

# 港湾空港技術研究所 資料

TECHNICAL NOTE  
OF  
THE PORT AND AIRPORT RESEARCH INSTITUTE

No. 1132      June 2006

丸太組構法の壁交差部を含む  
二径間連続梁要素の曲げせん断載荷実験

山 田 昌 郎

独立行政法人 港湾空港技術研究所

Independent Administrative Institution,  
Port and Airport Research Institute, Japan

## 目 次

要 旨	3
1. はじめに	4
1.1 研究の背景	4
1.2 研究の目的	4
2. 実験方法	6
2.1 試験体	6
2.2 載荷方法	8
3. 実験結果と考察	9
3.1 実験結果	9
3.2 考察	16
4. 結論	21
5. あとがき	22
謝辞	22
参考文献	22

# Bending Shear Loading Test of Two Spans Continuous Beam Elements with Crossing Parts of Walls of Log Construction

Masao YAMADA \*

## Synopsis

Advancing utilization of domestic timber such as *Sugi* (*Cryptomeria japonica*), *Hinoki* (*Chamaecyparis obtusa*), *Karamatsu* (*Larix leptolepis*) is important from an environmental standpoint. As log construction was supposed to be applied to a retaining wall of a wharf, the mechanical properties of the elements were investigated by loading tests in this study.

In the tests, two points loading was applied to continuous beams with two spans supported on crossing parts with notches. Machine rounded timber beams (species: *Karamatsu*) with the diameter of 10cm were used. The ratio  $a/d$ , where  $a$  is the distance between a loading point and a crossing part and  $d$  is the diameter, was varied from 2.0 to 5.0.

As the results of the tests, the ratio  $R/P$ , where  $R$  is the reaction force at the center of the beam and  $P$  is the load, was 0.574 on average for all the beams at the peak loads. This value was 83.5% of the calculated value assuming simple supports. The ratio  $R/P$  was considered to be reduced by combined effects of initial inaccuracy, embedment, spring deformation of the crossing parts, and shear deformation of the beams. The ultimate bending stress was 38.7 - 62.7 N/mm<sup>2</sup>, that was 2.2 - 3.5 times as much as the standard characteristic bending strength, and the ultimate shear stress was 6.7 - 7.5N/mm<sup>2</sup>, that was 3.9 - 4.4 times as much as the standard characteristic shear strength. It implies that stress concentration does not reduce strengths when the direction of the load is perpendicular to the depth of notches.

**Key Words** : wood, log, crossing part, notch, bending, shear

---

\* Senior Researcher, Geotechnical and Structural Engineering Department

(3-1-1 Nagase, Yokosuka 239-0826, Tel 046-844-5059, Fax 046-844-0255, E-mail : yamada-m89wm@pari.go.jp)

# 丸太組構法の壁交差部を含む 二径間連続梁要素の曲げせん断載荷実験

山 田 昌 郎\*

## 要 旨

地球環境と国土保全の観点から、スギ、ヒノキ、カラマツ等の国産材の需要拡大が課題となっている。そこで本研究では、護岸の土留めなどへの丸太組構法の適用を想定し、部材要素レベルの力学特性を載荷実験により検討した。

実験ではノッチ（切り欠き）を組み合わせた交差部を支点とする二径間連続梁試験体に、二点集中荷重を載荷した。試験体にはカラマツ円柱加工材（直径 10cm）を用いた。円柱直径（ $d$ ）に対する載荷点と交差部の距離（ $a$ ）の比（ $a/d$ ）を 2.0～5.0 の 7 通りに変化させて実験した。

実験の結果、試験体の中間反力（ $R$ ）と荷重（ $P$ ）の比（ $R/P$ ）は、荷重ピーク時の全試験体の平均値で 0.574 であり、この値は単純支持を仮定した計算値の 83.5%であった。初期不整、めり込み、交差部のばね変形、試験体のせん断変形等の影響が複合して  $R/P$  の減少が生じたと考えられる。曲げ破壊応力は 38.7～62.7 N/mm<sup>2</sup> で曲げ基準強度特性値の 2.2～3.5 倍、せん断破壊応力は 6.7～7.5N/mm<sup>2</sup> でせん断基準強度特性値の 3.9～4.4 倍に達したことから、ノッチの深さ方向に直角な方向に荷重が作用する場合には、応力集中による強度低下を考慮する必要はないことが推測された。

キーワード： 木材，丸太，交差部，ノッチ，曲げ，せん断

---

\* 地盤・構造部 主任研究官

(〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1 Tel (046) 844-5059 Fax (046) 844-0255 E-mail : yamada-m89wm@pari.go.jp)

## 1. はじめに

### 1.1 研究の背景

近代以降の社会資本整備の主要材料であるセメントと鋼は、石灰石の焼成や鉄鉱石の還元などの製造過程に多大なエネルギーを要する。そのエネルギーの多くは石油などの化石資源の燃焼により採集されている。化石資源はいずれ枯渇する運命にあり、また化石資源の燃焼により排出されるCO<sub>2</sub>は地球温暖化の主要な原因物質とされている。

一方、木材は太陽エネルギーで成長する樹木から得られる。樹木は大気中のCO<sub>2</sub>を光合成により固定するので、植林と木材の利用(燃料としての利用を除く)は大気中のCO<sub>2</sub>濃度抑制に寄与する。

日本は樹木の繁殖に適した気候のため、森林資源に恵まれている。縄文遺跡から出土する木造建築物の遺構、千三百年以上前に建てられ現存する法隆寺五重塔、江戸時代の循環型社会を支えた木造社会資本やあらゆる生活用品に用いられた木工品に見られる高度な木の文化がはぐくまれてきた。

しかし第二次大戦中の乱伐により森林が荒廃し、戦後森林の回復を図るため1951年の森林法改正により伐採が厳しく制限された。このため木材は希少資源となり、コンクリート、鋼、プラスチック等に代替されていった。

一方、戦後スギ、ヒノキ、カラマツ等の針葉樹の植林が政策的に推進された。だが現在では木材需要自体が減少した上に、安価な輸入材の木材市場占有率が80%を超え、国産材の利用は当初の見込み通りには進んでいない。このためスギ等針葉樹人工林の多くは間伐などの手入れが行き届かず、放置されているところが多い。

人工林には適正な密度があり、これを超えると木が細長くなり台風などで倒れやすくなり、逆に密度が少なすぎると生長が早い陽樹系のカラスザンショウやタラノキなどが優位となってしまう。スギ、ヒノキでは適正密度の上限値は、胸高断面積(地際から1.2mでの断面積)50m<sup>2</sup>/ha、下限値は30~35m<sup>2</sup>/haとされる<sup>1)</sup>。この上限値をha当たりの本数で表すと、胸高直径15cmで3000本/ha、18cmで2000本/ha、25cmで1000本/ha、30cmで700本/ha、40cmで400本/ha、50cmで250本/haとなる。図-1では、適正密度の範囲を曲線で示し、間伐による密度削減を階段状の直線で示している<sup>1)</sup>。この例では、3000本/ha植林し、胸高直径15cm(植林から15年)で1000本/ha、18cm(20年)で500本/ha、21cm(25年)で500本/ha、25cm(30年)で300本/ha、30cm(40年)で200本/ha、35cm(50

年)で140本/ha、42cm(65年)で110本/ha、50cm(80年)で70本/haが間伐され、最終的に60cm(100年)で180本/haが主伐(収穫)される。このように人工林からは大量の間伐材が発生するので、その利用が現在課題となっている。間伐を適切に行うことにより、森林を保全でき、CO<sub>2</sub>の吸収、水源涵養、水害の防止など森林の多面的な価値が保たれる。

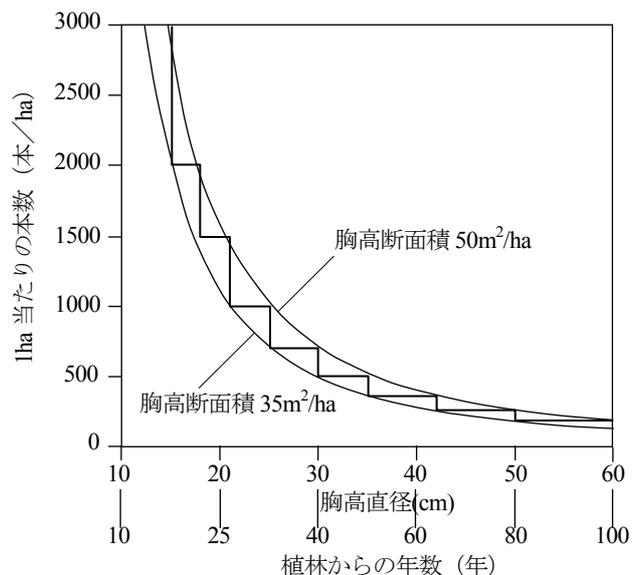


図-1 人工林の適正な密度と間伐の一例

採算性が重視される民間企業においても、環境に配慮して国産材特に間伐材の利用が図られている。公共事業においてはより一層木材需要拡大に力を入れる必要がある。公共施設のうち、建築関係ではスギやカラマツを用いた大型ドームなど、道路関係では木橋や木製防護柵や遮音壁など<sup>2)</sup>、河川・砂防関係では木工沈床や砂防ダムなど<sup>3)</sup>への木材の活用が図られている。港湾空港関係でも国産木材、間伐材の需要拡大に向けた取り組みが必要である。

### 1.2 研究の目的

港湾空港関係での木材の用途は、一般的にはボードウォーク、デッキ、棧橋、基礎杭、防舷材などである。ボードウォークやデッキとしての木材利用は拡大する傾向にある。ただしそのほとんどが南米などからの輸入材を使用している。また他の用途では木材利用は減少の一途をたどり、棧橋、基礎杭は鉄筋コンクリートと鋼、防舷材はゴムで代替された。

建設材料として木材特に国産材が使われなくなった原因は、戦後の伐採制限、強度・耐久性の面で信頼性の不足等である。現在、国産材の需要拡大が課題となっているが、

公共事業を行うには環境への影響、費用、便益等の納税者への説明が必要不可欠であり、使用する材料についても単に環境に優しいといった感覚的な表現ではなく、環境リスク、安全性、経済性、便益等を定量的に評価する必要がある。港湾施設の技術基準も仕様規定から性能規定に移行しつつあり、材料についても性能を確率的に定量的に示すことが必要となっている。木材についても例外ではない。

材料の耐久性は、構造物の安全性、経済性、環境性に大きな影響を及ぼす性能である。木材の海洋環境での耐久性に関しては、海虫類による蝕害が劣化要因として重要であり、これに菌類による腐朽や気象因子による風化が加わる。これらについては木材の海洋曝露実験を行い検討している<sup>4,5)</sup>。劣化対策には、蝕害しるの設定、高耐久樹種の利用、薬剤の注入、樹脂や金属による被覆や複合化などがあり、構造物の用途に応じて安全性、経済性、環境性等のバランスのとれた対策システムの構築を目指している。

木材の強度性能は材料レベル、部材レベル、構造物レベルでそれぞれ確率的に評価する必要がある。材料レベルでは微視的な破壊過程の解明など、部材レベルでは品種ごとの強度統計データの蓄積など、構造物レベルでは耐震性などが課題である。材料を部材にする方法には丸太、製材のほか合板、集成材など接着剤を使用する場合がある。部材を構造物にする方法には、在来軸組、枠組壁、丸太組などの構法がある。

港湾での国産材、特に間伐材の需要拡大を考えた場合、部材として丸太のように加工度の低いものが利用可能性が高い。集成材などのように加工度の高い木質材料では強度のばらつきが小さく信頼性が高い反面、歩留まりが悪く消費エネルギーが多くコストが高くなる。住宅や橋梁等に比較して人命への影響が小さい施設、たとえば護岸工事の土留め壁や根固めなどに用いるには低コストの丸太が適している。また構法としては、釘や接着剤をなるべく使わない単純な構法が望ましいので、丸太組構法が適している。

丸太組構法は木材を横に井桁に組んで壁を作る構法であり、校倉造と呼ばれ正倉院などに古くから用いられている。港湾工事にも古くから用いられており、有名な例としては平清盛が経ヶ島を築造する際に、丸太組をいかだに乗せて現地に曳航し、石や土砂を中詰して沈設したとされる<sup>6)</sup>。

丸太を井桁に組む際に、直交する丸太どうしの交差部では丸太断面にノッチ（切り欠き）が設けられる（図-2）。また住宅用の丸太組の交差部では壁の最上部から土台までを貫く通しボルトが一般に設けられる<sup>7)</sup>。

ここで、たとえば図-3に示すような丸太組の中に石や土

砂を中詰して護岸等の土留め壁として用いると想定した場合<sup>8)</sup>、水圧や土圧は丸太に等分布荷重として作用する。丸太の断面力は図-4のように分布する。ただしここでは梁の支点（丸太の交差部）での支持条件を単純支持と仮定して

