

角波鋼製薄板による既存木造住宅の外付耐震補強壁の性能評価実験

EXPERIMENTAL PERFORMANCE EVALUATION OF SEISMIC STRENGTHENING CLADDING WALLS USING CORRUGATED THIN STEEL PLATES FOR EXISTING WOODEN HOUSES

浅沼愛実 — * 1 高木次郎 — * 2
遠藤俊貴 — * 3

Megumi ASANUMA — * 1 Jiro TAKAGI — * 2
Toshiki ENDO — * 3

キーワード：
既存木造住宅, 耐震補強壁, 角波鋼製薄板, 実験, 有限要素法

Keywords:
Existing wooden house, Seismic strengthening wall, Corrugated thin steel plate, Experiment, Finite element analysis

A seismic strengthening method for Japanese wooden houses using corrugated thin steel plates is proposed. The steel plates are 0.5mm thick and screwed to the wooden frames. The plates cover the existing houses as exterior cladding and resist earthquakes. Behavior of the strengthened walls under lateral force is experimentally and analytically evaluated. The maximum lateral strength was observed as 16.6 kN/m under 5.5% lateral drift. Finite element analyses were conducted for the walls considering geometric and material nonlinearity of the steel plates and inelastic behavior of the screw connections. The behavior of the walls in the test was well simulated.

1. はじめに

1995年の阪神淡路大震災での約8割の死因が木造住宅の倒壊による圧死であり¹⁾, 木造住宅の約3割の850万戸で耐震性能が不足すると推定される²⁾。木造住宅の耐震補強は急務であるが, 推進する上で補強工事費や工事中の一時転居の不便などが課題である³⁾。既往の耐震補強工法として, 外壁側に鋼製ブレース又は鋼製門型フレームの補強材を直接取り付けの工法⁴⁾や構造用合板と断熱材の複合パネルにより, 耐震と断熱改修を兼用する工法⁵⁾などが挙げられる。しかし, 前者は耐震性能以外の性能向上は目的としておらず, 後者は仕上撤去と復旧に手間がかかる。そして, これらでは, 既存木造に顕著な損傷である土台の腐朽や劣化への対応が十分とは言えない。

本研究では, 住宅の既存仕上げを厚さ1mm以下の鋼製薄板で覆い, 耐震補強と同時に断熱性能, 耐久性能, 耐火性能, 耐候性能及び外観意匠性を向上させる工法の構築を目指す。そして, その補強壁の耐震性能を実験と有限要素法による解析の両面から分析評価する。これにより, 既存木造住宅の耐震化促進に貢献する。

なお, 本研究では, 工法の性能を一般的に議論するに十分な数の実験はできていないが, 耐震性状と破壊形式の大局的な把握と, 不安定性の高い鋼製薄板の局部座屈を伴う大変形解析手法の例示を主たる目的とする。

