

伝統構法木造建物の簡易耐震性能評価法の構築

—重要伝統的建造物群保存地区内子町八日市護国を対象として—

主査 宮本 慎宏*¹

委員 釜床 美也子*²

本研究では、内子町の耐震対策マニュアル策定に向けて、伝統構法木造建物の構造特性を反映した耐震性能評価法の構築および耐震補強工法の開発を目的とする。まず、地区内の伝統構法木造建物から対象建物 4 棟を選定し、構造的特徴を把握した。次に、内子町独自の耐震補強工法として、内子町産木材を用いた格子壁を設計し、耐震性能を実大静的加力試験により検証した。最後に、対象建物ごとに通し柱を考慮しない質点系モデル、通し柱を考慮した質点系モデルおよび立体フレームモデルを構築し、3 つの解析モデルから推定される荷重変形角関係を比較した。以上の結果を基に対象建物 4 棟に耐震補強を適用し、耐震補強シミュレーションを示した。

キーワード：1) 伝統構法木造建物、2) 限界耐力計算、3) 質点系モデル、4) 立体フレームモデル、5) 荷重変形角関係、6) 格子壁、7) 実大静的加力試験、8) 耐震補強シミュレーション

DEVELOPMENT OF SIMPLE SEISMIC PERFORMANCE EVALUATION METHOD FOR TRADITIONAL WOODEN BUILDINGS

-For yokaichi gokoku, uchiko town, an important preservation district for groups of traditional buildings-

Ch. Mitsuhiro Miyamoto

Mem. Miyako Kamatoko

The objective of this study is to propose the seismic performance evaluation and seismic reinforcement for the development of a seismic countermeasure manual for Uchiko Town. First, four target buildings were selected, and their structural characteristics were determined. Next, three analytical models were constructed for each target building, and the load-deformation angle relationships were compared. In addition, a grid wall made of Uchiko wood was developed, and its seismic performance was verified by full-scale static loading tests. As a result, the seismic reinforcement simulations for four target buildings could be shown.

1. はじめに

1.1 研究の背景

重要伝統的建造物群保存地区（以下、重伝建地区）には数多くの伝統構法木造建物が群として現存しており、地震被害が拡大しやすいため、文化財的価値の保護および人的安全性確保の観点から耐震対策が重要である。また、伝統構法木造建物の耐震性能は、壁や屋根の仕様、階高等の地域性が影響するという特徴がある。重伝建地区における建物群の耐震対策として、文化庁は、各地域における建物の構造的特徴を整理すること、土塗壁等の耐震要素の性能を実験により把握すること、地域の特性を考慮した耐震診断方法を提示することが有効であると示している^{*)1}。

耐震診断方法の一つである限界耐力計算法は、変形能力の高い伝統構法木造建物に適用している。この方法では建物を質点系モデルもしくは立体フレームモデルにモデル化したうえで、各階各方向の荷重変形角関係を推定し、地震

時における応答変形角を求める。このうち立体フレームモデルを用いた限界耐力計算法では、地震時における応答変形角に加えて部材の応力状態も把握できるが、モデル化に時間を要するため、棟数の多い重伝建地区の伝統構法木造建物に適用することは現実的ではない。重伝建地区には類似建物が多数現存するため、比較的簡易な質点系モデルを用いた限界耐力計算法による耐震診断が求められている。しかし伝統構法木造建物は、水平構面の変形や偏心の影響が無視できないこと、通し柱を有することなどから、質点系モデルを用いると建物の荷重変形角関係を正確に推定できない可能性がある。限界耐力計算法に用いる建物の荷重変形角関係を推定するうえで、モデル化手法の差異が荷重変形角関係に及ぼす影響を建物の構造的特徴の観点から検討する必要がある。

重伝建地区における伝統構法木造建物は、文化財として永続的に保存活用していくことが求められる。行政から補

*¹ 香川大学 創造工学部 准教授 博士 (工学) *² 香川大学 創造工学部 講師 博士 (デザイン学)

助金を受けて実施される保存修理工事では、建物の傷んだ部材を取り替えるだけでなく、建物の構造安全性確保のために耐震補強工事も併せて実施することが望ましいとされている。また、重伝建地区の伝統構法木造建物では個人が所有して居住している場合が多く、工期が短く低コストなど施工性に配慮した工夫も求められる。特に森林資源が豊富な地域では、地域材を使用し、設計自由度が高く、かつ施工性に優れた独自の耐震補強工法が開発できれば、木材の地産地消にも資することができる。重伝建地区における伝統構法木造建物は継続的に修理事業が実施されるため、地域材を使用した耐震補強工法の開発によって、地域の林業や建設業などの活性化にも貢献できる。耐震補強工法は全国に普及している一般的な工法だけでなく、地域ごとに異なる建物の構造特性を考慮し、地域材を使用した工法の採用も求められている。

1.2 研究の目的

以上を踏まえ、本研究では、重伝建地区の一つである愛媛県内子町八日市護国地区（以下、内子町）に現存する伝統構法木造建物を対象とし、建物の構造特性を反映した耐震性能評価法の構築および耐震補強工法の開発を目的とする。重伝建地区である内子町の伝統構法木造建物から対象建物を選定し、耐震性能評価法の一つである限界耐力計算に用いる解析モデルを検討する。また、内子町の特徴や内子町の伝統構法木造建物の構造的特徴を踏まえた耐震補強工法を検討し、その結果を基に耐震補強シミュレーションを実施する。2章では対象建物4棟の概要を述べる。3章では、内子町独自の耐震補強工法として、設計自由度が高く、かつ施工性に優れた内子町産木材を用いた格子壁の耐震性能を実大静的加力試験により検証する。4章では各耐震要素の復元力特性を算定し、対象建物の解析モデルとして、通し柱を考慮しない質点系モデル、通し柱を考慮した質点系モデル、立体フレームモデルをそれぞれ構築し、3つの解析モデルの固有値解析結果から一次固有振動モードを比較するとともに、3つの解析モデルから推定される荷重変形角関係の差異を対象建物の構造的特徴の観点から分析する。5章では、耐震補強シミュレーションとして、開発した格子壁を立体フレームモデルに適用することで、耐震補強前後の限界耐力計算による最大層間変形角を比較する。

2. 対象建物の概要

2.1 内子町における伝統構法木造建物の特徴

内子町に現存する町家形式の伝統構法木造建物^{文2)}のうち、平面図が入手できた44棟から構造的特徴を把握する。44棟の建築年代は約20%が江戸末期以前、約70%が江戸末期から明治初期、約10%が明治初期から昭和中期である^{文2)}。主な構造的特徴として、43棟が総2階建て、1棟が平屋建

てであり、壁仕様は土塗大壁および土塗真壁である。主な屋根仕様は切妻造、平入、棧瓦葺きであり、50%が土葺き、50%が空葺きである。階高の平均値は1階2267mm、2階2568mmである。平面寸法は間口方向に対して奥行方向の方が長い傾向があり、平均値は間口方向1階で8752mm、2階で8449mm、奥行方向1階で10908mm、2階で9191mmである。平面形状は主に前面土間型と通り庭形式があり、通り庭形式は建物前面の室数より1列型、2列型、広敷1列型、広敷2列型に分類され^{文3)}、前面土間型、通り庭形式1列型および2列型が約7割を占めている。

