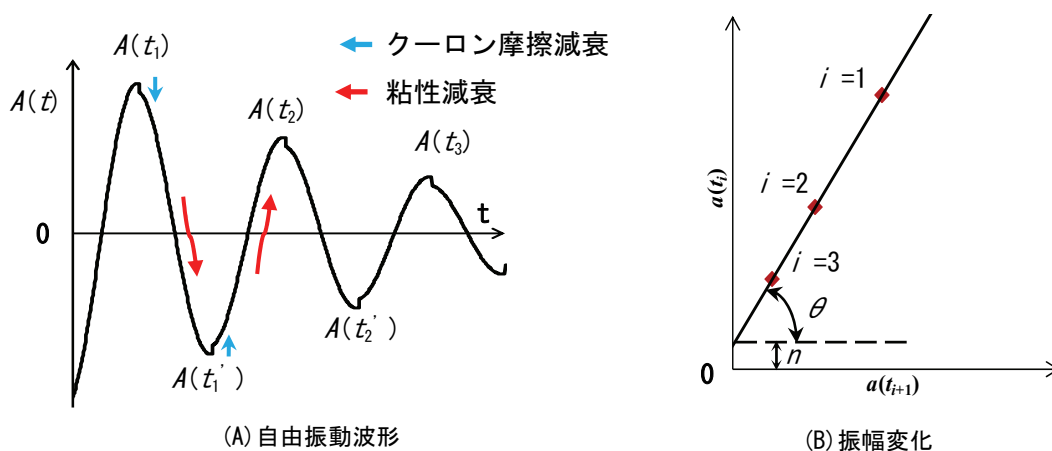


図 4- 14 粘性減衰とクーロン摩擦減衰が同時に作用する系の自由振動

$$\tan \theta = e^{\frac{2\pi h}{\sqrt{1-h^2}}} \quad (4-2)$$

$$n = 2b \left(1 + e^{\frac{\pi h}{\sqrt{1-h^2}}} \right) = 2\mu k g \left(1 + \tan^{\frac{1}{2}} \theta \right) \quad (4-3)$$

表 4- 7、図 4- 15 は各試験体の粘性減衰と摩擦減衰の同定結果である。分離推定法による粘性減衰は、対数減衰率による粘性減衰に比べ、プレファブ土壁では概ね 7 割程度の値で、合板は 5 割程度の値となっていることが分かる。図 4- 16 は各試験体の摩擦係数を比較したグラフである。プレファブ土壁の摩擦係数は合板の 1/6 以下である。なお、B3 試験体については単体ユニットの配置が左右非対称であるため、自由振動波形が不整であったため、本結果から除くこととした。

表 4- 7 自由振動波形の減衰評価

	対数減衰率 粘性減衰定数 (%)	分離推定法 粘性減衰定数 (%)	摩擦力 μk (N)	摩擦係数 μ
A0	7.40	5.89	2.58	0.00017
A1	11.73	7.41	4.98	0.00032
B1	11.69	8.61	8.38	0.00079
A2	12.52	7.32	14.93	0.00096
A4	14.31	9.85	20.78	0.00134
B4	12.94	7.52	11.55	0.00104
A5	17.22	11.11	20.77	0.00133
合板	5.15	2.60	83.38	0.00840

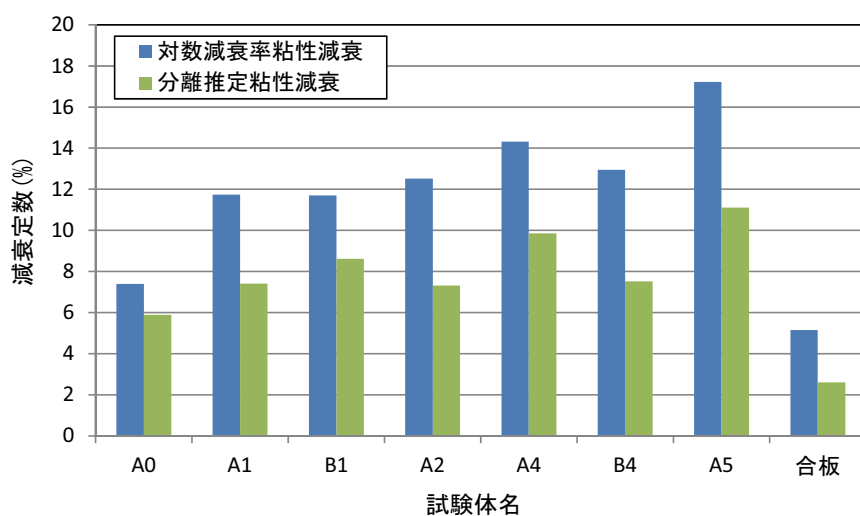


図 4- 15 評価法の違いによる粘性減衰定数の比較

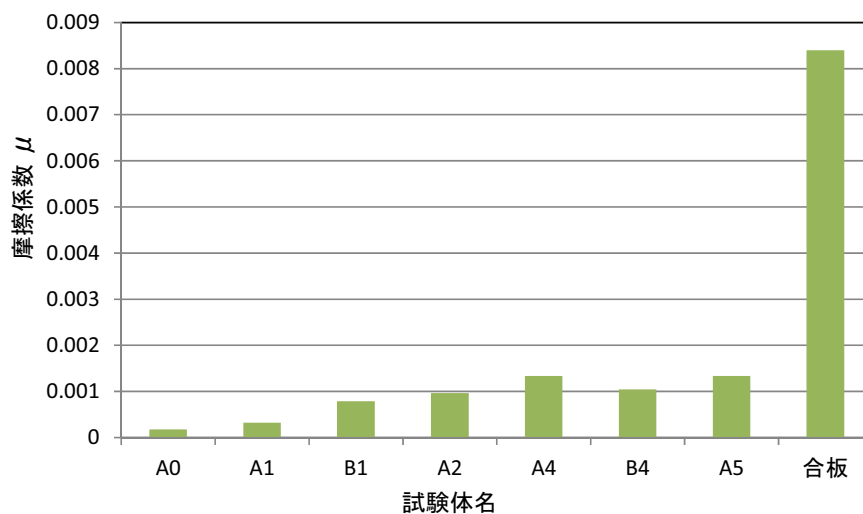


図 4-16 分離推定法による各試験体の摩擦係数

図 4-17 は A シリーズ試験体の粘性減衰定数の推移を示す。単体ユニットの設置数の増加に従って、対数減衰率、分離推定法共にほぼ同様の傾向で粘性減衰定数が増加していることが分かる。図 4-18 は摩擦係数の推移を示す。こちらも単体ユニットの増加に従い、摩擦係数が増大しているが、粘性減衰の増加曲線とは傾向が異なっている。

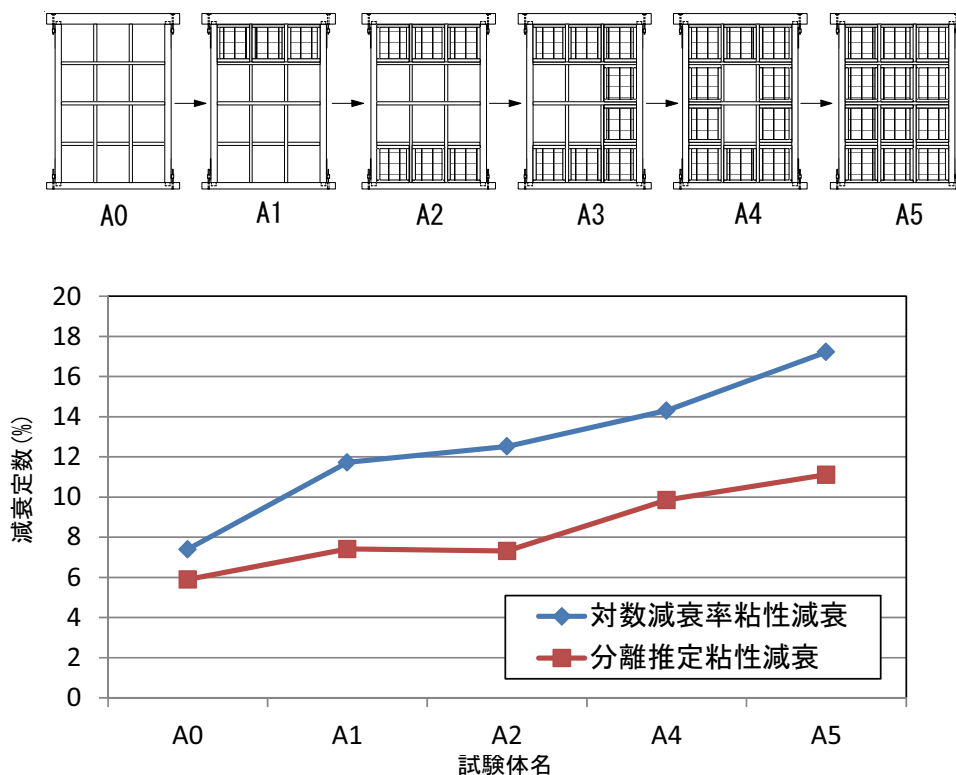


図 4-17 A シリーズ試験体の減衰定数の推移

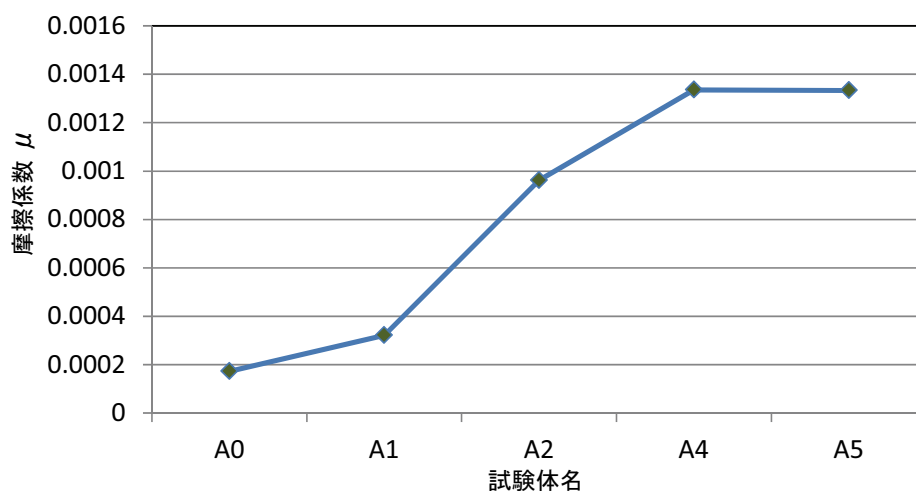


図 4- 18 A シリーズ試験体の摩擦係数の推移

4.3.4 地震波加振による等価剛性の推移

地震波による加振を行った、A5、B1、B3、B4、合板試験体について、各加振後の常時微動測定結果より 4.3.1 の方法でそれぞれの状態での等価剛性を評価した。

図 4- 19 は各地震波加振時に試験体を経験した最大応答変形角と、加振後の等価剛性の評価結果の関係を示している。合板は繰り返しの加振により最大経験応答変形角が増大するに従い、等価剛性も大きく低下し終局時には初期の約 1/6 の値になっている。一方で、プレファブ土壁の等価剛性は各試験体とも 0.04(rad.) 付近まではほぼ横ばいであることが分かる。

また、単体ユニットの設置数の多い A5、B4 試験体は設置数の少ない B1、B3 試験体に比べ、等価剛性の低下が少ないことが分かる。

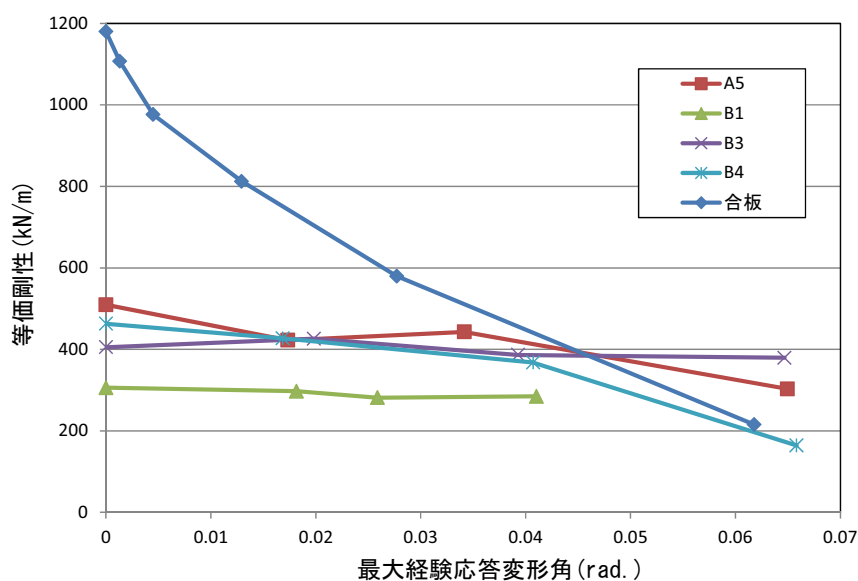


図 4- 19 最大経験応答変形角と等価剛性の推移

4.3.5 地震波加振による減衰定数の推移

4.3.4と同様に、地震波加振後の常時微動測定結果から、4.3.1の方法で各試験体の減衰定数を評価した。

図4-20は各試験体の最大経験応答変形角と減衰定数の関係を示す。各試験体とも若干の増加傾向を示しながら3～6%の値を推移している。B4試験体は最終加振により大幅に減衰定数が増大している。これは図4-19で分かるようにB4試験体は最終加振により、等価剛性が大きく低下しており、この影響で減衰定数が増大したものと考えられる。