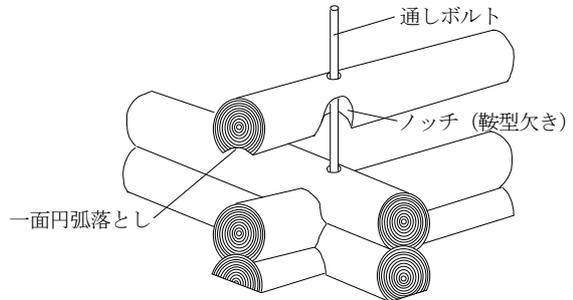
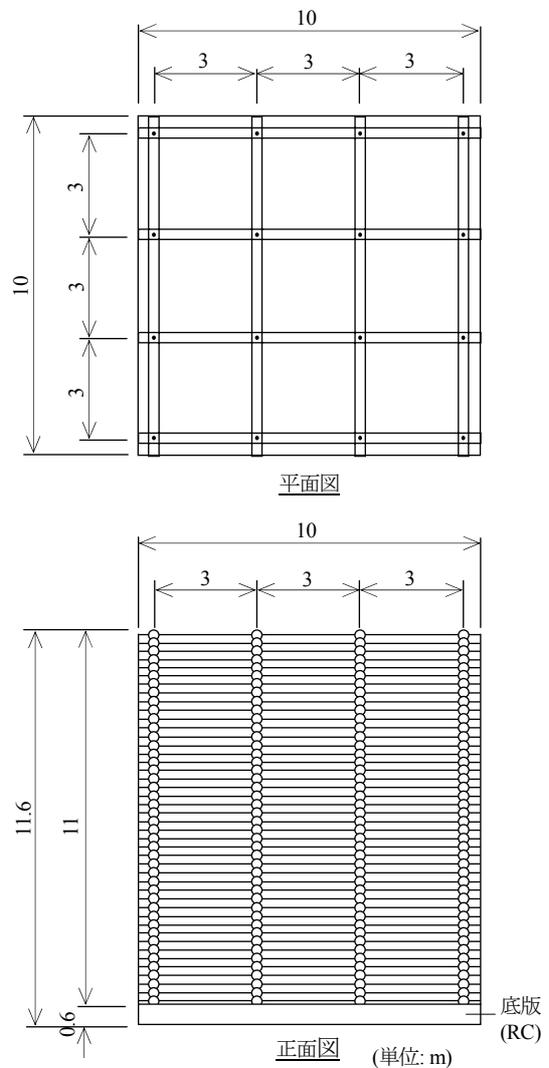


図-2 丸太組構法の交差部の一例



丸太：円柱加工材 φ30cm, l=10m, 352本  
通しボルト：PC鋼棒 16本

図-3 丸太組構法による土留め壁の案

いる。実際には丸太交差部で変位が生じ、中間支点の反力が低減する。この低減がどの程度生じるのかについては、載荷実験による検討が必要である。また、丸太の交差部での曲げ強度およびせん断強度に及ぼすノッチの影響についても検討が必要である。

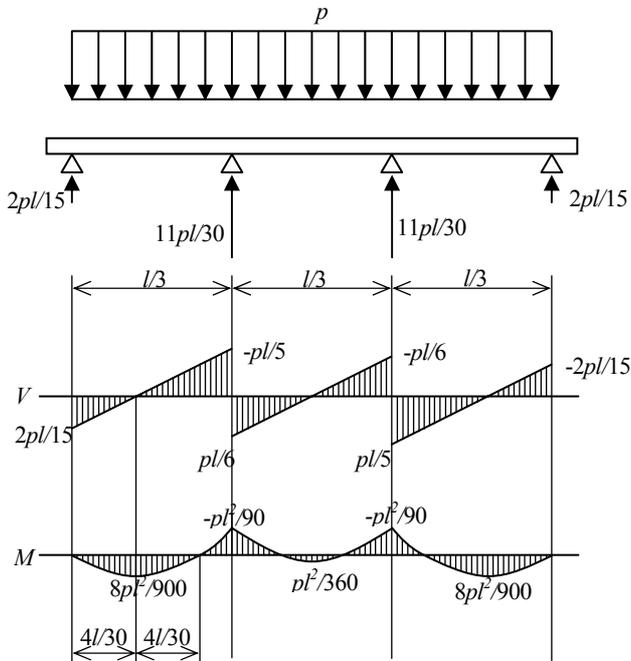


図-4 等分布荷重を受ける単純支持三径間連続梁のせん断力(V)と曲げモーメント(M)

丸太組の力学特性に関しては建築分野でも研究が行われている。ただし建築用途と土木用途では荷重条件や要求性能が大きく異なる。建築では窓やドアなどの開口部が設けられ、風圧による丸太壁の面内せん断変形に対する剛性が要求される。一方、土留めなど土木用途では開口部はなく、土圧や水圧による丸太交差部での曲げせん断破壊に対する強度が要求されるが、この点に関して詳細に検討した例は見当たらない。そこで本研究ではこの点に関して①丸太交差部での変位による支点反力の低減、②丸太交差部での曲げおよびせん断強度に及ぼすノッチの影響についてのデータを得ることを目的として載荷実験を行うことにした。

## 2. 実験方法

### 2.1 試験体

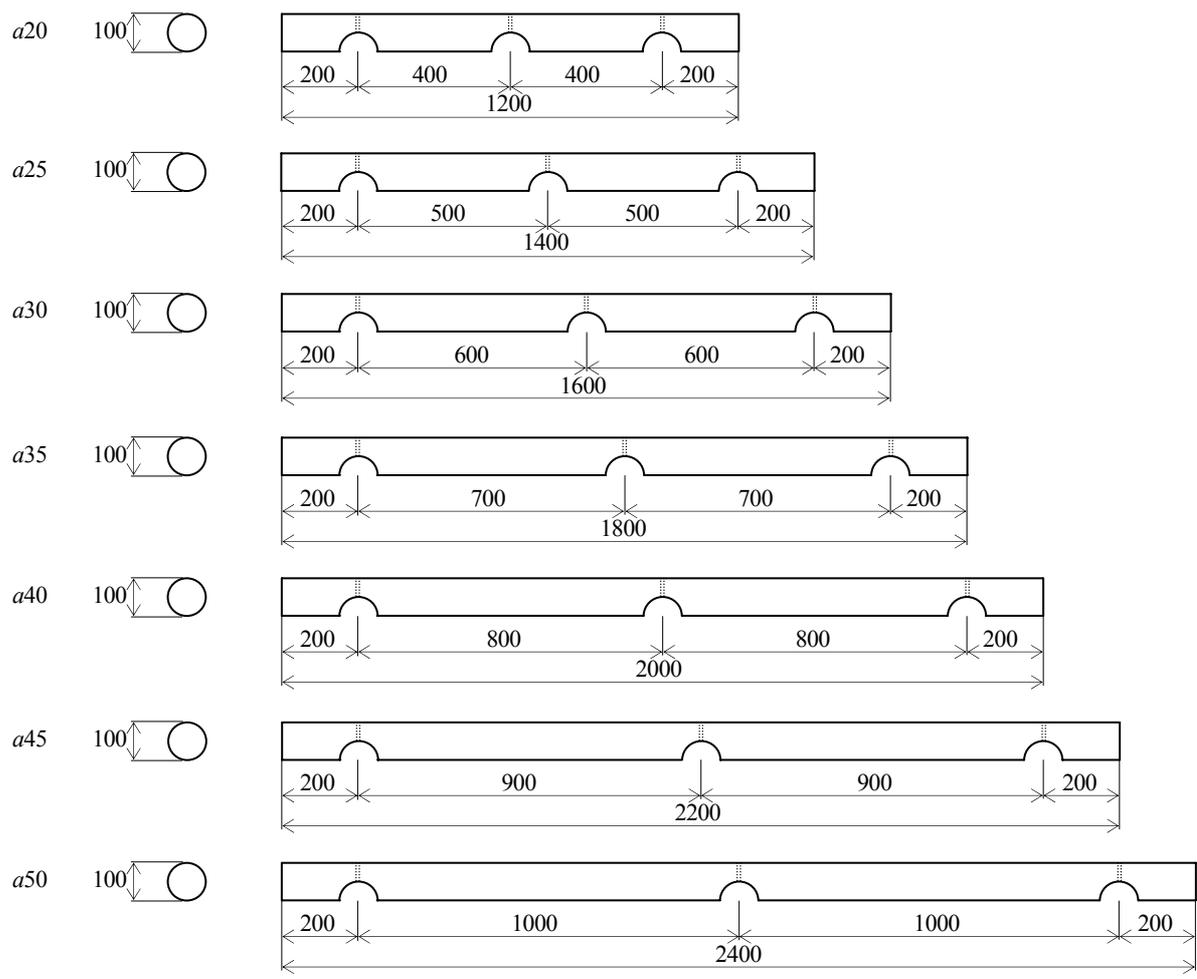
試験体に用いた木材は、北海道産のカラマツ (*Larix leptolepis*) 円柱加工材 (直径 10cm, ノッチ・穴加工あり) である。図-5 に試験体の形状、寸法を示す。a20~50 と名付けた円柱材を、梁試験体として用いた。各試験体のノッ

チ部を写真-1に示すように交差部材 (ノッチあり) と交差部材 (ノッチなし) ではさみ、ボルト、ナット、座金を用いて締め付けた。ボルトは直径 10mm, SS400 鋼製で、ユニクロメッキ (亜鉛メッキ後にクロム酸化合物処理液に浸して光沢クロメート皮膜で被覆) したものを用いた。ナットの締め付けトルクを計測し、いずれの交差部でも 5Nm となるようにした。座金の外径は 25mm, 厚さは 1.6mm で、3枚重ねて使用した。E1, E2, E3 と名付けた円柱材は、曲げヤング係数試験に用いた。

試験材 a20~50 の重量と寸法の実測値と、これから計算した単位体積重量を表-1に示す。なお、ノッチと穴による体積の損失は計算上1ヶ所当たり 293cm<sup>3</sup> で、3ヶ所では 879cm<sup>3</sup> となるので、これを円柱の体積から差し引いて試験材の体積とした。

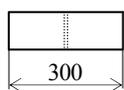
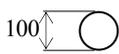


写真-1 試験体の交差部の組み立て状況

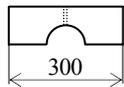
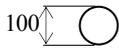


注) 実際の丸太組構法では、上下の丸太の接触面積を増すために、丸太材の断面に一面円弧落としや太鼓落としなどの加工が施されるが、この実験では簡単のため一般部の丸太形状を円形としている。

交差部材  
(ノッチなし)



交差部材  
(ノッチあり)



名称	数量	直径(m)	長さ(m)	ノッチ 間隔(m)
a20	1	0.1	1.2	0.4
a25	1	0.1	1.4	0.5
a30	1	0.1	1.6	0.6
a35	1	0.1	1.8	0.7
a40	1	0.1	2.0	0.8
a45	1	0.1	2.2	0.9
a50	1	0.1	2.4	1.0
交差部材 (ノッチなし)	21	0.1	0.3	—
交差部材 (ノッチあり)	21	0.1	0.3	—
E1, E2, E3	3	0.1	2.2	—

E1, E2, E3

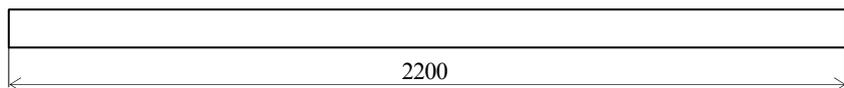
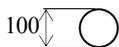


図-5 試験体の形状・寸法

表-1 試験体の重量, 寸法の実測値

名称	重量 (kgf)	長さ (mm)	直径 (mm)	体積 (m <sup>3</sup> )	単位体積重量 (tf/m <sup>3</sup> )
a20	4.399	1200.0	99.0	0.00835	0.527
a25	4.953	1400.0	98.5	0.00979	0.506
a30	6.803	1600.6	99.1	0.01147	0.593
a35	7.113	1799.0	98.8	0.01292	0.550
a40	8.710	2001.0	99.1	0.01457	0.598
a45	9.225	2200.8	99.3	0.01615	0.571
a50	9.543	2401.5	98.6	0.01747	0.546

## 2.2 荷重方法

図-6に荷重方法と、荷重により試験体に生じる断面力(せん断力と曲げモーメント)の分布を示す。実際の丸太組構法では交差部材が水平に置かれ、水圧や土圧が水平方向に作用する。荷重実験では、鉛直方向に荷重が作用する曲げ試験機を使用したため、交差部材を鉛直に設置した。こうして実際の丸太組と同じようにノッチの深さ方向に直角な方向に荷重を作用させた。