2.2 内子町における伝統的木造建物の特徴

2.1節で述べた44棟のうち、構造調査が可能であった通り庭形式2列型であり平面規模が大きく、間口方向と奥行方向の比率が平均的なA邸、前面土間型であり奥行方向に比べて間口方向の平面寸法が極端に小さいB邸、通り庭形式1列型であり間口方向と奥行方向の比率が平均的なC邸、通り庭形式1列型であり平面形状が正方形に近いD邸の4棟を対象建物として選定した（写真2-1～2-4）。ただし、B邸1階のH通りの背面において、奥行方向の両端構面である1通りと7通りに付属棟が現存するが、主屋と構造的に接続していないため検討対象外とした。対象建物4棟の建築年代、階高、土塗壁位置および壁厚、通し柱位置および本数、標準的な通し柱径、平面寸法を表2-1および図2-1に示す。ただし、構造調査時に2階床レベルの状況を確認できなかった場合、奥行方向の外壁に取り付く柱、または1階と2階で同じ位置かつ同じ柱径の柱を通し柱と仮定した。対象建物4棟はすべて木造2階建てであり、A邸、C邸およびD邸の奥行方向各階の外壁、およびD邸間口方向2階の外壁には土塗大壁、間口方向および奥行方向各階の内壁に土塗真壁、B邸は各階各方向とも土塗真壁がそれぞれ用いられていた。



写真2-1 A邸 外観



写真2-2 B邸 外観



写真2-3 C邸 外観



写真2-4 D邸 外観

表 2-1 対象建物の概要

		A 邸	B 邸	C 邸	D 邸
建築年代		明治初期	昭和中期	江戸末期	江戸末期
床面積 (m ²)	1F	158.0	58.4	106.2	75.2
	2F	148.5	58.4	89.1	58.6
階高 (mm)	1F	3270	3015	2620	2520
	2F	2620	2935	2240	2180
土塗壁厚 (mm)	大壁	125	—	125	135
	真壁	70	70	70	70
通し柱 (本)		24	26	25	19
標準的な通し柱径 (mm)		155	120	120	120

A 邸の屋根仕様は入母屋造，平入，棧瓦の土葺きであった。主に各階の 1，9 通り，1 階 6 通り，2 階 3 通りに全面壁が見られ，1 階 3 通り，2 階 6 通り，8 通りでは垂壁と腰壁のみ見られた。3 通りと D 通りが交わる柱を大黒柱，3 通りと G 通りが交わる柱を副大黒柱とし，部材の樹種は大黒柱および副大黒柱はマツ，柱はヒノキ，梁はマツが用いられていた^{文4)}。大黒柱 400mm 角，副大黒柱 345mm 角，それ以外の通し柱は概ね 155mm 角であった。B 邸の屋根仕様は切妻造，平入，棧瓦の土葺きであった。主に各階の 1，7 通りで全面壁が見られ，各階各方向で内壁に全面壁はほとんど見られず，垂壁や腰壁が多かった。部材の樹種は不明であり，通し柱はすべて 120mm 角であった。C 邸の屋根仕様は切妻造，平入，棧瓦の土葺きであった。主に各階の 1，7 通りで全面壁が見られ，各階各方向で内壁に全面壁はほとんど見られず，垂壁や腰壁が多かった。部材の樹種は不明であり，通し柱はすべて 120mm 角であった。D 邸の屋根仕様は切妻造，平入，棧瓦の空葺きであった。主に間口方向 1 階の C，F，G 通り，2 階の A，B，E 通り，奥行方向各階の 1，5 通り，2 階の 4 通りに全面壁が見られ，1 階の 4 通り付近には土塗壁は見られなかった。部材の樹種は不明であり，通し柱は概ね 120mm 角であった。

3. 内子町産木材を用いた格子壁の開発

3.1 試験体概要

内子町独自の耐震補強工法として，内子町産木材を使用し，設計自由度が高く，かつ施工性に優れた格子壁を開発する。格子壁の設計に際して，内子町産木材の材料試験を行い，その結果を既往の格子壁の剛性と降伏耐力の算定式^{文5)}に適用し，図 3-1 に示すような内子町仕様の土塗真壁^{文6)}と同等以上の耐震性能を見込める A 試験体と B 試験体を設計した。A 試験体，B 試験体に加えて軸組のみの試験体の 3 種類を各 3 体作製し，実大静的加力試験を行った。

各試験体は，軸組架構に格子フレームを入れ込んだ仕様である。軸組架構は壁高さ 2760mm，壁長 910mm，柱 120mm 角，梁 120×180mm，土台 120×120mm とし，樹種は全てスギとした。柱と横架材の接合部は直径 15mm の込栓で接合