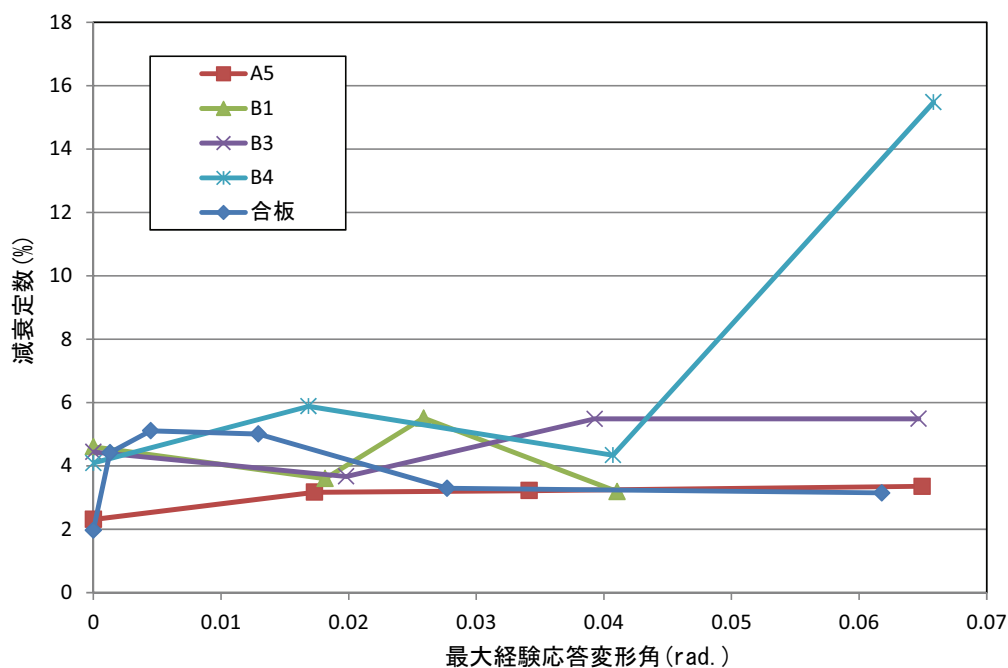


図4-20 最大経験応答変形角と減衰定数の推移

4.3.6 地震波加振の荷重変形関係による応答比較

図4-21～25は各試験体の地震波加振時の全荷重変形関係を重ね合わせたグラフである。プレファブ土壁は、単体ユニットの設置数が多い試験体の方が剛性、耐力共に高くなっていることが分かる。また合板は正側で0.03(rad.)以降に耐力低下しているのに対し、プレファブ土壁は各試験体とも終局変形時まで耐力の低下は見られない。

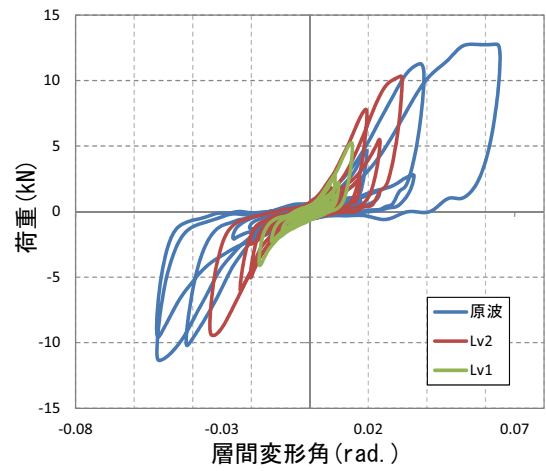


図 4- 21 A5 荷重変形関係

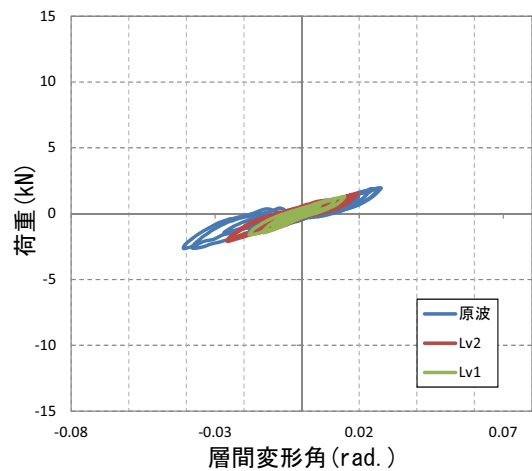


図 4- 22 B1 荷重変形関係

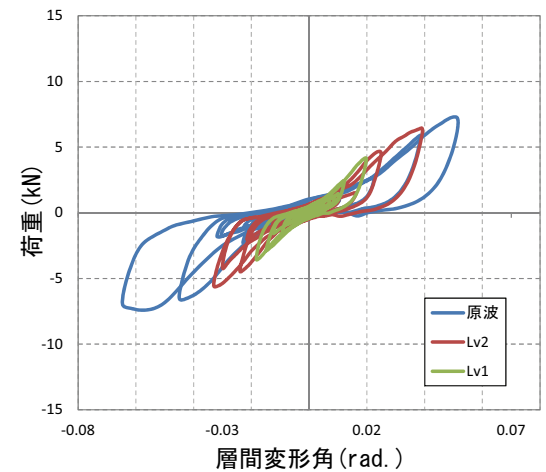


図 4- 23 B3 荷重変形関係

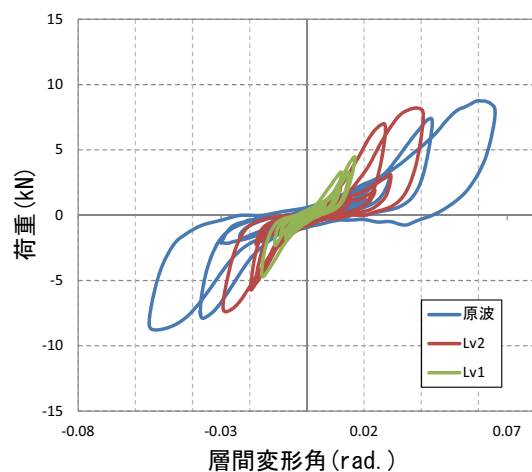


図 4- 24 B4 荷重変形関係

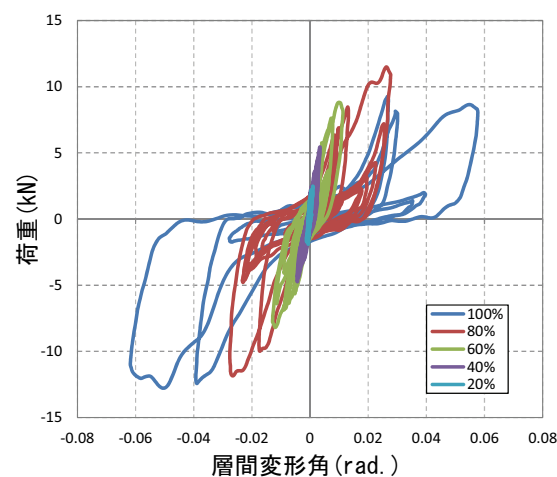


図 4- 25 合板荷重変形関係

4.3.7 静的加力試験結果との荷重変形関係の比較

図4-26、図4-27はA-5と合板の地震波加振時の荷重変形関係を、第3章の静的加力試験結果重ね合わせたグラフである。両試験体とも復元力特性の特徴は、静的と動的で同様である。合板は剛性及び最大耐力の値は動的が静的に比べ2割ほど高く、この傾向は山田らの既往の研究^[4-3]で報告されている通りである。これに対しA5では静的に対し、動的の方が剛性、最大耐力共に低い値となっている。これは、地震波加振による繰り返しの振動の影響により、単体ユニットとフレーム間に生じた隙が増大したためであると考えられる。

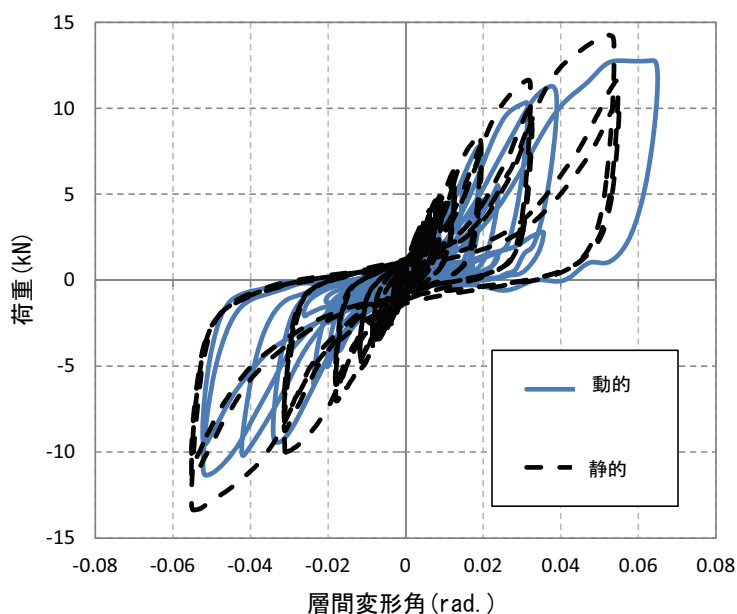


図4-26 A5 静的・動的荷重変形関係

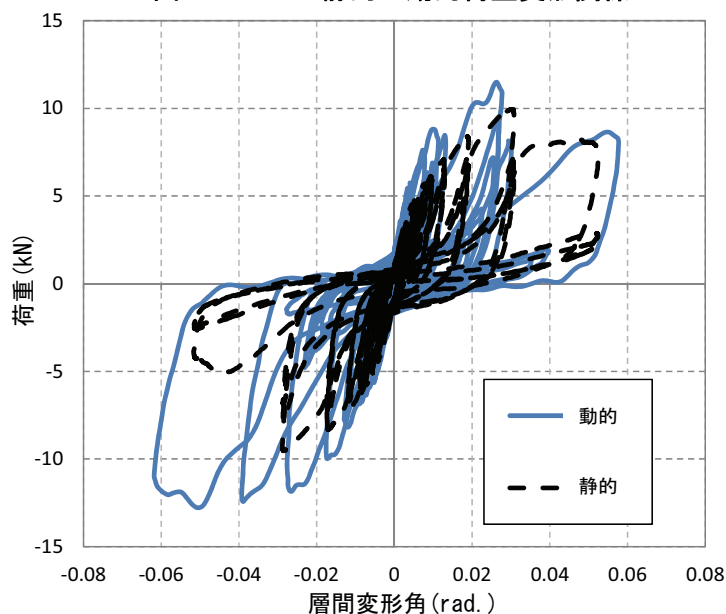


図4-27 合板静的・動的荷重変形関係

4.3.8 地震波加振による損傷状況

4.3.8.1 A5 地震波加振後の単体ユニット損傷状況

図4-29はA-5のLv1加振後の単体ユニットの損傷状況を示す。一部の単体ユニットの隅角部に若干のひび割れが生じた。図4-30はLv2加振後の損傷状況である。全ての単体ユニットの隅角部にひび割れと、壁土表面層の面外方向への浮き上がりが生じた。図4-31は原波加振後の損傷状況である。隅角部が大きくひび割れ、表面の中塗り層が剥離し浮き上がった。なお、各写真右下のユニット位置の番号は図4-28に対応している。

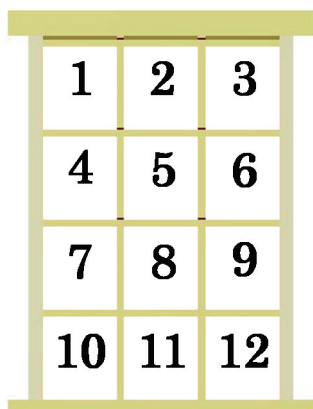


図4-28 ユニット位置番号

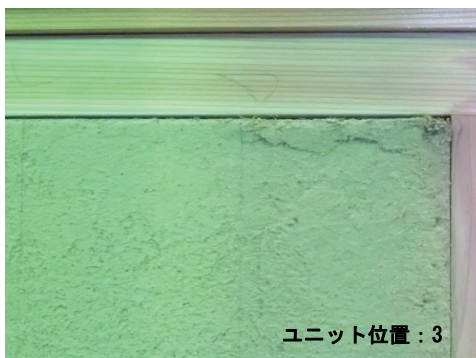


図4-29 Lv1加振後の損傷状況



図4-30 Lv2加振後の損傷状況

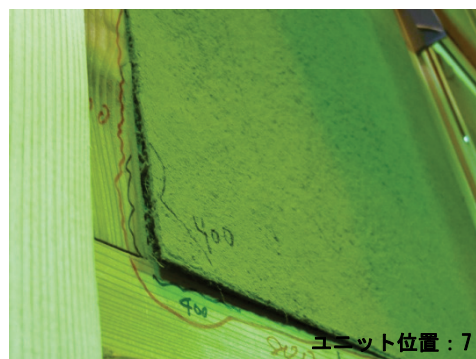


図4-31 原波加振後の損傷状況

4.3.8.2 Bシリーズ地震波源波加振後の単体ユニット損傷状況

図4-32にB-1の原波加振後の単体ユニットの損傷状況を示す。B-1はLv1、Lv2では全ての単体ユニットで損傷は見られず、原波加振後に一部の単体ユニットで表面の中塗り土の剥離による若干の浮き上がりが生じた。