2. 工法の概要

耐震補強壁の構成を図1に示す。基礎と土台の劣化を想定し, 既存基礎の外側に布基礎を新設し, その上に木架構を設けて, 2階梁

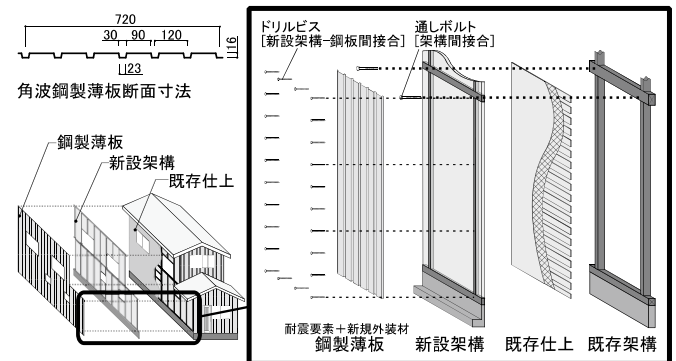


図1 耐震補強外壁の構成

レベルで既存外周梁に通しボルト等で固定する。新設基礎は一般的な補強基礎⁶⁾とする。将来的に, 既存基礎や土台が健全な場合は同様の補強基礎なしに鋼製薄板による耐震補強工法を考案することとし, 本論文では, 既存基礎や土台の悪状態を想定して上記の構成について議論する。新設木架構の外側に角波鋼板を設け, 鋼板4辺の凹部をドリルビス(φ6mm×70mm)で固定する。角波鋼板を外装兼耐震要素として機能させる。ドリルビス周辺の凹部をコーキングすることでビス頭からの浸水を防止する。サッシとの取り合いなどから, 鋼板と新設架構の間に合板が必要となる場合は合板と角波鋼板の両方を耐震要素とする。本論文では合板は存在せず, 角波鋼板のみが耐震要素となる場合についての耐震性能を実験と解析の両面から評価する。

¹⁾ 日鐵住金建材(株) 修士(工学)
(〒135-0042 東京都江東区木場2-17-12 SAビル)

²⁾ 首都大学東京都市環境科学研究科 准教授・Ph. D.

³⁾ EQSD 一級建築士事務所 博士(工学)

¹⁾ Nippon Steel and Sumikin Metal Product Co., Ltd., M. Eng.

²⁾ Assoc. Prof., Div. of Architecture and Urban Studies, Tokyo Metropolitan Univ., Ph. D.

³⁾ EQSD Structural Consultants, Dr. Eng.

3. 実大耐震壁水平耐力試験

3.1 試験概要

「木造の耐力壁及びその倍率 性能試験・評価業務方法書」⁷⁾ (以降、方法書) に準拠して耐震補強壁の性能評価実験を行った。図 2 に試験概要を示す。角波鋼板の規格幅が 720 mm であることから、試験体幅をその 2 倍の 1440 mm とし、高さを 2730 mm とした。鋼板板厚を 0.5 mm、木架構の材種をすぎ (無等級) とした。鋼板上下辺は、凹凸のピッチと同じ 120 mm 間隔でドリルビス (φ6×70 mm) により木架構に固定し、側辺は 150 mm 間隔で固定した。以降、本ドリルビスによる鋼板と木架構の接合をビス接合部と呼ぶ。両側の柱の他、試験体中央に 2 枚の鋼板を固定する鉛直部材 90 mm×90 mm を設けた。当該鉛直材に対して、2 枚の鋼板は凹部で重なり (図 2)、それらを貫通させてドリルビスで固定した。試験体両側の柱脚部は各柱について 35kN 用のホールダウン (HD) 金物 2 つずつで試験体下の治具に固定した。上辺梁上部の面外変形を拘束し、油圧ジャッキにより梁端部に水平力を加えた。図 2 中の柱頂部での水平変位 H1 と柱脚部の鉛直変位 V1、V2 及び水平変位 H2 を測定した。載荷スケジュールは試験体頂部の水平変位を試験体高さで除した見かけのせん断変形角 γ が 0.22, 0.33, 0.5, 0.67, 1.0, 1.3, 2.0% の同一変形段階において各 3 回の正負交番静的繰り返し載荷とし、その後は正方向へ単調漸増で破壊するまで加力した。ジャッキの押す方向を正加力側、引く方向を負加力側と定義する。

3.2 実験結果・考察

実験で得られた荷重-変形角関係を図 3 に示す。グラフの縦軸は水平載荷力、横軸は脚部の浮き上がりによるロッキングの影響を差し引いた真のせん断変形角 γ である。最大水平耐力後の鋼板の変形および損傷の様子を図 4 に示す。 $\gamma = \pm 0.67\%$ 付近より、鋼板の局部座屈が確認された。2 枚の鋼板それぞれの対角線上に張力場が生じ、 $\gamma = \pm 1.0\%$ から張力場に沿って全体座屈が確認された。 $\gamma = 2.0\%$ 以降の単調漸増載荷の段階でも耐力は増大し、 $\gamma = 5.5\%$ 時に最大荷重 24kN となった。鋼板の右上のビス接合部で鋼板が引き裂かれ、鋼板と新設架構との相対変位が増大した。 $\gamma = 6.1\%$ 時に鋼板の引き裂き長さが端あき長さに達して鋼板と架構の接合が破断した。これにより壁耐力が減少した。破壊したビス接合部の位置は図 4 に示す通りであり、鋼板右上の柱と梁の接合部それぞれ 4-5 か所ずつであった。これらの接合部ではドリルビス自体には損傷が見られず、鋼板のみ