— 全面壁(大壁) — 全面壁(真壁) - - - 垂壁・腰壁(大壁) - - - 垂壁・腰壁(真壁) ■ 通し柱

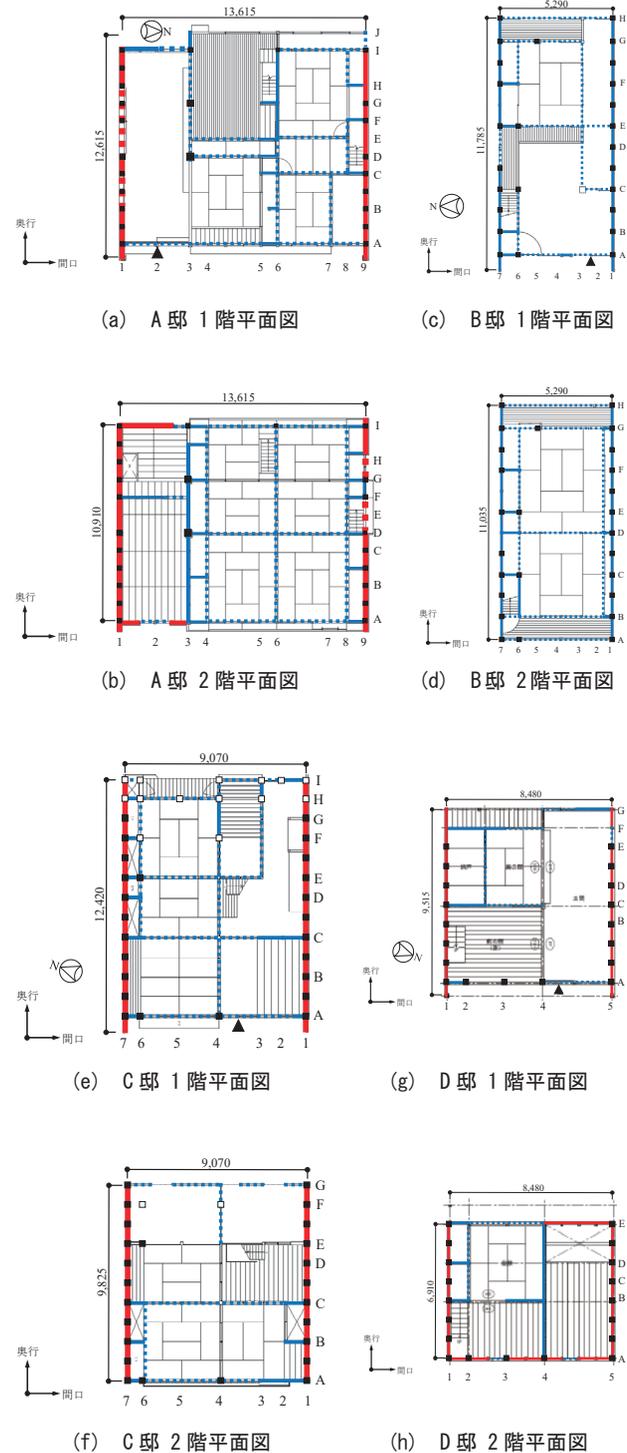


図 2-1 対象建物各階の平面図

し，込栓の樹種はカシとした。格子フレームは枳材 30×60mm，格子材 60mm 角，格子仕口は相欠き，格子端部は枳材に短ほぞ差しとし，樹種は AD 材の内子町産ヒノキとした。図 3-1 (d) に示すように，格子フレームは呼び径 7.5mm，長さ 90mm，半ネジのコーススレッドを用いて軸組と枳材を固定した。

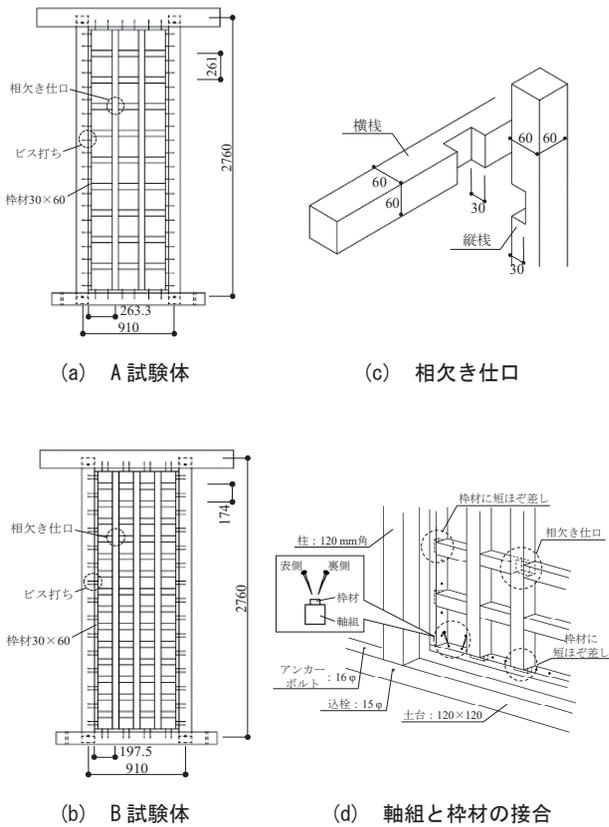


図 3-1 試験体概要

表 3-1 実大静的加力試験結果

	P_{max} [kN]	K [kN/rad]	P_y [kN]	$0.2P_u/D_s$ [kN]	$P_{max} \cdot 2/3$ [kN]	P_{150} [kN]	壁倍率
軸組のみ 試験体	2.18	60.8	1.30	0.914	1.45	0.584	0.30
A 試験体	10.1	249	5.92	3.92	6.74	1.54	0.80
B 試験体	20.9	481	11.9	7.50	13.9	2.24	1.17

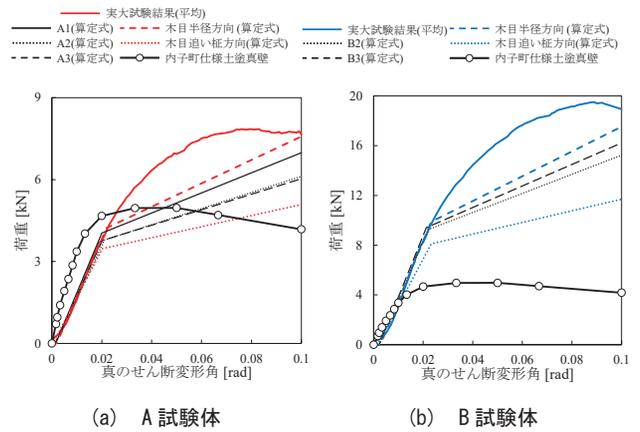


図 3-3 算定式と実大試験結果の比較

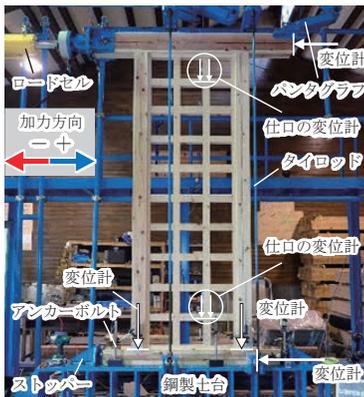


図 3-2 荷重方法

3.2 実験結果

図 3-2 に示すように荷重方法はタイロッド式とし、真のせん断変形角が 1/600, 1/450, 1/300, 1/200, 1/150, 1/100, 1/75, 1/50rad で繰り返し、履歴の同一変形段階で 3 回の正負交番繰り返し加力、終局は 1/10rad までの片引きとした。表 3-1 と図 3-3 に示す実大加力試験結果より、A 試験体の最大耐力は平均で 10.1kN、壁倍率は 0.80、B 試験体の最大耐力は平均で 20.9kN、壁倍率は 1.17 となった。B1 試験体の荷重時に柱脚の引抜けによる耐力低下が確認されたため、B2、B3 試験体は短期許容引張耐力 15.6kN のホールダウン金物を取り付けた。

また、図 3-3 において既往の算定式により算定した荷重変形角関係と実大加力試験結果を比較する。なお、既往の

算定式の二次剛性の傾きは 0 であるが、実大試験体から切り出した木材より実施した部分圧縮試験結果を算定式の二次剛性に適用し、相欠き仕口による格子壁の剛性は各試験体の各格子仕口の木目方向を確認し、算定した。実大加力試験結果は A 試験体、B 試験体それぞれの荷重変形角関係の平均値から軸組のみ試験体の荷重変形角関係の平均値を差し引いた値とした。軸組のみ 1 試験体は荷重方法を柱脚固定式としたため、B1 試験体はホールダウン金物を取り付けていないため除外した。全ての試験体で算定式の初期剛性と実大加力試験結果が概ね一致し、降伏以降全ての試験体で実大加力試験結果を下回ることが確認され、仕口の木目方向を変化させても同様の傾向であった。内子町仕様の土塗真壁^{文 6)}の最大耐力と木目を全て半径方向と仮定した場合の算定式の降伏耐力を比較すると、A 試験体は土塗真壁の 0.852 倍、B 試験体は土塗真壁の 1.99 倍であった。以上より、B 試験体は内子町仕様の土塗真壁と同等以上の耐震性能を見込める格子壁である。

4. 解析モデルの構築

4.1 各耐震要素の復元力特性

本章では、2 章で示した対象建物 4 棟に用いられている各耐震要素の復元力特性を算定し、通し柱を考慮しない質点系モデル、通し柱を考慮した質点系モデルおよび立体フレームモデルを対象建物 4 棟についてそれぞれ構築する。

