



## 付 3 木質系耐力壁の解析法

### 付 3.1 はじめに

木質構造物では、パネルによって水平耐力を得る場合が多い。このパネル：面材での抵抗機構の原理は、水平力を受けた軸組・枠組のせん断変形を、面内せん断剛性の高い版によって阻止させようとするものである。

面材を軸組・枠組に直に張った場合、周辺に打った釘を介して軸組・枠組のせん断変形が拘束される。そのため、耐力壁のせん断性能は面材の面内せん断剛性が高いほど、また、軸組・枠組に留めつける釘接合部のせん断抵抗力が大きいほど高くなる。面材直張り耐力壁の許容せん断耐力（壁の倍率）は、面材の種類（材質・厚さ）、釘の種類・本数（釘打ち間隔）に対応して規定される。

抵抗機構については、釘接合部のせん断力は図 3-1 のように枠軸方向に生ずると仮定すると、水平力  $P$  は面材周辺に打った釘接合部に生ずる力と釣り合う。水平力は、軸組全体に分散され、筋かいのように集中しないので、1 ヲ所の釘接合部は強くなくても壁全体として大きな水平力に抵抗できる。この場合、釘打ち箇所が全体にバランスがとれていることが重要で、ある部分にだけ集中的に打っても効果がないばかりかアンバランスな変形が起こり有害となる。

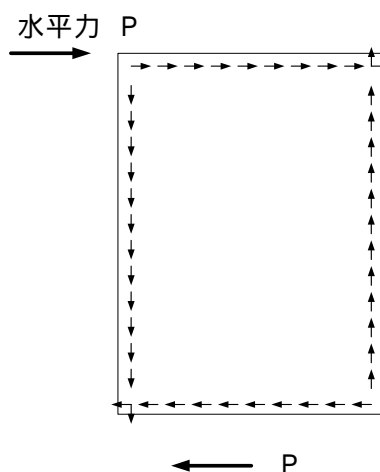


図 3-1 水平力の釣り合い

水平力に対する構造安全性を構造計算により確認するためには、構造物の各部位・部材の応力と変形を知るための応力解析が必要である。構造解析において、最も留意すべき点は仮定する解析モデルの妥当性であり、建物の構成要素である軸材・面材・接合部の特性を評価するモデルの成否が、解析結果の信頼性を左右することになる。特に木質構造の接合部は種類が多く、その強度性状も多様な上に相当量の変形が生ずることを前提としているので、モデルの妥当性について綿密な検討が必要である。

壁の解析を行う際、ブレースに置換する方法を用いて解析を行うのが一般的である。しかし、木質パネルでは釘の引き抜きなどを考慮する必要があり、履歴が複雑となる。そのため、ブレース置換することは難しくなっている。また、木造住宅の応力解析をする際には、耐力壁は重要な要素となる。木質構造住宅を解析するため、耐力壁をモデル化し、解

析方法を確立することが必要となる。そこで、本研究では木質パネルの解析を行うにあたり、せん断バネを用いた部材モデルを作成し、その部材モデルを用いた釘打ち面材張り木質パネルの解析法を提案し、解析結果と実験結果とを比較することで、その妥当性を検討する。

耐力壁が水平力を受けると耐力壁には転倒モーメントが作用し、耐力壁は転倒（回転）しようとする。この転倒を防止するために、図 3-2 に示す脚部接合を設ける。一般的には、脚部の沈み込みに対しては基礎部材のめり込み耐力（繊維に直交方向の圧縮）で抵抗させる。この場合、実際の水平力は正負交番荷重であることから、当該耐力壁端の接合部には左右同じ性能が要求される。

耐力壁をモデル化するために、まず図 3-2 のようなかど金物を釘打ちした壁脚部接合をモデル化する。このかど金物による抵抗機構として、パネル軸組の脚部に、曲げバネと軸バネの 2 つの復元力特性を組み込む。また、金物を使用しない場合、つまり、ほぞのみによる接合の場合には、ピン接合と仮定する。

### 付 3.2 軸組 付 3.2.1 脚部接合

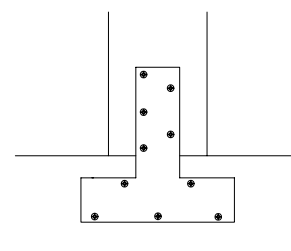


図 3-2 柱脚部接合

次に、パネル枠の軸組をモデル化する。軸組部材の断面を分割し、図 3-3 に示すファイバーモデルを用いる。このファイバーの履歴として、木材では引張側と圧縮側とで強度や特性が異なることから、木材の応力 - ひずみ曲線を模擬する図 3-4B の非対称復元力特性を用いる。