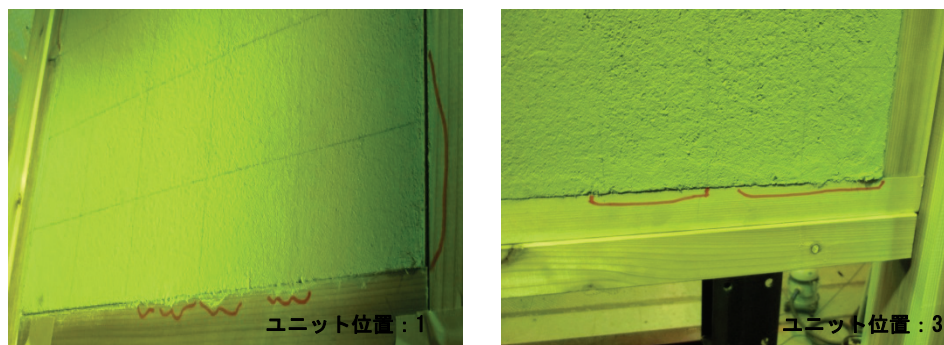


図4-32 B1 原波加振後の損傷状況

図4-33にB-3の原波加振後の単体ユニットの損傷状況を示す。全ての単体ユニットの隅角部に深いひび割れと、表面の中塗り土の剥離による浮き上がりが生じた。

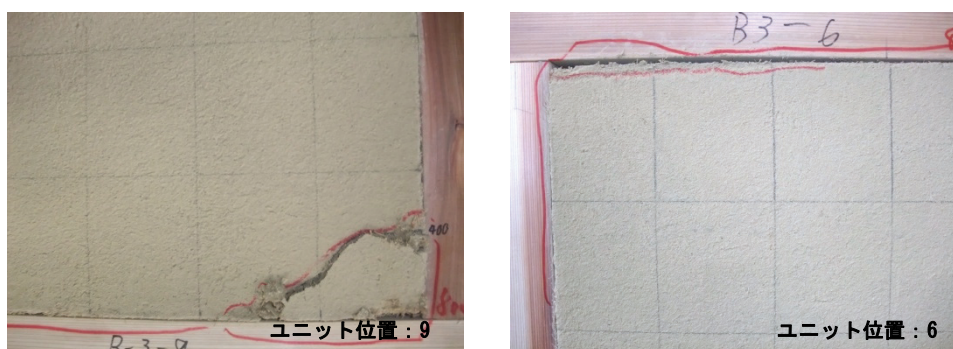


図4-33 B3 原波加振後の損傷状況

図4-34にB-4の原波加振後の単体ユニットの損傷状況を示す。一部の単体ユニットの隅角部にひび割れと、表面の中塗り土の剥離による若干の浮き上がりが生じた。

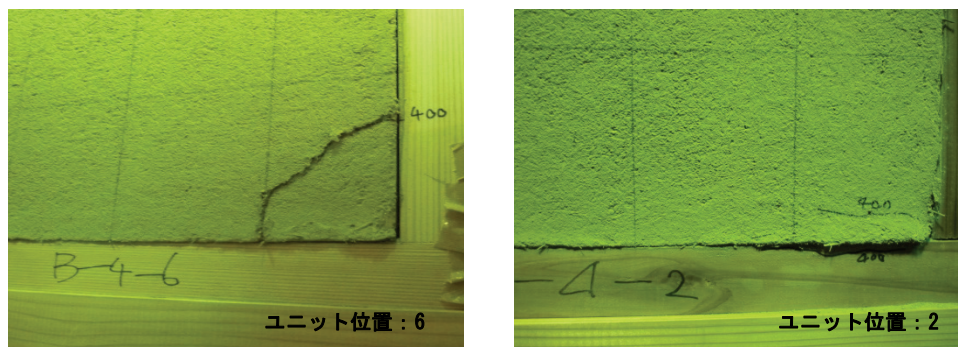


図4-34 B4 原波加振後の損傷状況

4.3.9 超音波伝播時間測定を用いた損傷評価

各試験体の単体ユニット壁土部の地震波加振による内部損傷状況を評価するため、超音波伝播時間測定による損傷評価を行った。図4-35～38は各試験体の原波加振後の超音波伝播時間測定値の増加率をマップ化した図である。

A5は各単体ユニットの隅角部の損傷が全体的に概ね均等に分布しているのに対し、B3、B4では開口部横の単体ユニットの損傷が大きく、特にB4の試験体では開口部右横の単体ユニットの損傷に比べて、開口部上下の単体ユニットの損傷が大幅に少ないことが分かる。B1試験体については各単体ユニットにほとんど損傷はみられなかった。

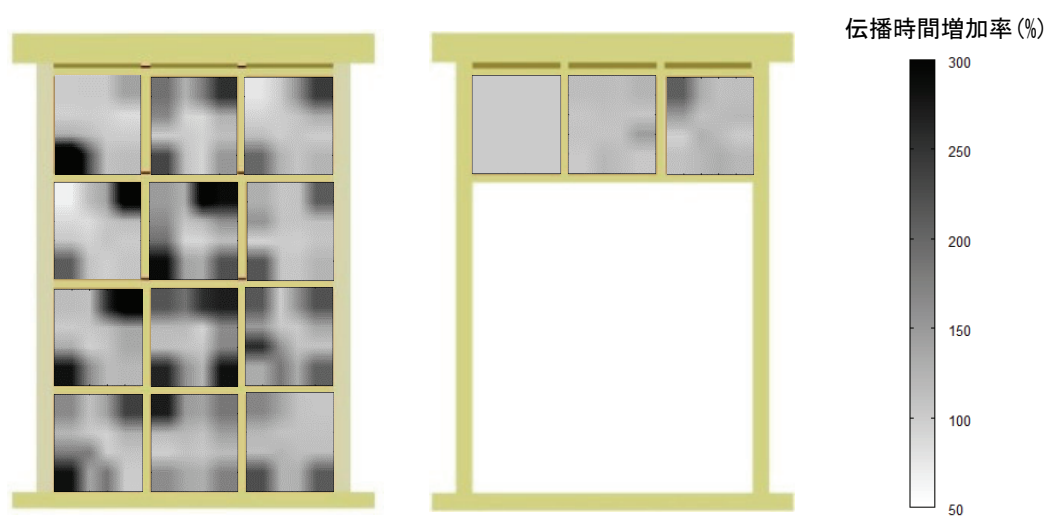


図4-35 A5 伝播時間増加率マップ 図4-36 B1 伝播時間増加率マップ

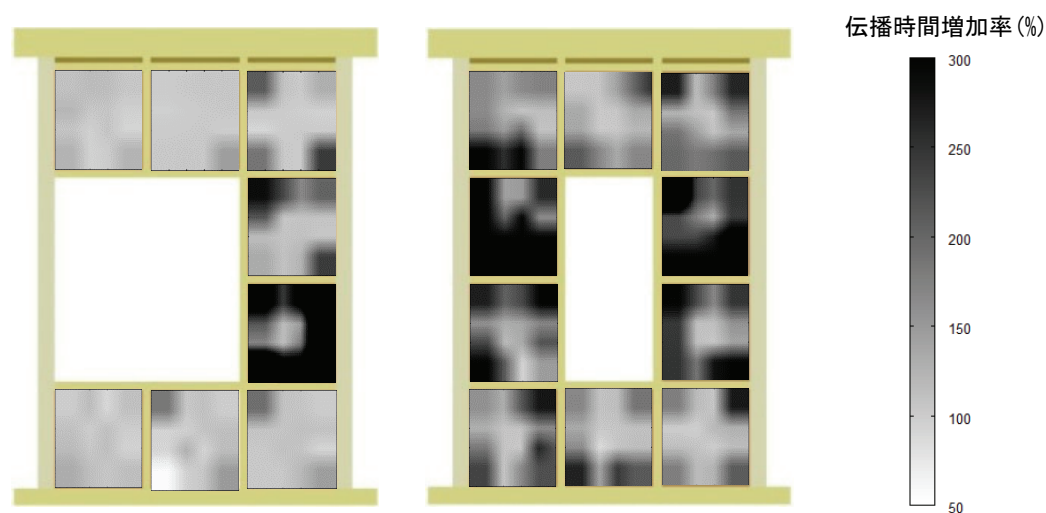


図4-38 B3 伝播時間増加率マップ 図4-37 B4 伝播時間増加率マップ

4.4 まとめ

本章では、プレファブ土壁を用いた実大壁の、動的な力学特性を振動台実験により検討することを目的とした。

4.1節では、本章の概要について述べた。

4.2節では、まず振動台実験に供した各試験体についての説明を行った。Aシリーズでは、方立・横棧が連続したフレームに、順次単体ユニットの設置数を増加しながら実験を行った。Bシリーズでは方立・横棧が連続しないフレームを用い、単体ユニットの配置により開口形状の異なる3種類の試験体について、その振動特性と地震波加振時の応答を検討する実験を行った。

振動台実験は、鉄骨フレームとクランク機構を用いて、平面型の試験体にて実施した。また、比較対象として構造用合板耐力壁についても振動台実験を行った。

4.3節では、試験結果について述べた。非損傷状態の試験体の等価剛性は、振幅レベルの小さい試験結果の方が高い値となる傾向にあり、振幅に対する依存性があることが分かった。また、単体ユニットの設置数が多くなるほど等価剛性が増大した。また、試験体上部の載荷重量が増大するほど、等価剛性は低下することが分かった。

パルス波加振の入力による各試験体の自由振動波形を用いて、分離推定法による減衰同定を行った。プレファブ土壁の分離推定法による粘性減衰は、対数減衰率による粘性減衰の7割程度の値となった。また、単体ユニットの設置数が増加するほど、粘性減衰、摩擦減衰共に増加することが分かった。

地震波加振時の各試験体の荷重変形関係による検討では、復元力特性の特徴は概ね静的加力試験結果に準じ、合板が静的に比べ剛性、耐力共に高くなったのに対し、プレファブ土壁では、静的よりも動的の方が剛性、耐力共に低い結果となった。これは、地震波加振による繰り返しの振動の影響により、単体ユニットとフレーム間に生じた隙が増大したためであると考えられる。

地震波加振前後の超音波伝播時間の測定による損傷評価では、全面壁では各単体ユニットの隅角部にほぼ均等に損傷が発生したのに対し、開口のある試験体では、開口部横の単体ユニットに損傷が集中することが分かった。

地震波加振時の各試験体の応答については、第5章にて解析結果との比較検討を行う。

4.5 第4章の参考文献

- [4-1] 日本建築学会：建築物の振動, 丸善, 2000
- [4-2] 佐藤 秀紀：演習機械振動学（セミナーライブラリ機械工学(3)）, サイエンス社, 1996
- [4-3] 梶山健二, 荒木秀夫, 小林正和, 青木健剛：強振動を受ける建築物の減衰性能—小型模型の実験による検討—, 日本建築学会中国支部研究報告集, 第 28 巻, pp. 297～300, 2005
- [4-3] 山田真澄, 後藤正美, 清水秀丸, 鈴木祥之：単位木造フレームを用いた動的・静的実験による木造軸組の耐震性能評価：日本建築学会構造系論文集, 第 582 号, pp. 95-102, 2004. 08
- [4-4] 脇田健裕, 片岡靖夫, 曾田五月也：スチールハウス耐力壁の減衰性能向上に関する実験的検討, 日本建築学会技術報告集, 第 38 号, pp. 47-50, 2012. 2
- [4-5] 柴田明徳：最新建築学シリーズ 9, 最新耐震構造解析入門, 1981
- [4-6] 西川孝夫, 荒川利治, 久田嘉章, 曾田五月也, 藤堂正喜：シリーズ〈建築工学〉 建築の振動 初歩から学ぶ建物の揺れ, 2005
- [4-7] 鄭基浩, 北守顕久, 小松幸平, 脇田健裕, 片岡靖夫：超音波伝播速度測定による土塗壁の損傷評価, 日本建築学会技術報告集, 第 40 号, pp. 895-900, 2012. 10
- [4-8] 脇田健裕, 北守顕久, 鄭基浩, 森拓郎, 小松幸平, 片岡靖夫, 曾田五月也, 宋成彬：プレファブ土壁の静的・動的試験による耐力特性評価と超音波測定を用いた損傷推定, 日本建築学会構造系論文集, 第 690 号, pp. 1469-1476, 2013. 8
- [4-9] 鄭基浩, 北守顕久, Hassell Ivon, 小松幸平：プレファブ型土壁の水平せん断性能の評価, 日本建築学会技術報告集, 第 34 号, pp. 929-934, 2010. 10
- [4-10] 小松幸平, 片岡靖夫, 森拓郎, 瀧野真二郎, 鄭基浩, 北守顕久, 白鳥武, 南宗和：提案住宅のコンセプトと構造性能の概要 自然素材活用型木造軸組み構造の開発（その 1）, 日本建築学会技術報告集, 第 28 号, pp. 447-452, 2008. 10

第 5 章

プレファブ土壁の解析手法の構築と 力学的特性の解析的検討

5.1 はじめに

本章ではまずプレファブ土壁の力学的特性を推定する解析手法の構築とその検証を行う。次に、本解析手法を用いて、プレファブ土壁の開口形状の違いや、単体ユニットの固定の有無が、耐力壁の力学的特性に与える影響について比較検討する。

以下、本章の概要を述べる。

5.2 節では、まずプレファブ土壁を構成する各構造要素のせん断加力試験結果を用いて、その復元力特性をせん断ばねによりモデル化する。次に、作成した各せん断ばねと、プレファブ土壁を構成する柱、梁、土台、横棧、方立それぞれの部材モデルを組み合わせ、プレファブ土壁耐力壁の平面フレームによる解析モデルを構築する。本解析モデルの妥当性を検討するため、第3章で行ったプレファブ土壁全面壁についての解析を行い、試験結果と比較検討する。

5.3 節では、5.2 で作成した解析モデルを用いて、各種プレファブ土壁耐力壁の力学的特性を検討する。

まず単体ユニットの配置を変えることにより、開口形状を変化させた耐力壁の力学特性についての比較検討をおこなう。

次に、単体ユニットと上下フレームの固定の有無が、耐力壁の力学特性に与える影響を検討する。

最後に、第4章の振動台実験を模擬した解析を行い、本解析モデルを用いた地震応答解析結果と実験結果を比較する。これにより本解析手法を用いて、プレファブ土壁耐力壁の地震時応答を推定することの妥当性について検討する。

5.4 節は、本章のまとめとする。

5.2 プレファブ土壁の解析モデルの作成と検証

5.2.1 各耐力要素のモデル化とフレーム解析モデルの構築

まず、プレファブ土壁を構成する各耐力要素の復元力特性について、せん断ばねによるモデル化を行う。単体ユニットの復元力特性は、第2章の上下フレームへの固定無しの試験結果を用いて、骨格曲線を4折線とする拡張NCLモデル^[5-1]によりモデル化を行った。

また、柱頭、柱脚にホールダウン金物を設置した柱、梁、土台からなるホールダウン付き木造軸組みフレーム(以下、木軸)及び、プレファブ土壁を設置するための枠材である方立・横桟についても、別途行った試験結果から、そのせん断抵抗力を拡張NCLモデルにてモデル化した。

表5-1に作成した各耐力要素の解析モデルの、骨格曲線の剛性・降伏点と固有ループのパラメータを示す。

図5-1はプレファブ土壁の全面壁の解析モデル化図である。柱、梁、土台、方立・横桟の部材モデルは、設計規準^[5-2]にある平均的な値を用いて、ヤング係数、せん断弾性係数を設定した。また、各部材の節点は全てピン接合とした。