既往の文献^{文 6)}で実施された内子町の伝統的木造建物に用いられる土塗壁を想定した土塗大壁および土塗真壁の

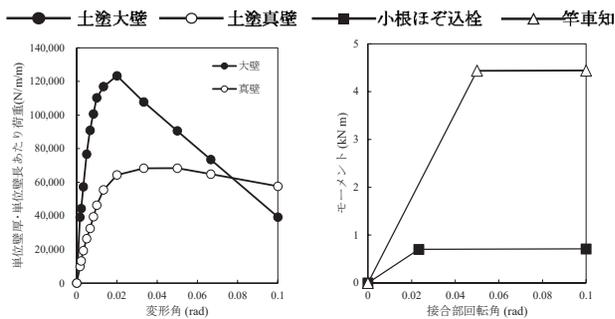


図 4-1 内子町仕様土塗壁の荷重変形角関係

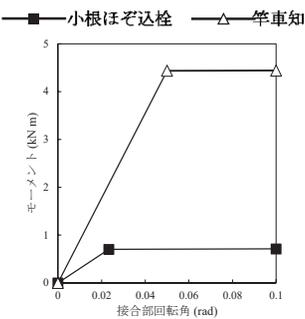


図 4-2 接合部 1 か所あたりのモーメントと回転角の関係

実大加力実験結果の包絡線より、変形角 1/600, 1/450, 1/300, 1/200, 1/150, 1/120, 1/100, 1/75, 1/50, 1/30, 1/20, 1/15, 1/10rad 時の荷重を求め、各試験体の壁厚および壁長で除すことで、内子町における単位壁厚・単位壁長あたりの土塗大壁および土塗真壁の荷重変形角関係をそれぞれ定め、図 4-1 に示す。各解析モデルに用いる全面壁の復元力特性は、構造調査により作成した軸組図から抽出した全面壁の壁厚および壁長を用いて算出した。

対象建物 4 棟の柱-梁接合部として、主に柱-足固接合部、柱-差鴨居接合部、柱-胴差接合部が確認された。各階各方向の各接合部において、側柱や隅柱部分のように梁が柱の片側からのみ接合する接合部は小根ほぞ込栓、梁が柱を介して柱の両側から接合する接合部は竿車知継手と仮定し、復元力特性を算定した。

小根ほぞ込栓の復元力特性は、既往の文献⁷⁾の回転剛性および短期許容モーメントより図 4-2 に示すバイリニアモデルとした。竿車知の復元力特性は、既往の文献⁸⁾より実大試験体 5 体の実験値から母集団を正規分布と仮定した信頼水準 75% の 5% 下限値⁹⁾を求め、図 4-2 に示すバイリニアモデルとした。各接合部の復元力特性は、柱径とほぞ幅や竿幅を乗じた柱と梁の接地面積に比例すると仮定した。なお、ほぞ幅、竿幅は梁幅の 1/4 倍と仮定した。ただし、引用元の各実験で用いられた柱および梁の樹種はスギであるため、樹種による復元力特性の補正は行っていない。

4.2 質点系モデルの構築

各質点系モデルにおける垂壁および腰壁の復元力特性は、図 4-1 に示す内子町仕様土塗壁の荷重変形角関係を用いて、垂壁付き独立柱および垂壁腰壁付き独立柱の荷重変形角関係として算出した¹⁰⁾。ただし、断面寸法の小さい鴨居などの水平材が柱に取り付く場合は、水平材の引き抜きを考慮し、その柱は耐震要素として考慮しなかった。一方、4.1 節で示したような断面寸法の大きい水平材が柱に取り付く場合は、水平材の引き抜きを考慮しなかった。また、A 邸の柱は 2.2 節で示した樹種、B 邸、C 邸および D 邸の柱は樹種が不明なため、マツやヒノキよりも基準材料強度の低いスギと仮定し、水平材位置に生じる柱の曲げ応力

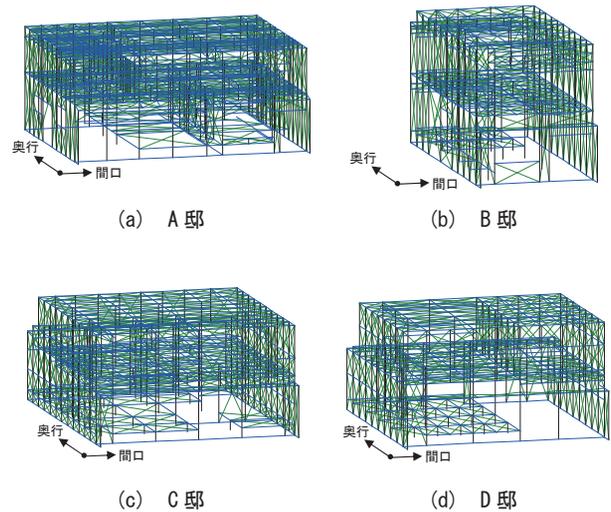


図 4-3 立体フレームモデル

度が基準材料強度⁹⁾を超えると折損が生じると仮定し、計算を打ち切った。計算時、柱の断面欠損を考慮して柱の断面係数を 3/4 倍¹¹⁾し、柱のヤング係数は無等級材として文献⁹⁾の値を用いた。なお、壁高さ 300mm 未満または壁厚 50mm 未満の場合は耐震要素として考慮しなかった¹²⁾。

通し柱を考慮しない質点系モデルは、4.1 節で算定した全面壁および柱-梁接合部、前述の垂壁および腰壁の各復元力特性を単純に足し合わせて構築した。その際、各接合部の回転角と各階の層間変形角は等しいと仮定した。なお、2 階床梁部分の接合部は質点系モデルでは考慮せず、後述する立体フレームモデルでのみ考慮した。質点系モデルにおける各階の重量は、後述する立体フレームモデルより算定した。

通し柱を考慮した質点系モデルは、文献¹³⁾に示されるように通し柱を 1 本の線材に置換し、通し柱を考慮しない質点系モデルの各質点に剛棒でピン接合することで構築する。

4.3 立体フレームモデルの構築

任意形状立体フレーム弾塑性解析ソフト SNAP Ver. 8 を用いて、図 4-3 に示す対象建物 4 棟の立体フレームモデルを構築した。伝統的木造建物の地震被害の事例¹⁴⁾より、小屋組部分は水平力による変形が小さいため、モデル化は行わず重量として扱い、屋根、天井、床、壁の固定荷重を文献¹⁵⁾から算出した。小屋組の重量は、樹種が不明な部材が多いため比重を全て 0.5 と仮定のうえ、母屋、棟木、軒桁、小屋梁、小屋束の体積に乗じて算出した。床重量には住宅の居室における地震力を計算する場合の積載荷重を考慮した。壁重量は文献¹⁵⁾の単位面積あたりの荷重が壁厚 60mm を想定した場合の値であるため、実際の壁厚に応じて補正して算出した。