### 付 3.2.2 部材モデル

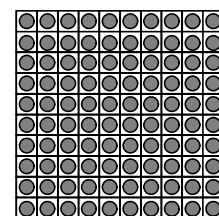
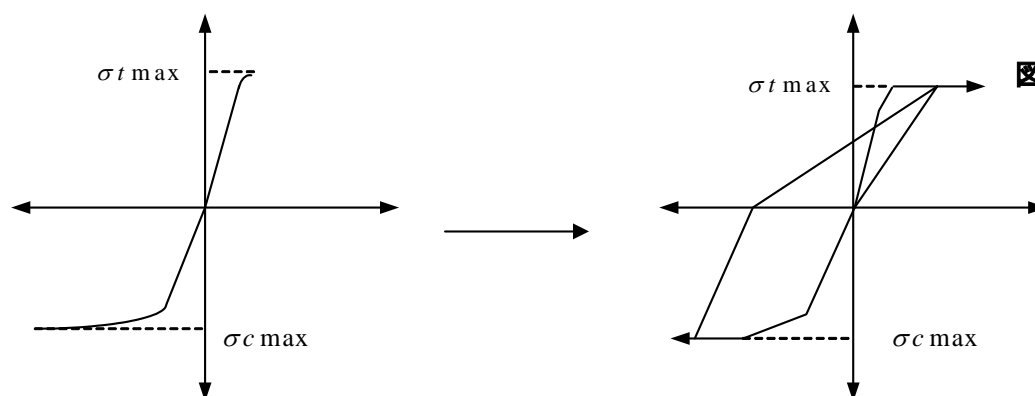


図 3-3 ファイバー断面



A: 木材の応力 - ひずみ曲線

B: ファイバーモデルの復元力特性

図 3-4 応力 - ひずみ曲線

ファイバーモデルを用いる部材モデルとして、両端と中央にファイバー断面を配置する。また、接合部には、先に示した半剛接合を表すバネを組み込む。バネは曲げバネと軸方向バネとし、軸組の部材は、図 3-5 に示す任意型静的縮合部材モデルで表す。

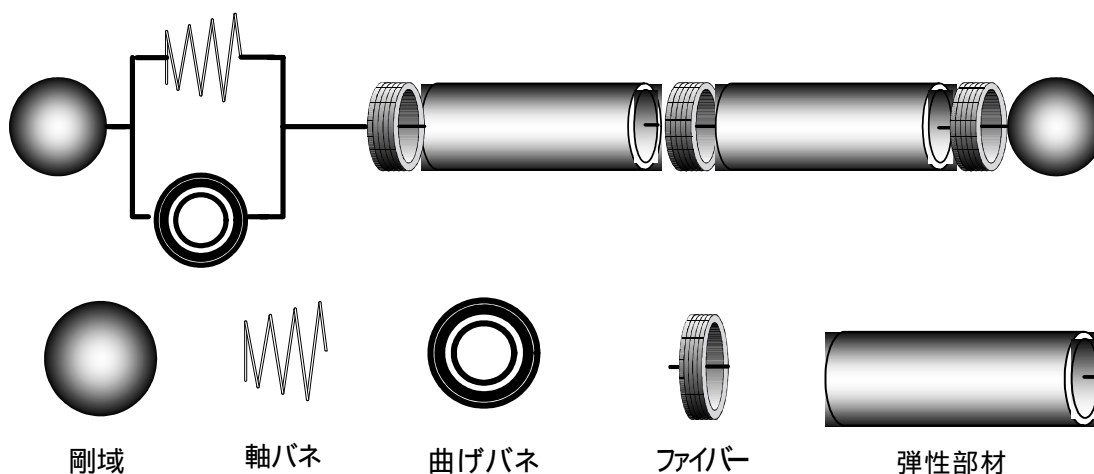
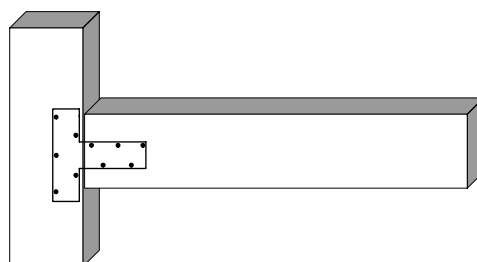