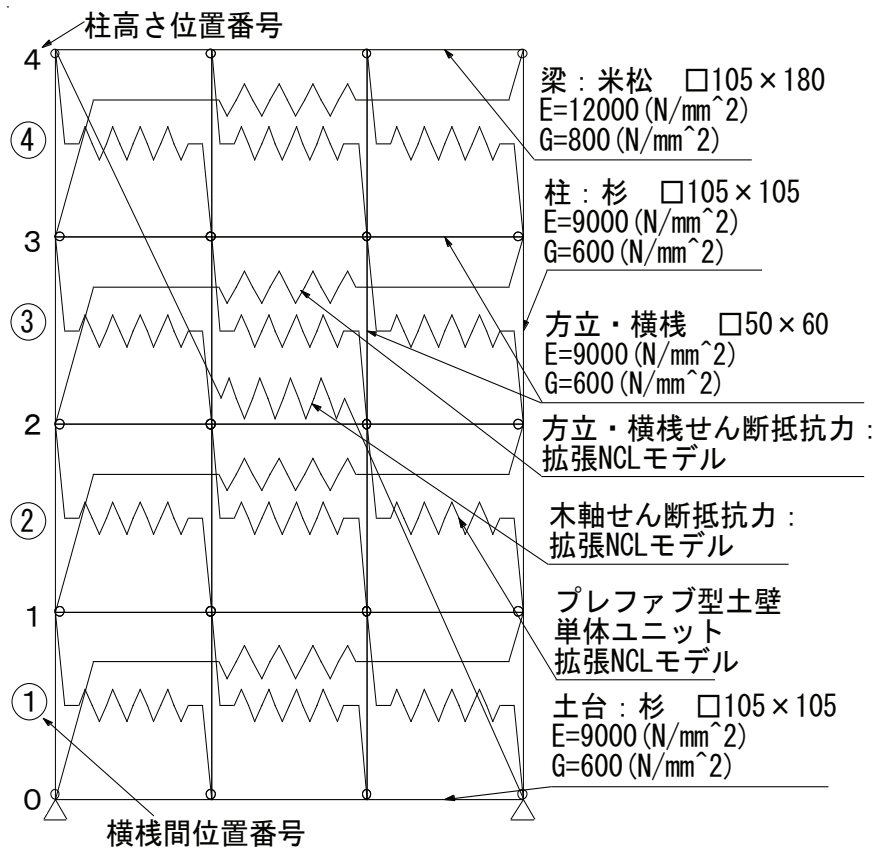


図5-1 プレファブ土壁の解析モデル化図

拡張 NCL モデルの固有ループ関数式

$$\text{載荷ループ式 } L_1(x) = (B \cdot |x|^{n1} + 1 - B) \cdot x \mp A(x^4 - 1) \quad (5-1)$$

$$\text{除荷ループ式 } L_2(x) = (B \cdot |x|^{n2} + 1 - B) \cdot x \pm A(x^4 - 1) \quad (5-2)$$

A: 荷重切片値 B: スリップ勾配 $n1, n2$: ループ曲線形状

表 5-1 各耐力要素の骨格曲線と固有ループのパラメータ

パラメータ 設定値	木軸	木軸+ 方立・横棧	プレ土壁単体 (固定無し)
第1 剛性 (kN/m)	30.9	90.0	136.8
第2 剛性 (kN/m)	19.8	81.0	131.8
第3 剛性 (kN/m)	15.1	63.0	56.5
第4 剛性 (kN/m)	-0.3	-0.9	-17.5
第1 降伏点 (kN)	0.50	0.30	0.26
第2 降伏点 (kN)	1.77	0.60	2.62
第3 降伏点 (kN)	2.63	0.87	3.18
固有ループ関数式 (5-1) (5-2)	A	0.076	0.3
	B	0.582	1
	n1	1.5	2
	n2	3.9	20

5.2.2 解析結果と実験結果の比較

前節で作成した解析モデルを用いて、第2章、第3章のせん断加力試験を模擬した、正負繰り返しの変位増分解析を行い、実験結果と比較する。

図 5-2、図 5-3、図 5-4 はそれぞれ木軸、木軸+方立・横棧、プレファブ土壁単体ユニットの実験結果を用いてモデル化した結果である骨格曲線と固有ループのパラメータ設定値は表 5-1 に示した通りであり、各耐力要素とも精度よく模擬できていることが分かる。

図 5-5 は図 5-1 に示したように、単体ユニットを 12 体設置したプレファブ土壁全面壁について解析を行った結果と実験結果の比較である。解析結果の骨格曲線は実験結果と比べ、若干低い値で推移ししているが、履歴ループの形状を含め、概ねよく対応していることが分かる。

表 5-2 は実験結果と解析結果の包絡線から算出した設計用特性値を比較した一覧表である。各特性値とも解析結果の方が 1 割程度低い値となった。

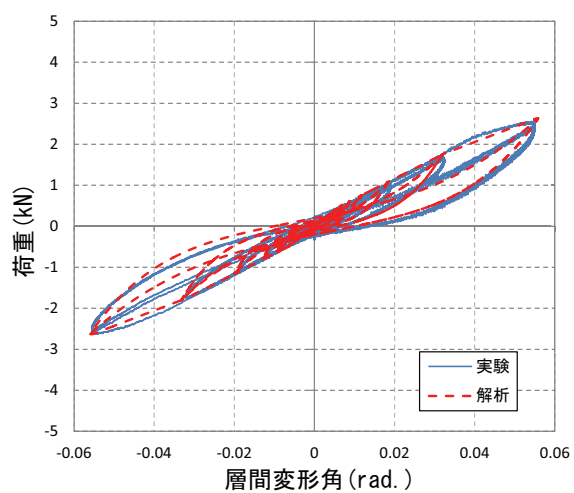


図 5- 2 木軸のモデル化

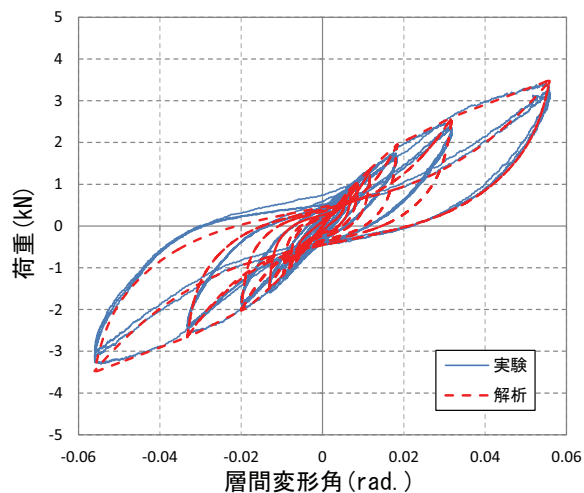


図 5- 3 木軸+方立・横棧のモデル化

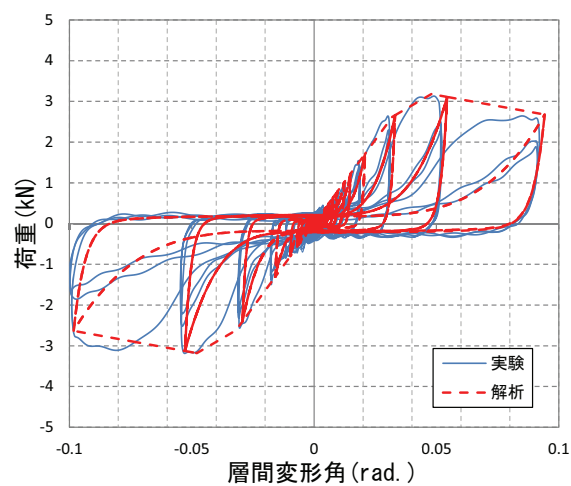


図 5- 4 プレファブ土壁単体ユニットのモデル化

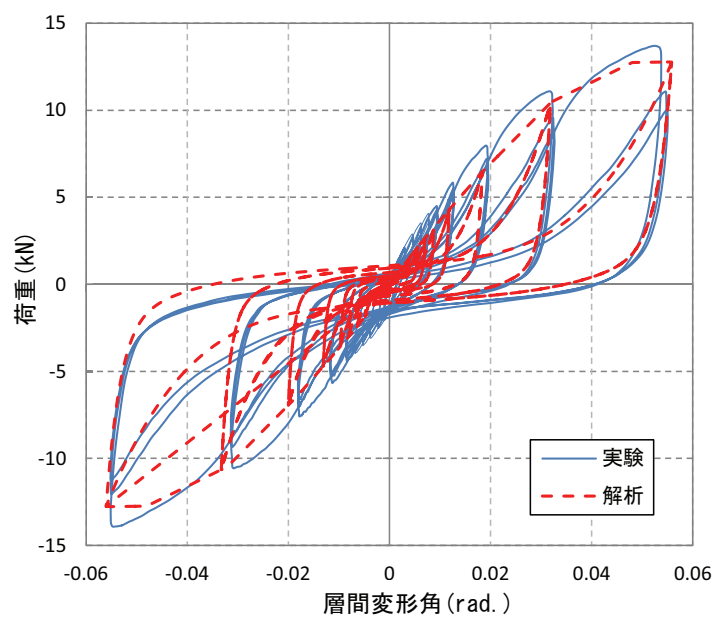


図 5- 5 プレファブ土壁全面壁の解析と実験結果の比較

表 5- 2 プレファブ土壁全面壁の特性値比較

特性値	解析	実験
最大耐力 P_{\max} (kN)	12. 80	13. 70
最大耐力時変形角 R_{\max} (rad)	0. 050	0. 052
降伏耐力 P_y (kN)	8. 51	8. 47
降伏変形角 R_y (rad.)	0. 0254	0. 0219
終局耐力 P_u (kN)	12. 34	12. 97
終局変形角 R_u (rad.)	0. 0558	0. 0547
降伏点変形角 R_v (rad.)	0. 0368	0. 0336
剛性 (kN/rad.)	335	386
塑性率 μ	1. 52	1. 63
構造特性係数 D_s	0. 70	0. 67
$P_u \cdot (0. 2/D_s)$ (kN)	3. 52	3. 90
$2/3P_{\max}$ (kN)	8. 53	9. 13
1/120rad. 時の耐力 (kN)	3. 10	4. 14
短期許容せん断耐力 (kN)	3. 10	3. 90
壁倍率 (1m 当たり)	0. 9	1. 0

5. 3 各種プレファブ土壁の力学特性についての解析的検討

5. 3. 1 開口形状の異なるプレファブ土壁の比較

プレファブ土壁は単体ユニットの配置方法によって、様々な開口形状に対応することが可能である。ここでは開口形状の違いがプレファブ土壁の力学特性に与える影響を検討する。本節では図 5- 6 に示す 7 種類の開口形状について、その力学的特性を解析により比較検討する。PM12 は全面壁であり、モデル名の数字部分は単体ユニットの設置数を示している。また、モデル名の () 内の表記は、第 4 章の振動台実験に用いた試験体のうち、同じ開口形式を持つ試験体名を示している。それぞれの開口形状の壁について、5. 2 で示した方法で平面フレームモデルを作成し、正負繰り返しの変位増分解析を行い、各モデルの荷重変形関係を得ることにより、その力学特性を比較する。

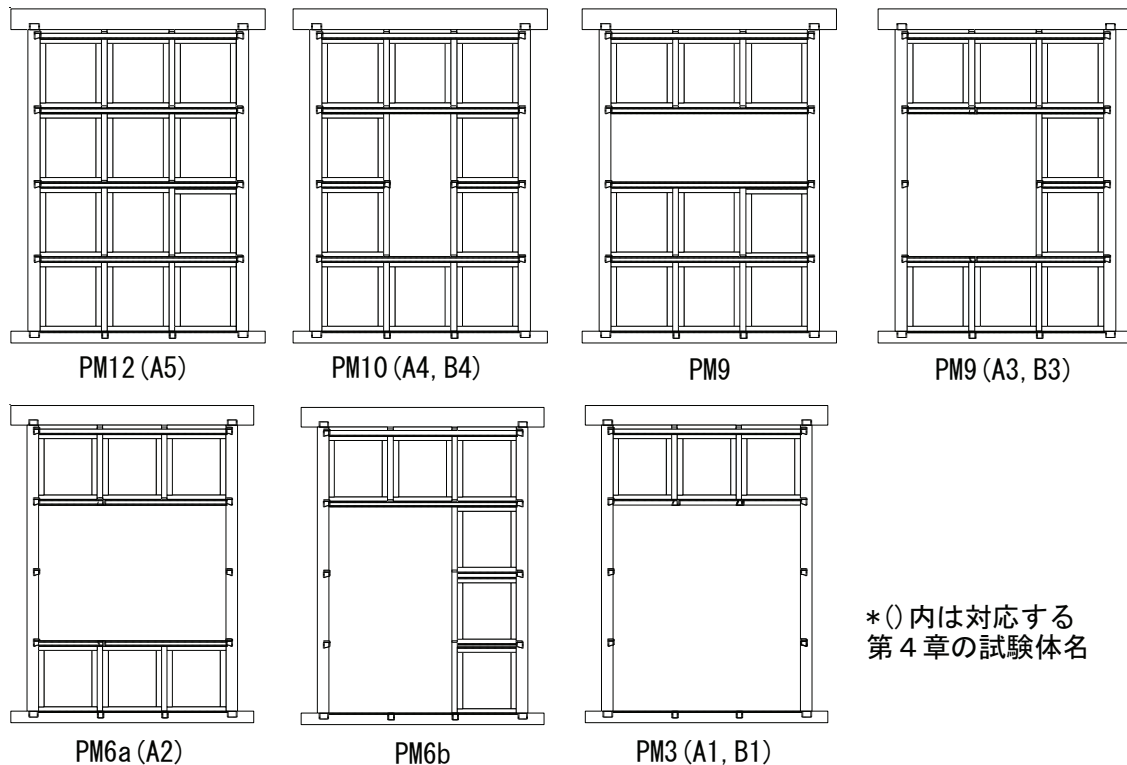


図5- 6 開口形状の異なるプレファブ土壁とモデル名

図5- 7に各モデルの解析結果の荷重変形関係を示す。ユニットの設置数が少なくなるに従い、骨格曲線及び、除荷曲線の耐力・剛性も低下している。図5- 8は各変形角の1ループ目の加力ループから算出した等価粘性減衰定数 heq と、当該ループの最大層間変形角の関係を示したグラフである。各モデルとも $1/150\text{rad.}$ あたりまでは急激に増加し、それ以降は緩やかな増加となる。また、ユニット数が減少するほど等価粘性減衰定数も減少しているが、特にPM3の減少分が大きいことが分かる。