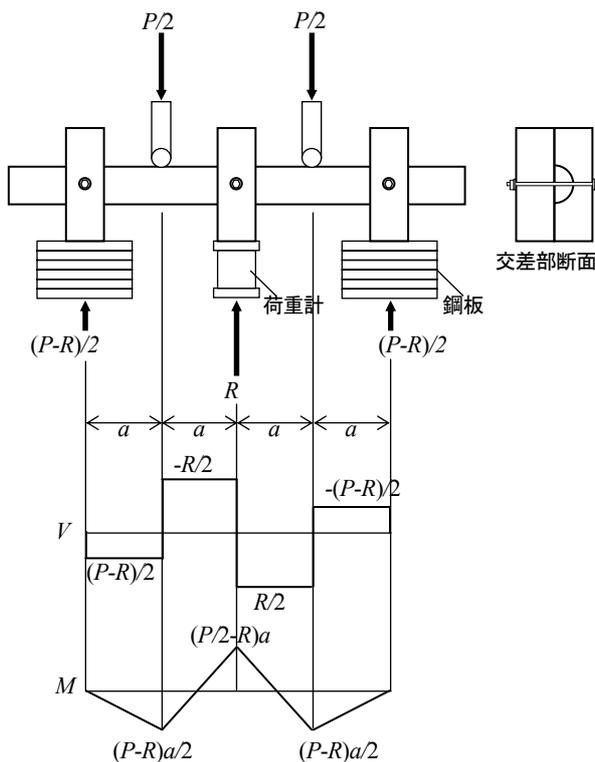


図-6 荷重方法と断面力の分布

実際の丸太組に作用する水圧や土圧は分布荷重であるが、荷重実験では簡単のため集中荷重を載荷した。載荷点は直径 50mm のローラーである。3ヶ所ある交差部の中間点2ヶ所に載荷した。荷重の大きさは、試験機に付属の圧

力計で測定した(感度  $3.28 \times 10^{-6} \text{ kN}$ )。中間交差部の交差部材2本の下に1個ずつ荷重計(直径 100mm, 高さ 100mm, 感度  $6.12 \times 10^{-6} \text{ kN}$ )を置き、中間反力を測定した。荷重計の上下に厚さ 25mm の鋼板を置き、両端の交差部材の下には厚さ 25mm の鋼板を6枚置き、高さを合わせた。

荷重を  $P$  (下向きを正)、中間反力を  $R$  (上向きを正)と表すと、鉛直方向の力の釣り合いから、試験体断面に生じるせん断力  $V$  の大きさは、端部交差部と載荷点の間では  $(P-R)/2$ 、載荷点と中間交差部の間では  $R/2$  となる。交差部では  $V$  の符号が変わり、向きが逆転する。また曲げモーメントの釣り合いから、試験体断面に生じる曲げモーメント  $M$  は、載荷点で  $(P-R)a/2$ 、中間交差部で  $(P/2-R)a$  となる。ただし  $M$  の符号は、下が引張で上が圧縮のときを正としている。また、交差部では回転自由と仮定している。 $a$  は交差部と載荷点の距離である。

図-5に示したように試験体の交差部の間隔は 400mm から 1000mm まで7種類としており、 $a$  は 200mm から 500mm までの7種類である。試験体名の a20 等の数字は  $a$  を cm で表している。

変位計(容量 50mm, 感度  $200 \times 10^{-6} \text{ mm}$ ) 8台を図-7のような位置に設置し、試験体の鉛直方向変位を計測した。計測位置は、載荷点直下、中間交差部の両側 100mm, 端部交差部の両側 75mm である。

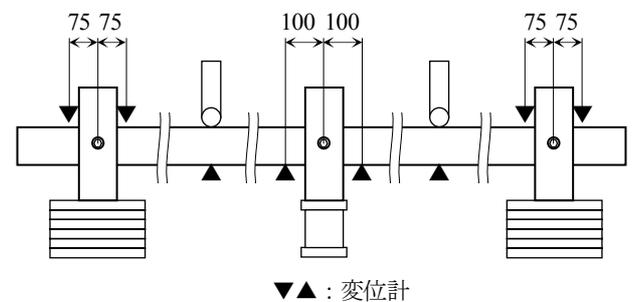


図-7 変位計設置位置

荷重実験を行ったときの実験室の室温と湿度、荷重開始から最大荷重までの荷重時間を表-2に示す。最大荷重まで荷重を単調に増加させた。試験体の含水状態については、試験終了後 a20 の端部から切り出した切片の含水率を全乾法で求めた結果、23.3%であった。

円柱材 E1, E2, E3 を用いた曲げヤング係数試験では、スパン  $L$  が 1800mm, 張り出し部分  $e$  が 200mm となるように単純支持し、支点と載荷点の距離  $a$ 、載荷点の間隔  $S$  ともに 600mm の3等分点4点載荷とした(図-8)。支点、載荷点ともに直径 50mm のローラーである。試験時の室温は

表-2 荷重実験環境

試験体	室温 (°C)	湿度 (%)	最大荷重までの荷重時間 (分:秒)
a20	24	69	11:08
a25	22	68	11:04
a30	21	72	18:06
a35	21	71	15:26
a40	24	60	14:43
a45	25	57	18:01
a50	23	52	18:52

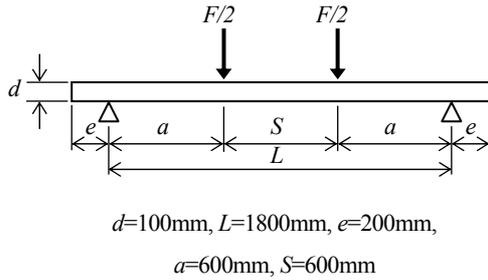


図-8 曲げヤング係数試験方法

25°C, 湿度は67%であった。

曲げヤング係数  $E$  は次式で求めた。

$$E = a(3L^2 - 4a^2)(F_2 - F_1) / \{48I(w_2 - w_1)\} \quad (1)$$

ここで、 $I$ : 断面2次モーメント =  $\pi d^4 / 64$

$F_2 = 7.6\text{kN}$  (最大荷重推定値の約40%)

$F_1 = 1.9\text{kN}$  (最大荷重推定値の約10%)

$w_2, w_1$ : それぞれ  $F_2, F_1$  に対応するたわみ

荷重は試験機付属の圧力計で測定した。たわみは、試験体の鉛直変位をスパン中央と両支点で測定し、中央変位から支点変位の平均値を差し引いて求めた。

### 3. 実験結果と考察

#### 3.1 実験結果

荷重と全変位計の計測値の関係を図-9に示す。荷重点の変位計①②, 中間の変位計③④, 端部の変位計⑤⑥⑦⑧の

表-4 曲げヤング係数試験結果

試験体名	重量 (kgf)	長さ (mm)	直径 (mm)	体積 (m³)	単位体積重量 (tf/m³)	断面2次モーメント $I$ (mm⁴)	荷重方向	$F_2$ (kN)	$F_1$ (kN)	$w_1$ (mm)	$w_2$ (mm)	曲げヤング係数 $E$ (kN/mm²)	$E$ (kN/mm²) ①②の平均
E1	8.509	2199.3	99.1	0.0170	0.502	$4.73 \times 10^6$	①	7.63	1.83	27.646	5.652	5.77	5.75
							②	7.32	1.83	26.294	5.381	5.74	
E2	9.369	2200.6	99.1	0.0170	0.552	$4.73 \times 10^6$	①	7.63	1.83	25.463	5.642	6.40	6.49
							②	7.63	1.83	23.848	4.600	6.59	
E3	9.327	2200.3	99.1	0.0170	0.549	$4.73 \times 10^6$	①	7.63	1.83	20.543	3.503	7.44	7.32
							②	7.63	1.83	22.628	5.010	7.20	
平均													6.52

注) 荷重方向①と②は、試験体を180度回転して上下を逆にして荷重した。

それぞれの平均と荷重の関係を図-10に示す。各試験体の最大荷重後の外観を写真-2に示す。各試験体とも荷重点と中間で引張側に割れが生じたほか、a20,a25,a30では中間と荷重点の間にせん断破壊が生じた。a35,a50では片側荷重点での割れとともに荷重が大きく低下したが、a40,a45では両荷重点と中間での破壊が徐々に進行し大きな荷重低下はなかった。実験後の試験体中間ノッチ部を写真-3に示す。中間ノッチ部では上側(引張側)に繊維の破断、下側(圧縮側)に繊維の座屈が見られた。a20,a25,a30ではせん断破壊も見られた。ボルト穴の上方向への拡大がa35,a40以外では見られた。荷重点ではローラーが、中間では交差部材が試験体にめり込んだ。実験前後の寸法の差からめり込み深さを求めると表-3のようであった。a35,a50ではめり込みは小さかったが、他の試験体では荷重点で10.5~12.4mm, 中間で2.4~4.9mmのめり込みが生じた。

表-3 めり込み深さ

試験体	荷重点		中間	
	実験後寸法(mm)	めり込み深さ(mm)	実験後寸法(mm)	めり込み深さ(mm)
a20	87.2	11.8	96.6	2.4
a25	88.0	10.5	93.6	4.9
a30	88.4	10.7	95.4	3.7
a35	92.0	6.8	98.1	0.7
a40	86.7	12.4	95.3	3.8
a45	87.2	12.1	94.6	4.7
a50	94.0	4.6	98.6	0.0

中間交差部の交差部材2本の下に設置した2台の荷重計に作用する圧縮力の合計を「中間反力」とし、これと荷重の比を図-11に示す。また交差部材(ノッチなし)の下の荷重計に作用する圧縮力を  $R1$ , 交差部材(ノッチあり)の下の荷重計に作用する圧縮力を  $R2$  とし、 $R2$  と  $(R1+R2)$  の比を図-12に示す。荷重荷重の約60%が中間交差部に伝わり、その約80%を交差部材(ノッチあり)が分担していた。

曲げヤング係数試験体の寸法と重量の実測値と、曲げヤング係数試験の結果を表-4に示す。

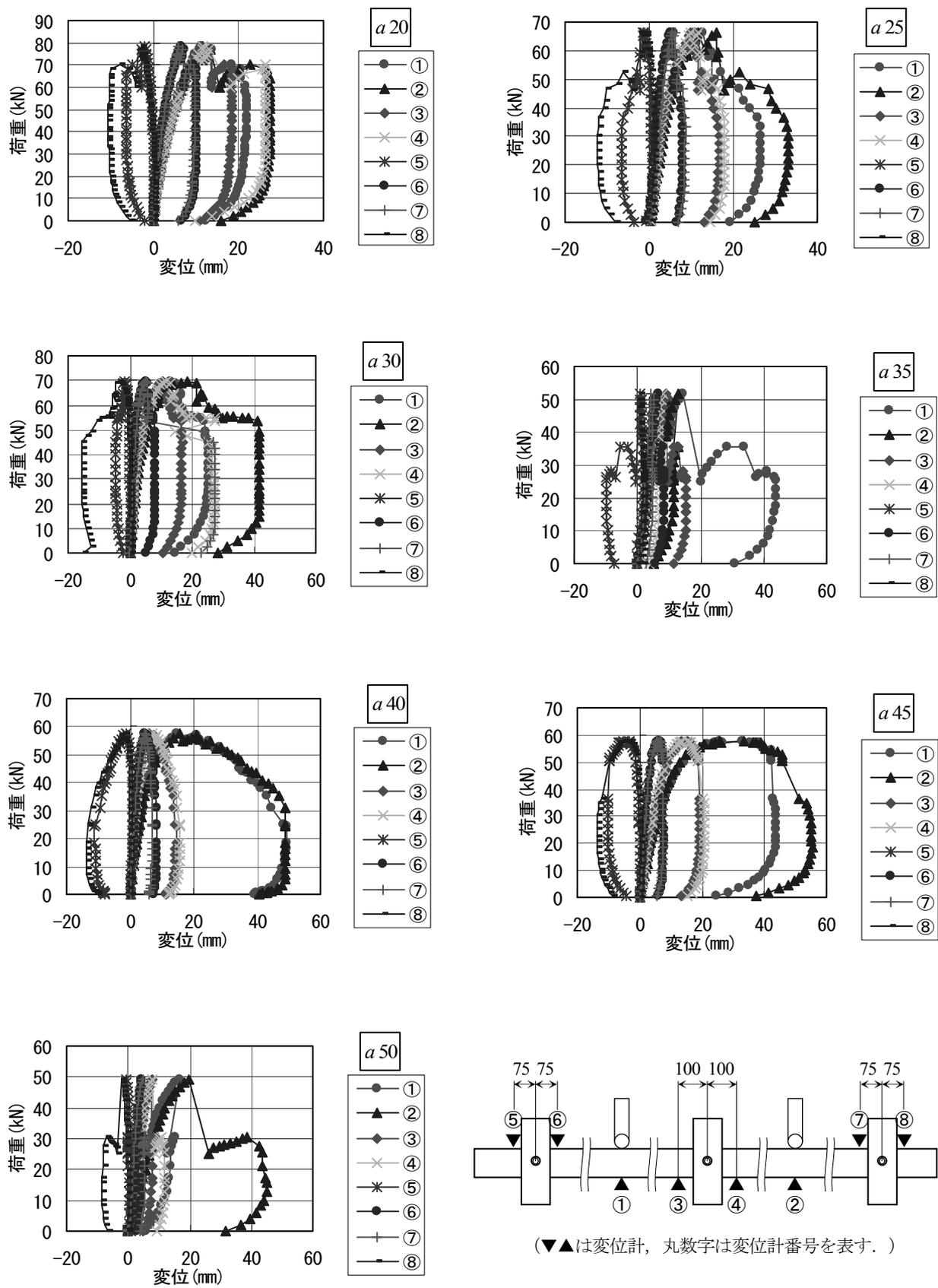


図-9 荷重と変位の関係 (全変位計)