図 3-5 部材モデル

次に、面材部分の抵抗機構をせん断要素でモデル化する。モデル化にあたって、まず面材の強度や耐力を知る必要がある。過去の研究で、無開口壁の結果から構面の性能を予測する式が提案されているが、ここでは、最初に提案された杉山ら<sup>3)</sup>のせん断耐力略算法を用いる。この略算法を在来軸組構法耐力壁に当てはめた場合、安全側に超過することがわかっている。そのため、今後、柱の効果も勘案した推定式を検討する必要がある。以下に、せん断耐力や各剛性の略算式をまとめる。

### 付 3.2.3 面材 付 3.2.3.1 面材張り 壁の許容せん断耐 力と剛性の求め方

#### [せん断耐力略算法]

<p>• 回転剛性</p> $K_0 \text{ (N} \cdot \text{cm/rad)} = A_w \cdot \Delta K_0$ $\Delta K_0 = \frac{1}{\left( \frac{1}{I_{xy} \cdot k} + \frac{1}{G_B \cdot t} \right)}$	<p><math>A_w</math> : 面材の面積 ( <math>\text{cm}^2</math> )</p> <p><math>t</math> : 面材の厚さ ( <math>\text{cm}</math> )</p> <p><math>G_B</math> : 面材のせん断剛性 ( <math>\text{N/cm}^2</math> )</p>
---	---

<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 降伏モーメント  <math display="block">M_y (N \cdot cm) = A_w \cdot \Delta M_y</math> <math display="block">\Delta M_y = Z_{xy} \cdot \Delta P_v</math> </li> </ul>	$\Delta K_0$ : 面材釘による単位面積あたりの 回転剛性 $\Delta M_y$ : 面材釘による単位面積あたりの 降伏モーメント $\Delta M_u$ : 面材釘による単位面積あたりの 終局モーメント
<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 終局モーメント  <math display="block">M_u (N \cdot cm) = A_w \cdot \Delta M_u</math> <math display="block">\Delta M_u = C_{xy} \cdot \Delta M_y</math> </li> </ul>	
<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 釘で決まる面材壁の靱性率  <math display="block">\mu = \frac{\delta u \cdot G_B \cdot t + \delta v \cdot I_{xy} \cdot k}{\delta v (G_B \cdot t + I_{xy} \cdot k)}</math> </li> </ul>	
<ul style="list-style-type: none"> <li>・ せん断剛性  <math display="block">K (N / rad) = K_0 / H</math> </li> </ul>	
<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 許容せん断耐力  <math display="block">Pa(N) = \frac{1}{H} \min \left\{ \begin{array}{l} M_y \\ \frac{K_0}{150} \\ 0.2 \sqrt{2\mu - 1} \times M_u \\ \frac{2}{3} M_{\max} (\text{計算による場合は省いてもよい}) \end{array} \right\}</math> </li> </ul>	

ここで  $I_{xy}, Z_{xy}, C_{xy}$  は、単位面材に打たれた釘の配列によって決まる諸定数である。また、 $\Delta P_v, k, \delta v, \delta u$  は図 3-6 に示すように、面材に打たれた釘 1 本あたりの 1 面せん断データの値を用いる。諸定数、面材せん断釘データは枠組壁工法建築物構造計算指針<sup>6)</sup>による。

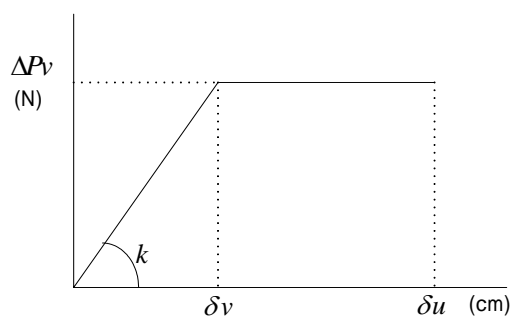


図 3-6 面材釘の 1 面せん断データ

面材の復元力特性は、釘の繰返し载荷によるせん断耐力試験の履歴に依存することが若島ら<sup>2)</sup>の研究によって報告されている。略算法は、短期の許容応力度まで求めることができるが、ここでは、最大耐力までを考慮するために、図 3-7 で示す履歴特性を有するせん断バネの復元力特性とする。一般に、釘の引き抜けによる許容せん断耐力  $P$  は

