

非均一格子状に切削加工された合板耐震壁の力学性能評価と予測法の提案

EVALUATION AND PREDICTION OF MECHANICAL PERFORMANCE OF PLYWOOD SEISMIC WALLS WITH NON-UNIFORM LATTICE PATTERNS PROCESSED BY CUTTING

高山 直行*, 和多田 遼**, 大崎 純***, 木村 俊明****, 金澤 和寿美*****, 土田 理央*****
Naoyuki TAKAYAMA, Ryo WATADA, Makoto OHSAKI, Toshiaki KIMURA, Kazumi KANAZAWA and Rio TSUCHIDA

Plywood, due to its high workability, has the potential to be used as a structural seismic wall with unreinforced openings, offering flexible design possibilities. In this study, we define a "Non-Uniform Lattice Patterned Plywood Seismic Wall" that features an opening pattern surrounded by straight members of various widths and angles, as an example of a free shaped, unreinforced opening. We experimentally verify its mechanical performance and propose two numerical evaluation methods: a simplified calculation technique that models the wall as a frame of beam members, and a detailed calculation method that models the wall as an orthotropic plate element. We also propose a shape generation method using optimization techniques. Finally, we outline the design flow for these seismic walls, integrating the proposed numerical methods and shape generation techniques.

Keywords: Plywood Seismic Wall, Shear Test, Orthotropic Material, Finite Element Analysis, Optimization

合板耐震壁, せん断試験, 直交異方性材料, 有限要素解析, 最適化

1. 序

1.1. 背景

合板や LVL (Laminated Veneer Lumber), CLT (Cross Laminated Timber) などの木質材料は, 脱炭素実現のため今後さらに活用機会の増加が予想される。中でも合板は, その優れた加工性と経済性の高さから, 建築業界をはじめ多様な分野で利用されており, 建築構造分野では, 小規模な木造建築物, 特に住宅での床や耐震壁として広く使用されている。コンピュータが制御し切削を行う NC (Numerical Control) 加工技術の進展にともない, 近年では合板とデジタルファブリケーション技術を組み合わせた新しい建築デザインも実現されている¹⁾。

最近では中・大規模木造建築, あるいは木と鋼やコンクリートを組み合わせたハイブリッド構造建築が増加し, 木質材料の耐震壁, 中でも LVL や CLT を用いた耐震壁の研究開発が盛んである。福本ら²⁾や金澤ら³⁾は CLT 耐震壁を鉄骨架構に組み込む設計例や構造的な性能実験の結果を報告している。栗原ら^{例えば 4)}は設備配管や出入口などの限られた開口パターンを持つ LVL および CLT の耐震壁を RC 骨組の耐震補強に適用する実験的研究を行っている。他にも, 棒状の部材をはめ合わせてできる伝統的な木格子の耐震性能の評価に関

する研究などもみられる⁵⁾。一方合板は, 一般に板厚が薄く耐力が低い⁶⁾ため, 箱型の木質ブロックに組み合わせて用いる稲田ら⁷⁾の例などはあるものの, 従来の使用範囲を超える議論はほとんどされていない。しかし近年では, 海外を中心に極厚の合板の開発が進み非住宅分野での活用事例も増加するなど今後の普及が期待されている。

また, 耐震壁の形状を, 従来の限られたパターンではなく力学的合理性から最適化により決定する手法が提案されている。見上ら⁸⁾は繊維強化プラスチックからなる格子状耐震壁を梁要素でモデル化し, その位相を最適化した。木村ら⁹⁾はこれを発展させ, 平面応力要素でモデル化した格子状耐震壁の節点位置と部材寸法の両方を最適化により決定した。これらはいずれも等方性材料を対象としている。

それらに対して, 木質材料は異方性が強い。木質材料の解析手法については光井ら¹⁰⁾の研究等が, 合板の異方性を取り扱った研究としては古くは浅野ら¹¹⁾, 近年では桑村¹²⁾の研究等があるものの, 木質耐震壁の力学的特性を数値解析で予測するのは一般に困難であり, 原則として実験による検証が必要となる。LVL や CLT の耐震壁においてこれまで実験で検証されたのは, 無開口, もしくは前述の文献⁴⁾にあるような限られた開口パターンのみであり, 意匠性や

* 竹中工務店設計部 修士 (工学)

** 大阪産業大学大学院工学研究科環境デザイン専攻 准教授 博士 (工学)

*** 京都大学大学院工学研究科建築学専攻 教授 博士 (工学)

**** 名古屋大学大学院芸術工学研究科建築都市領域 准教授 博士 (工学)

***** 竹中技術研究所 修士 (工学)

***** 京都大学大学院工学研究科建築学専攻 大学院生

Structural Design Dept., Takenaka Corporation, M. Eng.

Assoc. Prof., Dept. of Arch. & Environ. Design, Osaka Sangyo Univ., Dr. Eng.

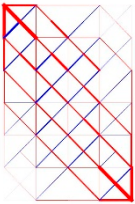
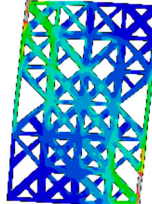
Prof., Dept. of Architecture and Architectural Eng., Kyoto Univ., Dr. Eng.

Assoc. Prof., School of Design and Arch., Nagoya City Univ., Dr. Eng.

Takenaka Research & Development Institute, M. Eng.

Graduate Student, Dept. of Architecture and Architectural Eng., Kyoto Univ.

表 1 本論文で提案する非均一格子状合板耐震壁の
構造解析モデル

名称	梁要素モデル	直交異方性平板要素モデル
		
モデルの特徴	・簡易的 ・材料特性は既知の数値等から設定可能 ・予備検討、最適化手法を組み合わせた形状生成（第 4.1 節）に適する	・汎用的 ・部材の幅や剛域、周囲の柱・梁へのめり込みパネの連続的な分布をより正確に考慮できる ・材料特性の設定に、別途実施した実験結果からの同定などの工学的な判断が必要 ・力学的性能のより実際の評価に適する
有限要素	梁要素	直交異方性平板要素
材料特性の設定方法	材料特性の設定に既往文献で提案されている推定式を使用。各規準等で定められた合板各層の樹種毎の材料特性から設定可能（予備実験は不要）	別途実施した小パネルせん断試験結果（付録 A.2 参照）から、GA により同定
材料特性に関するパラメータ	$E(\phi)$: ヤング係数 $F_c(\phi)$: 引張強度 $F_t(\phi)$: 圧縮強度 ϕ : 梁要素材軸と表板繊維方向のなす角	E_1, E_2, G_{12} : ヤング係数, せん断弾性係数 $f, R_{11}, R_{22}, R_{12}$: 降伏応力の基準値およびパラメータ (1:表板繊維方向, 2:直交方向)
備考	・3.1 節で詳述 ・採用可能な形状は、線材部材の組合せで表現可能な開口形状に限られる	・3.2 節で詳述 ・任意形状を表現可能格子状に限らず任意の開口形状にも適用可能（本研究では未検証）

前述の最適化などから定まる自由形状の開口を計画する場合には、性能をその都度実験で確認する必要がある。合板も同様であり、その加工性の高さを活かした、自由形状の開口を持つ合板耐震壁の設計法や適用事例は、著者らの知る限り存在しない。

1.2. 目的

本研究では、合板の優れた加工性を活かし、切削加工で容易に製作できる自由形状の無補強開口を持つ合板耐震壁の提案を行う。本論文では特に、自由形状の開口パターンの一例として、様々な幅や角度の直線状の部分を残した耐震壁（以下、非均一格子状合板耐震壁）の、実験および数値解析的な検証に基づく力学的性能評価方法の確立を目的とする。非均一格子状合板耐震壁の例を図 1 に示す。

本研究では、非均一格子状合板耐震壁を数値解析で評価するため、表 1 に示す二つの解析モデル（梁要素モデルと直交異方性平板要素モデル）を提案する。これらの二つの解析モデルは、設計段階での活用を前提とし、有開口合板耐震壁の剛性と耐力をなるべく簡便な方法で、実用上十分な精度で予測することを目的としている。また、

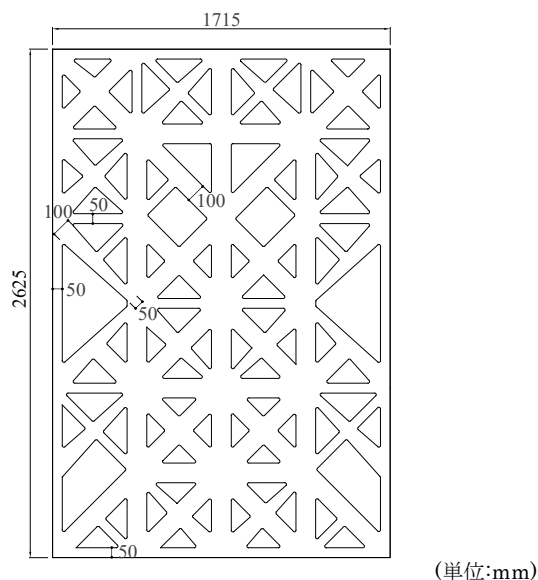


図 1 非均一格子状開口を持つ合板耐震壁の例

非均一格子状合板耐震壁の実大試験体を製作し、水平加力試験を実施して、同壁の破壊性状を確認するとともに、提案する二つの解析モデルによる剛性・耐力評価結果と実大試験体での結果を比較し、提案する解析手法の有効性と課題を確認する。

さらに、構造最適化手法を用いた、力学的合理性に優れる非均一格子状合板耐震壁形状の生成法を提案する。図 1 に示すデザインも、本論文で提案する生成法により生成されたデザインの一例である。最後に、本論文で示す解析手法を用いた非均一格子状合板耐震壁の設計手順について述べる。

本研究により、従来の木質耐震壁と比べて開口の自由度が高く生産コストに優れる合板耐震壁の設計法を確立することで、従来木造耐震壁では計画が困難であった採光の必要な外壁面での補強等が可能となり、木質材料のさらなる普及、並びに安全性と空間の質の両方を備えた建築の実現が可能になる。

1.3. 本論文の構成

本論は以下の構成からなる。

2 章では、非均一格子状開口を持つ合板耐震壁の一例である図 1 の開口形状を持つ実大試験体を製作し、水平加力試験を行った結果を報告する。

3 章では、図 1 に示す非均一格子状開口を対象とした 2 種類の解析モデルを提案する。これら 2 種類のモデルを表 1 に示す。3.1 節では、開口周囲の部材を材軸方向に関する異方性を持つ軸材（梁要素）としてモデル化する方法（梁要素モデル）を説明する。ここで、合板の材質の異方性から、各梁要素はその材軸の方向により剛性と強度が変化するため、ここでは、各線材部材の剛性と強度を、各部材の材軸が合板の表板繊維方向となす角 θ に関する補間式で定める。3.2 節では、壁形状全体を直交異方性弾塑性平板要素でモデル化する方法（直交異方性平板要素モデル）を述べる。ここで、適用時の簡便性を重視し、複数層からなる合板のもつ異方性を 1 層の平板要素で可能な限り表現する方法を提案する。具体的には、同要素の材料パラメータを、別途実施した小パネルせん断試験（付録 A.2 参照）の結果から遺伝的アルゴリズム（Genetic Algorithm, GA）を用い

て同定する．これらの二つの提案モデルについて，2 章で示す実大加力試験結果と比較する．

4 章では，提案する 2 つの解析モデルを用いた非均一格子状合板耐震壁の設計法を提案する．4.1 節では，梁要素とトポロジー最適化を用いた合板耐震壁の形状生成手法を提案する．図 1 に示すデザインの見付け幅は 50 mm, 100 mm, または 50 mm-100 mm のテーパーであるが，その分布は 4.1 節で示す手法により決定されたものである．4.2 節では，2 つの解析モデルの特徴を考慮した設計フローの提案を行う．

5 章では，本論文全体のまとめと今後の検討について述べる．

また，本研究に際し実施した材料強度試験，小パネルせん断試験，めりこみ試験について，それぞれ付録 A.1 から A.3 に合わせてまとめている．付録 A.1 の合板材料強度試験は梁要素モデルの方向毎の材料特性推定式の妥当性の検証（3.1.1 項）に，付録 A.2 の小パネルせん断試験結果は直交異方性平板要素モデルの材料特性の同定（3.2.1 項）に，付録 A.3 の耐震壁周囲の木軸組材のめりこみ試験結果は 2 つの解析モデルでの耐震壁と木軸組材のめりこみばねの設定（3.1.2 項および 3.2.2 項）に用いている．

2. 非均一格子状合板耐震壁の実大加力試験

本章では，非均一格子状合板耐震壁の水平加力時の力学的性状と破壊形状の確認を目的として，図 1 に示す形状の耐震壁を実大サイズで製作し，水平加力実験を行った結果をまとめる．