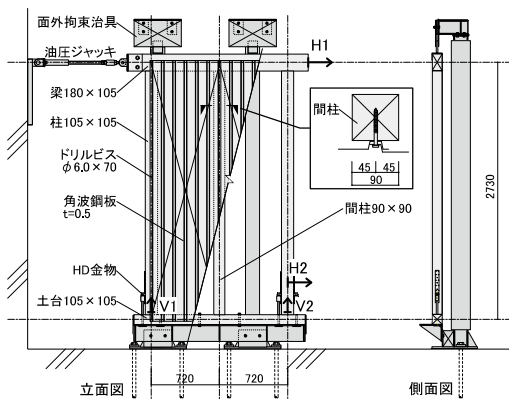


図 2 試験体図

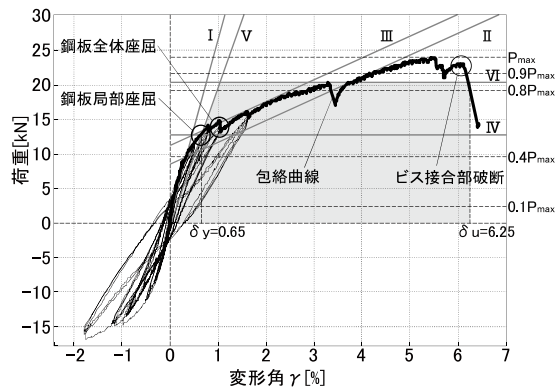


図 3 試験結果 荷重-変形角関係

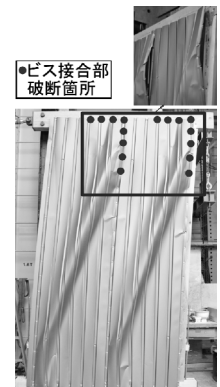


図 4 鋼板の変形と損傷の様子

が損傷した。また、HD 金物による柱脚部にも損傷はなかった。方法書に準拠して壁の性能指標を算出した。試験荷重 P は降伏耐力で決まり、12.85kN であった。また、これを用いて、ばらつきによる低減を考慮せずに算出した壁倍率は 4.5 である。

鋼板の材料特性を JIS Z2241, 13 号試験片 (13A)⁸⁾ を抽出して確認した。ヤング係数は 171kN/mm²、降伏強度と引張強度はそれぞれ 328N/mm², 348N/mm² であった。また、使用する鋼板板厚 0.5 mmのうち、メッキ部 (Al:55%, Zn:43.4%, Si:1.6%) の相当厚さは 0.05 mm である⁹⁾。メッキ部のヤング係数は鋼材より低いため、鋼板の面外曲げ剛性は引張材料試験結果のヤング係数を用いて計算した値より小さくなると考えられる。本論文では、鋼板の面外曲げ剛性は精査できておらず、後述の数値解析でも、上記の引張試験結果のヤング係数を用いて一様断面を仮定した。ただし、簡易な鋼板面外曲げ剛性試験による一様材料としての面外曲げ方向のヤング係数は 135kN/mm² 程度と上記引張試験によるヤング係数の 8 割ほどとなった。この値を用いた解析についても後述する。

4. ビス接合部一面せん断試験

4.1 試験概要

ビス接合部の木材繊維方向の鋼板と木材とのずれに対する荷重-変形関係を確認する目的で、一面せん断試験を行った。図 5 に試験体概要を示す。上側の木材には、片側に鋼板をドリルビスにより固定し、下側の木材には、十分なせん断耐力を確保するように複数の N50 釘で鋼板を固定した。ビス接合部位置での上側木材と鋼板の鉛直変位を測定して、両側の相対変位と引張荷重の関係を得た。木材はすぎ (無等級) 45 mm×90 mm×300 mm、鋼板は厚さ 0.5 mm、ビスは φ6.0 mm×70 mm であり、試験体数は 2 体である。