$$P = P_{\max} \times 3/4 \times 1/2 \quad (P_{\max}: \text{最大耐力})$$

となっており、面材の耐力もこの値を利用する。

### 付 3.2.3.2 面材の復元力特性

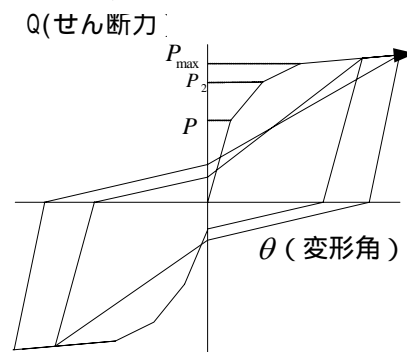


図 3-7 面材の復元力特性

木質パネル全体の解析を行うにあたり、せん断バネを用いた部材モデルを作成し、その部材モデルを用いた釘打ち面材張り木質パネルの解析法を提案する。前節の議論を踏まえ、図 3-8 に示す解析モデルを作成する。

### 付 3.2.3.3 解析モデル

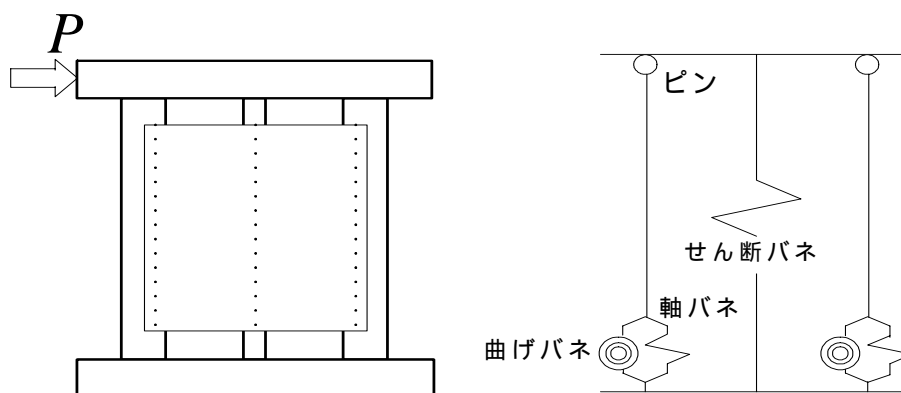


図 3-8 解析モデルのモデル化

軸組：柱頭部はほぞのみのピン接合とし、柱脚部は金物による剛性等を曲げバネと軸バネを用いて評価する。

面材：面材の復元力特性は、釘の繰返し载荷によるせん断耐力試験の履歴に依存することから、これらの情報を用いて、せん断バネとして評価する。

宮澤ら<sup>1)</sup>の水平加力実験の供試体を元に、数値解析を行い、その解析結果と実験結果を比較する。供試体のタイプは、図 3-9 に示すように、  
A : 910 × 910 ( mm ) B : 910 × 1820 ( mm ) : 2 種の形状を使用する。