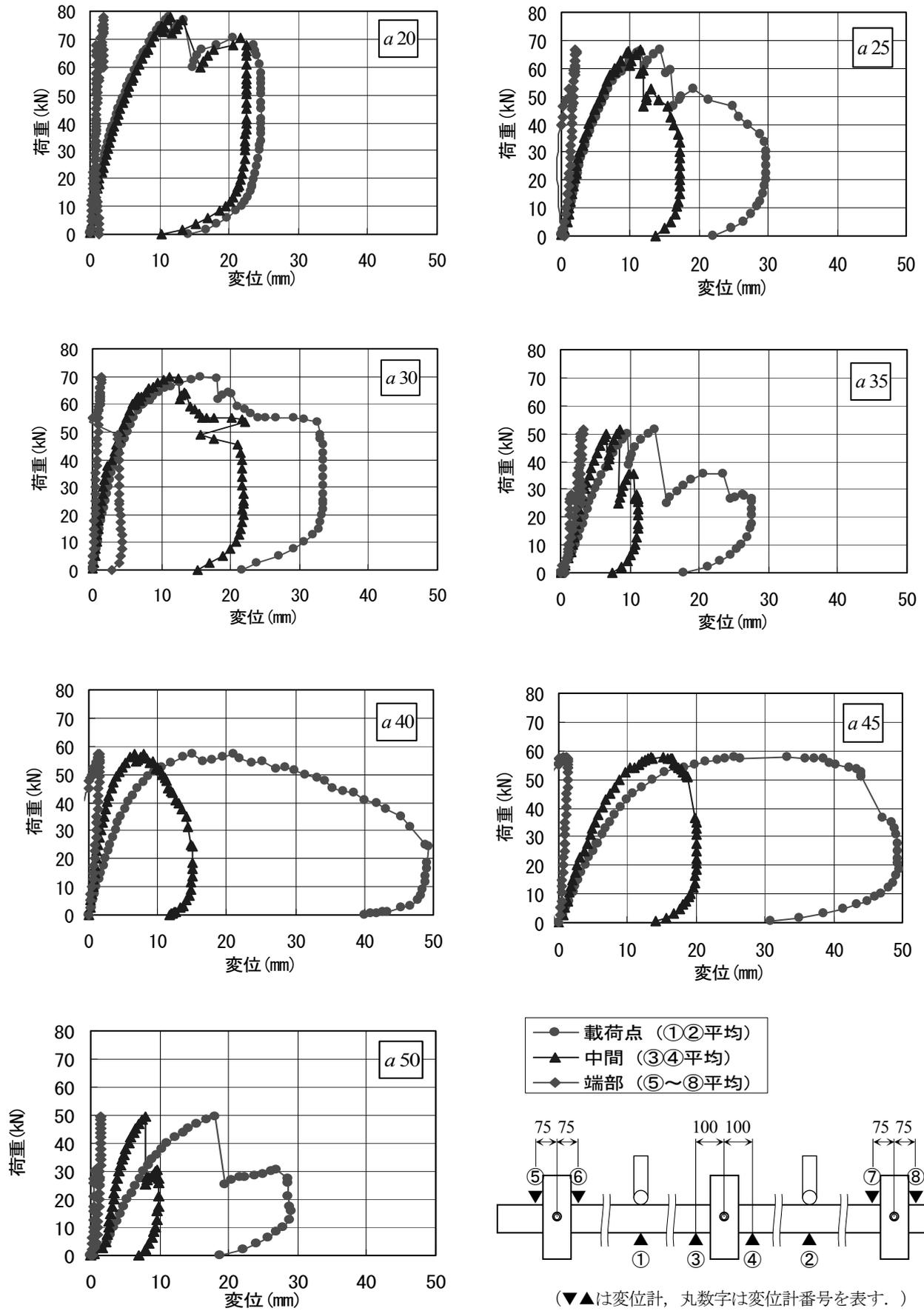
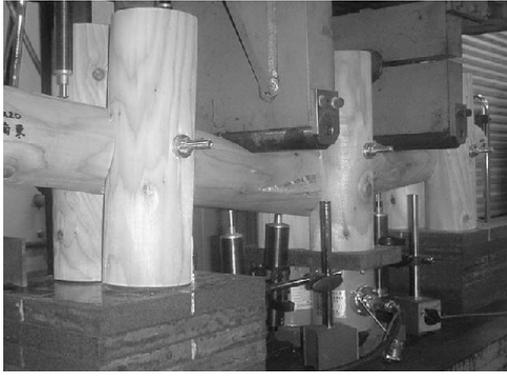


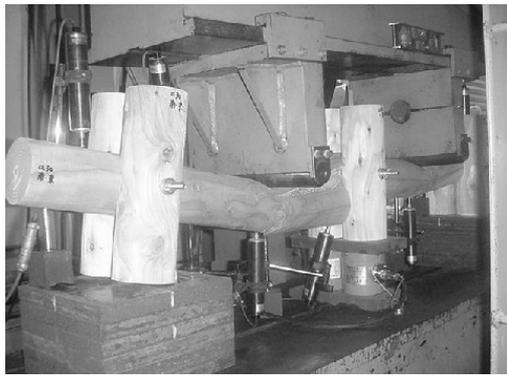
図-10 荷重と変位の関係 (載荷点, 中間, 端部の各変位計の平均)