4.2 試験結果・考察

実験後の鋼板の記録写真と荷重-変形関係をそれぞれ図 7, 図 8 に示す。図 8 の縦軸は接合部の負担せん断力であり、横軸は鋼板の木材に対する相対変位である。図中に後述の解析で用いるビス接合部の完全弾塑性モデルを示す。2 体の荷重-変形関係は概ね一致した。変位 5 mm 付近から鋼板がビスの軸部で裂け始めて荷重が低下した (図 7)。その後、変形の進行と共に引き裂かれた軸部上部の鋼板がビス上部に折り重なるように積層された。変位 8 mm 付近よりせん断耐力が再上昇したのは、このような変形により、鋼板とビス軸部の

支圧面積が大きくなり、鋼板のビス軸部に対する支圧耐力が上昇したためと考えられる。変位11mm付近で最大耐力は3.47kNとなった。その後、ビスの左右の鋼板がビス軸部両側で加力と反対方向に裂けて(図7)、荷重が低下して実験終了した。ドリルビスそのものの損傷はほとんどなかった。

ビス接合部の崩壊形は図6などが考えられる¹⁰⁾。これらは、「a. 木架構のめり込み降伏」、「b. 鋼板のめり込み降伏」、「c. ビスの曲げ降伏」であり、これらの単一または組み合わせが一般的な崩壊形となる。本実験での崩壊形は「b. 鋼板のめり込み降伏」であり、「木質構造接合部設計マニュアル¹⁰⁾」に準拠して性能諸元を算出した。2体の試験体について降伏耐力 P_y は2.12と2.55kNであり、降伏変位 δ_y は0.91と0.94mmであった。また、最大荷重 P_{max} は3.66と3.47kNであり、 P_{max} 時の変位 δ_{max} は10.81と11.2mmであった。解析時のビス接合部の完全弾塑性モデルでは、初期剛性と終局耐力の平均値を用い、降伏時の耐力と変位を2.932kNと1.16mmとした。

5. 数値解析

5.1 解析概要

本章では、耐震壁の地震水平力作用時の挙動を解析的に評価する。前述の耐震壁実験の試験体は、幅720mmの鋼板2枚で構成されたが、予備解析で板2枚の耐震性能は概ね1枚の場合の2倍であったことから、壁幅720mm(鋼板1枚)の解析モデルで挙動を精査する。図9に解析モデルを示す。鋼板は板厚0.5mmで、前述の材料試験より得たヤング係数 171kN/mm^2 と降伏強度 328.2N/mm^2 を用いた。降伏後の剛性は弾性剛性の0.05%以下で、至10%を想定して降伏強度の2%未満である。鋼板は1辺およそ20mmでメッシュ分割し、4節点1積分点のシェル要素により構成した。なお板厚方向の積分点数は10である。木架構はすぎ材のヤング係数 7kN/mm^2 ¹¹⁾を有する断面 $90\text{mm}\times 90\text{mm}$ の弾性ワイヤ要素とした。前述の耐震壁実験での木材間接合には、ほぞと金物を用いたが、同接合部の回転剛性が壁の剛性に寄与する割合は十分に小さいと考え、解析上木材同士の接合はピンとした。その妥当性の精査は今後の課題とする。境界条件は下端をピン(図9のa部)及びローラー(同b部)支持とし、木材端(a-d点)で面外方向(図中のy方向)の並進を拘束した。ビス接合部の木架構と鋼板の木材繊維方向のばねの復元力特性は前述のビス接合部一面せん断試験より、降伏耐力を2.937kN、降伏時変位を1.16mmとした。降伏後の剛性は非常に小さく、変位20mmまでの耐力上昇を降伏耐力の1%未満とした。繊維直交方向の接合部ばね特性は実験的には評価できていないが、繊維直交方向も繊維方向の接合部一面せん断試験での鋼板のめり込み降伏と同じ破壊形で、ビスの繊維直交方向のめり込み変形は相対的に小さいと仮定して、繊維方向と同じとした。また、面外方向の木材と鋼板間の相対変位はゼロと仮定した。鋼板と木材のビス接合部位置に接合部ばねを設けた。位置は鋼板の上下端から25mm、側端から11.5mmの位置で、側辺は150mm間隔、上下辺は120mm間隔である。ビス接合部周辺の鋼板の局所的な変形は、ばねの復元力特性で評価できていることから、解析で接合部ばねが取り合う節点近傍のシェル要素の変形集中を回避する目的で、同節点を含む4つの要素の変形が微小となるよう弾性高剛性とし、剛性を他の要素の 10^{10} 倍以上とした。解析には汎用有限要素解析ソフトウェアのABAQUS¹²⁾を用いた。梁端部(図9のc点)に壁