付 3.3 木質パネルの  
解析  
付 3.3.1 解析モデル  
の概要

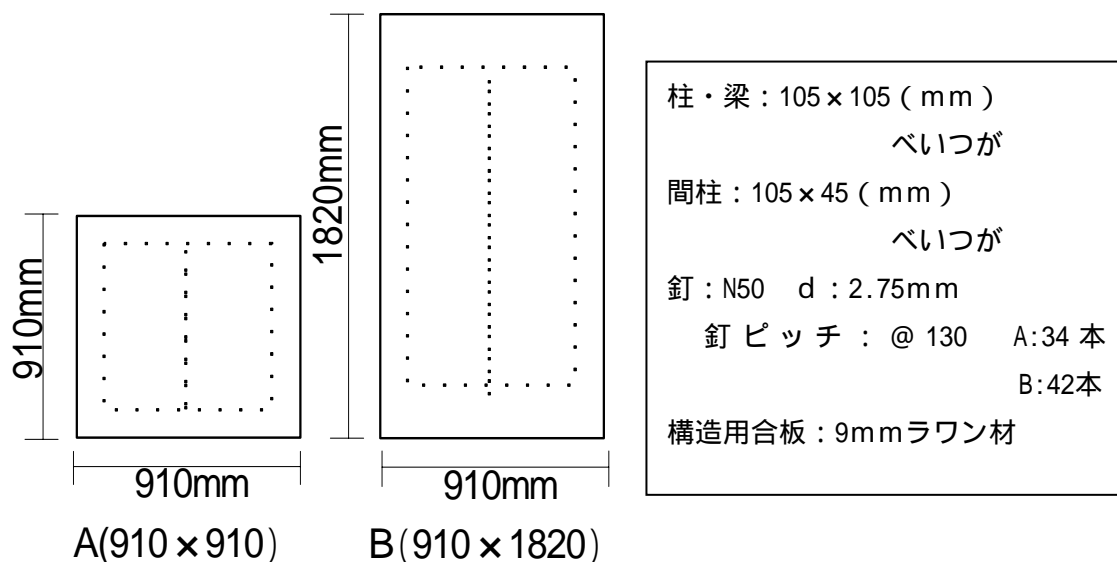
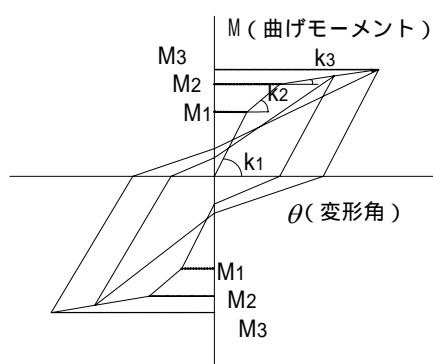


図 3-9 供試体概要

軸組部材はファイバーモデルを用い、柱脚の接合部にバネ( 曲げバネ、軸バネ )を用いて評価する。そのばねの履歴特性は、以下のである。

曲げバネ

曲げバネの復元力特性



$$M_1 = 66.64 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_2 = 81.34 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_3 = 83.3 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$K_1 = 2468.13 \text{ N} \cdot \text{cm/rad}$$

$$K_2 = 376.908 \text{ N} \cdot \text{cm/rad}$$

$$K_3 = 81.634 \text{ N} \cdot \text{cm/rad}$$

付 3.3.2 履歴特性

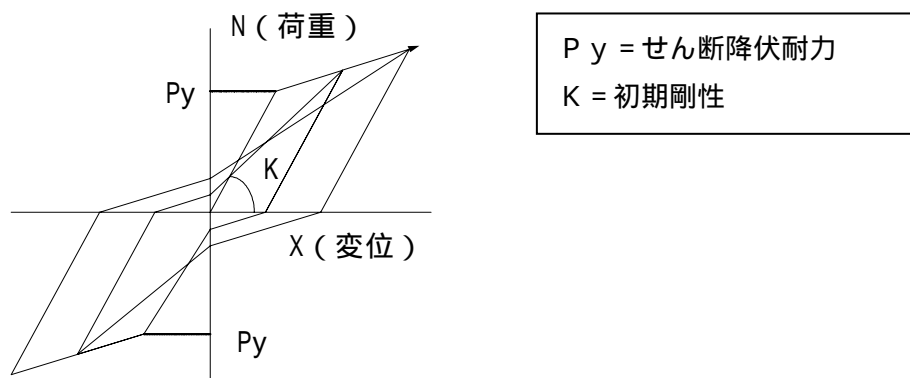
付 3.3.2.1 軸組

曲げバネの剛性の緒元

軸組のみの実験結果より、柱脚部の回転剛性を求め、曲げバネの復元力特性を設定する。

**軸バネ****軸バネの復元力特性**

かど金物に打たれた釘の引き抜けによる降伏耐力  $P_y$  と初期剛性  $K$  を求める。

**軸バネの諸元**

軸方向バネの初期剛性 $K$ は、接合部に取り付けられているかど金物に使用されている釘のすべり係数 $K_s$ を用いる。また、降伏耐力 $P_y$ は、枠組壁工法建築物構造計算指針<sup>6)</sup>の式より算出される釘接合部の一面せん断降伏耐力を適用する。2次剛性は1次剛性の1/100の値を使用する。実際に使用する解析用データを表3-1に示す。