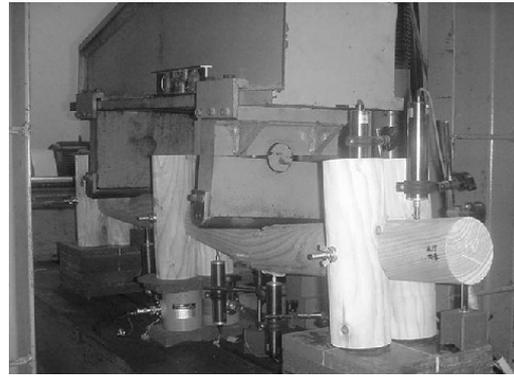
a20



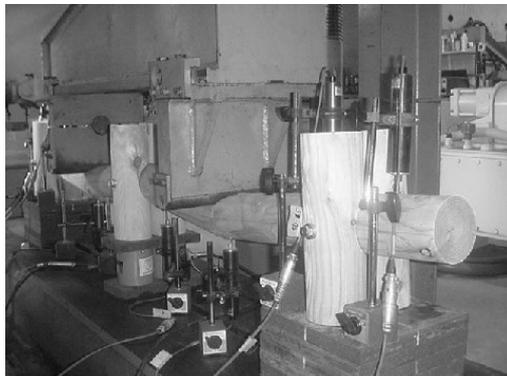
a25



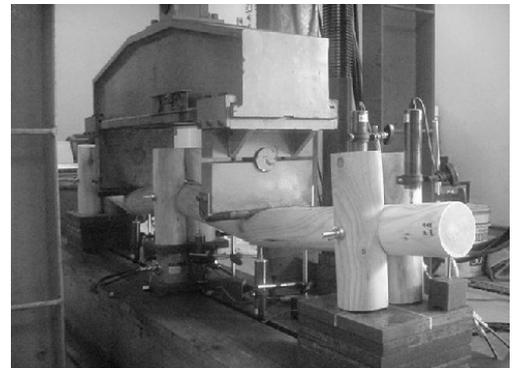
a30



a35



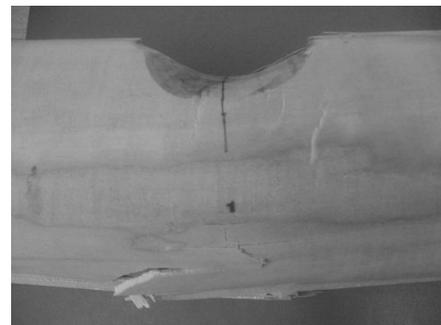
a40



a45

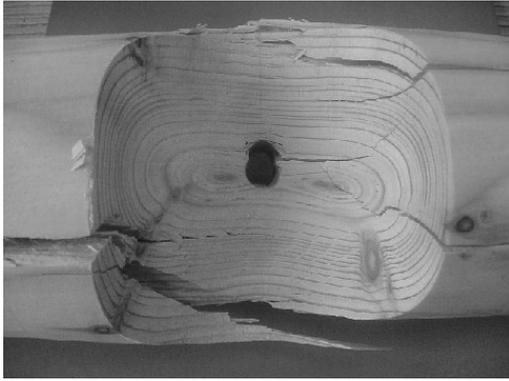


a50

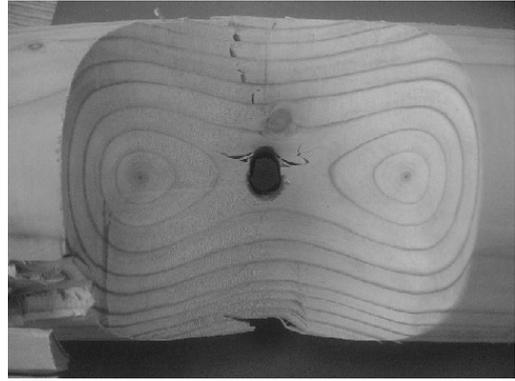


a40 載荷点

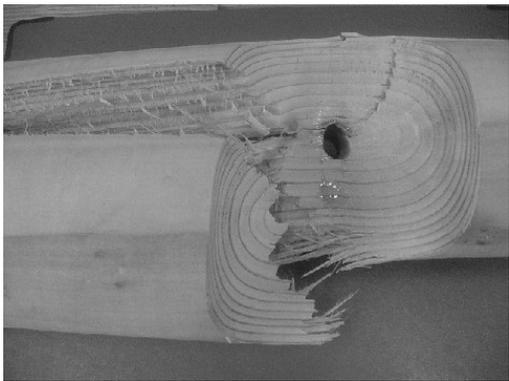
写真-2 各試験体の最大荷重後の外観



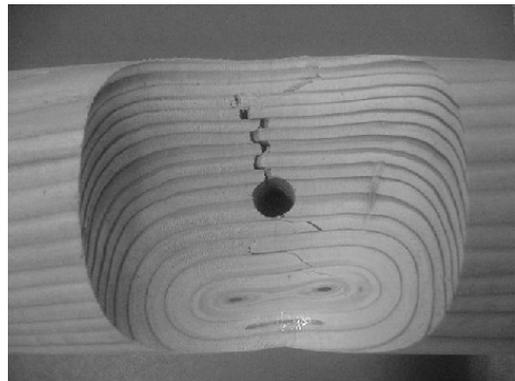
a20



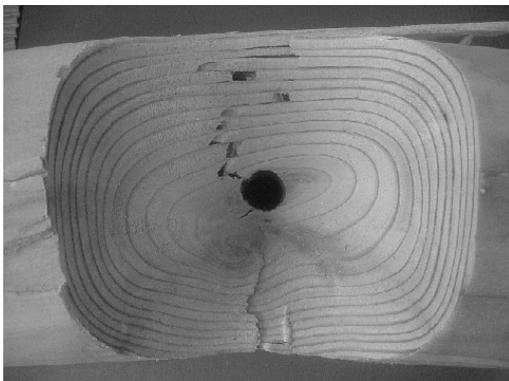
a25



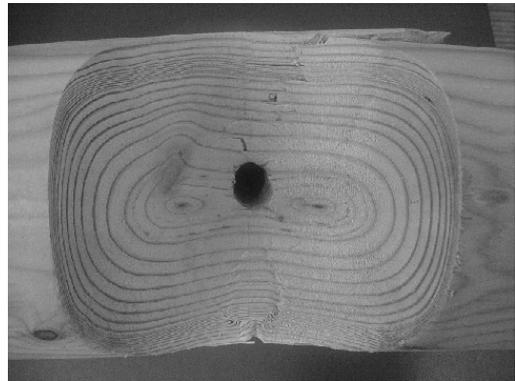
a30



a35



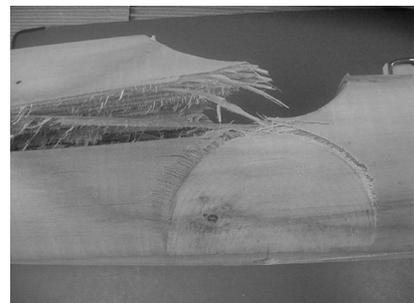
a40



a45

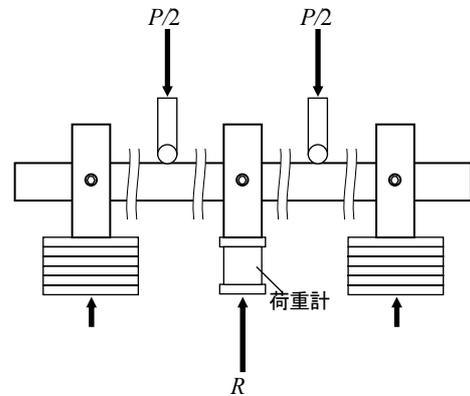
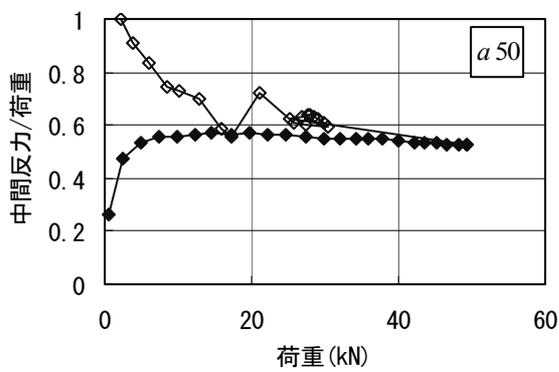
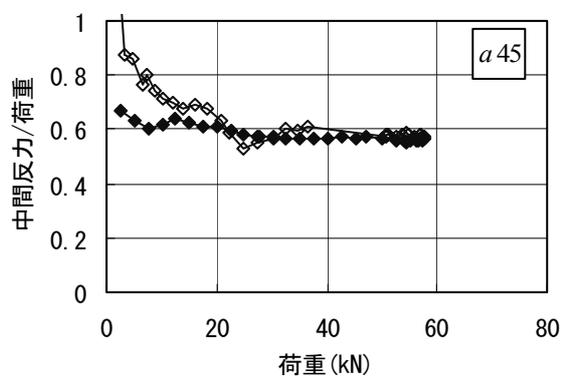
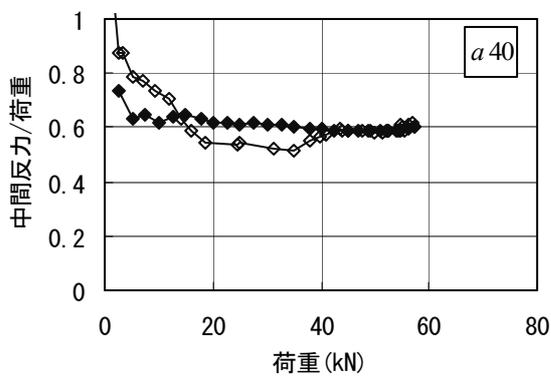
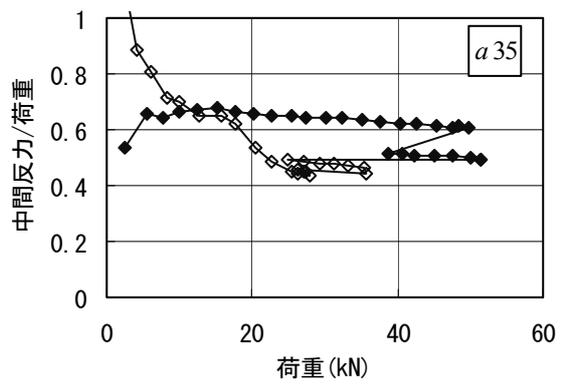
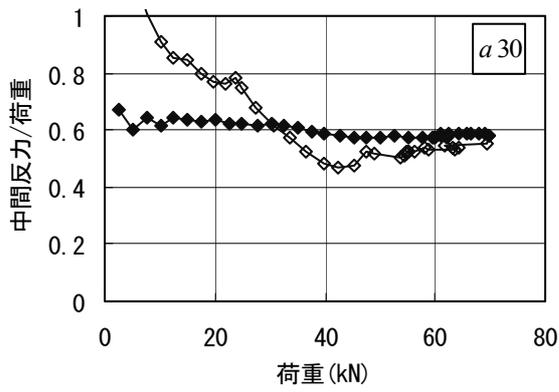
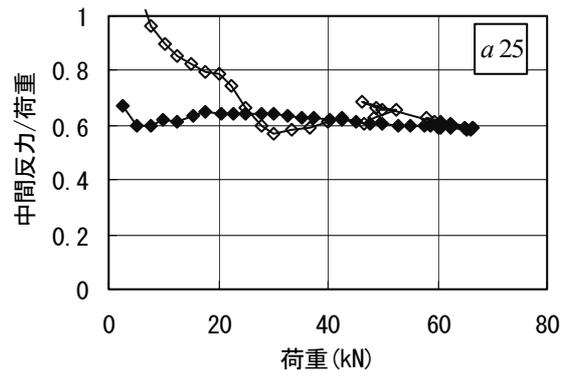
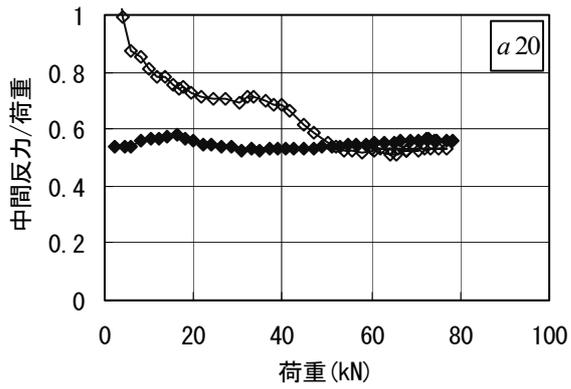


a50



a30 (下側から見たところ)

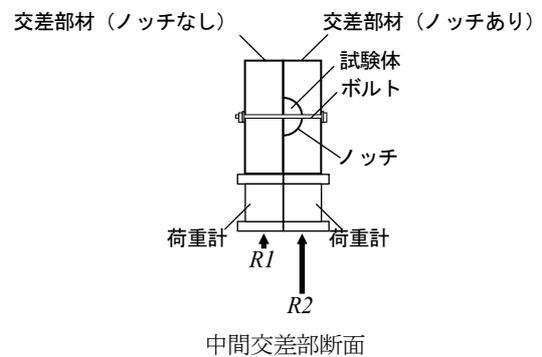
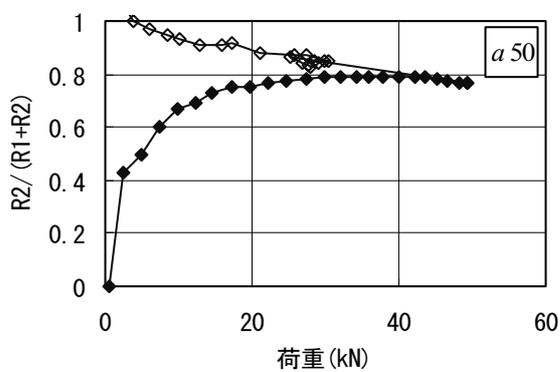
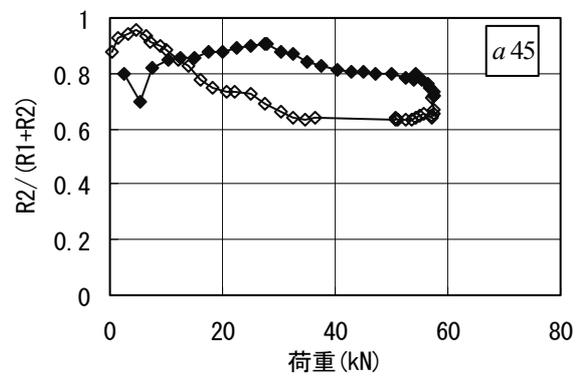
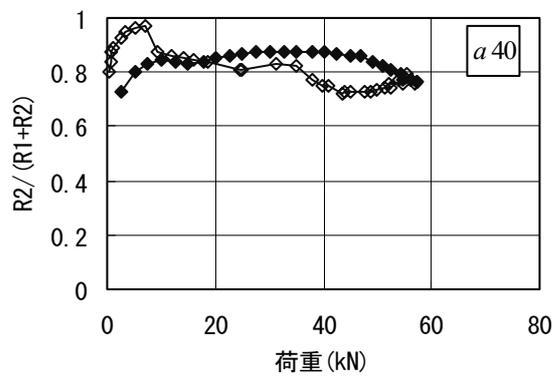
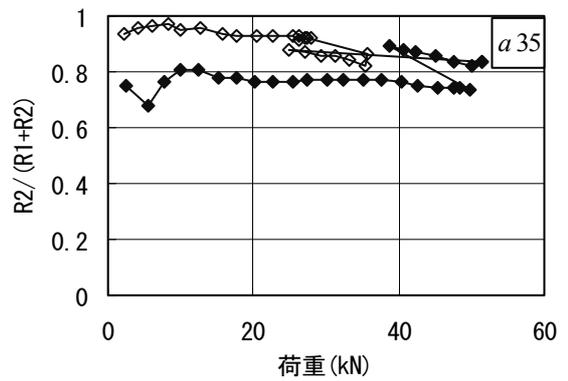
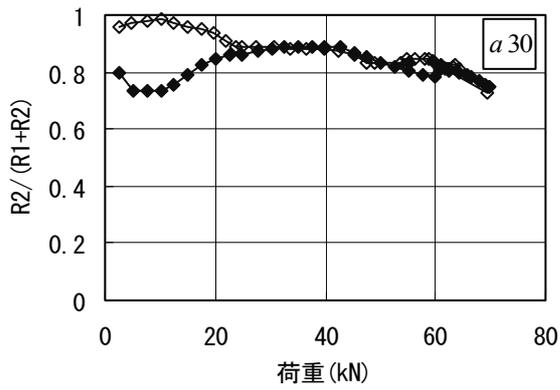
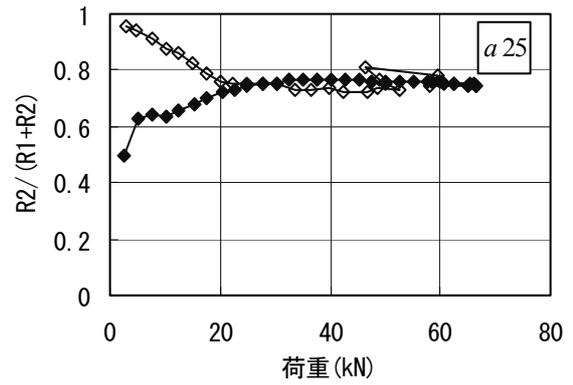
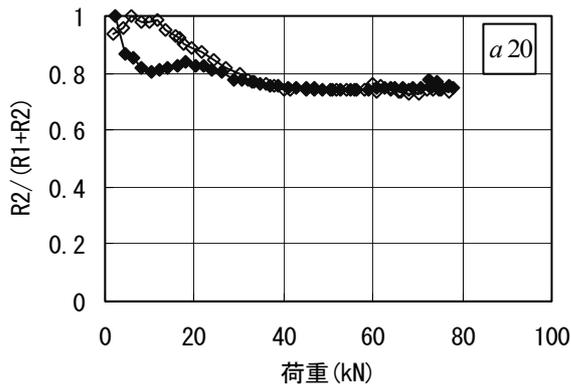
写真-3 実験後の試験体中間ノッチ部



$P$  : 荷重,  $R$  : 中間反力

◆ : 最大荷重までのデータ, ◇ : 最大荷重以降のデータ

図-11 荷重と中間反力の関係



◆ : 最大荷重までのデータ, ◇ : 最大荷重以降のデータ

図-12 交差部材 (ノッチあり) の反力分担率

### 3.2 考察

#### (1) 中間反力と荷重の比

図-6に示した断面力分布を仮定し、交差部での鉛直変位を0として、カスティリアノの定理\*を用いて中間反力  $R$  を求めると、せん断変形の影響を無視した場合には  $R=(11/16)P$  となる。実験結果での  $R$  と  $P$  の関係は図-11に示した通りである。荷重 10kN, 20kN, 30kN, 40kN を載荷したときと荷重ピーク時\*\*の各試験体の  $R/P$  を表-5と図-13に示す。

表-5 各試験体の中間反力/荷重 (実験結果)