製作した試験体を図 2(a)に示す．試験体の寸法は 1,712 mm × 2,622 mm × 厚さ 48 mm とし，図 3 に示す 7 ply, 厚さ 24 mm の 3' × 6' サイズ(910 mm × 1820 mm)の構造用合板数枚から，図 2(b)に示す 4 つの部材形状をそれぞれ 2 枚ずつ NC ルータで切削加工により切り出し，板厚方向及び部材間の小口面を互いに接着して製作した．使用する構造用合板はすべて同ロットのものとした．試験は『木造軸組工法住宅の許容応力度設計』¹²⁾に準拠し，軸組は柱および梁をそれぞれ 105 mm × 105 mm および 105 mm × 180 mm のスギ集成材(強度等級 E65-F225)とした．軸組の設置方法はタイロッド式とし，柱と土台・梁の接合部は，深さ 45 mm，厚さ 30 mm，幅 85 mm 短ほぞ差し+N90 くぎ 2 本打ちとした．4 つの合板パネル間，および軸組材と合板パネル間の接着には，ウレタン樹脂系接着剤（KU803M，コニシ）を使用し，各辺について 1 mm の接着代を確保しつつ，接着塗布量を質量管理して塗布した．接着後はジャッキを用いて圧着し，1 日以上養生期間を設けた．

加力装置図を図 4 に示す．試験時には上部梁の左右と土台をタイロッドで繋結し，上部梁に取り付けたジャッキを用いて正負交番の水平方向繰り返し荷重を加えた．加力の繰り返し履歴は，見かけのせん断変形角から土台のせん断変形角を差し引いた真のせん断変形角（以下，記載のない時角度の単位は rad）が 1/600, 1/450, 1/300, 1/200, 1/150, 1/100, 1/75 を各 3 回繰り返し，その後，最大荷重の 80%まで荷重が低下するか，1/50 に達するまで正側に一方向荷重を加えた．計測する変位は，上部梁および土台の両端での水平絶対変位および鉛直絶対変位，柱の浮き上がり挙動を把握するための両柱下部での鉛直絶対変位，土台と柱，柱と上部梁間の鉛直相対変位とした．また，合板耐震壁と軸組材の離間挙動の把握のため，耐震壁の四隅で鉛直相対変位，水平相対変位を計測した．

本章では，せん断力，見かけのせん断変形角，土台の浮き上がり変形角，真のせん断変形角を以下の通り定める．

$$\text{せん断力} \quad Q^* = Q - (V_1 + V_2) \times \sin \gamma \quad (\text{kN})$$

$$\text{見かけのせん断変形角} \quad \gamma = (\delta_1 - \delta_2) / H \quad (\text{rad})$$

$$\text{土台の浮き上がり変形角} \quad \theta = (\delta_3 - \delta_4) / W \quad (\text{rad})$$

$$\text{真のせん断変形角} \quad R = \gamma - \theta \quad (\text{rad})$$

ここに

Q : 水平ジャッキのロードセルによる水平荷重 (kN)

V_1 : 左側タイロッド部の軸力の合計値 (kN)

V_2 : 右側タイロッド部の軸力の合計値 (kN)

δ_1, δ_2 : 梁材(δ_1), 土台(δ_2)の水平方向変位 (mm)

H : 梁芯と土台芯間の距離 (= 2767.5 mm)

δ_3, δ_4 : 土台左側(δ_3), 右側(δ_4)の鉛直方向変位 (mm)

W : 柱心間距離 (= 1820 mm)

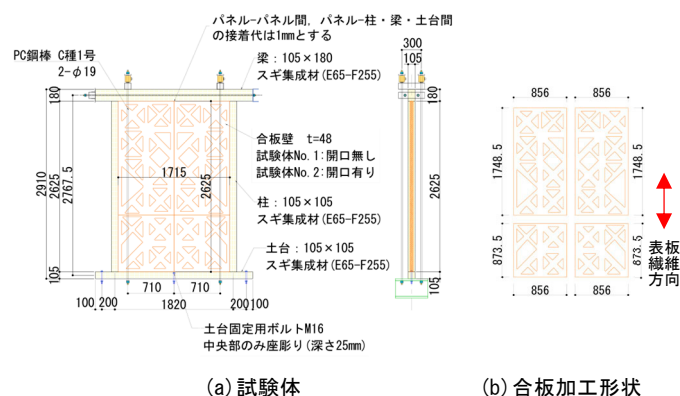


図 2 実大加力試験の試験体図（単位：mm）

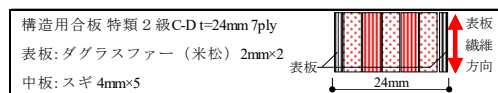


図 3 使用した合板材料の断面（実大耐震壁試験体の 1/2）

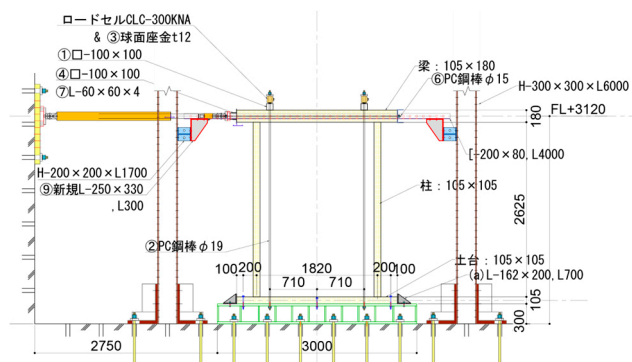


図 4 実大加力試験の加力装置図（単位：mm）

実験から得られた試験体の水平荷重-せん断変形角関係を図 5 に，破壊性状を図 6 に示す．変形角 1/650 までは，この関係はほぼ線形な挙動を示した．その後，1/450 で合板の表面に小さく割れが入り（図 6(a)），1/300 で合板と土台の接着面に離間が見られた（図 6(b)）．さらに，正側 1/100 の時点において，右下の合板パネルの表裏接着面でずれ（図 6(c)）が確認され，同じ変形角の負側では，

音の発生と僅かな荷重低下がみられた（図 5）。その後、合板と土台接着面の離間が大きくなり、1/75 の 1 回目で損傷音が発生し荷重低下がみられ、柱脚付近のめりこみ（図 6(d)）、合板同士及び柱と合板の接着面での離間（図 6(e)）が生じた。1/50 より少し小さな変形角で最大荷重 66.097 kN を記録した。その後、合板間の離間と左上合板パネルの右上部の引張破断（図 6(f)）が生じ、16 kN 程度まで低下したため加力を終了した。解析では、1/50 までせん断力が増加しているのに対して、実験では 1/50 より小さな変形角で合板の離間、面外変形が生じることで、最大荷重を記録し耐力が低下する結果となっている。参考として、壁倍率の算定表¹²⁾を表 2 に示す。上記の結果より、壁倍率の算定においては、変形性能がなく塑性率が小さくなったため、壁倍率は 5.68 となった。

試験体の正加力時の各せん断変形角における合板の上側梁・土台（下側梁）へのめり込み・浮き上がり変位を図 7 に示す。図 7(b)より、試験体では O 通りから P 通りの範囲まで合板パネルの土台へのめりこみ挙動が確認された。

図 8(a)に各通りの計測点でのせん断変形角-合板と土台の相対鉛直変位関係を試験体の左右に分けて示す。図 8(a)中で「接着剥離」と記載のある変形角において、損傷音を確認した。せん断変形角と柱梁（土台）相対鉛直変位との関係を図 8(b)に示す。同図より、上部梁と柱とのめりこみ・離間変位は小さく、土台（下梁）と柱とのめりこみ・離間変位が顕著に表れていることが確認できる。

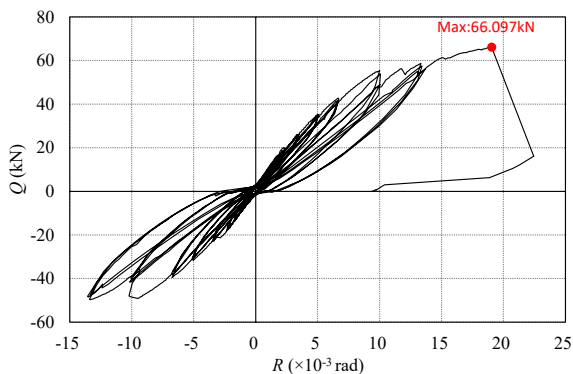


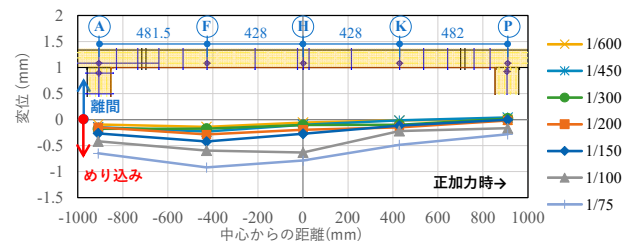
図 5 水平荷重-せん断変形角関係



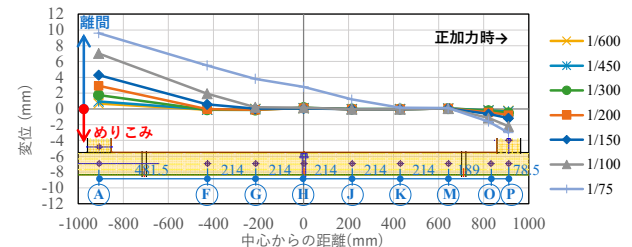
図 6 破壊性状

表 2 壁倍率算定表

構造評価	(単位)		P_0 (kN)	壁倍率
1) P_y	(kN)	42.29	20.28	5.68
2) $P_u \cdot 0.2 \cdot \sqrt{2\mu - 1}$	(kN)	20.28		
3) $2/3 \cdot P_{\max}$	(kN)	42.58		
4) P_{150} : 特定変形時の耐力	(kN)	42.26		
$P_{\max}$: 最大耐力	(kN)	63.87		
P_u : 終局耐力	(kN)	60.19		
K : 初期剛性	($\times 10^3$ kN/rad)	6.059		
μ : 塑性率		1.919		
$1/\sqrt{2\mu - 1}$: 構造特性係数 D_s		0.594		
δ_y : 降伏変形角	($\times 10^{-3}$ rad)	6.979		
δ_y : モデル降伏点変形角	($\times 10^{-3}$ rad)	9.935		
δ_u : 終局変形角	($\times 10^{-3}$ rad)	19.060		

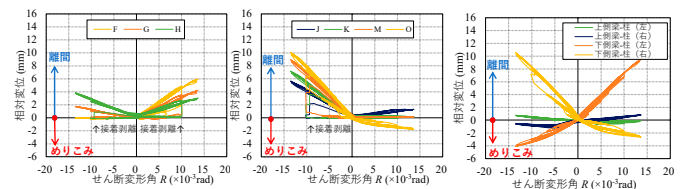


(a) 上側梁



(b) 土台（下側梁）

図 7 合板-土台および合板-上側梁の相対鉛直変位



(a) 合板-土台

(b) 柱-梁

図 8 合板-土台および柱-梁の相対鉛直変位

3. 非均一格子状合板耐震壁の解析モデルの提案

本章では、前章で述べた非均一格子状合板耐震壁の水平耐力性能を推定し設計に利用するための二種類の解析モデルを提案する。

3.1. 梁要素モデル

3.1.1. 材軸方向による材料特性の推定式

梁要素モデルでは、図 1 に示す合板耐震壁の格子状の形状を梁要素によりモデル化する。前述の通り、図 1 の合板耐震壁は図 3 の合板を 2 枚重ねて作成するが、この合板を構成する各層の単板は図 3 に示すとおり繊維方向(L)が直交するように積層されており、表板を含む奇数番目の層は繊維方向が合板全体の長辺方向（合板表板繊維方向）に、偶数番目の層は繊維方向が合板全体の短辺方向にそろえられている。また、それぞれの層の面内において、繊維方向と直交する方向は、単板の製造工程から木材の年輪の接線方向(T)となる。よって、合板から切り出された格子状の形状を梁要素でモデル

化する場合、その剛性や強度は、要素の材軸方向と合板の表板繊維方向との間の角度 ϕ に応じて変化する。ここでは、合板を構成する各層の単板の圧縮および引張強度ならびに弾性係数を、既往の予測式で算定する。