図5- 9は各モデルの荷重変形関係の包絡線と、木軸、木軸+方立・横棧の包絡線を示した図である。垂れ壁形式のPM3は $1/50\text{rad.}$ までは木軸+方立・横棧と同等の耐力値で推移しており、単体ユニット設置によるせん断耐力への寄与は、大変形角時まで生じていないことが分かる。

表5- 3は図5- 9の包絡線を用いて設計用特性値の評価を行った結果の一覧である。より大きな開口を持つモデルの方が、降伏変形角が大きく塑性率が低いため、構造特性係数 D_s が高い値となる。しかし、いずれの試験体も短期許容せん断耐力は、 $1/120(\text{rad.})$ 時の耐力にて決定している。

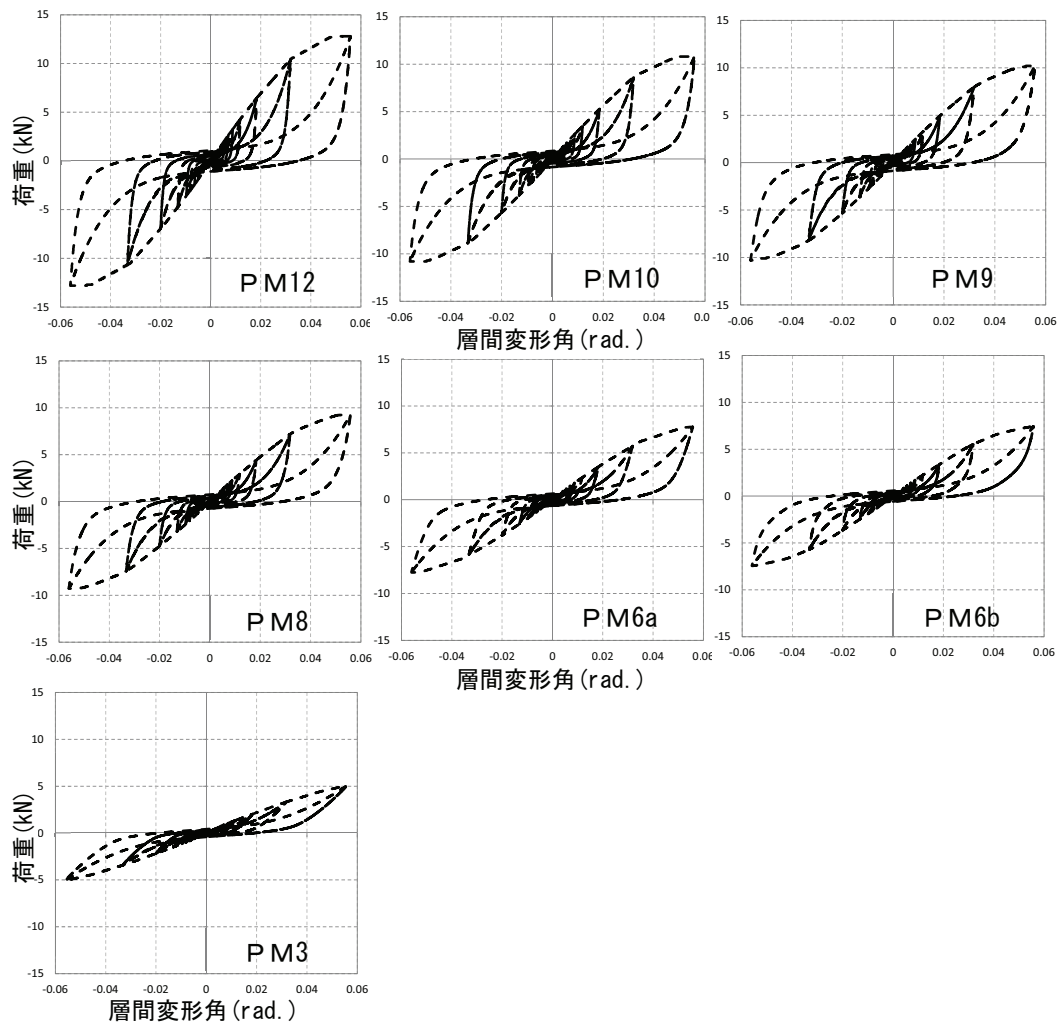


図5-7 各モデルの荷重変形関係

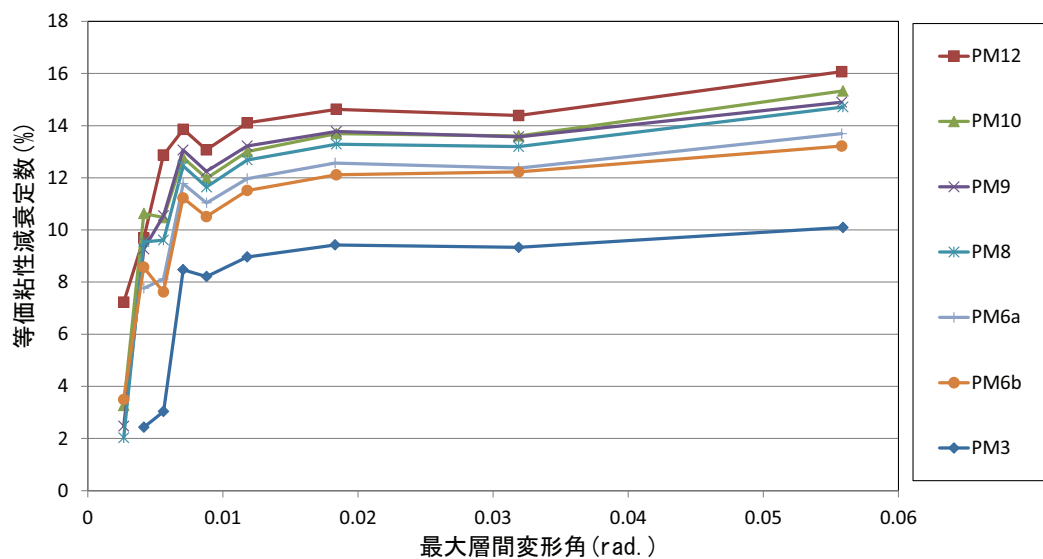


図5-8 最大層間変形角—等価粘性減衰定数(1 ループ目)

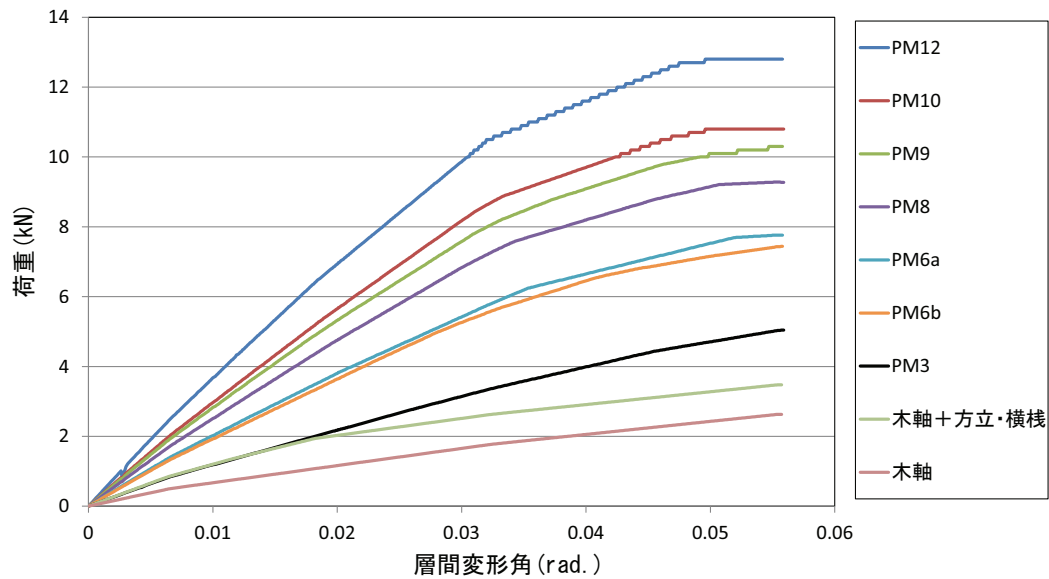


図 5- 9 各モデルの包絡線比較

表 5- 3 各モデルの特性値比較

特性値	PM12	PM10	PM9	PM8	PM6a	PM6b	PM3	木軸+方立・横桟	木軸
最大耐力 P_{max} (kN)	12. 80	10. 80	10. 30	9. 28	7. 76	7. 44	5. 04	3. 48	2. 63
最大耐力時変形角 R_{max} (rad.)	0. 0496	0. 0496	0. 0547	0. 0551	0. 0550	0. 0557	0. 0557	0. 0554	0. 0554
降伏耐力 P_y (kN)	8. 51	7. 14	6. 35	5. 88	4. 87	4. 63	2. 81	1. 83	1. 51
降伏変形角 R_y (rad.)	0. 0254	0. 0259	0. 0246	0. 0254	0. 0266	0. 0259	0. 0264	0. 0170	0. 0270
終局耐力 P_u (kN)	12. 34	10. 39	9. 70	8. 82	7. 34	6. 91	4. 62	2. 92	2. 43
終局変形角 R_u (rad.)	0. 0558	0. 0559	0. 0558	0. 0559	0. 0558	0. 0558	0. 0559	0. 0558	0. 0558
降伏点変形角 R_v (rad.)	0. 0368	0. 0377	0. 0375	0. 0382	0. 0401	0. 0387	0. 0434	0. 0271	0. 0436
剛性 (kN/rad.)	335	275	259	231	183	179	106	108	56
塑性率 μ	1. 52	1. 48	1. 49	1. 47	1. 39	1. 44	1. 29	2. 06	1. 28
構造特性係数 D_s	0. 70	0. 71	0. 71	0. 72	0. 75	0. 73	0. 80	0. 57	0. 80
$P_u \cdot (0. 2/D_s)$ (kN)	3. 52	2. 91	2. 73	2. 45	1. 96	1. 90	1. 16	1. 03	0. 61
$2/3P_{max}$ (kN)	8. 53	7. 20	6. 87	6. 19	5. 17	4. 96	3. 36	2. 32	1. 75
1/120rad. 時の耐力 (kN)	3. 10	2. 51	2. 39	2. 13	1. 72	1. 64	1. 02	1. 04	0. 59
短期許容せん断耐力 (kN)	3. 10	2. 51	2. 39	2. 13	1. 72	1. 64	1. 02	1. 03	0. 59
壁倍率 (1m 当たり)	0. 9	0. 7	0. 7	0. 6	0. 5	0. 5	0. 3	0. 3	0. 2

図 5- 10 は各解析モデルの最大変形角 (1/17. 5rad.) 時の柱の曲げ変形を示した図である。柱高さ位置番号は図 5-1 に対応している。PM6b、PM3 は中央辺りで外側に膨らんだ形状となっているのに対し、PM9 は内側に膨らんでいる。壁の上下で非対称なユニット配置とな

っているモデルほど柱の曲げ変形は大きくなり、上部にユニットが多い試験体は外側に膨らむ方向に曲げ変形し、下部にユニットが多い試験体は内側に曲げ変形することが分かる。

図 5- 11 は各解析モデルの最大変形角時の、横棧間の変形角を比較したグラフである。横棧間位置番号は図 5- 1 に対応している。PM12 については各位置の変形角は全体の層間変形角とほぼ同等である。他モデルでは開口がある位置の変形角が大きくなっており、開口部横の単体ユニットには損傷が集中することを示している。

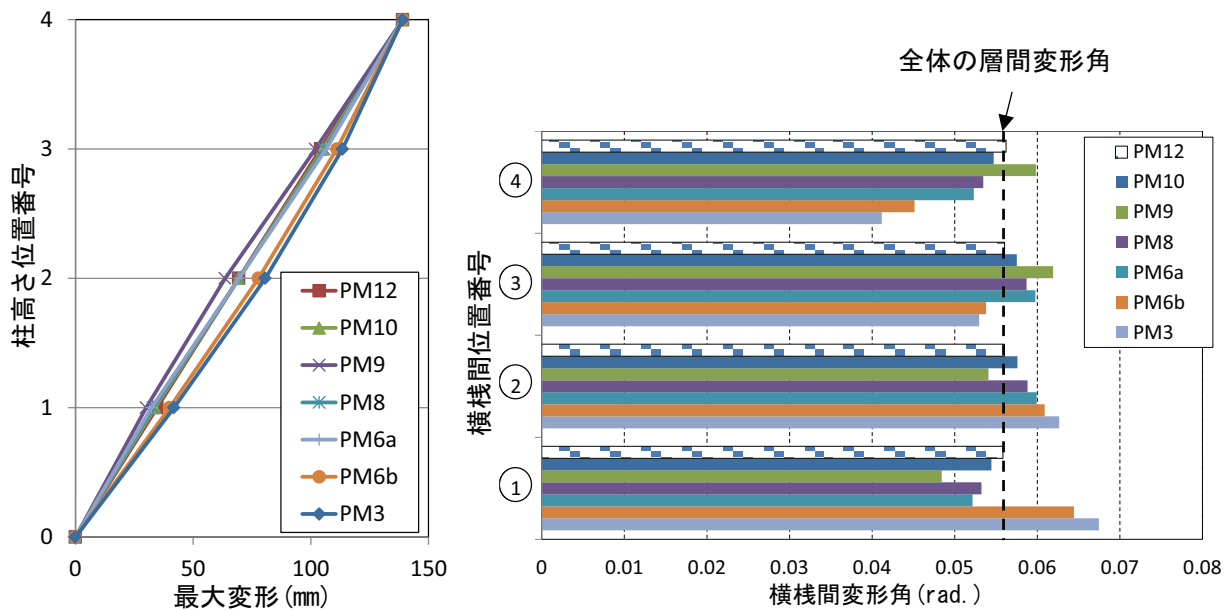


図 5- 10 各モデルの柱の曲げ変形比較

図 5- 11 横棧間の変形角の比較

5.3.2 単体ユニットの固定の有無による比較

本節では単体ユニットの固定の有無が、耐力壁の力学的特性に与える影響を検討する。単体ユニットの力学的特性は第 2 章で示した通り、単体ユニットを上下フレームに固定することで、その剛性及び最大耐力が増大する。そこで、固定有りの単体ユニットの力学特性を、5.2.1 で示した方法と同様に、骨格曲線を 4 折線とする拡張 NCL モデルによりモデル化した。表 5- 4 に作成した解析モデルの骨格曲線の剛性・降伏点と固有ループのパラメータを示す。図 5- 12 は固定有りのプレファブ土壁単体ユニットの、実験結果と解析結果の比較である。骨格曲線、固有ループ共に精度よく模擬できている。