試験体	$a/d$	荷重 10kN	荷重 20kN	荷重 30kN	荷重 40kN	荷重ピーク時
a20	2	0.568	0.561	0.526	0.529	0.560
a25	2.5	0.618	0.641	0.640	0.618	0.581
a30	3	0.618	0.634	0.624	0.590	0.581
a35	3.5	0.667	0.659	0.640	0.622	0.606
a40	4	0.618	0.618	0.607	0.594	0.602
a45	4.5	0.615	0.610	0.574	0.569	0.565
a50	5	0.553	0.570	0.548	0.541	0.523
平均		0.608	0.613	0.594	0.580	0.574
標準偏差		0.035	0.034	0.042	0.033	0.026

$a$ : 交差部と載荷点の距離,  $d$ : 試験体の直径=10cm

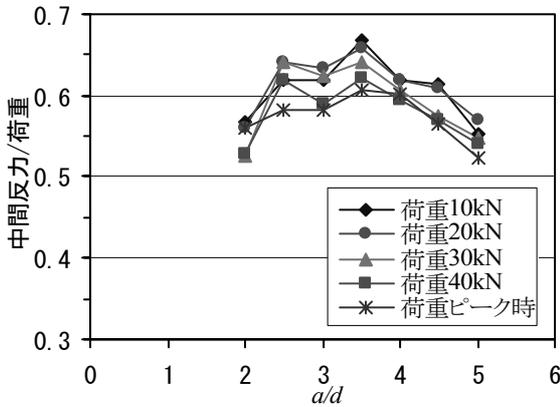


図-13 中間反力/荷重と  $a/d$  の関係 (実験結果)

計算値の  $R/P=(11/16)=0.6875$  よりも実験結果の  $R/P$  は小さい。また図-13では  $a/d=3.5$  付近に  $R/P$  のピークがあるように見える。荷重段階別に見ると、荷重の増加とともに  $R/P$  が減少する傾向がある。荷重ピーク時の全試験体の  $R/P$  の平均値は 0.574 (計算値 0.6875

\* 「つり合い状態にある構造物に貯えられているひずみエネルギーを任意の点の変位で偏微分すると、その点に作用している、偏微分した変位に対応する集中外力が求まる」という定理<sup>9)</sup>

\*\* 荷重変位曲線 (図-10) でピークが2点以上ある場合、最初のピーク時における値を示す。

の 83.5%) , 標準偏差は 0.026 であった。

交差部での鉛直変位を0とする代わりに、交差部をばねと仮定する、すなわち交差部で反力に比例した変位が生じると仮定すると、中間反力/荷重は図-14 ようになる。ここで曲げヤング係数  $E$  は、試験結果より  $6.52\text{kN/mm}^2$  とした。また交差部のばね定数は  $15\text{kN/mm}$  および  $5\text{kN/mm}$  とした。このばね定数の値は図-15 に示す交差部反力と交差部変位\*の関係の実験結果に基づいて仮定した。

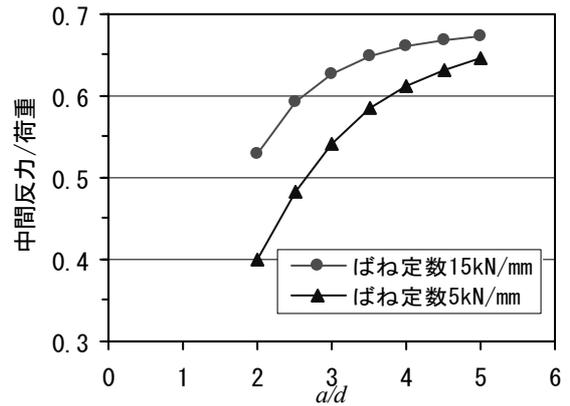


図-14 交差部をばねと仮定した計算結果

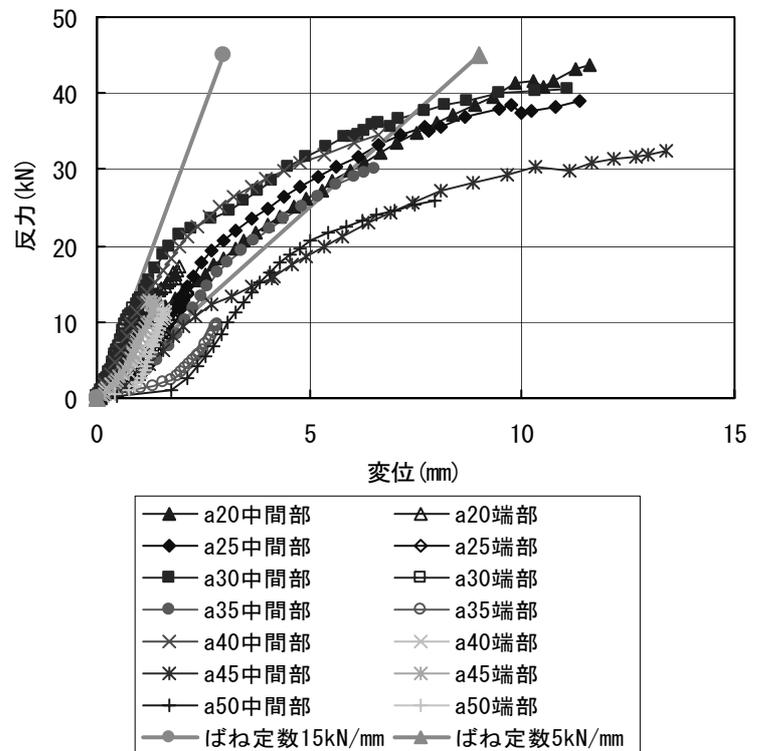


図-15 交差部での反力と変位 (実験結果)

\* 端部交差部反力は  $(P-R)/2$  とした。端部交差部変位は変位計⑤⑥⑦⑧の平均、中間交差部変位は変位計③④の平均とした。

図-14 から交差部をばねと仮定する影響は大きく、特に  $a/d$  が小さくなると  $R/P$  が減少する。ばね定数を大きめに  $15\text{kN/mm}$  と仮定した場合、 $a/d=2$  で  $R/P=0.530$  となり実験結果と近い値となる。しかし実験結果での  $a/d=4\sim 5$  における  $R/P$  の減少は、交差部のばねによる仮定では説明できない。

次に交差部の変位は 0 とし、せん断変形を考慮して計算すると、中間反力/荷重は図-16 のようになる。ここでせん断弾性係数  $G$  と曲げヤング係数  $E$  の比  $G/E$  は、木材での一般的な値である  $1/15$  または  $1/25$  と仮定した。

図-16 から、せん断変形を考慮した場合も、 $a/d$  が小さくなると  $R/P$  が減少する計算結果となる。その影響はばねの仮定の影響と比較して小さく、 $G$  を小さめに  $E/25$  と仮定した場合でも  $a/d=2$  で  $R/P=0.615$  であった。また実験結果での  $a/d=4\sim 5$  における  $R/P$  の減少は、ばねの仮定と同様、せん断変形を考慮しても説明できない。

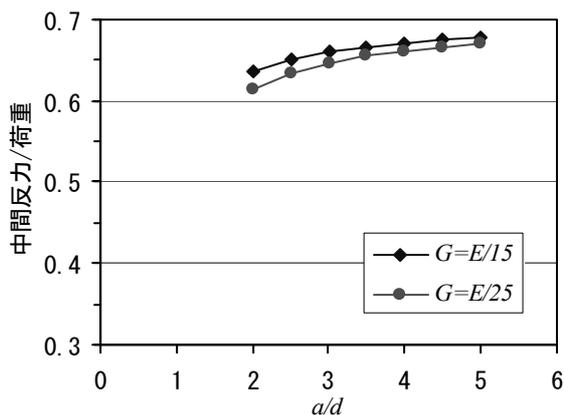


図-16 せん断変形を考慮した計算結果

$a/d=5$  の  $a50$  で  $R/P$  が小さかった、すなわち中間交差部が負担した反力が小さかった理由として、載荷初期に交差部材（ノッチあり）の下にわずかに隙間があった可能性がある。これは図-12 で載荷初期に交差部材（ノッチあり）の反力分担率が低いことと、図-15 で  $a50$  中間部で反力が上昇する前に約  $2\text{mm}$  の変位が生じていることから推測される。また図-15 では  $a35$  端部でも  $a50$  中間部と同様に初期変位が大きく、端部交差部に遊びがあった可能性があり、これは  $a35$  で  $R/P$  が大きかった理由の一つと考えられる。このような初期不整の影響のほか、表-3 に示したような中間交差部でのめり込みも  $R/P$  に影響したと考えられる。初期不整、めり込み、交差部のばね変形、試験体のせん断変形等の影響が複合して荷重ピーク時の  $R/P$  の平均値が

0.574 (計算値 0.6875 の 83.5%) という値になったと考えられる。

## (2) 応力の推定

図-6 に示した断面力分布に基づき、荷重が  $P$ 、中間反力が  $R$  のときの載荷点での曲げモーメントを  $(P-R)a/2$ 、中間での曲げモーメントを  $(P/2-R)a$  とする。また載荷点での試験体の断面を、載荷前に実測した直径を有する円と仮定して断面係数を求め、ノッチのある中間断面の断面係数はその  $1/2$  とする\*。また、曲げ応力と曲げモーメントの関係は

$$\sigma_b = M/Z \quad (2)$$

ここで  $\sigma_b$ : 曲げ応力

$M$ : 曲げモーメント

$Z$ : 断面係数 ( $=I/(d/2)$ )

$I$ : 断面 2 次モーメント

$d$ : 直径

と仮定する。これらの仮定に基づき、載荷点断面と中間断面での試験体の曲げ応力を推定した結果を図-17 に示す。図には載荷点断面下縁での引張応力と中間断面下縁での圧縮応力を示している。載荷点断面上縁での圧縮応力と中間断面上縁での引張応力は、図に示した値  $\times (-1)$  となる。

同様に図-6 の断面力分布に基づき、荷重が  $P$ 、中間反力が  $R$  のときの中間から載荷点までの区間でのせん断力の大きさを  $R/2$ 、載荷点から端部交差部までの区間でのせん断力の大きさを  $(P-R)/2$  とする。ノッチのある中間交差部および端部交差部の試験体の断面積は、載荷前に実測した直径を有する円の断面積の  $1/2$  とする。また、せん断応力とせん断力の関係は