合板の各層の番号を表板から順に $k = 1, \dots, 7$ とする。層 k の単板の繊維方向が合板表板繊維方向となす角 ψ_k は、 0° ($k = 1, 3, 5, 7$)または 90° ($k = 2, 4, 6$)である。層 k の単板について、その繊維方向となす角が θ (> 0)の方向の単位面積あたりの軸剛性 $E_k(\theta)$ の算定には直交異方性材料を仮定して求まる式(1) (例えば 13), 同方向の単位面積あたりの圧縮強度 $F_{c,k}(\theta)$ の算定には式(2)で示される Hankinson 式, 引張強度 $F_{t,k}(\theta)$ の算定には式(3)で示される Norris の球面相關式をそれぞれ用いる 14)。

$$E_k(\theta) = \frac{E_L \cdot E_T}{\left[E_T \cos^4 \theta + E_T \left\{ \left(\frac{E_L}{G_{LT}} \right) - 2\nu_{LT} \right\} \cos^2 \theta \sin^2 \theta + E_L \sin^4 \theta \right]} \quad (1)$$

$$F_{c,k}(\theta) = \frac{F_{cL} \cdot F_{cT}}{F_{cL} \sin^n \theta + F_{cT} \cos^n \theta} \quad (2)$$

$$F_{t,k}(\theta) = \left\{ \frac{\cos^4 \theta}{(F_{tL})^2} + \frac{\sin^4 \theta}{(F_{tT})^2} + \frac{\sin^2 \theta \cos^2 \theta}{(F_{sLT})^2} \right\}^{-\frac{1}{2}} \quad (3)$$

ここに、 E_L, E_T は各単層板の繊維方向(L)および繊維直交方向(T)の縦弾性係数、 G_{LT} はせん断弾性係数、 ν_{LT} はポアソン比、 F_{cL}, F_{cT} は繊維方向および繊維直交方向の圧縮強度、 F_{tL}, F_{tT} は繊維方向および繊維直交方向の引張強度、 F_{sLT} は面内せん断強度であり、これらの値は文献 15,16)を参考に各層の樹種により表3のとおりとした。式(2)の n は文献 14)を参考に 2.25 とした。

図9に示すように、梁要素 i の材軸方向と層 k の単板繊維方向とがなす角 θ_{ik} は ϕ_i と ψ_k の差の絶対値で表せる。これを式(1)-(3)に代入し、すべての層について和を取れば、合板表板繊維方向と ϕ_i の角度をなす方向の単位面積あたりの軸剛性 $E(\phi_i)$ 、圧縮強度 $F_c(\phi_i)$ および引張強度 $F_t(\phi_i)$ は次式で求められる。

$$E(\phi_i) = \sum_k w_k E_k(\theta_{ik}) \quad (4)$$

$$F_c(\phi_i) = \sum_k w_k F_{c,k}(\theta_{ik}) \quad (5)$$

$$F_t(\phi_i) = \sum_k w_k F_{t,k}(\theta_{ik}) \quad (6)$$

ここに、合板中の層 k の厚さを t_k 、層 k の全厚に対する比率を $w_k = t_k / \sum_j t_j$ とした。

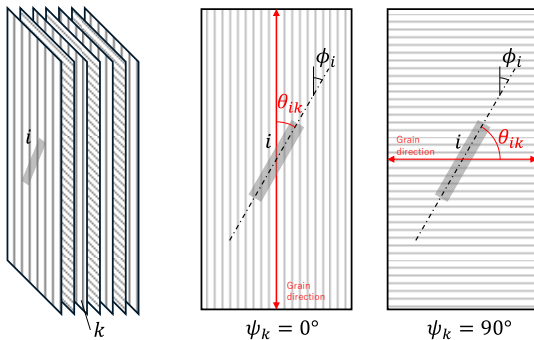
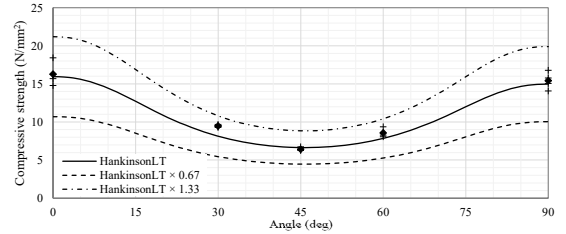


図9 梁要素の材軸が合板の層 k の繊維方向となす角度

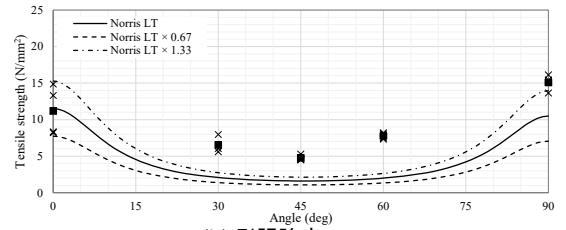
表3 予測式のパラメータ

材料定数		繊維方向(L)		繊維直交方向(T)		備考
		ベイヤツ	スギ	ベイヤツ	スギ	
圧縮強度(N/mm ²)	F_{cL}, F_{cT}	33.1	26.4	4.2	3.3	文献 ¹⁵⁾ 付表 95%下限値 $\times 1.49^{\text{B}}$
引張強度(N/mm ²)	F_{tL}, F_{tT}	26.4	20.1	1.0	0.8	L方向:文献 ¹⁵⁾ 付表 95%下限値 $\times 1.49^{\text{B}}$ T方向:文献 ¹⁶⁾ sug [*] 及び回帰式(Density=0.55)
せん断強度(N/mm ²)	F_{sLT}	3.6	2.7	-	-	文献 ¹⁵⁾ 付表 95%下限値 $\times 1.49^{\text{B}}$
縦弾性係数(kN/mm ²)	E_L, E_T	16.4	7.4	1.00	0.75	L方向:文献 ¹⁵⁾ より T方向:文献 ¹⁶⁾ sug [*] 及び回帰式(Density=0.55)
せん断弾性係数(kN/mm ²)	G_{LT}	0.92	0.35	-	-	文献 ¹⁵⁾ より
ポアソン比	ν_{LT}	0.37	0.60	-	-	文献 ¹⁵⁾ より

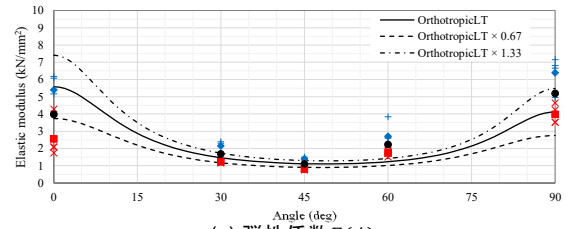
※変動係数20%の正規分布と仮定した場合の50%下限値と95%下限値の比率



(a):圧縮強度 $F_c(\phi)$

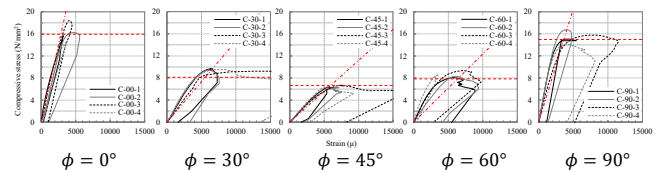


(b):引張強度 $F_t(\phi)$

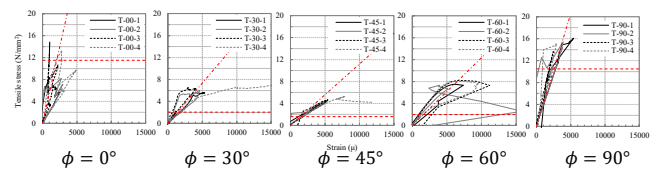


(c) 弾性係数 $E(\phi)$

図10 合板の強度・弾性係数の予測、および材料強度試験結果との比較



(a)圧縮応力-ひずみ曲線実験結果と弾性係数・圧縮強度推定値



(b)引張応力-ひずみ曲線実験結果と弾性係数・引張強度推定値

図11 材料強度試験結果と推定値の関係

式(5)から得られる圧縮強度 $F_c(\phi)$ を図10(a)に、式(6)から得られる引張強度 $F_t(\phi)$ を図10(b)に、式(4)から得られる弾性係数 $E(\phi)$ を図10(c)にそれぞれ実線で示す。また、参考として、予測値に変動係数20%の正規分布を仮定した場合の95%下限値と5%下限値(予

測値の 0.67 倍および 1.33 倍) を点線および一点鎖線で示す。また、前章の実大加力試験体に用いた合板と同ロットの合板から取り出した試験体に対して別途実施した材料強度試験 (付録 A.1 参照) により得られた、 $\phi = 0^\circ, 30^\circ, 45^\circ, 60^\circ, 90^\circ$ それぞれでの各 3 体の試験体の圧縮強度とその平均値を図 10(a) にそれぞれ+および◆で示し、引張強度とその平均値についても同様に図 10(b) にそれぞれ×および■で示す。さらに、圧縮試験から得た弾性係数とその平均値を図 10(c) にそれぞれ+および◆で、引張試験から得た弾性係数とその平均値を図 10(c) にそれぞれ×および■で示す。

予測式(4),(5)から得た弾性係数と圧縮強度を、付録 A.1 の圧縮強度試験から得られた圧縮応力-ひずみ曲線上にそれぞれ一点鎖線と点線で重ねたものを図 11(a) に、同様に式(4),(6)から得た弾性係数と引張強度を引張強度試験から得られた引張応力-ひずみ曲線上にそれぞれ一点鎖線と点線で重ねたものを図 11(b) に示す。

これらの結果から、圧縮強度・引張強度・弾性係数いずれも、予測値は概ね実験結果の傾向を捉えている。ただし、特に図 10(b) や図 11(b) において、 $\phi = 30^\circ, 45^\circ, 60^\circ$ の範囲で予測式から得られる引張強度が実験結果を過小に予測していることが確認できる。この理由として、接着層の影響が桑村¹¹⁾により指摘されている。すなわち、合板斜め方向引張時には破壊面が単一平面とならず、接着層のせん断破壊を伴う複合破壊面となることから、接着層のせん断耐力を考慮しなければ強度を正しく評価できない。またそれ以外の角度においても、桑村¹¹⁾が指摘する接着剤による引張強度の増加の影響もあったと考えられる。本研究ではこれらの接着層が及ぼす影響は考慮できていない。

以上のとおり、合板の各角度方向での強度 $F_t(\phi)$ 、 $F_c(\phi)$ および弾性剛性 $E(\phi)$ について、予測式と実験結果との整合性の改善にはさらなる議論が必要である。

3.1.2. 梁要素によるモデル化

次に、図 1 の非均一格子状耐震壁を前述の材軸方向毎の弾性係数・強度の異方性を持つ梁要素で構造解析を行う。前章の実大加力試験体と同様の条件となるよう、耐震壁 (合板パネル) 本体とその周囲の柱(105×105)、梁(105×180)および土台(105×105)で構成された 1 層 1 スパンの骨組をモデル化する (図 12)。構造解析には汎用構造解析プログラム OpenSees の Python ライブラリ OpenSeesPy¹⁷⁾を用いる。支持条件は柱脚直下でのピン支持とし、左端柱頭部に水平荷重を与える。簡単のため、柱頭柱脚と梁・土台端部間はピン接合とする。また、接地することを踏まえ、土台の軸・曲げ剛性を 1000 倍する。合板パネル周囲の骨組の樹種はスギ (弾性係数 7000 N/mm²) とする。また、合板パネルと骨組の間は、めりこみを考慮した圧縮時のみ有効なパネ要素を Two Node Link Element で配置する (図 12)。その剛性は、別途実施しためりこみ試験 (付録 A.3) の結果を配置間隔で換算し、合板・土台間および合板・柱間は $48.61 \times 455 / 200 = 110.58 \text{ kN/mm}$ 、合板・上側梁間は $25.39 \times 455 / 200 = 57.74 \text{ kN/mm}$ とする。柱は土台と同じとする。

合板パネルは、長方形断面からなる平面梁要素を用い、格子と斜材で構成された骨組構造としてモデル化する (図 12)。梁せいは 100 mm (図 12 太線) または 50 mm (図 12 細線)、梁幅はパネル厚と同じ 48 mm である。梁要素端部には図 13 左に示す剛域を設定する (簡単のため図 13 左の b_0 は 50 mm に統一する)。合板の異

方性を考慮するため、各梁要素材軸と合板表板繊維方向のなす角度 ϕ_i に応じ式(4)-(6)を用いて材料特性を算定する。ここでは簡単のため、斜め方向の梁部材は $\phi_i = 45^\circ$ として材料特性を算定した。各方向梁要素の材料特性を図 13 右に示す。