実際の土塗壁における応力の伝達条件に近くなるように鉛直構面は圧縮側のトラス材のみ、水平構面は引張側、

圧縮側の両方に作用するトラス材でそれぞれ置換した。土塗壁の復元力特性は、図4-1に示す内子町仕様土塗壁の大実験結果より、土塗大壁は1/250, 1/120, 1/60, 1/10rad, 土塗真壁は1/250, 1/60, 1/30, 1/10rad時の荷重をそれぞれ結び、四折れ線モデルに置換した。床および小屋レベルの水平構面の復元力特性は、文献^{文12)}に示された2階床と屋根の1/100, 1/50rad時の荷重をそれぞれ結び、トリニアモデルに置換した。柱-梁接合部は回転バネで置換し、4.1節で算定したパイリニアモデルとした。4.1節で考慮した柱-梁接合部以外の接合部はピン接合とし、通し柱は2階床レベルにおいて剛接合とした。各部材のヤング係数およびせん断弾性係数は、無等級材として樹種により文献^{文9)}の値を用いた。樹種が不明の場合は、スギと仮定した。

4.4 一次固有振動モードの比較

3つの解析モデルの固有値解析結果による一次固有振動モードを比較する。以下では、通し柱を考慮しない質点系モデルに基づく解析結果を質点系結果、通し柱を考慮した質点系モデルに基づく解析結果を質点系通し柱結果、立体フレームモデルに基づく解析結果を立体結果とそれぞれ呼ぶ。一次固有振動モードの質点系結果、質点系通し柱結果および立体結果を比較して図4-4に示す。質点系結果および質点系通し柱結果における一次固有振動モードは、2階振幅比が1となるように基準化した。立体結果における一次固有振動モードは、4.3節で構築した立体フレームモデルより対象建物の重心位置を算定し、2階重心位置で振幅比が1となるように基準化した。

A邸間口方向(図4-4(a)), B邸各方向(図4-4(c)(d))において、質点系通し柱結果と立体結果の1階振幅比を比較すると、A邸間口方向D通りでは、質点系通し柱結果0.65, 立体結果0.61, B邸間口方向D通りでは、質点系通し柱結果0.64, 立体結果0.61, B邸奥行方向4通りでは、質点系通し柱結果0.64, 立体結果0.55となり、通し柱を考慮した質点系モデルは立体フレームモデルの重心位置における振幅比に近い値となることがわかる。一方、質点系結果の1階振幅比は質点系通し柱結果や立体結果よりも大きくなった。これは、通し柱を考慮しない質点系モデルにおいて、通し柱の剛性を考慮していないことが要因として考えられる。

A邸奥行方向(図4-4(b)), C邸各方向(図4-4(e)(f)), D邸各方向(図4-4(g)(h))では質点系通し柱結果と立体結果との振幅比は近い値とはならなかった。これは、立体フレームモデルにおける水平構面の剛性が影響していることが要因として考えられる。このことから、全面壁が見られず、耐震要素として垂壁や腰壁が多いA邸奥行方向の2階6通り, C邸間口方向の2階E通り, C邸奥行方向の2階4通り, D邸間口方向の2階C通り, D邸奥行方向の1

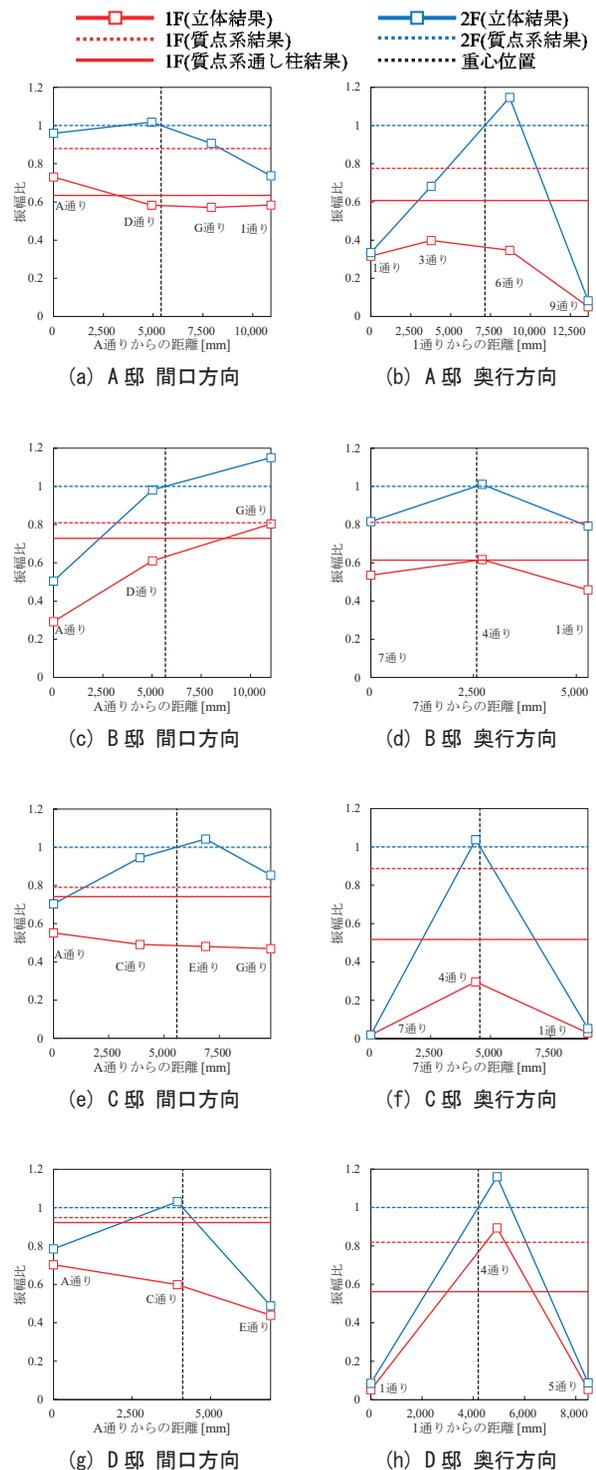


図4-4 一次固有振動モードの比較

階4通りは、立体結果における振幅比が大きくなり、通し柱の考慮の有無に関わらず質点系モデルと立体フレームモデルの振幅比は近い値とならなかったと考えられる。

4.5 荷重変形角関係の比較

各解析モデルでAi分布から算出される地震力分布に基づく増分解析を行い、図4-5に示すように各階各方向の荷重変形関係を算出して比較した。増分解析における特定変形角は、1/600, 1/450, 1/300, 1/200, 1/150, 1/120, 1/100,

1/75, 1/50, 1/30, 1/20, 1/15rad とした。立体フレームモデルにおける各階の層間変形角は重心位置で算定し、載荷条件としていずれかの階の層間変形角が 1/15rad を超えるまで 0.1mm 刻みで変位増分させた。

A 邸, B 邸および C 邸の間口方向において, 通し柱を考慮した質点系モデルと立体フレームモデルの荷重変形関係は概ね傾向が一致した。これは, 構面間で耐震要素の数の差が小さく, 立体フレームモデルにおいて水平構面の変形が小さくなるためである。一方, 通し柱を考慮しない質点系モデルでは, 他 2 つの解析モデルと比較して復元力が小さい。これは, 通し柱に生じる逆せん断力を評価することができないため, 2 階部分の変形を過小評価したことが原因である。D 邸間口方向において, 通し柱を考慮する質点系モデルの 2 階のみ傾向が異なる。これは, 間口方向 2 階の重心から遠い構面に全面壁が多く存在するため, 質点系モデルでは変形が小さく, 立体フレームモデルでは重心付近の水平構面の変形が大きくなったと考えられる。