次に、固定有り単体ユニットのせん断ばねを、図 5-1 で示した全面壁のフレームモデルに組み込み、単体ユニットの固定を行った場合の解析を行った。図 5- 13 は固定有り(黒破線)と、固定無し(青実線)の解析結果の比較である。固定有りは剛性と最大耐力が増大し、降伏点の位置がより小変形角になっていることが分かる。

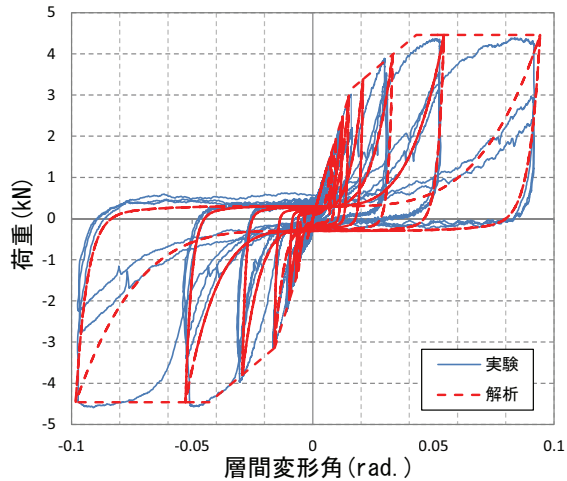


図 5- 12 固定有り単体ユニットの荷重変形関係

表 5- 4 骨格曲線と固有ループパラメータ

		プレ土壁単体 (固定有り)
第 1 剛性 (kN/m)		344. 4
第 2 剛性 (kN/m)		306. 6
第 3 剛性 (kN/m)		78. 5
第 4 剛性 (kN/m)		1. 7
第 1 降伏点 (kN)		1. 24
第 2 降伏点 (kN)		3. 14
第 3 降伏点 (kN)		4. 46
固有ループ関数式 (5-1) (5-2)	A	0. 067
	B	1
	n1	3. 187
	n2	20

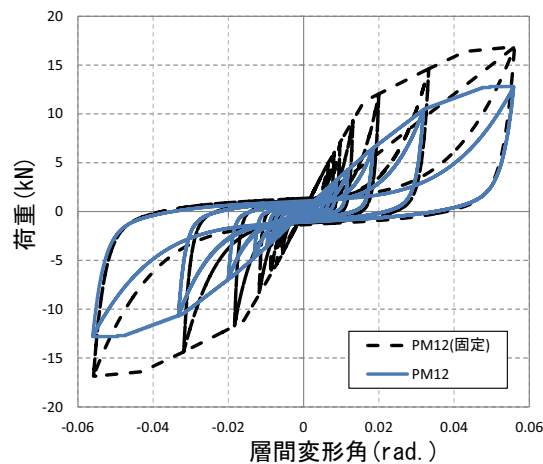


図 5- 13 PM12 の荷重変形関係比較

図 5- 14 は、5. 3. 1 の各種開口形状を持つ解析モデルについて、それぞれ固定有りの単体ユニットに置き換えた場合の、解析結果の荷重変形関係の包絡線を比較したグラフである。いずれのモデルについても、固定有りの結果は固定無しに比べて、耐力値が増加しているが、単体ユニットの設置数の少ないモデル(PM3, PM6)と比べ、単体ユニットの設置数の多いモデル(PM12, PM10)の方がその差が大きくなっていることが分かる。

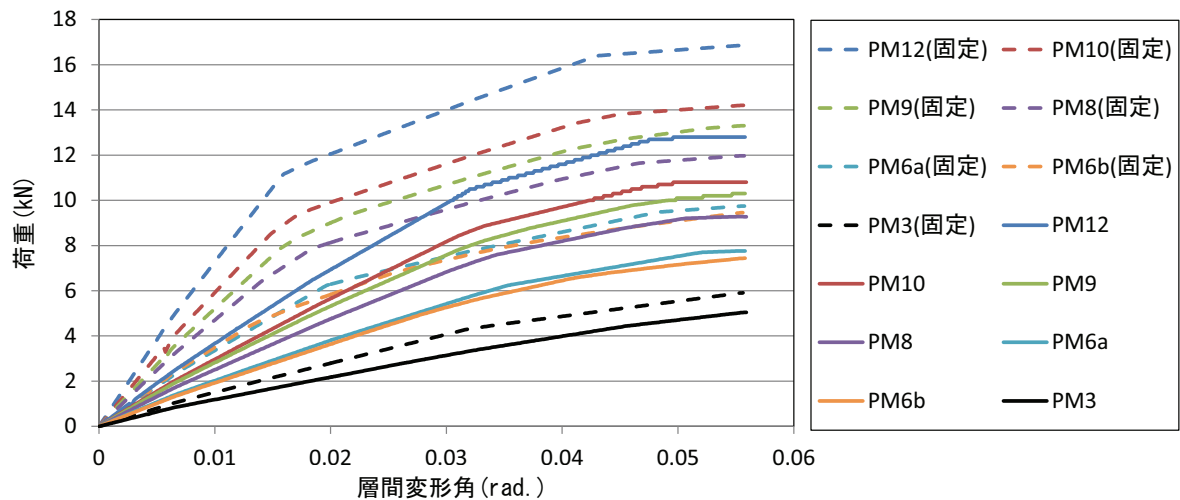


図5-14 各解析モデルの荷重変形関係包絡線比較

表5-5は各モデルの包絡線から耐力壁の設計用特性値を算出した結果である。ユニットの固定を行うことで、全面壁(PM12)では壁倍率がおおよそ2倍にまで上昇する。

表中赤字()内の数字は固定有りの値を、固定無しの値で割った倍率である。各耐力値及び剛性についての倍率はユニットの設置数の減少に伴い、それぞれ低下する傾向にあるが、降伏耐力や終局耐力の値についてはその傾向が小さい。また、降伏変形角、降伏点変形角についての倍率は、ユニットの設置数の多いモデルの方が小さい値になっている。

短期許容耐力値は固定の有無共に、全て1/120rad.時の耐力値によって決定しており、設計値の増加には、単体ユニットの剛性をさらに向上させることが必要である。また構造特性係数は最小でも0.49(固定有り, PM12)であり、これは一般的な木造耐力壁に比べて、いまだ高い値であり、この数値を下げるためにも単体ユニットの剛性を上げ、壁の塑性率を上昇させることが必要である。

表 5- 5 固定の有無による設計用特性値の比較

モデル名	PM12		PM10		PM9		PM8		PM6a		PM6b		PM3	
固定の有無	無	有	無	有	無	有	無	有	無	有	無	有	無	有
最大耐力 Pmax (kN)	12. 80	16. 85 (1. 32)	10. 80	14. 20 (1. 31)	10. 30	13. 30 (1. 29)	9. 28	11. 97 (1. 29)	7. 76	9. 74 (1. 26)	7. 44	9. 46 (1. 27)	5. 04	5. 91 (1. 17)
最大耐力時変形 角 Rmax (rad.)	0. 050	0. 055 (1. 12)	0. 050	0. 055 (1. 12)	0. 055	0. 055 (1. 01)	0. 055	0. 055 (1. 01)	0. 055	0. 055 (1. 01)	0. 056	0. 056 (1. 00)	0. 056	0. 056 (1. 00)
降伏耐力 Py (kN)	8. 51	10. 82 (1. 27)	7. 14	8. 78 (1. 23)	6. 35	7. 93 (1. 25)	5. 88	7. 27 (1. 24)	4. 87	6. 04 (1. 24)	4. 63	5. 25 (1. 14)	2. 81	3. 95 (1. 41)
降伏変形角 Ry (rad.)	0. 025	0. 015 (0. 61)	0. 026	0. 016 (0. 60)	0. 025	0. 016 (0. 64)	0. 025	0. 017 (0. 65)	0. 027	0. 019 (0. 71)	0. 026	0. 017 (0. 65)	0. 026	0. 029 (1. 10)
終局耐力 Pu (kN)	12. 34	15. 11 (1. 22)	10. 39	12. 66 (1. 22)	9. 70	11. 72 (1. 21)	8. 82	10. 67 (1. 21)	7. 34	8. 57 (1. 17)	6. 91	8. 29 (1. 20)	4. 62	5. 41 (1. 17)
終局変形角 Ru (rad.)	0. 056	0. 056 (1. 00)	0. 056	0. 056 (1. 00)	0. 056	0. 056 (1. 00)	0. 056	0. 056 (1. 00)	0. 056	0. 056 (1. 00)	0. 056	0. 056 (1. 00)	0. 056	0. 056 (1. 00)
降伏点変形角 Rv (rad.)	0. 037	0. 021 (0. 58)	0. 038	0. 022 (0. 59)	0. 038	0. 023 (0. 62)	0. 038	0. 024 (0. 64)	0. 040	0. 027 (0. 67)	0. 039	0. 026 (0. 68)	0. 043	0. 040 (0. 92)
剛性 (KN/rad.)	335	703 (2. 10)	275	565 (2. 05)	259	501 (1. 94)	231	438 (1. 90)	183	318 (1. 74)	179	313 (1. 75)	106	136 (1. 28)
塑性率 μ	1. 52	2. 61 (1. 72)	1. 48	2. 49 (1. 68)	1. 49	2. 39 (1. 60)	1. 47	2. 29 (1. 56)	1. 39	2. 07 (1. 49)	1. 44	2. 11 (1. 46)	1. 29	1. 40 (1. 09)
構造特性係数 Ds	0. 70	0. 49 (0. 69)	0. 71	0. 50 (0. 70)	0. 71	0. 51 (0. 72)	0. 72	0. 53 (0. 73)	0. 75	0. 56 (0. 75)	0. 73	0. 56 (0. 77)	0. 80	0. 74 (0. 93)
Pu ・ (0. 2/Ds) (kN)	3. 52	6. 20 (1. 76)	2. 91	5. 05 (1. 73)	2. 73	4. 55 (1. 67)	2. 45	4. 04 (1. 65)	1. 96	3. 04 (1. 55)	1. 90	2. 98 (1. 57)	1. 16	1. 45 (1. 25)
2/3Pmax (kN)	8. 53	11. 23 (1. 32)	7. 20	9. 47 (1. 31)	6. 87	8. 87 (1. 29)	6. 19	7. 98 (1. 29)	5. 17	6. 50 (1. 26)	4. 96	6. 31 (1. 27)	3. 36	3. 94 (1. 17)
1/120rad. 時 の耐力 (kN)	3. 10	6. 17 (1. 99)	2. 51	5. 02 (2. 00)	2. 39	4. 42 (1. 85)	2. 13	4. 00 (1. 88)	1. 72	2. 86 (1. 66)	1. 64	2. 97 (1. 82)	1. 02	1. 28 (1. 26)
短期許容 せん断耐力 (kN)	3. 10	6. 17 (1. 99)	2. 51	5. 02 (2. 00)	2. 39	4. 42 (1. 85)	2. 13	4. 00 (1. 88)	1. 72	2. 86 (1. 66)	1. 64	2. 97 (1. 82)	1. 02	1. 28 (1. 26)
壁倍率 (1m 当たり)	0. 9	1. 7	0. 7	1. 4	0. 7	1. 2	0. 6	1. 1	0. 5	0. 8	0. 5	0. 8	0. 3	0. 4

*表中赤字() 内数字は固定有/無の倍率を表す

5.4 時刻歴応答解析による地震時応答についての検討

第4章で行った振動台実験の地震波加振による実験結果と、本解析モデルによる時刻歴応答解析結果との比較を行う。地震波加振を行った各試験体の平面フレーム解析モデルの上部に、試験で載荷したのと同重量の荷重を作用させ、実験時に振動台上で計測した加速度記録を用いて応答計算を行った。数値積分はNewmarkの β 法($\beta=0.25$)を用い、減衰マトリックスは、構造全体の剛性に対して瞬間剛性比例型で5%となるように設定した。

図5-15は各試験体の地震波加振結果と、その解析結果の荷重変形関係を全て重ね合わせたグラフである。各試験体とも実験結果と解析結果の履歴形状及び最大応答値は概ね対応しているが、解析結果より実験結果の方が、剛性及び耐力値が低く、かつ最大応答変形角が大きい傾向が見られる。この原因は単体ユニットと木軸の間隙が、繰り返しの加振により増大する現象を実験時にも目視にて確認しており、この部分の滑りにより剛性及び耐力が低下し、変形角が増大したためであると考えられる。