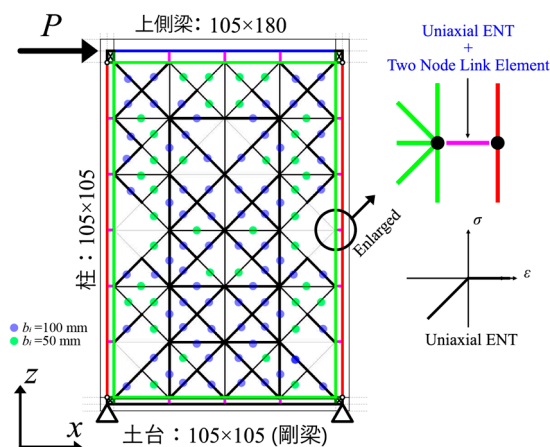


図 12 梁要素によるモデル化 (単位: mm)

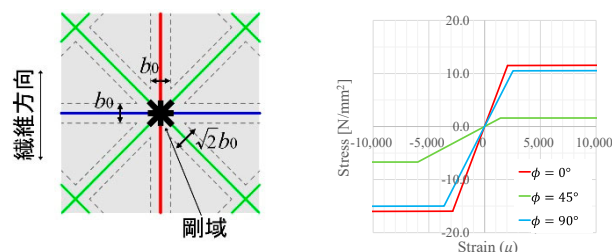


図 13 合板表板繊維方向と梁要素の材料特性

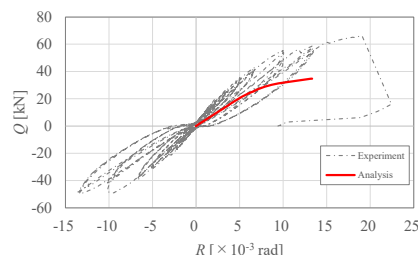


図 14 梁要素による解析結果と実大加力試験の比較

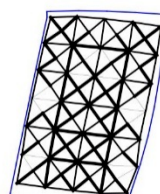


図 15 変形図 (1/250 時, 変形倍率 50)

解析により得られた荷重-せん断変形角関係を、2 章の実大加力試験により得られた同関係と重ねて図 14 に示す。また、せん断変形角 1/250 時の変形図を図 15 に示す。図 14 より、本解析により得られた荷重-せん断変形角関係は、せん断変形角 1/250 時点で実大試験結果の 56 %程度となり、実大加力試験結果のせん断力を低めに評価していることがわかる。この原因として、格子状部材の交差部の剛性評価が解析モデルと実際の試験体で異なること、実大加力試験体では初期は耐震壁と柱・梁の間が接着されているが本解析ではそれを無視していること、また図 10(b) に示されるとおり解析で斜め方向部材の引張耐力として定める予測値が実際の材料試験で確認された引張強度を低めに評価していること (理由は 3.1.1 項に記載のとおり) などが考えられる。図 15 より、1/250 時には耐震壁と周囲の柱・梁の一部が接触し、左側 (加力側) の壁脚が浮き上がっていることが確認できる。実験においても 1/300 で壁脚と土台の

離間が確認されており、解析の方が壁の剛性を低めに評価していることを考慮すると、よい対応をしていると考えられる。

3.2. 直交異方性平板要素モデル

3.2.1. 材料特性の GA による同定

本節では二つ目の解析手法として、合板を直交異方性平板要素で離散化する手法について述べる。前述の通り、合板は繊維方向による異方性と、引張・圧縮の非対称性の両方をもつ。本節では、数値解析の安定性を確保しつつ、合板のもつ力学的性質を近似的にモデル化できる材料特性として、引張・圧縮が対称の直交異方性をもつ弾塑性材料と平板要素を用いる。材料定数については、別途実施した载荷試験（小パネルせん断試験，付録 A.2 参照）の結果から同定する。同定には GA を使用する。

各小パネルせん断試験体の形状（図 A7）を平板要素により三角形メッシュに分割する。合板表板材料の繊維方向を 1 方向、それと直交する方向（内部の材料の繊維方向）を 2 方向とし、それらの方向のヤング係数を E_1, E_2 ，せん断弾性係数を G_{12} とする。Hill の降伏条件を用い⁹⁾，降伏応力の基準値を f ，スケーリングパラメータを R_{11}, R_{22} とする。 f, R_{11}, R_{22} を変数とするため，解が不定にならないように R_{12} は 0.5 で固定する。ポアソン比は $\nu_{12} = 0.4$ とする。また，硬化係数を E_1 の 0.01 倍とする。面外方向（3 方向）の材料定数は結果に影響しないので， $E_3 = E_1, R_{33} = R_{11}$ とし，3 方向に関わるポアソン比，せん断弾性係数と降伏曲面のパラメータは， $\nu_{13} = \nu_{23} = 0.4, G_{13} = G_{23} = G_{12}, R_{13} = R_{23} = 0.5$ とする。以下，本項では力の単位は N，長さの単位は mm である。

ところで，合板の構成から $E_1 > E_2$ は既知であり，さらに，降伏曲面の凸性を保証するため R_{11} の R_{22} に対する比に制約を設ける。以上より，以下のように 6 個の変数 $\mathbf{x} = (x_1, \dots, x_6)$ とそれらの下限値 $\mathbf{x}^L$ と $\mathbf{x}^U$ を定める。

$$\begin{aligned} x_1 &= (E_1 - E_2)/1000, x_2 = E_2/1000, x_3 = G_{12}/100, x_4 = f/10, \\ x_5 &= R_{11}/R_{22}, x_6 = R_{22}, \\ \mathbf{x}^L &= (0, 2, 1, 1, 0.5, 0.1), \mathbf{x}^U = (2, 10, 5, 5, 1.4, 1) \end{aligned}$$

N 個の実験結果での解析値 $S_i(\mathbf{x})$ と実験値 y_i ($i = 1, \dots, N$) の差の 2 乗平均平方根誤差 RMSE を次式で定義する。

$$\text{RMSE}(\mathbf{x}) = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (S(\mathbf{x}_i) - y_i)^2} \quad (7)$$

初期弾性剛性（単位せん断変形角あたりのせん断力 $\times 10^6$ ）と最大荷重（せん断力/1000）の RMSE 値をそれぞれ $\text{RMSE}_E, \text{RMSE}_f$ とし，それらを最小化するパレート解集合を次の多目的最適化問題を解いて求める。

$$\begin{aligned} \text{find} \quad & \mathbf{x} = (x_1, x_2, x_3, x_4, x_5, x_6) \\ \text{min} \quad & \text{RMSE}_E(\mathbf{x}), \text{RMSE}_f(\mathbf{x}) \\ & \mathbf{x}^L \leq \mathbf{x} \leq \mathbf{x}^U \end{aligned} \quad (8)$$

3 つの小パネルせん断試験 P-J, P-D, P-D45 の結果（付録 A.2 参照）を用いて多目的最適化問題を解いてパラメータを同定する（P-K, P-R は実験を 1 回しか行っておらず，無開口の P-N の特性は格子構造と同じとは限らないため）。解析には Abaqus 2022¹⁸⁾ を用い，最適化には Python の進化計算ライブラリ DEAP¹⁹⁾ の NSGA-III を用いる。適合度関数はパレートランキングであり，個体数は 16，参照点数は 12，総世代数は 200 である。交叉には

Simulated binary bounded，突然変異には Polynomial bounded を用いる。交叉率は 0.9，突然変異率（変数の要素ごと）は 0.05 である。また，Crowding degree のパラメータは，交叉と突然変異ともに 0.1 である。P-J と P-D の有限要素モデルと変形の例を図 16 に示す。

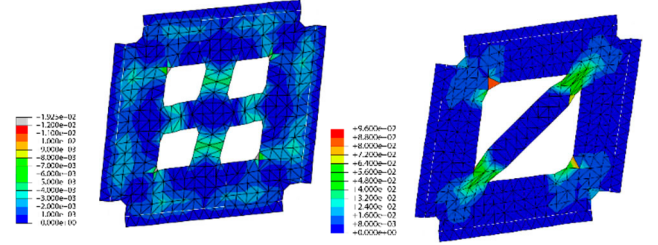


図 16 有限要素モデルの変形の例
(左: P-J, 右: P-D, コンタは相当塑性ひずみ)

乱数を変更して GA を 5 回実行した結果，最終世代で $16 \times 5 = 80$ 個の解が得られた。全ての解において，最適化の際に目的関数として扱わなかった P-N, P-K, P-R を含めた全 6 モデルでの RMSE_E と RMSE_f の値を求めた結果を図 17(a) に示す。これらの 80 個の解のパレートランクを求めて抽出した 25 個のパレート解のうち， RMSE_f が大きい 1 つの解を除いた 24 個のパレート解での RMSE_E と RMSE_f の関係を図 17(b) に示す。また，これらの解の変数の値を表 4 に示す。

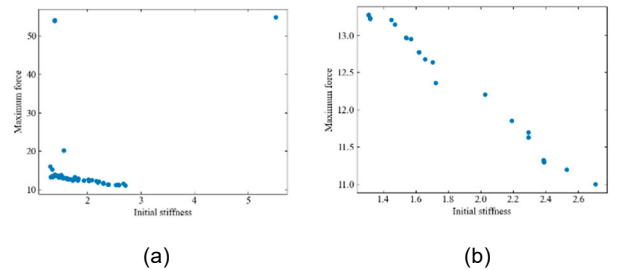


図 17 パレート解の分布: (a) 最終世代での 80 個の解，(b) RMSE_f が大きい 1 つの解を除いた 24 個のパレート解

表 4 パレート解の変数と目的関数の値

	x_1	x_2	x_3	x_4	x_5	x_6	$\frac{E_1}{1000}$	$\frac{E_2}{1000}$	$\frac{G_{12}}{100}$	$\frac{f}{10}$	R_{11}	R_{22}	RMSE_E	RMSE_f	$\text{RMSE}_E + 0.1 \times \text{RMSE}_f$
1	1.5240	2.1368	2.5256	1.4555	1.1013	0.9967	3.6608	2.1368	3.6608	1.4555	1.0977	0.9967	2.2930	11.6950	3.4625
2	1.5253	2.1926	2.3828	1.4707	1.0890	0.9964	3.7178	2.1926	3.7178	1.4707	1.0851	0.9964	2.5270	11.1970	3.6467
3	1.4581	2.0049	2.3190	1.4939	1.0816	0.9977	3.4630	2.0049	3.4630	1.4939	1.0791	0.9977	2.7060	10.9960	3.8056
4	1.1215	2.4076	3.1603	1.4150	1.1163	0.9982	3.5291	2.4076	3.5291	1.4150	1.1143	0.9982	1.4490	13.2100	2.7700
5	1.0669	2.4549	3.0365	1.4146	1.1236	0.9990	3.5218	2.4549	3.5218	1.4146	1.1224	0.9990	1.5710	12.9520	2.8662
6	1.0695	2.4515	2.9241	1.4146	1.1236	0.9991	3.5209	2.4515	3.5209	1.4146	1.1226	0.9991	1.7020	12.6390	2.9659
7	1.0965	2.4558	2.6908	1.4301	1.1183	0.9979	3.5523	2.4558	3.5523	1.4301	1.1160	0.9979	2.0260	12.2040	3.2464
8	1.0666	2.4050	2.5882	1.4377	1.1129	0.9999	3.4716	2.4050	3.4716	1.4377	1.1127	0.9999	2.1910	11.8510	3.3761
9	0.8723	2.5685	3.1398	1.4072	1.1582	0.9895	3.4409	2.5685	3.4409	1.4072	1.1460	0.9895	1.4720	13.1480	2.7868
10	0.8715	2.5685	3.0683	1.4073	1.1582	0.9895	3.4400	2.5685	3.4400	1.4073	1.1460	0.9895	1.5400	12.9730	2.8373
11	0.8699	2.5685	3.0668	1.4072	1.1582	0.9895	3.4384	2.5685	3.4384	1.4072	1.1460	0.9895	1.5410	12.9660	2.8376
12	0.8743	2.5685	2.9954	1.4072	1.1582	0.9895	3.4428	2.5685	3.4428	1.4072	1.1460	0.9895	1.6180	12.7760	2.8956
13	0.8724	2.5685	2.9616	1.4072	1.1582	0.9895	3.4409	2.5685	3.4409	1.4072	1.1460	0.9895	1.6570	12.6820	2.9252
14	0.8472	2.5422	2.5233	1.4381	1.2407	0.9390	3.3895	2.5422	3.3895	1.4381	1.1650	0.9390	2.2930	11.6260	3.4556
15	1.3367	2.2724	3.3751	1.3971	1.1812	0.9827	3.6091	2.2724	3.6091	1.3971	1.1608	0.9827	1.3080	13.2720	2.6352
16	1.3367	2.2709	3.3751	1.3971	1.1812	0.9827	3.6076	2.2709	3.6076	1.3971	1.1608	0.9827	1.3080	13.2700	2.6350
17	1.3474	2.2724	3.3470	1.3971	1.1811	0.9827	3.6199	2.2724	3.6199	1.3971	1.1607	0.9827	1.3190	13.2260	2.6416
18	1.3497	2.2724	3.3470	1.3968	1.1809	0.9827	3.6221	2.2724	3.6221	1.3968	1.1606	0.9827	1.3190	13.2180	2.6408
19	1.5060	2.2109	2.9080	1.4058	1.1810	0.9787	3.7170	2.2109	3.7170	1.4058	1.1559	0.9787	1.7230	12.3630	2.9593
20	1.3283	2.2286	2.4723	1.4482	1.1812	0.9632	3.5569	2.2286	3.5569	1.4482	1.1377	0.9632	3.3850	11.3220	3.5172
21	1.3367	2.2165	2.4723	1.4482	1.1812	0.9632	3.5532	2.2165	3.5532	1.4482	1.1377	0.9632	3.3860	11.3090	3.5169
22	1.3367	2.2126	2.4723	1.4482	1.1812	0.9632	3.5493	2.2126	3.5493	1.4482	1.1377	0.9632	3.3880	11.3040	3.5184
23	1.3367	2.2126	2.4723	1.4482	1.1812	0.9632	3.5493	2.2126	3.5493	1.4482	1.1377	0.9632	3.3880	11.3040	3.5184
24	1.3367	2.2097	2.4723	1.4482	1.1812	0.9632	3.5464	2.2097	3.5464	1.4482	1.1377	0.9632	3.3880	11.3000	3.5180