A 邸, C 邸および D 邸の奥行方向において, 通し柱を考慮しない質点系モデルと通し柱を考慮した質点系モデルよりも立体フレームモデルの方が, 初期剛性が小さい。これは, 重心に近い構面に耐震要素が少なく, 重心から遠い構面に耐震要素が多いため, 立体フレームモデルにおいて水平構面の変形が大きくなったと考えられる。また, 立体フレームモデルの方が通し柱を考慮した質点系モデルよりも復元力が小さい。これは, 通し柱のモデル化の差が要因として考えられる。奥行方向の外壁では, 通し柱の両側に全面壁が取り付くことが多いため, 通し柱に作用する曲げモーメントが小さくなったことでせん断力も小さくなり, 立体フレームモデルにおける荷重が小さくなったと考えられる。B 邸奥行方向において, 3 つの解析モデルで大きな差は見られない。これは, 間口方向の平面寸法が小さく, 水平構面の変形が小さいことが要因として考えられる。

5. 耐震補強シミュレーション

5.1 対象建物の耐震補強

実建物の挙動を最も再現できる立体フレームモデルを用いて, 2 章で示した対象建物 4 棟の限界耐力計算^{文17)}を実施した。図 5-1 に示す第 2 種地盤の告示の極めて稀に発生する地震に対する 1 質点系の応答値を得たステップ時における立体フレームモデルの構面ごとの層間変形角は, 各建物の間口方向 1 階のほぼ全ての構面で伝統的木造建物の倒壊限界変形角 1/15rad^{文12)}を超えた。さらに, 間口方向 2 階や奥行方向では重心位置に近い構面で倒壊限界変形角 1/15rad を超える建物があった。

立体フレームモデルを用いた耐震補強シミュレーションを対象建物 4 棟で実施した。耐震補強方針は前述の限界耐力計算結果より応答値を得たステップ時における立体フレームモデルの構面ごとの層間変形角が, 倒壊限界変形

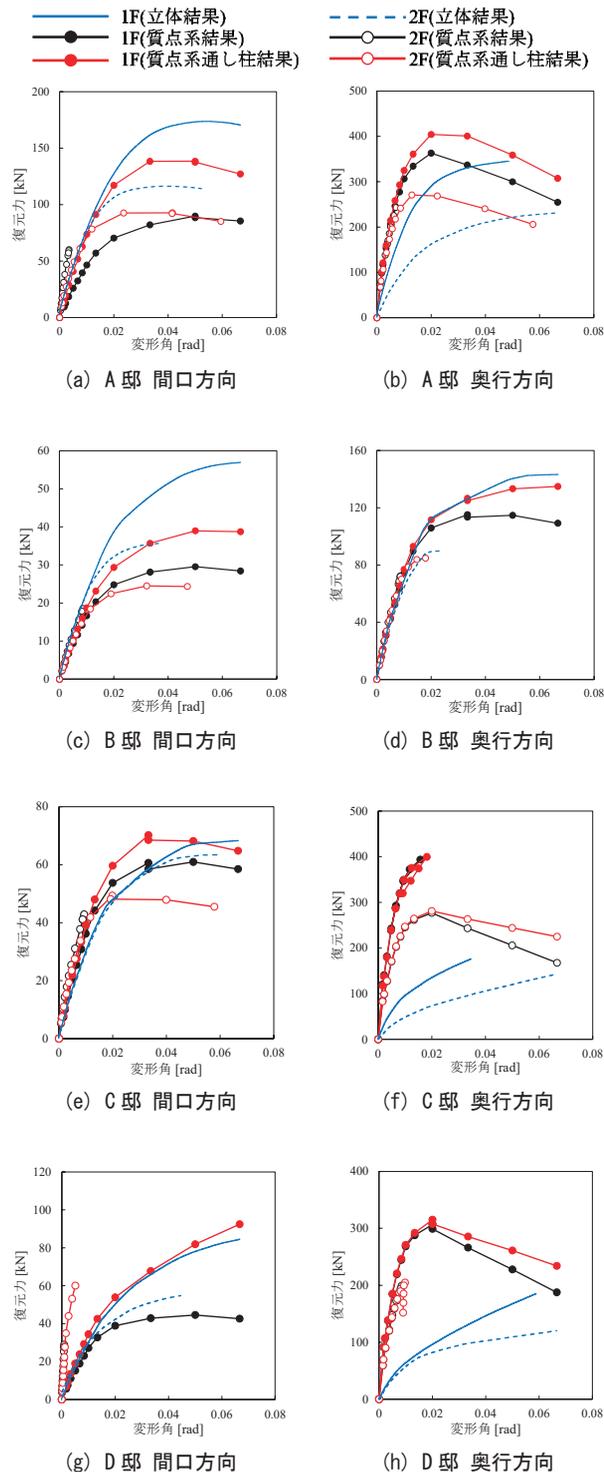


図 4-5 荷重変形角関係の比較

角 1/15rad を下回ることを目標とした。各建物で倒壊と判定された各階各方向に耐震補強として, 屋根仕様が棧瓦土葺きである A 邸, B 邸, C 邸に対して棧瓦空葺きとして屋根の軽量化を行う。次に, 水平構面の変形が大きい A 邸, C 邸, D 邸に対して水平構面の剛性を板張り仕様から構造用合板に置換する^{文16)}。さらに, 3 章で開発した B 試験体を用いて, 各建物の階高や平面規模に合わせて格子仕口数や格子壁の壁長および壁高さを調整し, 図 5-2 に示すように土塗真壁と置換および格子壁を新設した。