$$\tau = \alpha V/A \quad (3)$$

ここで  $\tau$ : せん断応力

$\alpha$ : 断面形状で定まる係数で、円では 1.333

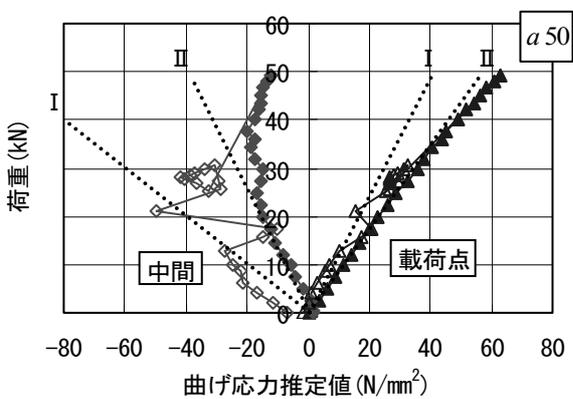
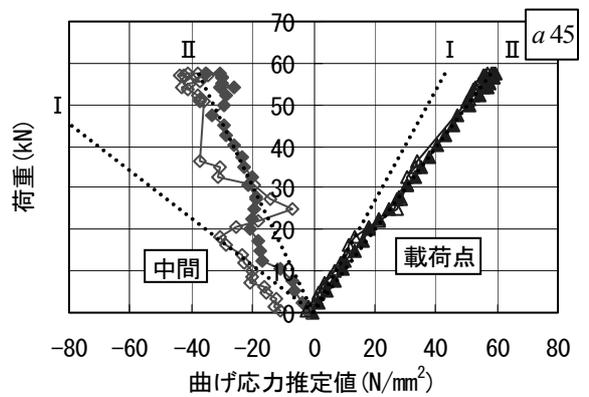
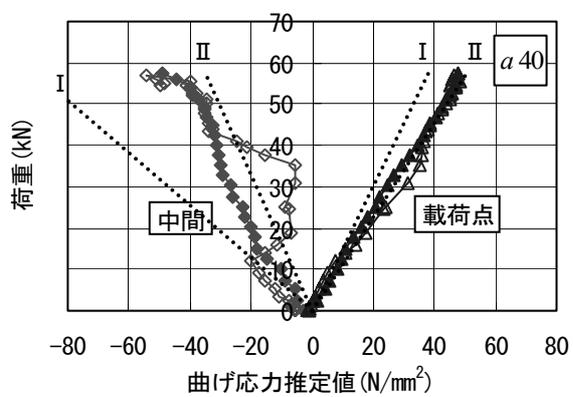
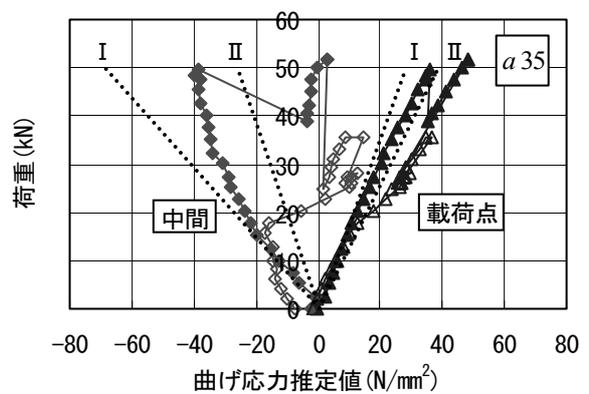
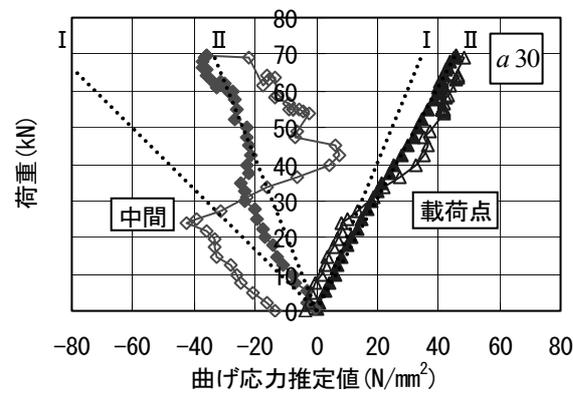
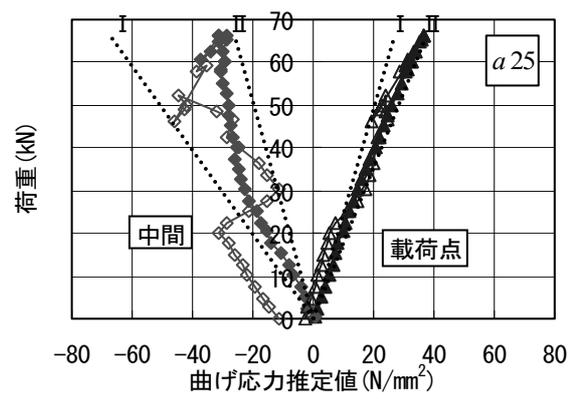
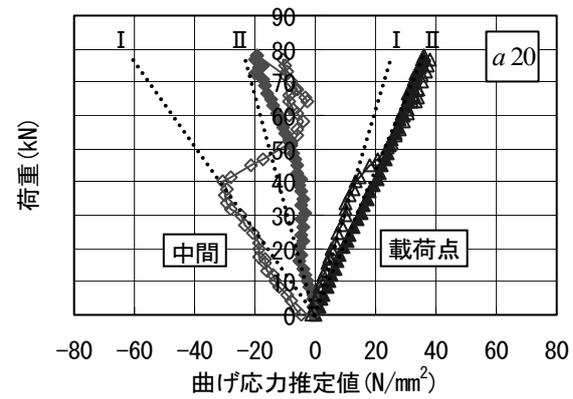
$V$ : せん断力

$A$ : 断面積

と仮定する。これらの仮定に基づき、せん断応力を推定した結果を図-18 に示す。図には中間交差部でのせん断応力を  $+$ 、端部交差部でのせん断応力を  $-$  で示している。

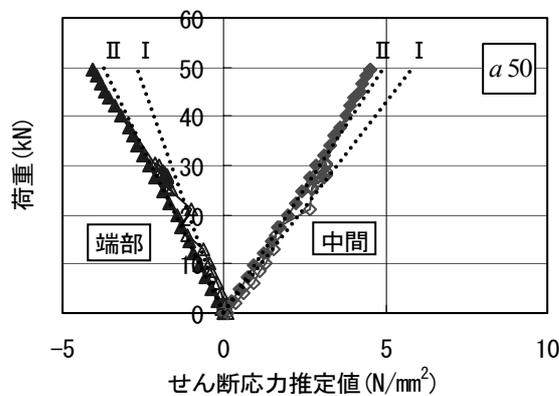
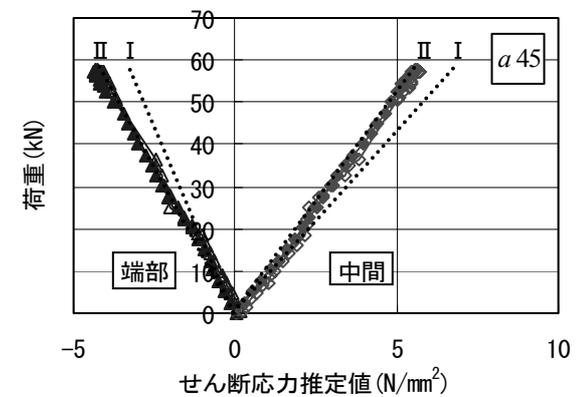
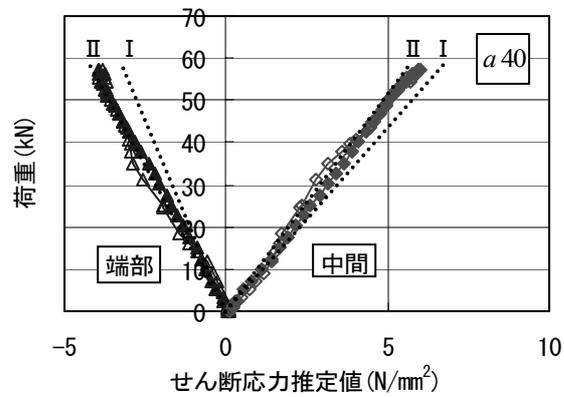
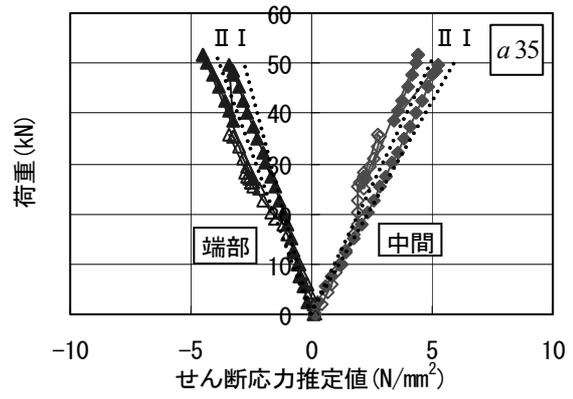
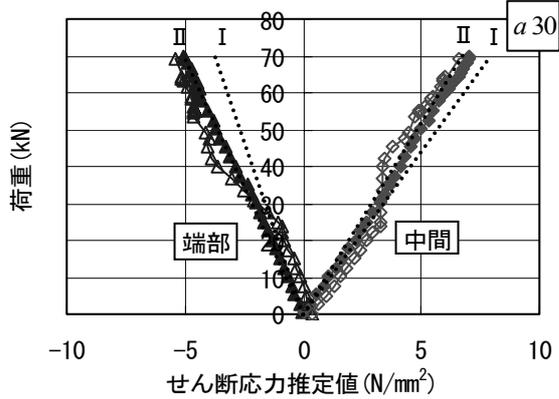
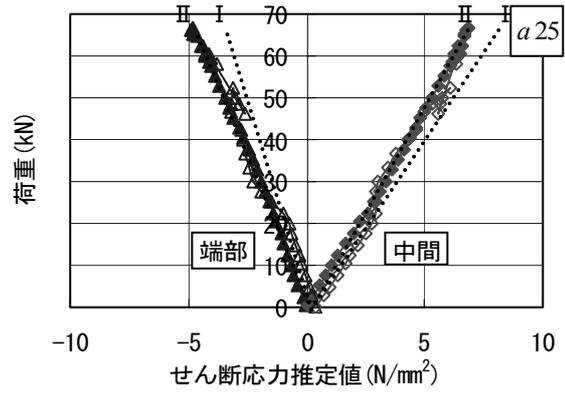
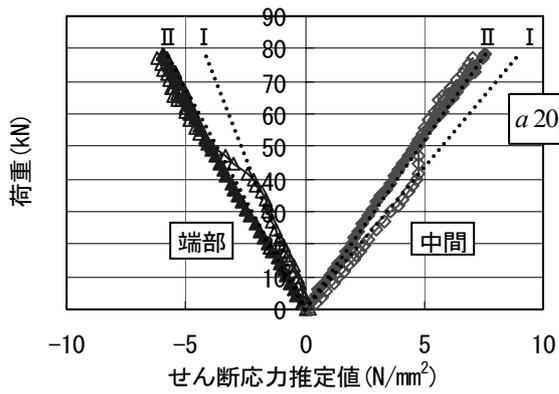
図-17、図-18 より、荷重ピーク時の曲げ応力、せん断応力は表-6 のような値であったことが推測される。これを図示すると図-19、図-20 となる。曲げ応力としては最大で  $62.7\text{N/mm}^2$  ( $a50$  の載荷点)、せん断応力としては最大で  $7.5\text{N/mm}^2$  ( $a20$  の中間) 程度の値であったと推測される。

\*めり込みによる断面の減少は考慮していない。



白抜きのプロット点は最大荷重以降の実験値  
 点線 I は  $R/P=0.6875$  と仮定した計算値  
 点線 II は  $R/P=0.574$  と仮定した計算値

図-17 試験体の載荷点断面と中間断面における曲げ応力（荷重と反力の測定値から推定）



白抜きのプロット点は最大荷重以降の実験値  
 点線 I は  $R/P=0.6875$  と仮定した計算値  
 点線 II は  $R/P=0.574$  と仮定した計算値

図-18 試験体の中間交差部と端部交差部におけるせん断応力 (荷重と反力の測定値から推定)

表-6 荷重ピーク時の応力推定値

試験体	曲げ応力(N/mm <sup>2</sup> )		せん断応力(N/mm <sup>2</sup> )	
	載荷点	中間	中間	端部
a20	36.3	19.4	7.5	5.9
a25	36.9	28.7	6.7	4.9
a30	45.8	35.9	7.0	5.1
a35	36.3	38.7	5.2	3.4
a40	47.8	48.9	5.9	3.9
a45	58.8	35.1	5.6	4.3
a50	62.7	12.2	4.5	4.1

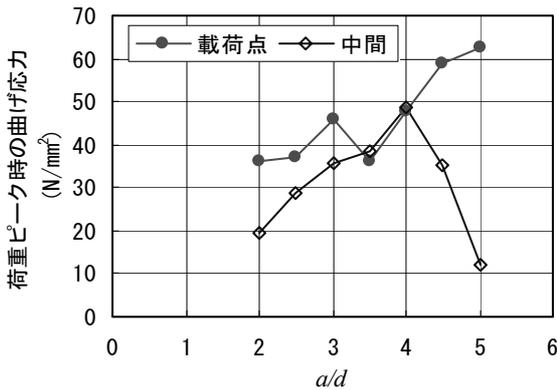


図-19 荷重ピーク時の曲げ応力推定値

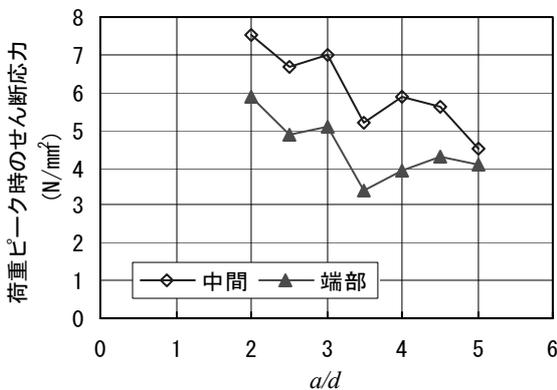


図-20 荷重ピーク時のせん断応力推定値

(3) 応力の推定値と設計基準強度の比較

日本建築学会の木質構造限界状態設計指針(案)・同解説<sup>10)</sup>の設計資料に、製材の基準特性値が示されている。その中の「機械等級に対応した針葉樹構造用製材の繊維方向特性値」の表から、カラマツが含まれる樹種グループの曲げ基準強度特性値を抜粋して表-7に示す。

等級 E05 は曲げヤング係数が 4kN/mm<sup>2</sup> 以上 6kN/mm<sup>2</sup> 未満, E07 は曲げヤング係数が 6kN/mm<sup>2</sup> 以上 8kN/mm<sup>2</sup> 未満, のように曲げヤング係数を 2kN/mm<sup>2</sup> ごとに区切って等級を区分している。この曲げヤング係数には、任意の実験条

件で得られた測定値を標準条件での値に調整した値が用いられる。標準条件とは含水率 15%、梁せい 150mm、スパン 2700mm の三等分点載荷であり、調整係数の算定式が与えられている。