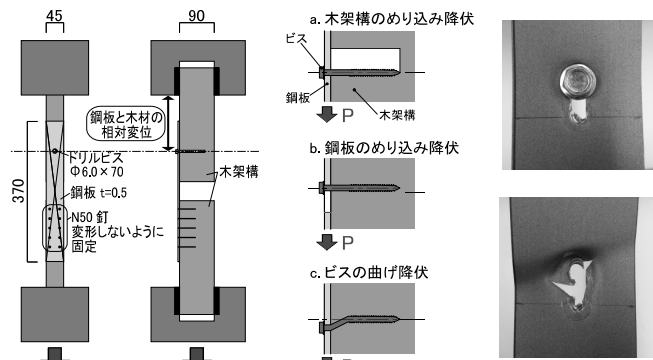


図5 試験体図

図6 接合部の崩壊形

図7 実験後の鋼板の状況

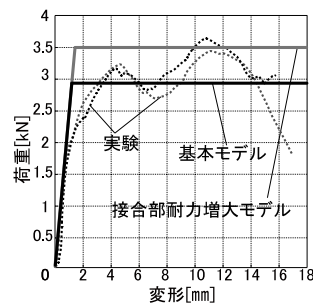


図8 試験結果 荷重-変形関係

の面内方向(x方向)の漸増強制変位を与え、幾何非線形を考慮した静的増分解析(ABAQUS/Standard)を実施したところ、鋼製薄板の局所的な座屈が連続的に発生することにより変形角0.52%付近で釣合状態の算出が困難となり、収束できずに解析終了した(図11)。

一般的に複雑な座屈や接触などの不安定あるいは不連続現象を伴う静的増分解析は、収束計算に困難を伴うが、その1つの解決方法として、動的陽解法(ABAQUS/Explicit)の利用がある¹³⁾。時間を増分変数とし、構造物の固有周期よりも十分長い時間をかけて強制変位を与える方法である。減衰を小さく設定することで、静的な釣合経路を良好な精度で追跡する¹³⁾。解析時間を $t=6.725$ 秒、鋼板および木材(すぎ)の材料密度をそれぞれ $7.85\times 10^{-9}\text{ton/mm}^3$ と $0.3\times 10^{-9}\text{ton/mm}^3$ として、梁端部の面内方向の強制水平変位を図9の時間軸で与えて解析した。

5.2 解析結果・考察

図3の実験結果の包絡曲線と解析結果の荷重-変形角関係を図11に示す。静的解析が停止した $\gamma=0.5\%$ までの結果は一致した。 $\gamma=1.1\%$ まで実験結果とよく一致した。 $\gamma=1.1\sim 2.2\%$ では、解析では耐力がほぼ一定となったのに対し、実験では30%ほど耐力が増大した。この差の理由として、ビス接合部の復元力特性やメッキ処理された鋼板の一樣素材としての材料特性の設定、さらには角波の折り曲げ加工による材料特性への影響などが考えられる。解析では $\gamma>2.2\%$ で耐力が再上昇した。変形の増大に伴い、角波鋼板に張力場が形成されたためと考えられる。 $\gamma=2.2\%$ から3%にかけての耐力壁の水平剛性は実験と解析とでそれぞれ $130\text{kN/rad}\cdot\text{m}$ 程度で一致した。本解析で耐震壁の挙動は大局的には評価できたと考える。

解析では、 $\gamma=0.22\%$ 付近時から図10中の左下から右上への対角部の面外変形が顕著になり、実験で観察された鋼板の全体座屈挙動と解析結果はほぼ一致した。 $\gamma=7.1\%$ の解析の面外変形を図10に示す。図中に接合部ばねの変形量が15mm以上となった箇所を示す。15mmは、前述のビス接合部一面せん断試験での終局変位である。また、実験で接合部が破断した箇所も示す。両方で図中右上部に損傷が集中し、左下部では損傷していない状態が確認できる。実験では、 γ