24 個の解の中で、 $RMSE_f$ は $RMSE_E$ より 1 桁大きいので、 $RMSE_E + 0.1 \times RMSE_f$ が最も小さい解 16 を採用する。解 16 での解析結果と小パネルせん断試験との比較を図 18 に示す。最適化の際に目的関数として考慮した P-J、P-D、P-45 に関してはよく一致している。逆に最適化時に考慮しなかった P-K、P-R は剛性・強度ともに実験値と差がある。

解 16 の材料特性を用いて剛体変位を拘束した四角形平面要素 1 要素の引張解析を行い得られた応力とひずみの関係、およびそれらの符号を反転させた圧縮域の応力とひずみの関係を、材料強度試験（付録 A.1）で得られた圧縮・引張試験と比較し図 19 に示す。1 方向 ($\phi = 0^\circ$) と 2 方向 ($\phi = 90^\circ$) の降伏応力は、それぞれ $f \times R_{11} = 16.22$ および $f \times R_{22} = 13.73$ である。図より、解析による初期剛性は実験より小さい値となっている。

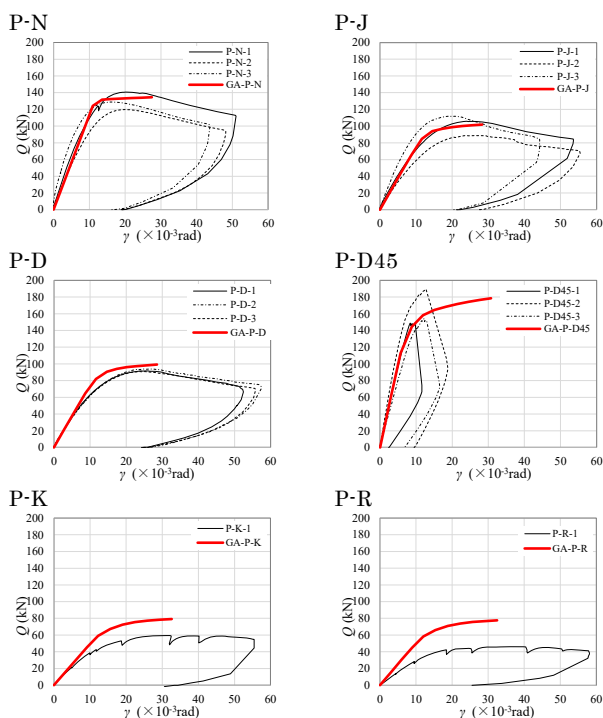


図 18 小パネルせん断試験との比較

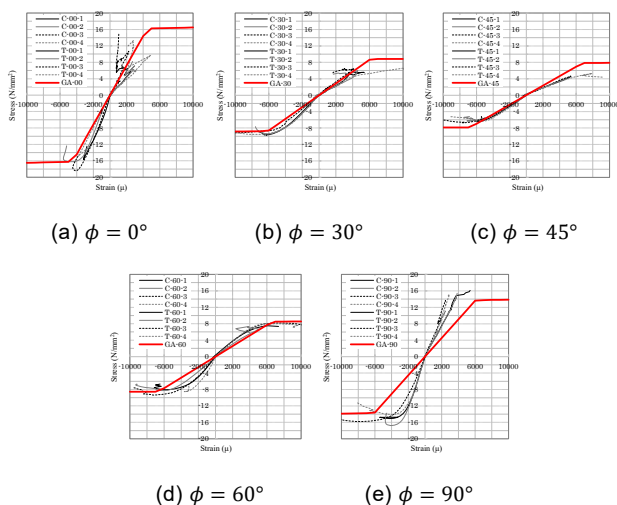


図 19 圧縮・引張試験結果との比較

3.2.2. 直交異方性平板要素によるモデル化

前項で同定したパラメータによる平板要素を用い、図 1 の合板パネルの荷重-変形関係を算定する。解析には Abaqus2022 を用いる。合板パネルを要素 S3R によって三角形メッシュに分割し、梁と柱にはせん断変形を考慮した梁要素 B31 を用いる。また、実験と解析の条件を合わせるためタイロッドをトラス要素 T3D2 でモデル化し、初期張力は与えない。幾何学的非線形性は考慮しない。

柱と上側梁は等方弾性体でモデル化し、実験結果より、弾性係数 (kN/mm^2) は、それぞれ 10.02 および 7.83 とする。土台剛性は十分に大きい値とする。

モデルを図 20 に示す。柱と梁（土台）へのパネルのめり込みは、細青線で示すばねでモデル化する。パネル端の節点と梁・柱の図心上の節点をばねで連結する。接触非線形性を考慮するため、パネル端の節点にはギャップ要素 GAPUNI を置いて、ばねから圧縮力のみ伝達するようにする。ばねは梁要素 B31 でモデル化し、その断面積とヤング係数は伸び剛性が別途実施しためりこみ試験（付録 A.3）の数値をばねの配置間隔で換算した値とし、下部の土台および左右の柱で $48.61 \times 25/200 = 6.076 \text{ kN/mm}$ 、上部の梁で $25.39 \times 25/200 = 3.173 \text{ kN/mm}$ となるように定める。左右の柱脚をピン支持し、左上節点に水平方向の強制変位を与える。4 隅の梁端部は、それぞれ太黒線で示した 6 本の剛な梁要素を用いて剛域とする。

柱梁接合部の回転剛性とパネル・骨組間の初期接着状態が与える影響を調査するため、ここでは以下の 3 つのケースについて解析する。なお、いずれも柱上下端と梁・土台との離間は考慮しない。

BeamColumnFix：柱の上下端と梁との接合部を剛接合

BeamColumnPin：柱の上下端と梁との接合部をピン接合

（図 20 の通り。材端の曲げモーメントを RELEASE する）

BeamColumnPin-Spring：合板パネルと梁・柱の間の初期の接着を考慮し、ギャップ要素と同じ位置に接触方向の非線形パネ（長さ 0 のコネクター）をおく。パネの張力とギャップの関係は表 5 の通りとする。

ギャップが 0.1 mm での張力 1000 N は、めり込みによる接触力と同じオーダーであり、解析の収束性を考慮して定めた。解析の安定化のため Stabilize オプションを用いる。

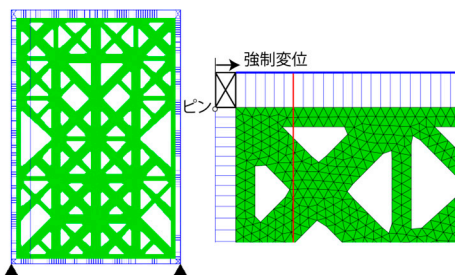


図 20 実大加力試験体の異方性平板要素によるモデル化 (BeamColumnPin モデル)

表 5 非線形パネ(BeamColumnPin-Spring モデル)

ギャップ (mm)	0.0	0.1	2.0
張力 (N)	0.0	1000.0	0.0

解析により得られた荷重-せん断変形角関係を図 21 に示す。初期剛性と最大荷重を比較するため、せん断変形角 $R = 1/200$ のときの

水平荷重（実験値は 35 kN）と $R = 1/60$ のときの水平荷重（実験値は 63 kN）を求め、これらの実験値に対する比率とともに表 6 に示す。

また、実験および解析（BeamColumnFix モデル）でのタイロッド軸力を実験結果とともに図 22 に示す。実験結果と解析結果には差異が生じているが、その要因の一つとして、解析では幾何学的非線形性を考慮していないためタイロッドの伸びが過少評価されたことが考えられる。

図 21 および表 4 が示すように、 $R = 1/200$ までは、柱と梁をピン接合とする BeamColumnPin モデルと実験結果の差は大きく、BeamColumnFix モデルの方が実験結果に近い。この要因の一つとして、タイロッドの拘束効果などにより柱・梁間に一定の回転固定度が生じ、その影響が R が小さい範囲では相対的に大きかったためと予想される。しかし、 R が $1/60$ 程度になると、BeamColumnPin モデルと実験結果の差は小さくなる。これは、2 章の図 7(b)および図 8(b)で示されたように、実験ではせん断変形角が大きくなると柱と梁が離間し、柱・梁接合部の回転剛性が消失していったためと考えられる。

また、外周の接着を考慮した BeamColumnPin-Spring モデルは、BeamColumnPin モデルと比べて $R = 1/200$ でのせん断力 Q が大きくなっており、その差は実験値を基準として 15%程度となった。一方、 $R = 1/60$ では、BeamColumnPin-Spring モデルでも外周の接着部の剥離が進行するため、BeamColumnPin モデルと BeamColumnPin-Spring モデルでの同様の差は 5%程度となった。

これらの結果から、本解析モデルを設計に用いる場合には、 $R = 1/60$ 程度の大きいせん断変形角でのせん断力を予測する際には、柱・梁をピン接合とし周囲の接着を無視する BeamColumnPin モデルでの評価を基準とし、初期剛性やせん断変形角が小さい範囲でのせん断力を予測する際には、タイロッドや柱軸力などによる拘束効果の影響や、合板パネルと梁・柱の間の接着の影響に別途配慮する方法が考えられる。

表 6 解析結果と実験結果の比較

解析ケース	Q [kN] ($R=1/200$)	Q [kN] ($R=1/60$)
BeamColumnFix	26.7 (75%)	72.6 (115%)
BeamColumnPin	20.8 (59%)	55.8 (89%)
BeamColumnPin-Spring	25.8 (74%)	59.2 (94%)
Experiment	35	63

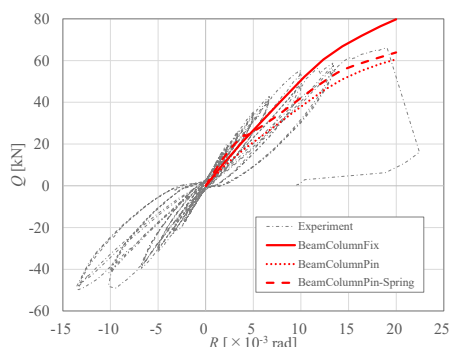


図 21 解析結果と実大加力試験の比較

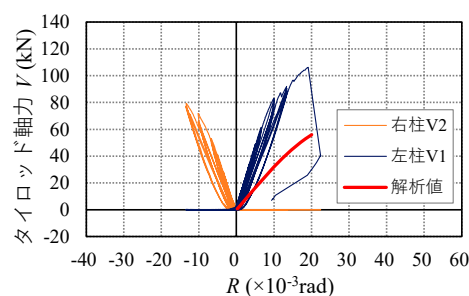


図 22 タイロッド軸力（右柱，左柱）

変形角が $1/200$ のときの Mises 応力分布を図 23（上）に、パネル上半分の変形を図 23（下）に示す。これらの図より、パネル右上ではパネルが梁から離間し、左上隅から右下に、接触による圧縮力によってせん断力が伝達されていることがわかる。

梁・土台との離間・めり込み量を図 24 に示す。図 24（下）のとおり、土台の値は浮き上がり脚部側の離間の傾向について実験値と概ね対応しているが、図 24（上）が示すとおり梁側では解析において壁の離間量が実験よりも大きく評価されている。この要因の一つには、前述のとおり、解析においてタイロッドの抑え込みの評価が実験よりも過少に評価されていたことがあげられる。