表 3-1 軸バネの諸元

	かど金物	
すべり係数 $K_s$ (kN/cm)	繊維方向 $K_{0} = 15.68$	半径方向 $K_{90} = 7.44$
太め釘本数	5	5
各方向合計	78.4	37.2
初期剛性	115.64 kN/cm	

$$P_y = 2\sqrt{F_{e2} \cdot d \cdot M_y}$$

$$= 0.1944 \text{ (kN)}$$

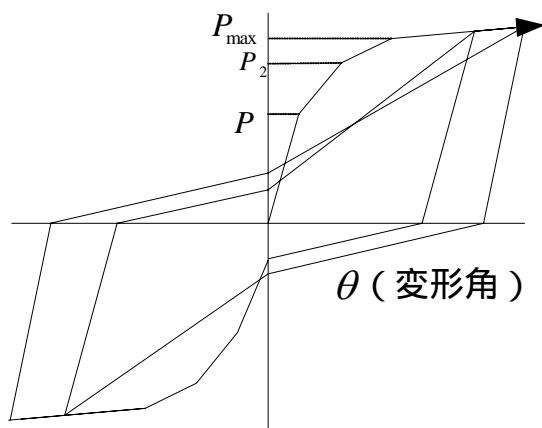
$$M_y = F_y \cdot d^3 / 6$$

$$= 0.1944 \text{ (kN)}$$

$P_y$  : せん断降伏耐力 (kN)  
 $F_{e2}$  : 主材のめり込み終局強度 (kN/cm<sup>2</sup>)  
 $d$  : 釘の径 (cm)  
 $M_y$  : 釘の降伏曲げモーメント (kN/cm)  
 $F_y$  : 釘の降伏強度 (kN/cm<sup>2</sup>)

## 付 3.3.2.2 面材

面材の復元力特性は、以下に示すせん断ばねのそれで置き換える。

面材の復元力特性

$P$ : 短期許容せん断耐力

$P_{max}$ : 最大耐力

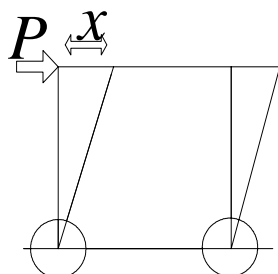
$$P_{max} = P \times 4/3 \times 2$$

せん断バネの緒元

釘の引き抜けによる許容せん断耐力  $P$  に面材の耐力も依存する。  $P_2$  は短期許容応力度の 2 倍となり、水平加力実験の結果から、2 次剛性は A, B 共に実験値結果より 1 次剛性に対して 30% と仮定する。3 次剛性については実験値から値を求めた。その結果、最大耐力後の剛性は初期剛性に対して 1/100 の値を用いることとする。

本節では、先に示した A と B の 2 つのモデルについて、数値解析した結果と実験結果を比較し、解析モデルの妥当性を検討する。

まず、せん断耐力略算法から求めた各剛性と実験結果を比較する。初期剛性を、軸組と面材とを個別に求めて以下に示す。

付 3.4 解析結果  
付 3.4.1 剛性の評価フレーム

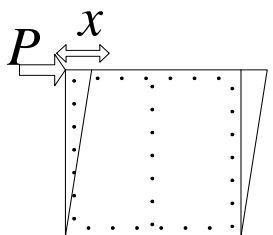
A. フレームのみの剛性

$$P/x = 0.7585 \quad \text{kN/cm}$$

B. フレームのみの剛性

$$P/x = 0.1176 \quad \text{kN/cm}$$

## 面材



A. 面材のみの剛性  
 $P/x = 7.6979 \text{ kN/cm}$

B. 面材のみの剛性  
 $P/x = 4.6746 \text{ kN/cm}$

骨組全体の剛性として、軸組と面材の剛性を足した値が、当然得られており、実験値と以下に比較する。

(理論値)		(実験値)	
A :	+ = 8.45642 kN/cm	A :	k = 9.604 kN/cm
B :	+ = 4.7922 kN/cm	B :	k = 5.292 kN/cm