=6.1%時に図10に示すビス接合部の破断によって壁耐力が低下した。解析では接合部ばねを完全弾塑性としたために γ が5%を超える大変形時の壁の水平耐力低下は確認できていないが、接合部ばねの変形量が限界値を超えることで壁耐力が低下することが推定できる。

動的陽解法(ABAQUS/Explicit)における釣合状態追跡の妥当性を検証した。まず、耐震壁頂部の強制変位を与えた節点の反力と脚部支持点での水平反力を確認したところ、その差は1%未満であった。また、運動エネルギーの内部エネルギーに対する割合は最大4.4%であり、10%未満を妥当とする既往研究¹³⁾の判定値を下回った。

ビス接合部の復元力特性及びメッキ処理された折板を一樣材料としてモデル化したことの影響を考え、実験値と解析値の耐力差の考察を目的として接合部の復元力特性と鋼板の材料特性を変化させた解析を行った。整理のため、前述の解析モデルを「基本モデル」と呼ぶ。それに対して、接合部の降伏耐力を接合部一面せん断試験での最大耐力の平均値である3.5kN(図11)に増大させたモデル(「接合部耐力増大モデル」と呼ぶ)を作成した。接合部耐力増大モデルでは、 $\gamma > 1.6\%$ で基本モデルより耐力上昇し、 $\gamma = 7.0\%$ では8%大きくなった。実験耐力より小さいが基本モデルより近づいた。また、鋼板のヤング係数を20%低減させたモデル(同「鋼板剛性低下モデル」と、降伏強度を20%増大させたモデル(同「鋼板耐力増大モデル」)を作成した。剛性の低減と耐力の増大はそれぞれ、メッキ処理により表面の金属のヤング係数が低くなり面外曲げ剛性が低下する可能性と、折り曲げ加工により降伏強度が増大する可能性を想定した。鋼板剛性低減モデルでは、 $\gamma = 1.0\%$ で基本モデルに対して耐力が10%程度低くなった。一方、鋼板耐力増大モデルでは、 $\gamma > 0.6\%$ で基本モデルより耐力上昇し、 $\gamma = 7.0\%$ で5%大きくなった。 $\gamma > 2.0\%$ で鋼板耐力増大モデルの方が実験に近くなった。実際の鋼板剛性が基本モデル設定値より高いことは考えにくく、また、別途実施したビス接合部の初期剛性のみを増大させた解析では、基本モデルとほぼ変わらなかったことから、接合部及び鋼板の耐力の設定が実験と基本モデルの差の有力な原因と推察できる。

6. まとめ

本研究では、厚さ0.5mmの角波鋼製薄板を既存木造住宅の耐震補強要素兼新規外装材として利用する工法の一構成を提示し、その耐震性能を実験と解析の両面から評価した。これにより得られた知見は以下の通りである。

- (1) 実大耐震壁水平耐力試験では、変形角 $\gamma = 5.5\%$ で最大耐力が16.6kN/mとなった。破壊モードは鋼板のせん断座屈を伴うビス接合部の破断であった。木造住宅の耐震壁の耐力性能である壁倍率は4.5であった。
- (2) 鋼板と木架構のビス接合部の一面せん断試験では、ビス軸部による鋼板の引き裂きが確認された。ドリルビスそのものにはほとんど損傷は見られなかった。「木質構造接合部設計マニュアル」に準拠して算出した降伏耐力と降伏変位はそれぞれ、2.55kNと0.94mmであった。また、最大荷重は3.47kNでその時の変位は3.02mmであった。
- (3) 耐震壁の有限要素解析では、動的陽解法により変形角 $\gamma = 7\%$ を超える大変形までの挙動を評価した。実験と同様の崩壊形と座屈モードを確認した。 $\gamma < 1\%$ では解析結果の耐力値は実験とよく