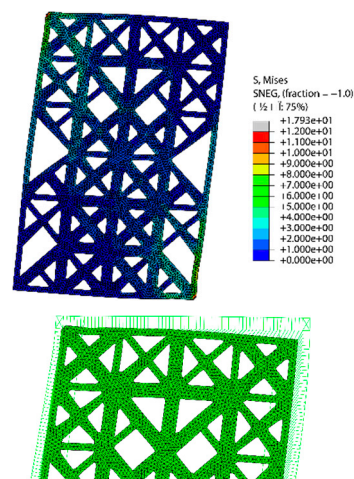


図 23 せん断変形角が $1/200$ のときの応力と変形（25 倍）
（BeamColumnFix モデル）

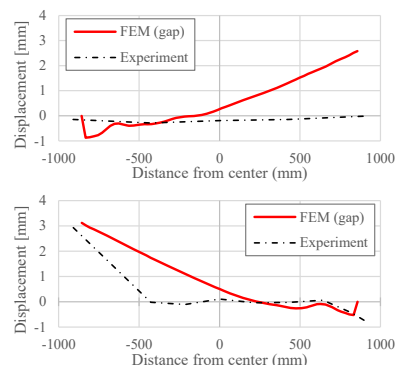


図 24 せん断変形角 $1/200$ での耐震壁と梁・土台との離間・めり込み量（BeamColumnFix モデル）：（上）梁（下）土台

表 7 パレート解の変数と目的関数の値 (BeamColumnFix モデル)

No.	Q (1/200)	Q (1/60)	No.	Q (1/200)	Q (1/60)	No.	Q (1/200)	Q (1/60)
1	23.8589	68.8029	9	26.0337	71.8125	17	26.6034	72.5826
2	23.4442	68.0843	10	25.824	71.542	18	26.6053	72.5762
3	22.7404	66.9932	11	25.8172	71.5304	19	25.3874	71.1325
4	25.9714	71.3562	12	25.6094	71.2557	20	23.7675	69.0788
5	25.6697	71.1042	13	25.5041	71.1136	21	23.7510	69.0509
6	25.3251	70.6466	14	24.1118	69.8701	22	23.7426	69.036
7	24.6222	69.8517	15	26.6645	72.6511	23	23.7426	69.036
8	24.1265	69.1644	16	26.6608	72.646	24	23.7362	69.0252

3.2.1 項で同定した 24 個のパレート解に対して、GA で得られた解 16 と同様に有限要素解析を行い得られたせん断変形角 1/200 および 1/60 時点のせん断力を表 7 に示す。材料定数のばらつきと比べて、せん断力のばらつきは小さいことがわかる。

4. 非均一格子状合板耐震壁の設計法の提案

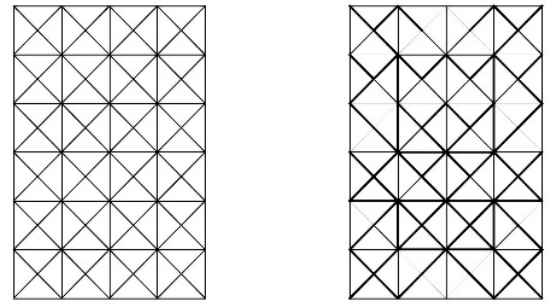
本章では、前章で述べた非均一格子状合板耐震壁の性能を予測する 2 つの解析方法を用いて、同耐震壁の設計法を提案する。

4.1. 構造最適化による形状生成

はじめに、梁要素とトポロジー最適化手法の組み合わせによる形状設計手法について述べる。図 25(a)に示す鉛直・水平・斜めの格子状部材(部材幅 50 mm)で構成された耐震壁を初期形状とし、ここから材料の総体積を増やさず(開口面積を減らすことなく)、かつ水平剛性が最大となるよう、各格子の部材幅を 0 mm, 50 mm, 100 mm から選択する最適化を行う。解析には耐震壁とその外枠の柱、梁および土台を考慮し、耐震壁内部の形状以外はすべて、3.1.2 項の解析条件と同一とする。耐震壁内部を構成する部材の数を $2m$ とし、対称条件を考慮して 1/2 の領域の最適化を行う。各部材幅 b_i を決めるインデックス $\mathbf{X} = (X_1, \dots, X_m)$, $X_i \in \{0, 1, 2\}$ を設計変数とする。基準幅を $b_0 = 50$ mm とし、最適化過程の部材幅を $b_i = X_i \times b_0$ にて算定する。ただし、 $X_i = 0$ の時は数値計算の安定性を考慮して微小値($b_i = 1$ mm)を課す。耐震壁総体積を制約し、せん断変形角が 1/250 のときの 2 つのピン支点での水平反力の和 R_H を最大化する。最適化過程の耐震壁の体積とその指定値をそれぞれ $V, V_0 (=0.168 \text{ m}^3)$ と表せば、最適設計問題は次のように離散変数の問題として表すことができる。

$$\begin{aligned} & \text{find} & & \mathbf{X} = (X_1, \dots, X_m) \\ & \text{max} & & R_H(\mathbf{X}) \\ & & & V(\mathbf{X}) \leq V_0 \end{aligned} \quad (9)$$

発見的最適化手法である焼きなまし法を用いて得られた最適解の合板耐震壁の構成を図 25(b)に示す。黒色の太線は $b_i = 100$ mm の部材を、灰色の線は消失した部材を表す。最適解での総体積は $V(\mathbf{X}) = 0.167 \text{ m}^3$ であり、上限値とほぼ等しい値となった。また、せん断変形角 1/250 時のひずみ分布と変形図(変形倍率 50 倍)を図 26 に、せん断力-せん断変形角関係を図 27 に示す。図 26 (左)の赤色は圧縮ひずみを、青色は引張ひずみを表す。図 27 より、最適化により剛性は 1.36 倍となった。また、対角線方向の材幅は大きく、耐震壁上半分の一部の水平材は省略されている。図 26 (右)より、耐震壁中央部で引張力を併用し、対角線方向で圧縮力による伝達が行われている。



(a) $R_H(\mathbf{X})=12.43$ kN (b) $R_H(\mathbf{X})=16.94$ kN
図 25 初期形状 (左) と最適解形状 (右)

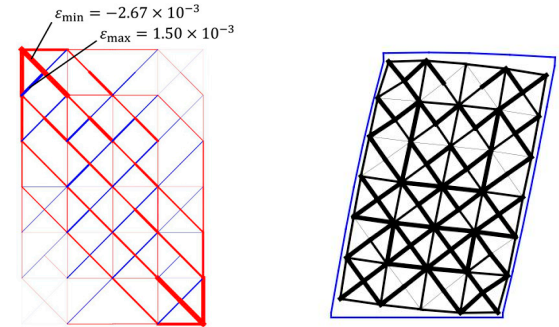


図 26 せん断変形角 1/250 時の軸ひずみ分布 (左) と変形図($\times 50$) (右)

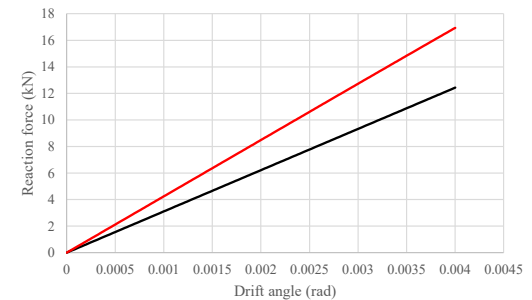


図 27 せん断力-せん断変形角関係
(黒: 初期形状, 赤: 最適解)

なお、2 章で実大加力試験を行い、3 章で数値解析により検討した図 1 の開口形状は、上述の最適化を異なる材料条件で実施し得られた形状(図 12)から、斜材 4 本が集まる交点をまたいで部材幅が 100 mm から 50 mm に不連続に切り替わる 2 部材をテーパ形状に変更し作成したものである。

4.2. 非均一格子状合板耐震壁の設計フロー

本論文で提案した 2 種類の解析手法を用いた、非均一格子状合板耐震壁の設計フローのアウトラインを図 28 に示す。図 28 のフローは大きく二つのフェーズ、すなわち形状生成フェーズと設計用 Q (せん断力) - γ (せん断変形角) 算定フェーズに分かれる。

図 28 中の形状生成フェーズでは、開口形状を 4.1 節の構造最適化により生成し、必要に応じて調整・変更して、開口形状を決定する。設計用 Q - γ 算定フェーズでは、簡易算定ルート(梁要素モデルを用いた解析ルート)、または詳細算定ルート(直交異方性平板要素モデルでの解析ルート)のいずれかを選択する。

簡易算定ルートは事前に実験等を必要としない簡易なルートであるが、計算精度や材料のばらつき等の理由から、実際の Q - γ 関係との誤差は 3.1.2 項での例のように比較的大きい。よって、この誤

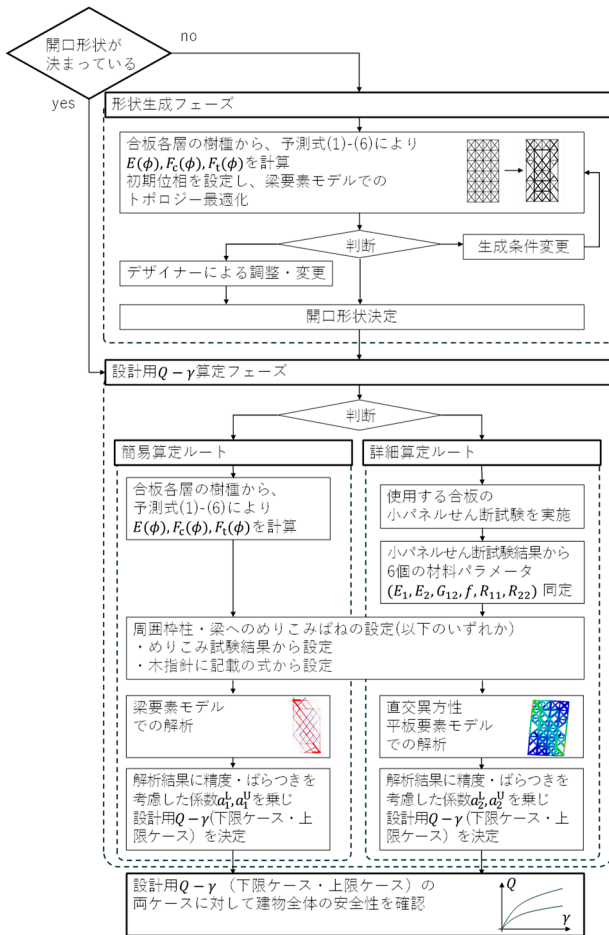


図 28 設計フローのアウトライン

差を考慮した係数 α_1^U および α_1^L ($0 < \alpha_1^L < 1 \leq \alpha_1^U$) を解析で得られた Q に乗じて、設計用 $Q-\gamma$ 関係の下限ケースおよび上限ケースを定める。ここで、 α_1^L, α_1^U の設定には、多様な材料・開口パターンでの今後の更なる追加の実験と解析の比較検討が必要である。

一方、詳細算定ルートは、小パネルせん断試験の実施とその同定による材料パラメータの設定が必要であるが、3.2.2 項で示したように、その精度は前述の簡易算定ルートよりも一般に高いと考えられる。すなわち、簡易算定ルートと同様に、実際の $Q-\gamma$ 関係との誤差を考慮した係数 α_2^U および α_2^L ($0 < \alpha_2^L < 1 \leq \alpha_2^U$) を考慮するとき、これらの値は前述の係数 α_1^L, α_1^U よりも 1 に近い値を設定可能と考えられる。ただし、こちらも今後の更なる追加実験と数値解析による検証が必要である。

いずれの算定ルートからも、設計用 $Q-\gamma$ 関係の下限ケースと上限ケースの両方が得られる。本耐震壁を建築構造の一部に含む場合、下限ケースによる評価が必ずしも安全側の評価にはならないことから、耐力壁の設計には剛性の上限を用いて負担せん断力の最大値で設計を行い、本体躯体の設計には下限ケースと上限ケースの両方を用いて、本体躯体の負担せん断力や偏心率を過小評価しない等の配慮が必要であり、これらの両方のケースで安全性を確認する。

なお、いずれの計算ルートにおいても、耐震壁周囲の柱・梁への耐震壁のめり込みばねの設定が解析結果に影響する。本論文では、めり込みばねの設定を別途実施しためり込み試験（付録 A.3）の結果から設定したが、より簡易的に文献¹⁵⁾などで提案されている以