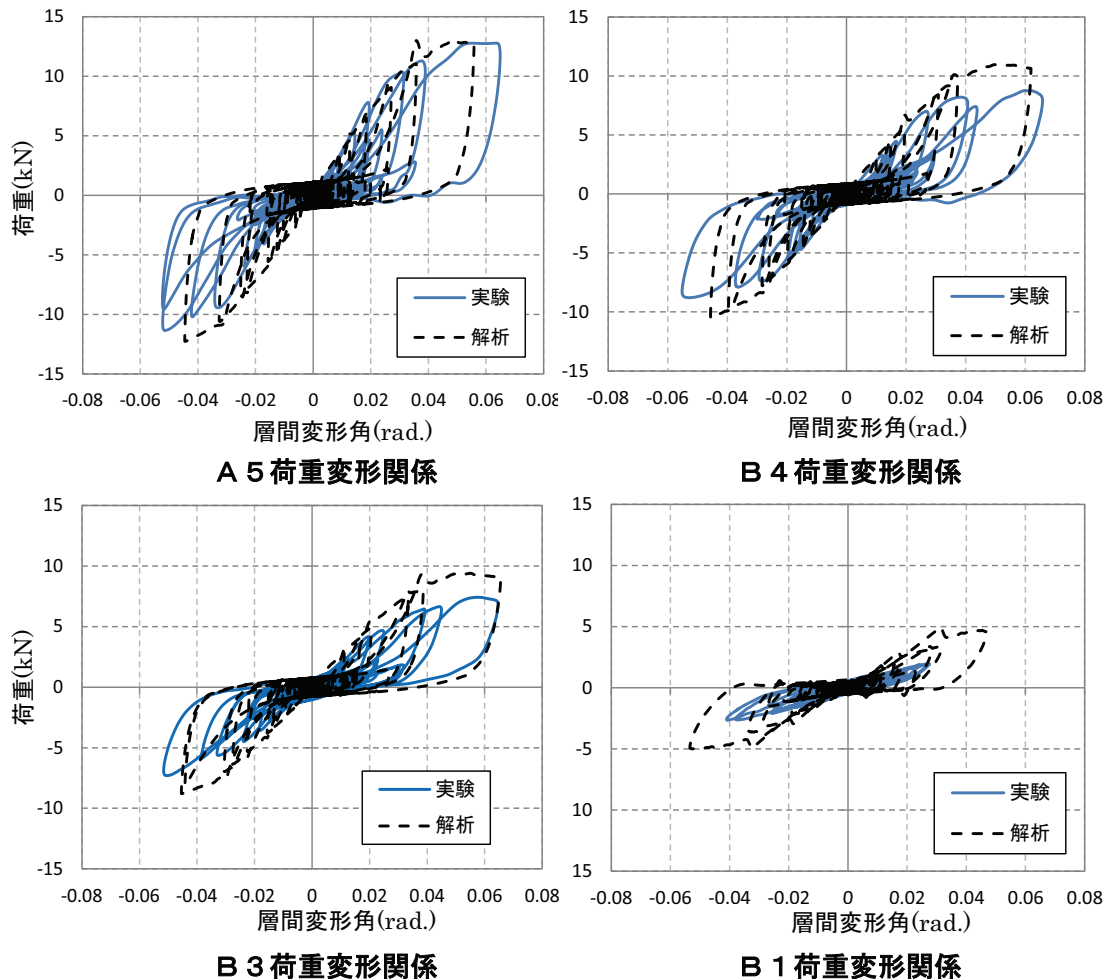


図5-15 全加振の荷重変形関係重ね合わせ

図5-16～19は試験体毎に各地震波での荷重変形関係を重ね合わせた結果である。概ねその応答をよく模擬できているが、B-1では実験結果が解析結果に比べ、特に大変形領域にて耐

力が低く、応答変形角も小さくなっていることが分かる。繰り返しの加振により発生した隙による影響で、単体ユニットの変形量が抑えられたためである考えられる。

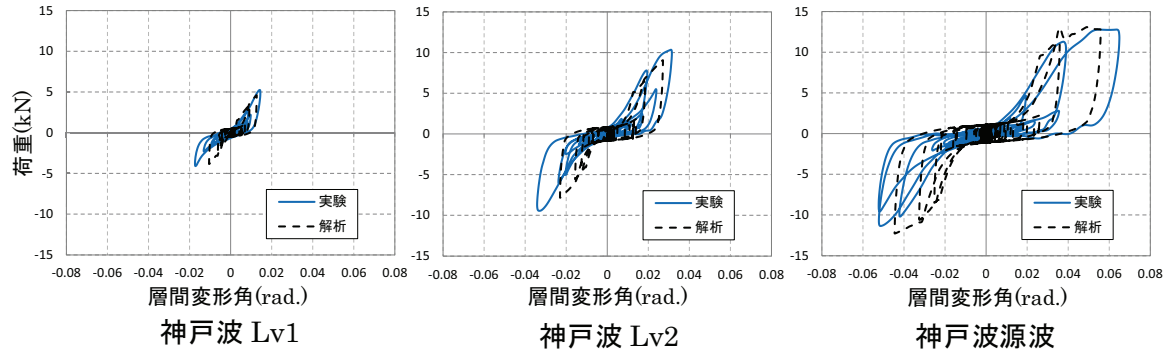


図 5- 16 A-5 加振波別荷重変形関係

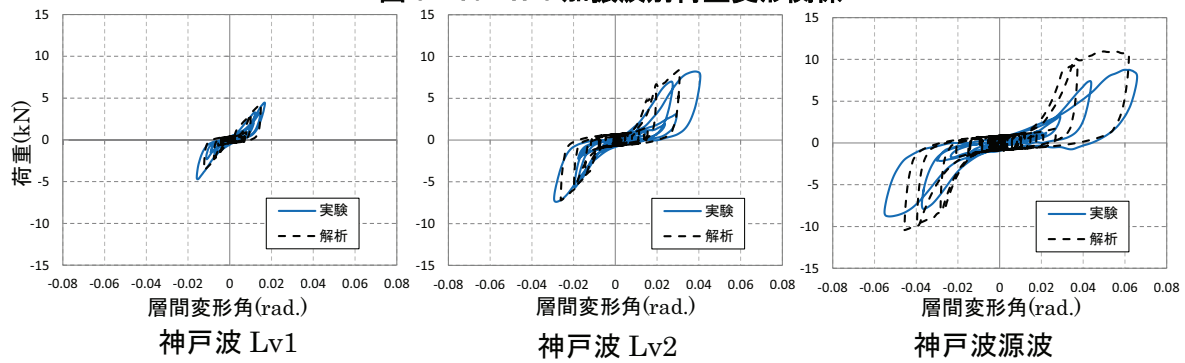


図 5- 17 B-4 加振波別荷重変形関係

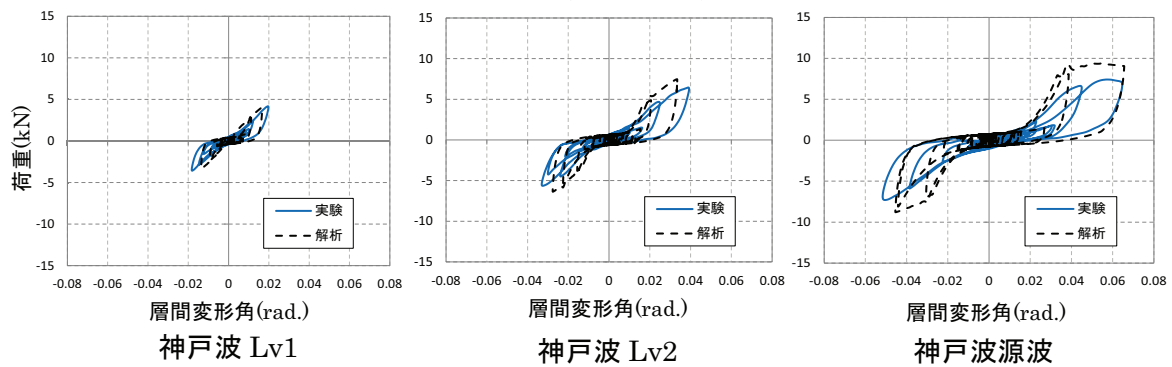


図 5- 18 B-3 加振波別荷重変形関係

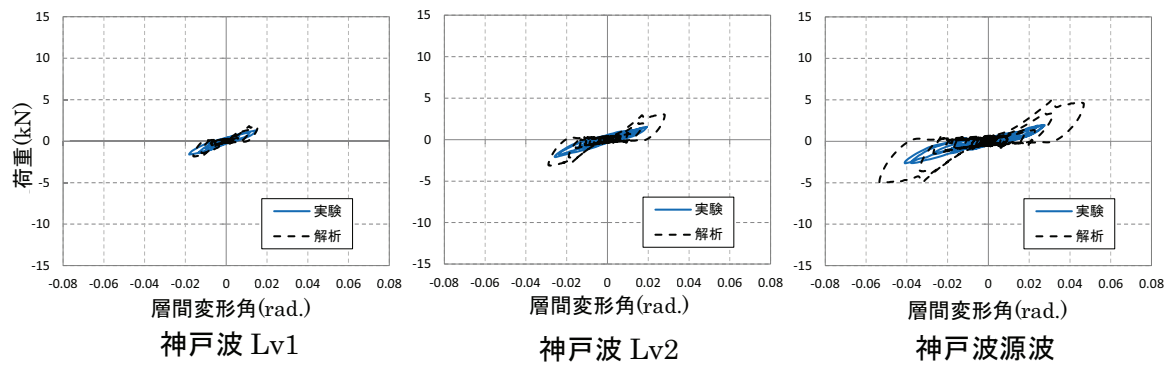


図 5- 19 B-1 加振波別荷重変形関係

5.5 まとめ

本章では、まずプレファブ土壁の力学的特性を推定する解析手法の構築と、その検証を行った。次に、本解析手法を用いて、各種のプレファブ土壁の静的及び動的な力学的特性について比較検討した。

5.1 節では、本章の概要について述べた。

5.2 節では、まずプレファブ土壁を構成する各構造要素のせん断加力試験結果を用いて、その復元力特性をせん断ばねによりモデル化した。次に、作成した各せん断ばねと、プレファブ土壁を構成する柱、梁、土台、横棧、方立それぞれの部材モデルを組み合わせ、平面フレームによる解析モデルを構築した。本解析モデルを用いて、第3章のプレファブ土壁全面壁についての解析を行い、試験結果と比較することで、解析手法の妥当性を確認した。

5.3 節では、5.2 で作成した解析モデルを用いて、各種のプレファブ土壁についてその力学的特性を比較検討した。

まず、プレファブ土壁の開口形状の違いが、壁の力学特性に与える影響を検討した。大きな開口を持つモデルの方が剛性、耐力は低く、また降伏変形角が大きくなるため塑性率も低い値となる。各ユニットの配置されている横棧間の変形角の比較では、開口部のある位置での変形角が大きく、開口部横のユニットには損傷が集中することが明らかとなった。これは第4章の振動台実験の神戸波加振後の損傷状況とも一致する結果である。

単体ユニットの上下フレームへの固定の有無による比較では、固定有りの試験体は固定無しに比べ、全面壁だと短期許容耐力で2倍程度高い値となる。しかし開口が大きいモデルになると、この倍率は低下することが明らかとなった。

最後に、第4章で行った振動台実験についての解析を行いその結果を比較した。開口の異なる4種類のモデルについて、振動台上で測定した加速度を入力波とする時刻歴応答解析を行った結果、実験結果と解析結果の応答は概ねよく対応した。これにより、本解析手法を用いることで、プレファブ土壁の地震時応答を推定することが可能であることが分かった。

5.6 第5章の参考文献

- [5-1] 松永裕樹, 宮津裕次, 曾田五月也: 木造軸組耐力壁/非耐力壁の汎用モデル化手法に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 639 号, pp. 889-896, 2009. 05
- [5-2] 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
- [5-3] (財)日本住宅・木材技術センター: 木造の耐力壁及びその倍率性能評価業務方法書, 2010
- [5-4] 任意形状立体フレームの弾塑性解析 SNAP Ver. 5 テクニカルマニュアル
- [5-5] 柴田明徳: 最新建築学シリーズ 9, 最新耐震構造解析入門, 1981
- [5-6] 西川孝夫, 荒川利治, 久田嘉章, 曾田五月也, 藤堂正喜: シリーズ〈建築工学〉 建築の振動 初歩から学ぶ建物の揺れ, 2005
- [5-7] 脇田健裕, 北守顕久, 鄭基浩, 森拓郎, 小松幸平, 片岡靖夫, 曾田五月也, 宋成彬: プレファブ土壁の静的・動的試験による耐力特性評価と超音波測定を用いた損傷推定, 日本建築学会構造系論文集, 第 690 号, pp. 1469-1476, 2013. 8
- [5-8] 鄭基浩, 北守顕久, Hassell Ivon, 小松幸平: プレファブ型土壁の水平せん断性能の評価, 日本建築学会技術報告集, 第 34 号, pp. 929-934, 2010. 10
- [5-9] 小松幸平, 片岡靖夫, 森拓郎, 瀧野真二郎, 鄭基浩, 北守顕久, 白鳥武, 南宗和: 提案住宅のコンセプトと構造性能の概要 自然素材活用型木造軸組み構造の開発 (その 1), 日本建築学会技術報告集, 第 28 号, pp. 447-452, 2008. 10

第 6 章

結論

本研究では近年木質構造物への伝統的土壁の適用が減少していることを背景に、土壁の建材としての有為な特性を保持しつつ、現代的な建築生産への適応性を高める方法としてプレファブ土壁の提案を行った。本論では、プレファブ土壁の建築物の構造要素としての力学的特性を、静的・動的試験により検討すると共に、その力学的特性を推定する解析手法の構築も行い、プレファブ土壁を建築物の構造体として用いることの妥当性と、その実用方法を明らかにした。

以下に、各章で得られた知見を述べる。

第1章では、まず我が国の木造建築物への土壁利用の歴史的変遷をまとめた上で、近年の土壁利用衰退の原因について考察し、その結果を踏まえて、現代の建築生産に適応した土壁の利用方法としてプレファブ土壁を提案した。プレファブ土壁は、我が国において伝統的に培われてきた土壁製作の左官技法を維持しながら、現場での施工性の向上や、工期の短縮、品質の安定化を図る構法である。

第2章では、プレファブ土壁に用いる単体ユニットの、基本力学的特性に関する検討を行った。

プレファブ土壁実大壁は単体ユニットの集合体であるため、その力学的特性は単体ユニットの力学的特性に依存し、かつそのせん断抵抗力の大部分は、壁土の対角線圧縮抵抗によるものであると考えられる。

本章ではまず、本研究の試験体に用いた壁土材の圧縮加力試験を行い、壁土材の圧縮力に対する基本力学的特性を把握した。壁土材は乾燥が進むに従い含水率が低下し、これに応じて剛性及び強度が向上することが分かった。また、本研究で用いた京都産の壁土材は、中塗り土に比べ荒壁土の方が剛性及び強度が高かった。