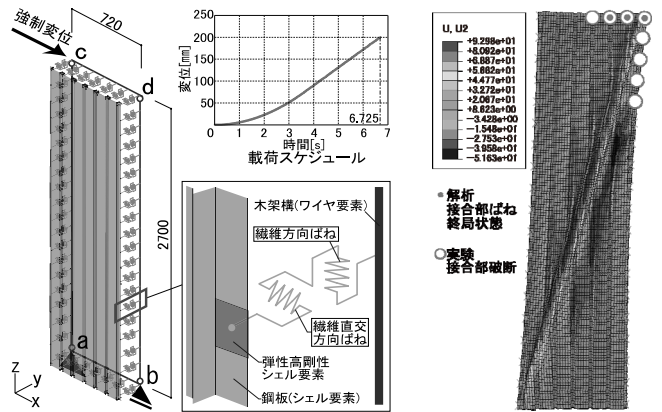


図9 解析モデル

図10 面外変形図($\gamma = 7.1\%$)

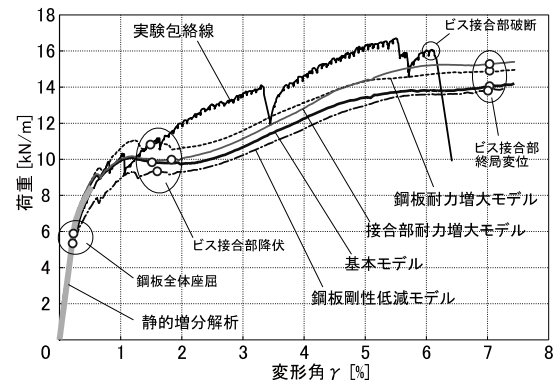


図11 解析による荷重-変形角関係

一致し、 $\gamma = 2\%$ を超える大変形時で、最大20%程度低くなった。この差の主要因は接合部と鋼板の耐力の設定と推定した。

謝辞

本研究の遂行にあたり、日本鐵板株式会社の関係諸氏より多大なご協力を頂いた。安田裕俊氏、大津達郎氏(首都大学東京大学院生)には図版の作成を協力頂いた。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 岩崎信彦, 鶴飼孝造, 浦野正樹, 辻勝次, 似田貝香門, 山本剛郎, 野田隆: 阪神淡路大震災の社会学1 被災と救援の社会学, 昭和堂, pp. 41-43, 1992. 2
- 2) 佐藤慶一: 住宅・土地統計調査から見る住宅耐震化の趨勢, 総務省統計研究所リサーチペーパー第28号, pp. 39-40, 2011. 9
- 3) 国土交通課: 住宅耐震化の現状と課題, 調査と情報 第568号, 2007. 3
- 4) 梅野達三, 神谷隆, 古川忠稔, 田口孝, 荻野谷学: 既存木造住宅の外付け耐震補強工法に関する実験的研究 その4 接合部システムの提案と接合部実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東北), pp. 247-248, 2009. 8
- 5) 植松武是, 平川秀樹, 千葉隆弘, 片山大輔, 佐々木智和, 苔米地司, 平井卓郎, 戸田正彦, 野田康信: 外張断熱による面材耐力壁の耐震改修効果, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東北), pp. 299-300, 2009. 8
- 6) 日本建築防災協会: 木造住宅の耐震補強の実務, 2007
- 7) 一般財団法人ベターリビング: 木造の耐力壁及びその倍率 性能試験・評価業務方法書, 2011. 12
- 8) 日本工業規格: JIS Z2241 金属材料引張試験方法, 2011
- 9) 新日本製鐵: 新日本製鐵・関連会社 建築用資材ハンドブック, 2008. 6
- 10) 日本建築学会: 木質構造接合部設計マニュアル, 丸善株式会社, 2009
- 11) 日本建築学会: 木質構造設計基準・同解説, 丸善株式会社, 2006
- 12) Abaqus/CAE, Version6.13-4
- 13) Hongxia Yu, I. W. Burgess, J. B. Davison, R. J. Plank: Numerical simulation of bolted steel connections in fire using explicit dynamic analysis, Journal of Constructional Steel Research Vol. 64, pp. 515-525, 2008

[2015年2月15日原稿受理 2015年4月28日採用決定]