下の等変位めり込みの荷重 P と変位 δ の関係式（弾性域）を用いることも考えられる。

$$P = \frac{x_p y_p C_x C_y E_{\perp}}{Z_0} \delta \quad (10)$$

Z_0 : 材厚, $x_p \cdot y_p$: 加圧面積, $E_{\perp}$: 全面横圧縮ヤング係数

C_x : 端距離による割増係数, C_y : 縁距離による割増係数

本研究での解析用めり込みばねを土台材について式(10)で算定すると、 $E_{\perp}$ を本試験体(E65F225)の基準値で評価した場合、めり込み試験（付録 A.3）の結果から設定したものに対して 0.37 倍となる。式(10)で算出したばねの値が小さく評価される要因の一つには、上記の $E_{\perp}$ が実際値（付録 A.3 の試験体と同じ材料に対して圧縮試験を実施した結果得られた値 $E = 10.02 \text{ kN/mm}^2$ ）より小さいことが挙げられる。このように、めり込みばねを式(10)により設定する場合、その評価のばらつきを前述の係数 α_1^L, α_1^U または α_2^L, α_2^U に適切に加味する必要があるが、その方法についても今後の検討が必要である。

5. まとめ

本論文では、合板からの切削加工により製作可能な様々な幅や角度の直線状の部分からなる格子状の意匠を持つ非均一格子状合板耐震壁を提案し、同耐震壁の力学的性能評価方法の確立を目的として、実大サイズの加力試験の実施と、二種類の解析モデル（梁要素、直交異方性平板要素）の提案を行った。また、これらの解析手法とトポロジー最適化による形状生成を組み合わせた設計フローを提案した。このような開口を持つ合板耐震壁は、NC 加工を用いれば容易に切削製作が可能であり、生産コストもほぼかからないことから、今後の普及が期待される。

実大加力試験では、本耐震壁の特徴的な破壊時挙動（ひび割れ、接着剥離、周囲の柱・梁へのめり込み等）が確認された。梁要素による解析は、梁要素の材軸方向ごとの材料特性は既往の予測式を使用可能であるため、比較的簡易に実行可能な解析手法であり、最適化手法と組み合わせることで形状生成にも利用可能であることを示した。一方、直交異方性平板要素は、合板の持つ異方性を直交異方性平板要素でモデル化し、その材料パラメータは別途実施した小パネルせん断試験結果から同定した。こちらは、より精度よく実験結果の $Q-\gamma$ 関係を再現可能であることを示した。

本論文で示した二つの解析手法は、いずれも非均一格子状合板耐震壁の設計に有効であり、状況により使い分けることを想定している。ただしいずれの手法も、設計に利用するには解析と実際の挙動の誤差を考慮した係数の設定が必要であり、そのためには今後、多様な材料・開口パターンでの更なる追加の実験・解析が必要である。特に梁要素による合板斜め方向（ $\phi = 45^\circ$ 近傍）の評価では、合板の接着層の影響による予測式と実験結果との不整合が相対的に大きく、解析モデルの更なる改善の検討が必要である。また、実用性を考慮すれば、異方性材料特性を前提とする本研究での解析モデルに代えて、より簡便な面内等方性材料特性を仮定する解析モデルも考えられる。これらの材料特性は要求される精度や用途に応じて使い分けられることが望ましく、本研究で対象とする無補強開口を持つ合板耐震壁の解析に面内等方性材料特性を仮定した場合の剛性や強度の推定精度の変化について検証が必要である。さらに、直交異方性平板要素モデルによる解析手法は、直線状部材のみならず任意の

開口形状のモデル化も可能であり、本論文で提案した非均一格子状合板耐震壁以外の任意の開口形状を持つ合板耐震壁の評価にも応用できる可能性がある。これらについて、今後の検討課題としたい。

謝辞

本研究は、竹中工務店、京都大学、名古屋市立大学、大阪産業大学の共同研究として実施された。本論文に関して、開示すべき利益相反関連事項はない。

本研究にあたり、竹中工務店設計部の許斐健太郎氏、杉本涼太郎氏には研究遂行のためのサポートを、熊谷孝文氏には構造設計者の立場からの重要な意見をいただいた。竹中技術研究所の宇佐美徹氏、栗原嵩明氏には各種の実験についての助言と技術協力、および木質材料全般に関する情報提供をいただいた。また、京都大学大学院生の大場智貴氏、および元京都大学大学院生の竹岡里玲英氏には、有限要素解析手法の検討と実施において協力いただいた。ここに感謝の意を表す。

参考文献

1) Yuan, P. F., Neil L. and Menges, A.: Digital fabrication, Tongji University Press, 2018.

2) 福本晃治, 他 5 名: CLT 耐震パネルを組み込んだ鉄骨ハイブリッド構造の設計事例と抽出された課題, 日本建築学会技術報告集, Vol.26, No.64, pp.923-928, 2020.

3) 金澤和寿美, 他 4 名: CLT をドリフトピン接合し耐震壁として挿入した鉄骨架構の構造性能, 日本建築学会構造系論文集, Vol.86, No.788, pp.1430-1439, 2021.

4) 栗原嵩明, 他 7 名: 木質系面材による RC 骨組の耐震補強工法に関する実験的研究: その 1 研究概要と有開口 LVL 補強実験の計画, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (構造IV), pp.687-688, 2015.

5) 廣石秀造, 他 4 名: 靱性型木造面格子壁を用いた耐震シェルターの基本構造特性の把握, 日本建築学会構造系論文集, Vol.78, No.689, pp.1273-1279, 2013.

6) 稲田祐二, 他 4 名: 木質ブロックによる既存木造住宅の耐震補強効果に関する実験的研究, 日本建築学会技術報告集, Vol.22, No.52, pp.929-934, 2016.

7) 見上知広, 大崎 純, 福島功太郎: 建築骨組の耐震補強格子ブロックの形状最適化, 日本建築学会構造系論文集, Vol.80, No.715, pp.1427-1434, 2015.

8) 木村俊明, 大崎 純, 山岡祐貴: 既存躯体との接触接合による耐震補強ブロック壁の形状最適化, 日本建築学会構造系論文集, Vol.84, No.757, pp.385-391, 2019.

9) 光井周平, 他 4 名: 強度比無次元化応力を用いた直交異方性降伏条件とひずみ硬化則木材めり込み挙動のアイソパラメトリック有限要素解析(その 2), 日本建築学会構造系論文集, Vol.79, No.700, pp.741-749, 2014.

10) 浅野猪久夫, 都築一雄: 合板の強度的異方性について, 材料, Vol.12, No.121, pp.761-768, 1963.10.

11) 桑村仁: 合板の面内挙動における異方弾性と強さ-鉄骨木質構造の研究 その 7-, 日本建築学会構造系論文集, Vol.75, No.653, pp.1317-1326, 2010.

12) 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 年度版), 2017.

13) 沢田稔: 直交異方性材料としての木材の弾性および強度, 材料, Vol.12, No.121, pp.749-753, 1963.

14) 桑村仁: テーパー木梁の破壊荷重から導かれる木材の割裂条件-鉄骨木質構造の研究 その 4-, 日本建築学会構造系論文集, Vol.74, No.641, pp.1295-1302, 2009.

15) 日本建築学会: 木質構造設計基準・同解説, 2006.

16) Miyoshi, Y., Kojiro, K. and Furuta, Y.: Effects of density and anatomical feature on mechanical properties of various wood species in lateral tension, Journal of Wood Science, Vol.64, pp.509-514, 2018.

17) Zhu, M. et al.: OpenSeesPy: Python library for the OpenSees finite element framework, SoftwareX, Vol.7, pp.6-11, 2018.

18) Dassault Systèmes: Abaqus 2022 User's manual, 2022.

19) Fortin, F. A. et al.: DEAP: Evolutionary algorithms made easy, The Journal of Machine Learning Research, Vol.13, pp.2171-2175, 2012.

付録 本研究で実施した加力実験

A.1. 材料強度試験

合板の力学特性を調べるために、以下の①～③に示す試験片材料実験を実施した。

① 圧縮試験 (試験体 C) (図 A1-A3, 表 A1)

合板表板繊維方向と試験体材軸方向の傾斜角を ϕ として、 $\phi = 0^\circ, 30^\circ, 45^\circ, 60^\circ, 90^\circ$ について各 4 体を圧縮方向に単調載荷した。

② 引張試験 (試験体 T) (図 A1-A3, 表 A1)

圧縮試験体と同様、 $\phi = 0^\circ, 30^\circ, 45^\circ, 60^\circ, 90^\circ$ の 5 種類について、各 4 体を引張方向に単調載荷した。

③ 面内曲げ試験 (試験体 B) (図 A1-A3, 表 A1)

合板表板の繊維方向に対して 3 種類 ($\phi = 0^\circ, 45^\circ, 90^\circ$)、各 2 体を試験に供した。

なお、全ての試験体に用いた合板は、図 3 に示す厚さ 24 mm で、2 章の実大試験に使用したものと同ロットで連続的に製造された。ばらつきを考慮して 2 枚の合板から各試験体を半数ずつ (表 A1 備考参照)、NC 加工機と手加工による切出しで製作した。

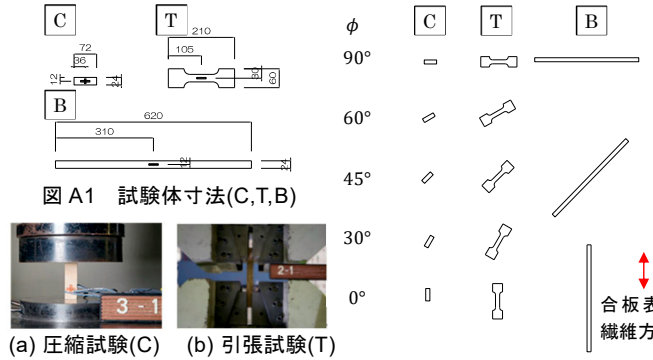


図 A1 試験体寸法(C,T,B) 図 A2 圧縮・引張試験 図 A3 各試験体の角度(C,T,B)

表 A1 試験片の検討ケース					
(a) 圧縮試験体(C)			(b) 引張試験体(T)		
ケース番号	ϕ	備考	ケース番号	ϕ	備考
C-00-1	0°	合板a	T-00-1	0°	合板a
C-00-2	0°	合板b	T-00-2	0°	合板b
C-00-3	0°	合板a	T-00-3	0°	合板a
C-00-4	0°	合板b	T-00-4	0°	合板b
C-30-1	30°	合板a	T-30-1	30°	合板a
C-30-2	30°	合板b	T-30-2	30°	合板b
C-30-3	30°	合板a	T-30-3	30°	合板a
C-30-4	30°	合板b	T-30-4	30°	合板b
C-45-1	45°	合板a	T-45-1	45°	合板a
C-45-2	45°	合板b	T-45-2	45°	合板b
C-45-3	45°	合板a	T-45-3	45°	合板a
C-45-4	45°	合板b	T-45-4	45°	合板b
C-60-1	60°	合板a	T-60-1	60°	合板a
C-60-2	60°	合板b	T-60-2	60°	合板b
C-60-3	60°	合板a	T-60-3	60°	合板a
C-60-4	60°	合板b	T-60-4	60°	合板b
C-90-1	90°	合板a	T-90-1	90°	合板a
C-90-2	90°	合板b	T-90-2	90°	合板b
C-90-3	90°	合板a	T-90-3	90°	合板a
C-90-4	90°	合板b	T-90-4	90°	合板b
C-90-5	90°	合板a	T-90-5	90°	合板a
C-90-6	90°	合板b	T-90-6	90°	合板b
C-90-7	90°	合板a	T-90-7	90°	合板a
C-90-8	90°	合板b	T-90-8	90°	合板b
C-90-9	90°	合板a	T-90-9	90°	合板a
C-90-10	90°	合板b	T-90-10	90°	合板b

※: ϕ は合板表板繊維方向と試験体材軸方向のなす角

圧縮試験体 C-00～C-90、引張試験体 T-00～T-90 の破壊性状と応力-ひずみ関係をそれぞれ図 A4-A5 に示す。図 A4 より、圧縮試験では多くの試験体で試験体の単板表面に圧壊線がみられる。また最大圧縮荷重、初期剛性ともに、表板繊維方向から傾斜角 $\phi = 45^\circ$ で最小となることが確認された。同様に、図 A5 より、引張試験では $\phi = 30^\circ, 45^\circ, 60^\circ$ でくびれ部分で破断する破壊性状を示し、 $\phi = 0^\circ, 90^\circ$ の試験体では、表面の単板に亀裂が入ってから荷重が増え

るものが多く、チャック部付近からくびれ中央にかけての範囲で破断した。さらに、面内曲げ試験体 B-00,45,90 の破壊性状と中央荷重-中央変位関係を図 A6 に示す。圧縮・引張試験と同様、 $\phi = 45^\circ$ で最大荷重が最も小さくなることが確認された。