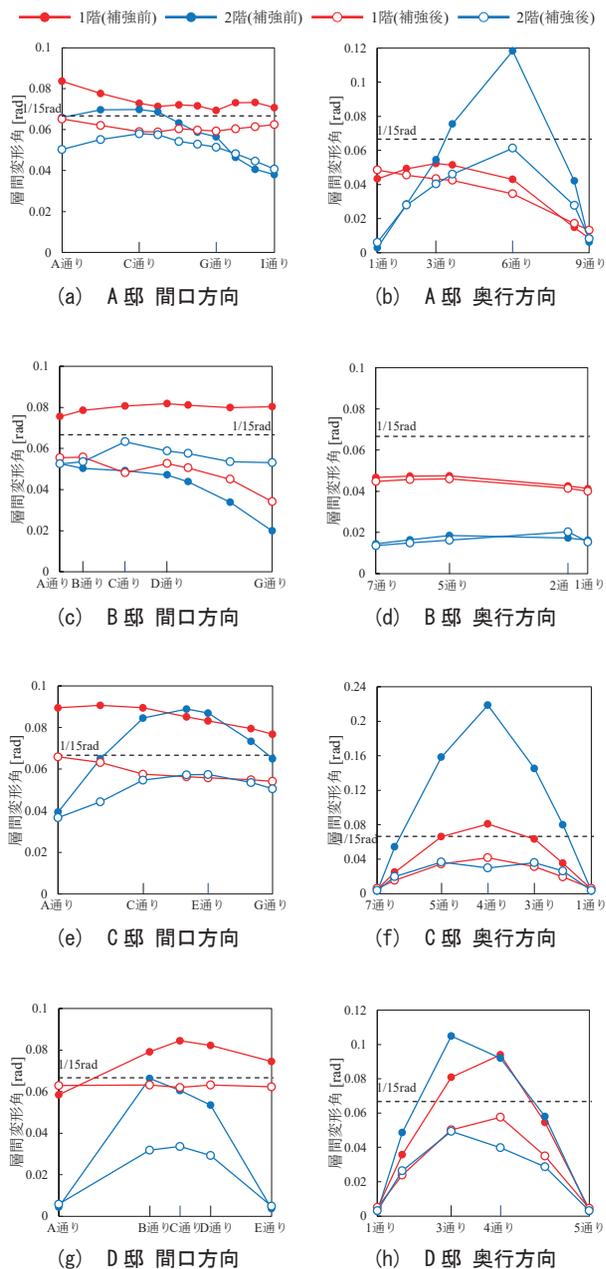


図5-1 立体フレームモデルの構面ごとの層間変形角

5.2 耐震補強前後の耐震性能評価結果の比較

A 邸に耐震補強を適用したときの立体フレームモデルの構面ごとの層間変形角を確認すると、各階各方向の最大値は、間口方向1階A通りで1/15rad、間口方向2階C通りで1/17rad、奥行方向1階1通りで1/21rad、奥行方向2階6通りで1/16radとなった。各階各方向で立体フレームモデルの最大層間変形角は倒壊限界変形角1/15radを下回っていた。補強前の間口方向は特に1階の層間変形角がどの構面も倒壊限界変形角1/15radを上回っていたが、土塗真壁を格子壁に置換することで層間変形角を倒壊限界変形角1/15rad以下にすることができた。また、補強前の奥行方向は2階6通りの層間変形角が1/8radと大きかったが、鉛直構面の補強は行わず、水平構面の補強により層間変形角を倒壊限界変形角1/15rad以下にすることができた。

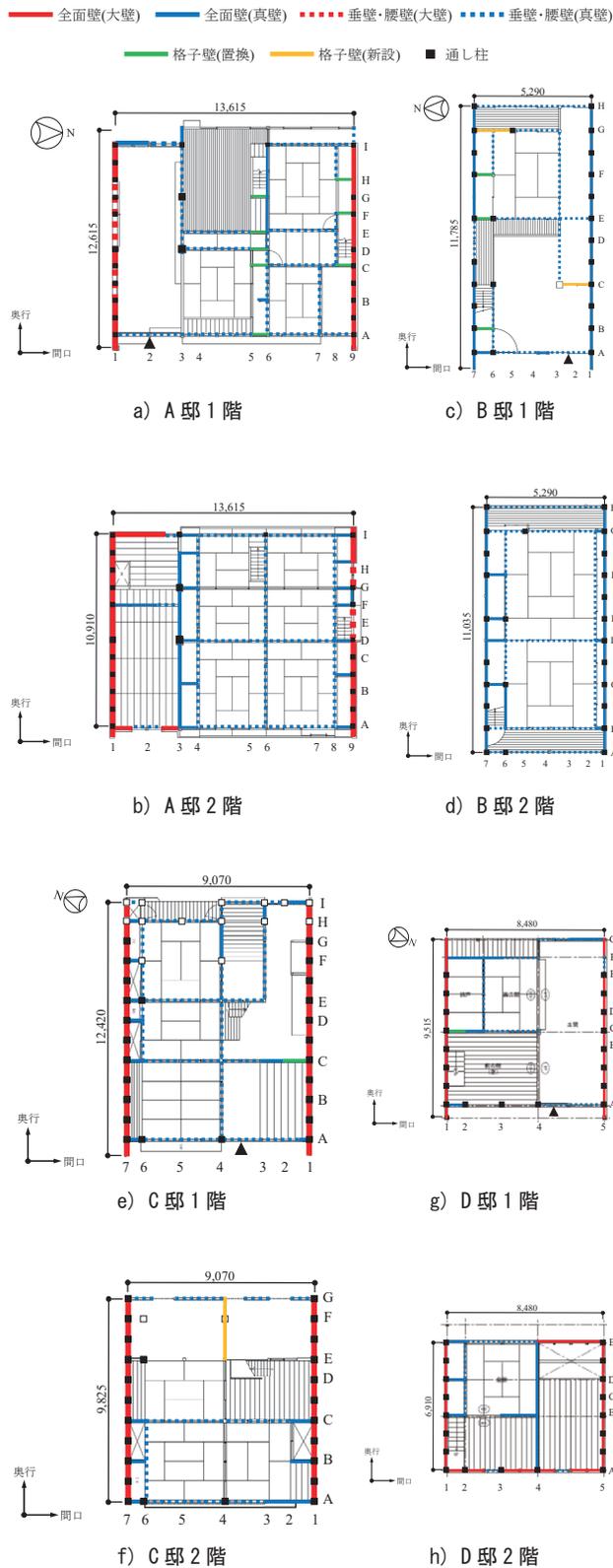


図5-2 対象建物4棟各階の格子壁の想定設置位置

B 邸に耐震補強を適用したときの立体フレームモデルの構面ごとの層間変形角を確認すると、各階各方向の最大値は、間口方向1階よ通りで1/18rad、間口方向2階か通りで1/16rad、奥行方向1階5通りで1/22rad、奥行方向2階2通りで1/49radとなった。各階各方向で立体フレームモデルの最大層間変形角は倒壊限界変形角1/15radを下回

っていた。補強前の間口方向は1階のみすべての構面が倒壊限界変形角 $1/15\text{rad}$ を上回っていたが、土塗真壁を格子壁に置換することに加えて格子壁を新設することで、すべての構面の層間変形角を倒壊限界変形角 $1/15\text{rad}$ 以下にすることができた。

C邸に耐震補強を適用したときの立体フレームモデルの構面ごとの層間変形角を確認すると、各階各方向の最大値は、間口方向1階1通りで $1/15\text{rad}$ 、間口方向2階1通りで $1/17\text{rad}$ 、奥行方向1階4通りで $1/24\text{rad}$ 、奥行方向2階5通りで $1/27\text{rad}$ となった。各階各方向で立体フレームモデルの最大層間変形角は倒壊限界変形角 $1/15\text{rad}$ を下回っていた。補強前の間口方向は特に1階の層間変形角がどの構面も倒壊限界変形角 $1/15\text{rad}$ を上回っていたが、土塗真壁を格子壁に置換することで層間変形角を倒壊限界変形角 $1/15\text{rad}$ 以下にすることができた。また、補強前の奥行方向は2階4通りの層間変形角が $1/5\text{rad}$ とかなり大きく、水平構面の耐震補強だけでは倒壊限界変形角 $1/15\text{rad}$ を下回らなかつたため、鉛直構面に格子壁を新設することで $1/34\text{rad}$ まで層間変形角を小さくすることができた。