実験値と理論計算では初期剛性がAではおよそ12%、Bでは10%小さく得られている。これは、先に示したせん断耐力略算法が、多少小さく剛性評価を行うものと思われる。

## 付 3.4.2 解析結果の評価

AとBの2つのモデルについて、弾塑性解析した結果と実験結果を図3-10と3-11に示す。図中、横軸はモデル上部の水平変位であり、縦軸は水平荷重を表す。

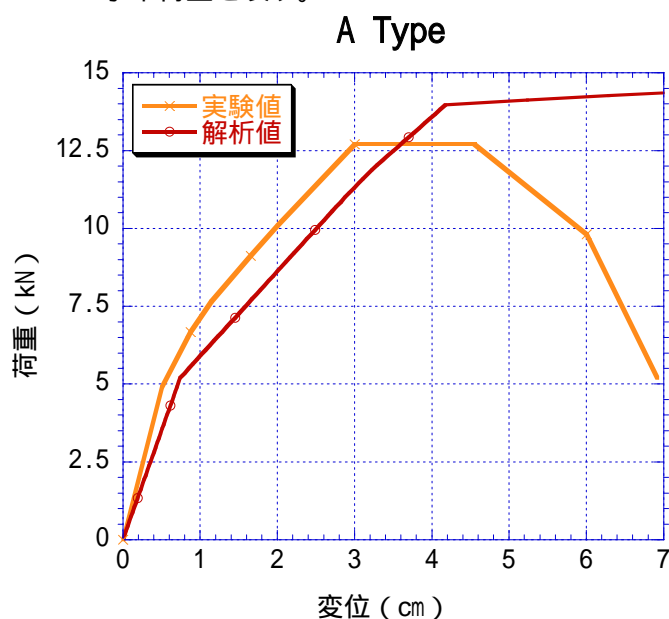


図 3-10 Aモデルの荷重 変位関係

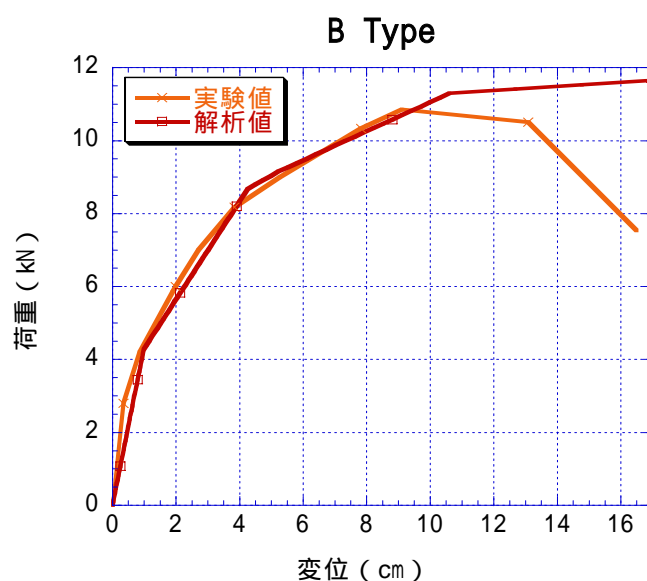


図 3-11 Bモデルの荷重 変位関係

面材の最大耐力と実験値を比較すると、次の結果が得られた。全体の最大耐力では A が 9 %、B が 4 % と解析結果が実験値を上回って得られているが、荷重 変位関係はほぼ良好な一致がみられた。

### 付 3.5 まとめ

本論文では、釘打ち面材張り木質パネル用モデルを提案し、解析結果と実験結果とを比較することで、そのモデルの妥当性を検証した。以下に、得られた結果をまとめる。

- 1) せん断耐力略算法によって求められた初期剛性と短期許容せん断耐力は第 1 次降伏耐力まで実験結果に非常に良い結果を与える。
- 2) 略算法により求めた第 1 降伏耐力を用いて、最大耐力を算出すると、過剰に評価してしまう危険性がある。

以上より、材質の違い、釘の長さ・本数によってどのような挙動を示すのか、今後とも多くの解析結果と実験結果を比較・検討し、情報を蓄積していく必要がある。

### 付 3.6 参考文献

- 1) 宮澤健二 斉藤一成 軸組構造面材釘打ち耐力壁に関する研究 日本建築学会大会学術講演要旨集 1999 年
- 2) 若島嘉郎 園田里見 中谷 浩：仮定的応答実験による合板釘打ち耐力壁の耐震性能 木材学会誌 Vol.49 2003 年
- 3) 杉山英男 松本忠史：多数の開口を持つ合板釘打ち耐力壁のせん断耐力略算法、木材学会誌 Vol.39 1993 年
- 4) 木材構造建築読本 3 章 木質構造の接合部
- 5) 坂上修一 松本貞也 藤谷義信 筋かい付き木造架構の弾塑性解析に関する基礎特性 日本建築学会大会学術講演要旨集 2003 年
- 6) 枠組壁工法建築物構造計算指針、3.3.1 接合部の許容耐力、降伏耐力、剛性、終局耐力、2002 年