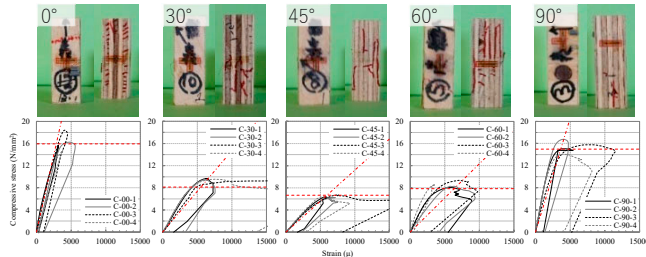


図 A4 圧縮試験結果（上：試験体 下：圧縮応力-ひずみ曲線）

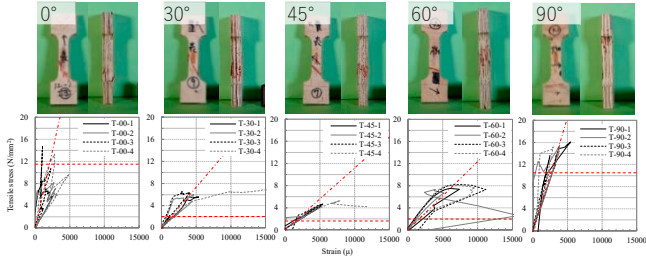


図 A5 引張試験結果（上：試験体 下：引張応力-ひずみ曲線）

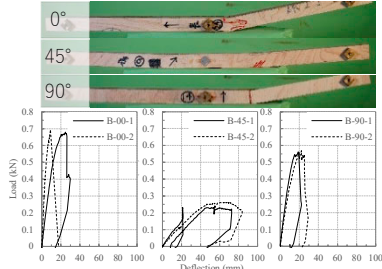


図 A6 面内曲げ試験結果（上：試験体 下：荷重-たわみ曲線）

A.2. 小パネルせん断試験

図 A7 に示す 6 種類のパネルのせん断性状を確認した。いずれも厚さは 48 mm とし、形状を切削加工した本文図 3 の合板 2 枚（2 章の実大加力試験に使用したものと同ロットで連続的に製造されたもの）を 2 章の試験体と同様の手法で貼り合わせて製作した。試験では図 A8 に示すせん断試験加力装置と 200 MN 試験機を用いて上下方向に単調引張加力し、各パネルのせん断荷重 Q - γ 関係と破壊性状を確認した。試験体 P-N, J,D および D45 はそれぞれ 3 体、P-K および P-R は 1 体を試験に供した（表 A2）。引張荷重 T 、上下左右変位計 $\#_1, \#_2$ （図 A7）から Q, γ への換算には次式を用いた（ただし $a = 580$ mm である）。

$$Q = \frac{T}{\sqrt{2}}, \quad \gamma = \frac{\#_1 - \#_2}{\sqrt{2}a}$$

試験体のせん断荷重-せん断変形角関係を図 A9(a)-(e) に示す。いずれの試験体も最大荷重に到達後、最大荷重の 8 割程度まで荷重低下したことを確認し除荷した。なお、試験体 P-K, P-R の $\gamma=1/20$ までにみられる荷重低下は損傷観察のため意図的に荷重を落としたものである。

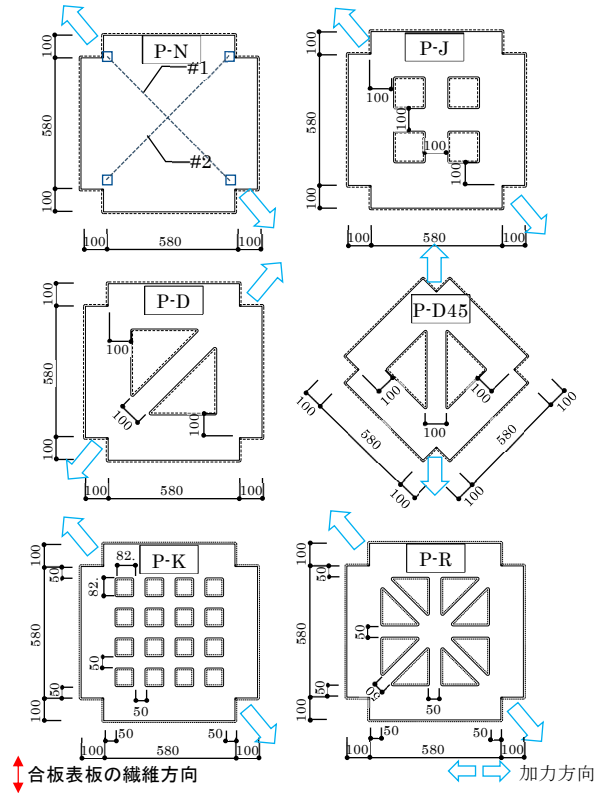


図 A7 小パネルせん断試験体

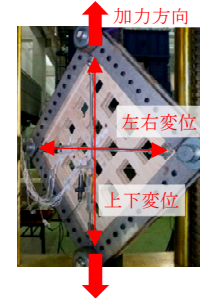


図 A8 小パネルせん断試験

表 A2 小パネルせん断試験体

ケース番号	備考	ケース番号	備考
P-N-1	無開口	P-D45-1	対角型 (対角方向と表板繊維方向が一致)
P-N-2		P-D45-2	
P-N-3		P-D45-3	
P-J-1	十字型	P-K-1	格子型
P-J-2		P-R-1	放射型
P-J-3			
P-D-1	対角型		
P-D-2			
P-D-3			

試験体 P-J, P-D, P-D45 について、観察時に見られた損傷を図 A10 に示す。P-J では、加力方向に対して垂直の対角に並ぶ開口部の外側に亀裂が入り、合板パネルが引張破断した。また、束となっている十字型の合板が曲げ変形した。P-D 及び P-D45 では、開口部にはさまれた加力方向の合板が引張破断した。また、開口部の外側隅角部にも破断がみられた。

各試験体において、見かけのせん断応力を $\tau = Q/wt$ (w, t はそれぞれパネルの試験幅 700 mm および厚さ 48 mm) としたときの τ - γ 関係を図 A9(f) に、試験体 P-N, P-D, P-J, P-D45 の $\tau = 2.0$ での主ひずみ分布の例を図 A11 に示す。同図より、P-N では主ひずみが全面に均等に分布しているが、P-J では十字の交差部で主ひずみが小さく、曲げ変形を受ける開口部に挟まれた部材は周囲よりひずみの値が大きい。また、ひずみが均等に分布している P-D と比較的に、P-D45 は全体的に主ひずみが小さく、かつ、四辺と対角部での差が大きいこと、また対角部端部で生じる主ひずみの方向も両者で異なることが確認された。

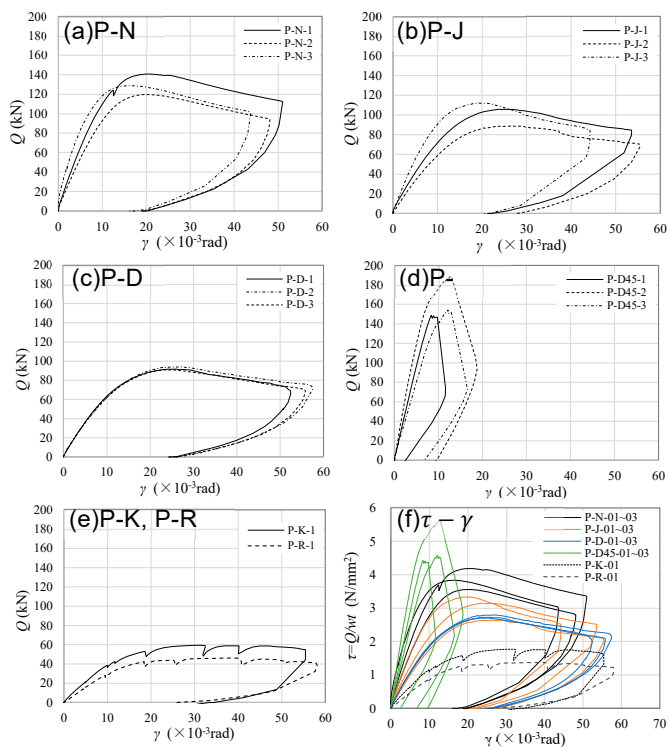


図 A9 小パネルせん断試験結果

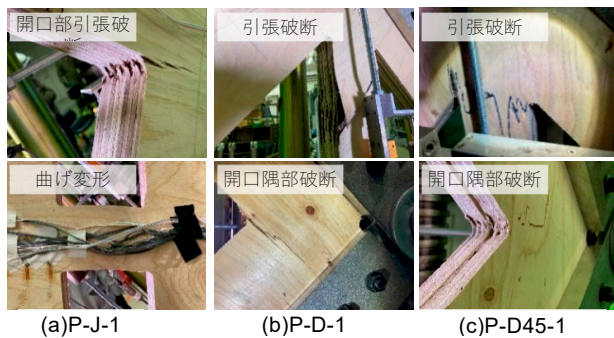


図 A10 小パネルせん断試験で見られた損傷

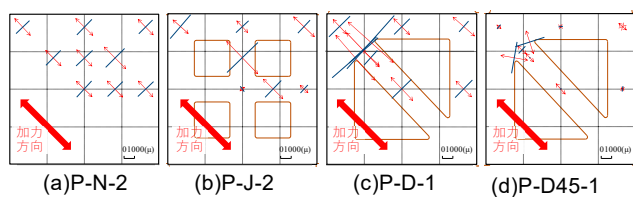


図 A11 ひずみ分布 ($\tau = 2.0 \text{ N/mm}^2$)

A.3. めりこみ試験

2 章で述べた実大加力試験において、合板パネルが木軸組材にめり込む挙動が確認された。木軸組材のめり込み特性を把握するため、めり込み試験を行った。

図 A12 に試験体図を示す。供試体は、2 章で実施した実大加力試験の試験体の土台（下側梁材）と上側梁材から、めり込みやボルト孔がない位置で、長さ約 200 mm を各 3 体ずつ切り出した。使用材料は、土台材・上側梁材共にスギ集成材（強度等級 E65-F225）である。接着剤が残っていた供試体については表面を削って試験を

行った。試験方法は、合板パネル厚さと同じ幅（= 48 mm）の載荷板を供試体中央に載せ、万能試験機により単調に圧縮した。めりこみ試験の実施状況を図 A13 に示す。

試験により得られた荷重変形関係を図 A14(a)に示す。計測は万能試験機ヘッドの絶対鉛直変位を測定したため、載荷荷重が 1 kN 程度までの変位をオフセットした変位をめりこみ変位とした。

試験結果の最大荷重を $P_{\max}$ として、 $0.1P_{\max}$ から $0.4P_{\max}$ の範囲で観測したデータ群とその近似直線を図 A14(b)に示す。これらの直線の傾きから、200 mm（試験体長さ）あたりのめりこみばねの第一勾配 K を算出した結果を表 A3 に示す。

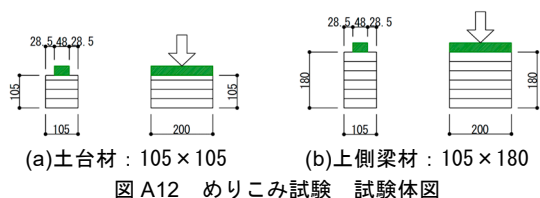


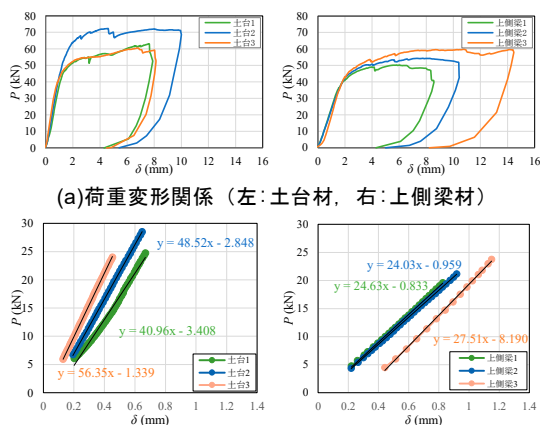
図 A12 めりこみ試験 試験体図



(a) 土台材

(b) 上側梁材

図 A13 めりこみ試験



(b) $0.1P_{\max}$ - $0.4P_{\max}$ の P - δ 近似直線（左：土台材，右：上側梁材）

図 A14 めりこみ試験結果

表 A3 めりこみ試験結果一覧

試験体	最大荷重 P	第一勾配 K	試験体	最大荷重 P	第一勾配 K
	kN	kN/mm		kN	kN/mm
土台1	63.07	40.96	上側梁1	50.21	24.63
土台2	72.32	48.52	上側梁2	54.32	24.03
土台3	60.50	56.35	上側梁3	59.76	27.51
土台平均	65.30	48.61	上側梁平均	54.76	25.39