次に、単体ユニットのせん断加力試験を行い、その力学的特性について検討した。単体ユニットのせん断抵抗力は初期剛性が低いものの、繰り返しの加力に対する耐力の低下は少なく、かつ高い変形能力を有していることが分かった。また、単体ユニットの枠材を上下フレームに木ねじを用いて固定することで、初期剛性及び最大耐力が向上した。

単体ユニット壁土部のせん断加力に伴う損傷を定量的に評価する方法として、超音波伝播時間の測定法の適用を試みた。測定結果から、各加力による単体ユニットのせん断変形角の増加が、壁土部の超音波伝播時間の測定値の増加と相関性が高いことが分かった。これにより、試験前後の超音波伝播時間の増加率を用いて、当該部分の損傷度を評価可能であると判断した。また、本測定に基づく損傷評価は、単体ユニットの加力において、そのせん断変形角の増加に伴い、ユニットの隅角部近傍の壁土部からその損傷が進行する過程と、ほぼ整合することが明らかとなった。

第3章では、第2章で示した単体ユニットの集合体である、プレファブ土壁実大全面壁について、その静的な力学的特性をせん断加力試験により検討した。また、比較対象用として伝統的構法による土壁と構造用合板を面材とした耐力壁を試験体として用いた。

プレファブ土壁の初期剛性は伝統的土壁や合板耐力壁と比べて低いが、終局変形角に至るまで耐力は上昇した。また、現行の壁倍率評価法に則った設計用特性値による評価では、プレファブ土壁は初期剛性と塑性率が低いため、伝統的土壁及び合板耐力壁の半分以上の壁倍率となることが分かった。プレファブ土壁の壁倍率が低い一因は、単体ユニットと周辺フレームの固定方法にあると考えられる。そこで第5章では、第2章の実験と同様に単体ユニットを周辺フレームに固定した場合の壁倍率の増加について、解析により検討することとした。

プレファブ土壁の超音波伝播時間の測定では、試験体のせん断変形角と、各単体ユニット壁土部の伝播時間増加率と損傷度との相関が明らかとなった。

超音波伝播時間測定の実務上の利用方法としては、プレファブ土壁を適用した建物が地震を経験した後に本測定を実施し、損傷の激しい単体ユニットの判別を行い、該当する単体ユニットのみを交換することで、建物の耐震性能の復元に役立たせるといった運用が考えられる。

一方で、伝統的土壁の超音波伝播時間の測定では1/120rad. 加力後の測定で、大半の測定箇所が測定不可となった。内部に貫を有する伝統的土壁では、早期に土壁内部の剥離が発生し測定不可となるため、損傷度の評価に超音波伝播時間測定を用いるのは現状では困難であることが分かった。

第4章では、各種の開口形状を持つプレファブ土壁実大壁の、動的な力学的特性を振動台実験により検討すると共に、第3章の静的加力試験による結果と比較した。

プレファブ土壁の非損傷状態の試験体の等価剛性は、単体ユニットの設置数が多くなるほど増大し、また振幅レベルの小さい試験結果の方が高い値となることが分かった。また、粘性と摩擦の分離推定法を用いた自由振動波形の減衰同定では、プレファブ土壁は単体ユニットの設置数が増加するほど、粘性減衰、摩擦減衰共に増加することが分かった。

プレファブ土壁の動的特性は単体ユニットの設置数及び、設置形状によって異なるため、地震動に対する応答を検討する場合には、これらを考慮する必要がある。

各試験体の地震波による加振に基づく検討では、復元力特性の特徴は概ね静的加力試験結果に準ずるが、静的よりも動的の方が剛性、耐力共に若干低い結果となった。これは、地震波加振による繰り返し振動の影響により、単体ユニットとフレーム間に生じた隙が増大したためであると考えられる。

地震波加振前後の超音波伝播時間の測定による損傷評価では、全面壁では各ユニットの隅角部にほぼ均等に損傷が発生したのに対し、開口のある試験体では、開口部横のユニットに損傷が集中するとして、理論ならびに実験結果の目視との整合性を確認した。

第5章では、プレファブ土壁の力学的特性を推定する解析手法の構築と、その検証を行った。さらに、本解析手法を用いて、各種の開口形状を持つプレファブ土壁の静的及び動的な力学的特性について検討した。

まず、第2章で検討したプレファブ土壁単体ユニットの力学的特性を、拡張 NCL モデルを用いたせん断ばねによりモデル化した。次に、このせん断ばねと各要素の部材モデルを組み合わせた簡単なフレームモデルにより、プレファブ土壁の解析モデルを構築した。本モデルを用いて静的な解析を行った結果は、第3章の実大全面壁の実験結果と非常に良く対応しており、本解析手法の妥当性を示すことが出来た。

続いて、本解析手法を用いて、プレファブ土壁の開口形状の違いが、壁の力学特性に与える影響について検討した。この結果、開口形状の大きいモデルの方が剛性、耐力は低く、また塑性率も低い値となることが分かった。また、開口部横のユニットはせん断変形角が大きくなり、損傷が集中することを示しており、第4章の超音波伝播時間の測定結果と一致した。

単体ユニットの周辺フレームへの固定の有無による比較では、固定有りの試験体は固定無しに比べ、全面壁では壁倍率で2倍程度高い値となるが、開口が大きいモデルではこの倍率は低下することが明らかとなった。

最後に、第4章で行った各種開口形状を持つプレファブ土壁の、振動台実験を模擬した動的解析を行い、その結果を実験結果と比較した。実験結果と解析結果の応答は概ねよく対応しており、動的解析においても本解析モデルの妥当性を確認することが出来た。

以上の知見を要約すると。

プレファブ土壁は、伝統的な土壁製作の技法を継承しながら、現代的な建築生産への適応性を高めた構法である。

本論ではプレファブ土壁の力学的特性を検討するため、壁土材、単体ユニット、実大壁のそれぞれについて静的及び動的試験を実施し、プレファブ土壁が建築物の耐力壁として適用可能な性能を有していることを実験的に明らかにした。

また、プレファブ土壁の力学的特性を、簡単な解析モデルにより推定する手法を構築することで、プレファブ土壁の構造設計への効果的な適用法を示すことが出来た。

以上の検討により得られた成果は、木造建築物の設計においてプレファブ土壁を実用にする際に極めて有用である。

本論文に関連する研究発表一覧

種類	題名	掲載紙名 掲載頁	掲載年 月	連名者
論文	プレファブ土壁の静的・動的試験による耐力特性評価と超音波測定を用いた損傷推定	日本建築学会構造系論文集, 第 690 号, pp. 1469-1476	2013 年 8 月	<u>脇田健裕</u> , 北守顕久, 鄭基浩, 森拓郎, 小松幸平, 片岡靖夫, 曾田五月也, 宋成彬
論文 (共著)	超音波伝播速度測定による土塗壁の損傷評価 塑性的挙動と超音波伝播速度の相関関係	日本建築学会技術報告集, 第 40 号, pp. 895-900	2012 年 10 月	鄭基浩, 北守顕久, 小松幸平, <u>脇田健裕</u> , 片岡靖夫
論文	スチールハウス耐力壁の減衰性能向上に関する実験的検討	日本建築学会技術報告集第, 第 38 号, pp. 47-50	2012 年 2 月	<u>脇田健裕</u> , 片岡靖夫, 曾田五月也
論文 (共著)	気象庁緊急地震速報(警報)を利用した自動設置耐震装置の開発-自動設置耐震システムの概要と中小規模建築用装置の製作(その1)	日本建築学会技術報告集第18巻第38号, pp. 215-218	2012 年 2 月	片岡靖夫, <u>脇田健裕</u> , 白井健介, 小松幸平, 曾田五月也, 三城繁信
論文 (共著)	中国トン族の杉による伝統木造建造物の研究(第2報)貫構造による各種建造物の構築システムと木割り	日本建築学会構造系論文集, 第 664 号, pp. 1101-1108	2011 年 6 月	片岡靖夫, 北守顕久, 越智弘幸, 小松幸平, <u>脇田健裕</u>
論文	Development of Earthquake-Proof Fittings of Traditional Wooden Frame Structures	The Wood Research Journal, Vol.2 No.1, pp. 62-68	2011 年 4 月	<u>TakehiroWakita</u> , FuyukiKonuta, AkihisaKitamori, YasuoKataoka
論文 (共著)	サイズが異なる構造物間における減衰特性の評価法および適用性	日本建築学会構造系論文集, 第 644 号, pp. 1731-1739	2009 年 10 月	脇田英治, <u>脇田健裕</u>
紀要	滑り基礎構造による伝統的木造架構の応答抑制効果に関する実験的研究	中部大学工学部紀要, 第 47 巻, pp. 63-66	2012 年 2 月	<u>脇田健裕</u> , 井上節子, 片岡靖夫, 福谷弘正, 曾田五月也

紀要 (共著)	伝統木造建築の新しい耐震建具の研究開発 その2 耐震性能を有する和障子の研究開発	中部大学総合工学研究所紀要, 第23巻, pp. 46-53	2011年 3月	片岡靖夫, 小澤弘承, 後藤誠, 寺村圭剛, 小岱冬樹, <u>脇田健裕</u>
紀要 (共著)	木造住宅用耐震装置の開発に関する基礎実験	中部大学工学部紀要, 46号, pp. 37-40	2011年 2月	安達旭宏, <u>脇田健裕</u> , 片岡靖夫
紀要	高性能ハイブリッド型スチールハウスの開発	中部大学工学部紀要, 45号, pp. 45-52	2009年 12月	<u>脇田健裕</u> , 安達旭宏
紀要 (共著)	中国少数民族トン族の伝統木造建築の構築システムの解明 —短竹尺と長竹尺の記号情報—	中部大学工学部紀要 45号, pp. 39-44	2009年 12月	片岡靖夫, 北守顕久, 越智弘幸, 小松幸平, <u>脇田健裕</u>
講演 (共著)	Research and Development of the Various Steel Damper Devices for Wooden Houses	The 4th International Symposium of IWoRS	2012年 11月	ChikaraWatanabe, <u>TakehiroWakita</u> , YasuoKataoka, KeijiYamamoto
講演 (共著)	Dynamic Properties of a Traditional Complex Bracket Sets in an Oriental Temple	World Conference on Timber Engineering 2012, WCTE 2012. Vol. 5. , pp. 460-463.	2012年 7月	Chang, W.-S., <u>Wakita, T.</u> , Kitamori, A., Komatsu, K., Kataoka, Y. and Hsu, M.-F.
講演	自然素材活用型住宅における耐力要素の改良と動的・静的構造特性の比較検証	第197回京都大学生存圏ミッションシンポジウム, pp121-122	2012年 3月	<u>脇田健裕</u>
講演	Experimental Study On The Dynamic Characteristic Of The Traditional Wooden Frame On Sliding Base	The 3rd INTERNATIONAL SYMPOSIUM OF IWoRS 2011 UNIVERSITY CLUB, YOGYAKARTA - INDONESIA	2011年 11月	<u>Takehiro Wakita</u> , Yasuo Kataoka, Hiromasa Fukutani, Yoshinobu Moichizuki, Satsuya Soda

講演	薄板鋼材を用いた高機能 建築システムの開発	中部大学 in2010 上 海国際博覧会 「DEVNET 国際交流 館」研究シーズ発 表プログラム	2010 年 9 月	<u>脇田健裕</u>
講演	高性能ハイブリッド型ス チールハウスの開発に関 する実験 その 1. 各種ス チールハウス用耐力壁の 比較	日本建築学会大会 学術講演梗概集, pp. 839-840, C-1	2009 年	<u>脇田健裕</u> , 安達旭宏, 曾田五月也
講演	寸法効果を考慮した減衰 係数設定法に関する研究 (その 1)	日本建築学会大会 学術講演梗概 集, B-2 分冊, p. 199-200	2008 年	<u>脇田健裕</u> , 脇田英治
講演	無機面材耐力壁によるハ イブリッドスチールハウス工法に関 する研究	日本建築学会東海 支部研究発表会	2007 年	<u>脇田健裕</u> , 古田卓也, 松永裕樹, 曾田五月也

謝辞

本研究の主査である早稲田大学大学院創造理工学部建築学科教授曾田五月也先生には、卒業研究からおよそ10年に及ぶ長い期間に渡り、終始変わらぬ熱心なご指導を頂きました。またこの間に、公私に亘る様々な出来事について、数多くの御助言と多大なるお力添えを頂きました。深甚なる感謝を申し上げます。

早稲田大学建築学科教授の西谷章先生、前田寿朗先生、奥石直幸先生には、本研究の審査にあたり、非常に有益なご助言を数多く賜りました。心より感謝申し上げます。

「プレファブ土壁」は中部大学名誉教授片岡靖夫先生と京都大学名誉教授小松幸平先生が、長年に渡り研究開発されてきた「自然素材活用型住宅」の成果の一つであり、本研究に際しても、多大なるご協力とご指導を賜りました。また、京都大学助教北守顕久先生、森拓郎先生、静岡大学准教授鄭基浩先生にも、実験の実施に際し多くのご協力を頂きました。皆様に深くお礼申し上げます。

元中部大学教授塚越勇先生には、私が現職に着くきっかけを与えて頂くと共に、研究者、教育者として歩みだすにあたり、並々ならぬご支援を頂きました。また、株式会社ウィズシステム社長木林英二郎氏、株式会社ネンキ社長福田正美氏には、社会経験の少ない私を常に厳しくも温かいご指導で育てて頂きました。中部大学建築学科石山央樹先生には、研究についての御助言を頂くと共に、授業や学生指導をサポートして頂きました。皆様に特別の感謝を申し上げます。

中部大学に赴任してからの6年間の間に、私の研究室にて62名の学生が修士研究及び卒業研究に取り組みました。本論文中の実験の実施も全て、研究室の学生の献身的な協力によるものです。卒業生の活躍を心より祈っております。

早稲田大学曾田研究室の先輩、後輩達には様々な面でお世話になりました。特に松永裕樹氏、宋成彬氏、宮津裕次氏には、博士論文作成にあたり様々なご助言を頂きました。

最後に、いつも私の健康面を気遣い、陰ながら支えてくれている妻の久美子に感謝いたします。