今回、曲げヤング係数試験結果の平均値は 6.52kN/mm<sup>2</sup> であり、試験時の含水率が 23%であったとして標準条件(含水率 15%)での値に調整すると 7.15kN/mm<sup>2</sup> となる。このため今回の試験体の等級を E07 とすると、曲げ基準強度特性値  $F_{b,0.05}$  は 22N/mm<sup>2</sup> となる。

表-7 機械等級区分製材の曲げ基準強度特性値<sup>10)</sup> (抜粋)

樹種グループ	等級	曲げ基準強度特性値 (N/mm <sup>2</sup> ) $F_{b,0.05}$
S-E3: ヒノキ, ヒバ, カラマツ	E05	17
	E07	22
	E09	27
	E11	32
	E13	38

また、カラマツ製材のせん断基準強度特性値  $F_{s,0.05}$  としては、等級によらず 2.1N/mm<sup>2</sup> が与えられている。

含水率と強度の関係について、繊維飽和点(含水率約 28%)以下では、含水率 1%の増加に伴い曲げ強度は約 4%、せん断強度は約 3%減少し、繊維飽和点以上では含水率は強度にほとんど影響しないとする既往の知見がある<sup>11)</sup>。このため指針<sup>10)</sup>では、含水率調整係数  $K_m$  を常時湿潤条件下では 0.70、断続的湿潤条件下では 0.80 として基準強度特性値にかけることとしている。今回の試験体は気乾状態(含水率 15%前後)に達する前の状態で試験を行っており、その含水率は 23%程度であった。そこで、 $K_m=0.80$  とすれば  $K_m F_{b,0.05}=17.6 \text{ N/mm}^2$ ,  $K_m F_{s,0.05}=1.7 \text{ N/mm}^2$  となる。

曲げ破壊が卓越した  $a/d=3.5\sim 5.0$  の試験体の荷重ピーク時の破壊位置の曲げ応力は 38.7~62.7 N/mm<sup>2</sup> であり、 $K_m F_{b,0.05}=17.6 \text{ N/mm}^2$  の 2.2~3.5 倍であった。 $F_{b,0.05}$  は収集されたデータの 5%下限値として決定されている。正規分布を仮定すると 5%下限値 (EX5%) と平均値 ( $\mu$ ) と標準偏差 ( $\sigma$ ) の関係は、 $EX5\%=\mu-1.645\times\sigma$  となる。 $F_{b,0.05}$  の基になった収集データ<sup>10)</sup>を参照して変動係数(= $\sigma/\mu$ )を 0.2 とすると、 $\mu/EX5\%=1.49$  となる。この値よりも今回の破壊時曲げ応力/設計強度は大きかった。これは今回用いた試験材の(曲げ強度/曲げヤング係数)が一般的な値より大きめであったためと思われる。

せん断破壊が卓越した  $a/d=2.0\sim 3.0$  の試験体の荷重ピーク時の破壊位置のせん断応力は 6.7~7.5N/mm<sup>2</sup> であり、 $K_m$

$F_{s,0.05}=1.7 \text{ N/mm}^2$  の 3.9~4.4 倍であった。 $F_{s,0.05}$  は本来は実大材の短スパン曲げ荷重法などによる試験データの 5% 下限値として決定すべきであるが、現時点ではデータが不十分なため、無欠点小試験体（あて、腐れ、節、もめ、きず、割れ、脆心材などの欠点がない、一辺 20~30mm<sup>12)</sup>の一面せん断試験体）の試験データから決定されている。すなわち無欠点小試験体の平均強度にバラツキの係数 4/5、安全率 2/3、欠点による低減係数 0.50 をかけて求めている<sup>13)</sup>。したがって  $F_{s,0.05}$  は無欠点小試験体の平均強度の 4/15 であり、逆に無欠点小試験体の平均強度は  $F_{s,0.05}$  の 15/4=3.75 である。今回の試験体の破壊時せん断応力/設計強度はこの値と同程度であり、無欠点小試験体の平均強度に相当するせん断強度を有していたと推測される。

このように今回の実験での曲げ破壊応力は相当する曲げヤング係数等級の曲げ強度平均値よりも大きく、せん断破壊応力は無欠点小試験体の平均強度と同程度であった。したがって今回の実験のようにノッチの深さ方向に直角な方向に荷重が作用するときには、ノッチによる断面減少の影響として単純に断面積と断面係数の減少を考えればよく、応力集中を考慮して破壊強度を低減する必要はないと推測される。

#### (4) 中間反力の低減が応力に及ぼす影響

図-17、図-18 の点線 I は、交差部での鉛直変位とせん断変形を考慮せず  $R/P=11/16=0.6875$  と仮定したときの計算値を示す。実験値を示すプロット点と点線 I を比較すると、荷重点の曲げ応力はプロット点の値が大きく、中間の曲げ応力はプロット点の（絶対）値が小さい。また、中間のせん断応力はプロット点の値が小さく、端部のせん断応力はプロット点の（絶対）値が大きい。これは前述のように  $R/P$  の実験値が 0.6875 よりも小さかったことによる。荷重ピーク時での全試験体の  $R/P$  の平均値は  $R/P=0.574$  であり、この値を用いて応力を計算すれば点線 II のように荷重ピーク時では当然実験値（全試験体の平均値）と一致する。ただし各荷重段階および各試験体の  $R/P$  は変動するため点線 II と実験値にはずれが生じる。

応力を推定する際、前述のように、

$$\text{荷重点の曲げモーメント}=(P-R)a/2$$

$$\text{中間での曲げモーメント}=(P/2-R)a$$

$$\text{中間のせん断力}=R/2$$

$$\text{端部のせん断力}=(P-R)/2$$

と仮定している。ここで  $R/P=r$  とおいて  $R$  を消去すると、荷重点の曲げモーメント $= (1-r)Pa/2$

$$\text{中間での曲げモーメント}=(1/2-r)Pa$$

$$\text{中間のせん断力}=rP/2$$

$$\text{端部のせん断力}=(1-r)P/2$$

と表せる。すなわち荷重点の曲げモーメントと端部のせん断力は  $1-r$  に比例し、中間での曲げモーメントは  $1/2-r$  に比例し、中間のせん断力は  $r$  に比例する。荷重ピーク時での全試験体の  $r$  の平均値は 0.574 であったため、荷重点の曲げモーメントと端部のせん断力は  $r=0.6875$  とした場合の  $(1-0.574)/(1-0.6875)=1.36$  倍、中間での曲げモーメントは  $r=0.6875$  とした場合の  $(1/2-0.574)/(1/2-0.6875)=0.39$  倍、中間のせん断力は  $r=0.6875$  とした場合の  $0.574/0.6875=0.835$  倍となったことが推定された。

このように、実際の  $R/P$  が仮定値よりも小さいと荷重点の曲げモーメントと端部のせん断力は大きく（危険側に）なり、中間での曲げモーメントとせん断力は小さく（安全側に）なる。また  $R/P$  の影響度は中間での曲げモーメントに対して最も大きく、次に荷重点の曲げモーメントと端部のせん断力に対して大きく、中間のせん断力に対して最も小さい。中間での曲げモーメントとせん断力に関しては  $R/P$  の低下を無視しても安全側となるが、荷重点の曲げモーメントと端部のせん断力に関しては危険側となるので、設計においても  $R/P$  の低下を考慮することが望ましいと考えられる。ただし今回の実験での  $R/P$  の低減率 83.5% は特殊な条件下で得られた数値であり、普遍的に設計に使用できる数値を得るためには多様な条件下での実験データの蓄積が必要である。

## 4. 結論

本研究では、丸太組壁交差部を模した交差部を有する二径間連続梁試験体の荷重実験を行った。試験体には直径 10cm のカラマツ円柱加工材を用い、直径に対する荷重点と交差部の距離の比 ( $a/d$ ) を 2.0~5.0 の 7 通りに変化させた。本研究の結論を以下にまとめる。

- ① 試験体の中間反力  $R$  と荷重  $P$  の比 ( $R/P$ ) は、荷重ピーク時の全試験体の平均値で 0.574 であり、これは単純支持を仮定した計算値の 83.5% であった。初期不整、めり込み、交差部のばね変形、試験体のせん断変形等の影響が複合して  $R/P$  の減少が生じたと考えられる。
- ② 曲げ破壊が卓越した  $a/d=3.5\sim 5.0$  の試験体の曲げ破壊応力は 38.7~62.7 N/mm<sup>2</sup> であり、曲げ基準強度特性値  $K_m F_{b,0.05}=17.6 \text{ N/mm}^2$  の 2.2~3.5 倍であった。またせん断破壊が卓越した  $a/d=2.0\sim 3.0$  の試験体のせん断破

壊応力は $6.7\sim 7.5\text{N/mm}^2$ であり、せん断基準強度特性値 $K_m F_{s,0.05}=1.7\text{N/mm}^2$ の $3.9\sim 4.4$ 倍であった。今回の実験のようにノッチの深さ方向に直角な方向に荷重が作用する場合には、ノッチによる断面減少の影響として単純に断面積と断面係数の減少を考えればよく、応力集中を考慮して破壊強度を低減する必要はないと推測される。

- ③  $R/P$  が計算値の 83.5%になることにより、載荷点の曲げモーメントと端部のせん断力は計算値よりも 1.36 倍大きく（危険側に）なり、中間での曲げモーメントは計算値の 0.39 倍に小さく（安全側に）なり、中間でのせん断力は計算値の 0.835 倍に小さく（安全側に）なると推定された。危険側となる場合については、設計において  $R/P$  の低下を考慮することが望ましいと考えられる。ただし今回の実験での  $R/P$  の低減率 83.5%は特殊な条件下で得られた数値であり、普遍的に設計に使用できる数値を得るためには多様な条件下での実験データの蓄積が必要である。

## 5. あとがき

今回の荷重・計測方法で、交差部を含む二径間連続梁要素の破壊状況の検討が可能であることが分かった。今後この実験方法を用い、樹種、等級、直径等を変化させた多くの試験体の荷重実験を行い、交差部の力学特性を適切にモデル化することにより、合理的な設計法を構築することが課題である。また今回は梁要素に限定して検討したが、丸太を井桁に組んで内部に注水する等の方法により、丸太組の全体系としての変形特性、止水性能等を検討することも今後の課題として考えられる。

(2006年2月10日受付)

## 謝辞

技研資料としての取りまとめにあたり、白石悟地盤・構造部長、林洋介施工・制御技術部長、細川恭史理事に査読していただき、貴重なご意見をいただきました。ここに記して感謝の意を表します。

## 参考文献

- 1) 鋸谷茂, 大内正伸: 図解 これならできる山づくり 人工林再生の新しいやり方, (社)農山漁村文化協会, 2003年12月
- 2) (財)日本住宅・木材技術センター, (社)日本木材加工技術協会: 平成15年度林野庁補助事業「人に優しい木質資材公共利用促進技術開発事業」成果報告書, 2004年3月
- 3) (財)河川環境管理財団: 河川・砂防工事における木材活用法ガイドブック(案), 山海堂, 2004年12月
- 4) 山田昌郎: 無処理木材および木粉プラスチック複合材の海洋環境での耐久性試験, 港湾空港技術研究所資料 No.1045, 2003年3月
- 5) 山田昌郎: 無処理木材および木粉プラスチック複合材の海洋環境での耐久性試験(その2), 港湾空港技術研究所資料 No.1117, 2006年3月
- 6) (社)日本港湾協会編, 国土交通省近畿地方整備局神戸港湾事務所発行: みなと読本(兵庫のみなど, その歴史を訪ねて...), 2004年4月
- 7) 国土交通省国土技術政策総合研究所, 建築研究所, 日本建築行政会議, 日本建築センター, ログハウス協会編: 2003年版 丸太組構法技術基準解説及び設計・計算例, 2003年2月, 工学図書
- 8) 山田昌郎: 丸太組構法を用いた港湾用ケーソンの試設計, 第8回木質構造研究会技術発表会技術報告集, pp.30-33, 2004年12月
- 9) 西野文雄, 長谷川彰夫: 新体系土木工学7 構造物の弾性解析, 技報堂出版, 1983年6月
- 10) 日本建築学会: 木質構造限界状態設計指針(案)・同解説, 2003年10月
- 11) 伏谷賢美ほか: 木材の物理, 文永堂出版, 1985年9月
- 12) 日本規格協会: 木材の試験方法 JIS Z 2101, 1994年2月改正
- 13) 日本建築学会: 木質構造設計規準・同解説, 1995年1月

港湾空港技術研究所資料 No.1132

2006.6

編集兼発行人 独立行政法人港湾空港技術研究所

発行所 独立行政法人港湾空港技術研究所  
横須賀市長瀬3丁目1番1号  
TEL.046(844)5040 URL.http: www.pari.go.jp

印刷所 ニッセイエプロ株式会社

Copyright © (2006) by PARI

All rights reserved. No part of this book must be reproduced by any means without the written permission of the President of PARI.

この資料は、港湾空港技術研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部または一部の転載、複写は港湾空港技術研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。