D邸に耐震補強を適用したときの立体フレームモデルの構面ごとの層間変形角を確認すると、各階各方向の最大値は、間口方向1階4通りで $1/16\text{rad}$ 、間口方向2階3通りで $1/30\text{rad}$ 、奥行方向1階C1通りで $1/17\text{rad}$ 、奥行方向2階B4通りで $1/20\text{rad}$ となった。各階各方向で立体フレームモデルの最大層間変形角は倒壊限界変形角 $1/15\text{rad}$ を下回っていた。補強前の間口方向は1階の層間変形角がほとんどの構面で倒壊限界変形角 $1/15\text{rad}$ を上回っていたが、特に層間変形角が大きい3通りの土塗真壁を格子壁に置換することで層間変形角を倒壊限界変形角 $1/15\text{rad}$ 以下にすることができた。また、補強前の奥行方向は2階B4通りの層間変形角が $1/10\text{rad}$ と大きかったが、鉛直構面の補強は行わず、水平構面の補強により層間変形角を倒壊限界変形角 $1/15\text{rad}$ 以下にすることができた。

以上より、対象建物4棟に対して行った耐震補強シミュレーションでは、屋根の軽量化を行うとともに間口方向には鉛直構面に格子壁を用いる補強、奥行方向には水平構面を板張りから構造用合板に置換する補強と鉛直構面に格子壁を用いる補強を組み合わせることで、耐震補強後の限界耐力計算結果より応答値を得たステップ時における立体フレームモデルの構面ごとの層間変形角は、各階各方向のすべての構面で伝統的木造建物の倒壊限界変形角 $1/15\text{rad}$ を下回り、耐震補強シミュレーションを示すことができた。

6. まとめ

本研究では、内子町における耐震対策マニュアル策定に向けて、建物の構造特性を反映した耐震性能評価法の構築および耐震補強工法の開発を目的とし、重伝建地区である

内子町の伝統的木造建物から対象建物を選定し、耐震性能評価法の一つである限界耐力計算に用いる解析モデルを検討した。また、内子町の特徴や内子町の伝統的木造建物の構造的特徴を踏まえた耐震補強工法を検討し、その結果を基に耐震補強シミュレーションを実施した。得られた知見を以下に示す。

- 1) 内子町仕様の土塗真壁と同等以上の耐震性能を見込める格子壁を設計し、実大静的加力試験を行って耐震性能を把握するとともに、既往の算定式により算定した荷重変形角関係と実大加力試験結果を比較した。その結果、算定式による荷重変形角関係は、すべての試験体で実大加力試験結果を下回ることが確認された。また、壁長を半間幅とした内子町仕様の土塗真壁の荷重変形角関係と算定式を比較すると、B試験体の降伏耐力は土塗真壁の最大耐力の1.99倍であった。
- 2) 通し柱を考慮した質点系モデルと立体フレームモデルの一次固有振動モードを比較すると、通し柱を考慮した質点系モデルは立体フレームモデルの重心位置における振幅比と近い値になった。ただし、構面間で耐震要素数の差が大きい場合は、水平構面の剛性が影響するため、通し柱の考慮の有無に関わらず質点系モデルと立体フレームモデルの振幅比は近い値とならなかつた。
- 3) 構面間で耐震要素数の差が小さい場合、3つの解析モデルの荷重変形角関係を比較すると、通し柱を考慮した質点系モデルと立体フレームモデルを用いて推定した荷重変形角関係は概ね傾向が一致した。一方、通し柱を考慮しない質点系モデルでは、通し柱に生じる逆せん断力を考慮しないため、2階部分の変形を過小評価したことが要因で、荷重変形角関係に差が生じた。
- 4) 構面間で耐震要素数の差が大きい場合、3つの解析モデルの荷重変形角関係を比較すると、通し柱の考慮の有無に関わらず質点系モデルと比べて立体フレームモデルを用いて推定した荷重変形角関係の初期剛性は小さくなった。これは重心に近い構面に耐震要素が少なく、重心から遠い構面に耐震要素が多いため、立体フレームモデルにおいて水平構面の変形の影響が大きいことが要因と考えられる。
- 5) 耐震補強後の限界耐力計算結果より、極めて稀に発生する地震に対する1質点系の応答値を得たステップ時における立体フレームモデルの構面ごとの層間変形角は、各階各方向のすべての構面で伝統的木造建物の倒壊限界変形角 $1/15\text{rad}$ を下回り、耐震補強シミュレーションを示すことができた。

<謝辞>

本研究の遂行にあたり、調査では内子町町並・地域振興課および建物所有者、実験では愛媛県林業研究センターにご協力頂きました。ここに謹んで深甚なる謝意を表します。

<参考文献>

- 1) 文化庁文化資源活用課 文化財第二課：伝統的建造物群の耐震対策の手引, pp. 41-51, 2020. 01
- 2) 内子町：八日市護国 内子町伝統的建造物群保存地区見直し調査報告書, pp. 18-64, pp. 132-135, 2013. 03
- 3) 内子町：愛媛県内子町伝統的建造物群調査報告書, pp. 60-69, 1978. 03
- 4) 財団法人 文化財建造物保存技術協会, 芳我大輔：重要文化財本芳我家住宅主屋ほか三棟保存修理工事報告書, pp. 74-75, 2006. 12
- 5) 財団法人 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, pp. 31-33, pp. 83-91, 2004. 02
- 6) 植島隆介, 宮本慎宏：愛媛県内子町における伝統的木造建物の耐震性能評価に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), 構造Ⅲ, pp. 643-644, 2020. 09
- 7) 一般社団法人 木を活かす建築推進協議会：耐力要素の強度性能評価書足固め(回転モーメント), pp. 1-7, 2010. 03
- 8) 杉原大祐, 荘所直哉, 早崎洋一, 三芳紀美子, 大橋好光：竿車知継ぎ接合部のモーメント抵抗性能に対する差鴨居せいの影響に関する研究 その1 実験方法と結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸), 構造Ⅲ, pp. 543-544, 2010. 09
- 9) 一般社団法人 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, pp. 374-375, p. 399, 2009. 03
- 10) 一般財団法人 日本建築防災協会：2012年改訂版 木造住宅の耐震診断と補強方法 例題編・資料編, pp. 151-174, 2012. 06
- 11) 文化庁：重要文化財(建造物)耐震基礎診断要領, pp. 16-17, 2012. 06
- 12) 伝統的構法木造建築物設計マニュアル編集委員会：伝統的構法のための木造耐震設計法, pp. 18-43, pp. 60-87, p. 137, 2019. 06
- 13) 南部恭広, 田畑裕貴, 蛭川利彦, 北原昭男：2016年熊本地震で倒壊しなかった町家の構造性能評価 -熊本市古町にある通し柱架構を有する町家-, 日本建築学会技術報告集, 第27巻, 第66号, pp. 690-695, 2021. 06
- 14) 木造軸組構法建物の耐震設計マニュアル編集委員会：伝統構法を生かす木造耐震設計マニュアル 限界耐力計算による耐震設計・耐震補強設計法, 学芸出版社, p. 27, 2004. 03
- 15) 国土交通省国土技術政策総合研究所, 国立研究開発法人 建築研究所：2020年版 建築物の構造関係技術基準解説書, pp. 271-273, 2021. 07
- 16) 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(2017年版), pp. 79-83, 2019. 09
- 17) 一般社団法人 日本建築学会：限界耐力計算による伝統的木造建築物構造計算指針・同解説, pp. 19-37, pp. 56-109, 2013. 02