HOKKAIDO UNIVERSITY

Title	テーパー部材をもつ木造ラーメンの剛性と強度：第2報 三鉸節山形ラーメン
Author(s)	宮島, 寛; 松本, 弘毅
Citation	北海道大學農學部 演習林研究報告, 29(1), 99-119
Issue Date	1972-01
Doc URL	http://hdl.handle.net/2115/20900
Type	bulletin (article)
File Information	29(1)_P99-119.pdf

Instructions for use

Hokkaido University Collection of Scholarly and Academic Papers : HUSCAP

テーパー部材をもつ木造ラーメンの剛性と強度

第2報　三鉸節山形ラーメン*

宮島　寛** 松本弘毅***

Stiffness and Strength of Wooden Rigid Frames with Tapered Members

Report 2. Three-Hinged Gable Frames*

By

Hiroshi MIYAJIMA** and Koki MATSUMOTO***

目　次

緒　言 …… 100
1. 材料および方法 …… 100
1.1 部材の製造 …… 100
1.2 部材剛性試験 …… 101
1.3 試験体の組立 …… 102
1.4 試験体の種類 …… 103
1.5 試験体の剛性試験 …… 103
1.6 破壊試験 …… 104
2. 計　算 …… 104
3. 結果および考察 …… 106
3.1 部材剛性 …… 106
3.2 試験体の剛性 …… 107
3.2.1 水平荷重のばあい …… 107
3.2.2 屋根の片側に垂直荷重が加えられるばあい …… 108
3.2.3 屋根の両側に垂直荷重が加えられるばあい …… 109
3.3 試験体の強度 …… 111

---

* 要旨を第21回日本木材学会大会（名古屋）で発表した。
This report was presented at the 21st Annual Meeting of the Japan Wood Research Society, Apr. 1971 (Nagoya),

** 北海道大学農学部林産学科　木材加工学教室　助教授　林学博士
Assist. Prof., Dr. of Forestry, Inst. of Wood and Wood Products Engineering, Dept. of Forest Products, Faculty of Agriculture, Hokkaido University.

*** 同上　助手
Assistant, ditto.

3.4 部材の強度 …… 113
3.5 接着力 …… 114
結言 …… 114
文献 …… 114
Summary …… 115

緒言

テーパー部材をもつ木造ラーメンの剛性と強度に関する研究を，前報[2]の門形ラーメンのばあいに引き続き，合板ガセット接着法による三鉸節山形ラーメンについて行なったものである。通常，この種のラーメンとしてはわん曲集成材によるものがあるが，このばあいは製造上の都合から一般には目切れ面が外側に現われ，とくに曲げモーメントの大きい肩部においてそれが著しくなる。この目切れによる強度低下はかなり大きいと推察されるので，わん曲集成材による山形ラーメンではこの補強が当面の課題のひとつとして挙げられる。本研究において用いた合板ガセット接着法による山形ラーメンでは目切れ面における繊維傾斜角度は小さく，その強度に及ぼす影響もあまり大きくないとみられるが，これにおいても一応，そのテーパー面を補強したものも作製して，その効果も検討した。また，等断面材によるものについては既往の研究結果[1]を用いて本試験のばあいと比較した。

本試験を行なうにあたり，終始ご懇切な指導を賜わった当教室沢田稔教授に対して心から感謝の意を表するとともに，実験にあたっては上田恒司助手をはじめ当教室の大学院学生藤井毅、綿貫幸宏，飯島泰男，高田　光，渡辺　剛の諸君の協力をえた。ここに記してお礼を申し上げる次第である。

1. 材料および方法

試験体は Fig. 1 に示すとおりで，アンカーしたスチールチャンネル上に，ピン支点金具を用いて立て，頂点もピン接合金具によって接合した。部材の肩の部分の接合は合板ガセット接着法によった。これら部材の製造方法，試験体の組立て試験方法などを以下に述べる。

1.1 部材の製造

本試験に使用した部材はすべて集成材で，その材料には Sitka spruce (*Picea sitchensis* CARR.) の小節以上の品質の人工乾燥材を用いた。このラミナの仕上げ寸法は厚さ 21 mm，幅 120 mm，長さ 185 cm で，数は 32 枚である。これらについて比重，平均年輪幅，曲げヤング係数および欠点を測定した。部材におけるラミナの組合わせはヤング係数および欠点によった。ラミナの平均年輪幅，比重，含水率（試験終了後，部材をラミナごとに分割し，全乾法によって測定したもの）およびヤング係数の総括を Table 1 に示す。ここにみられるように，年輪幅は一般に狭く，平均 1.5 mm で，ヤング係数は道産エゾマツ材より大きく，$104 \sim 175 \times 10^3$ kg/cm^2 の範囲にあった。

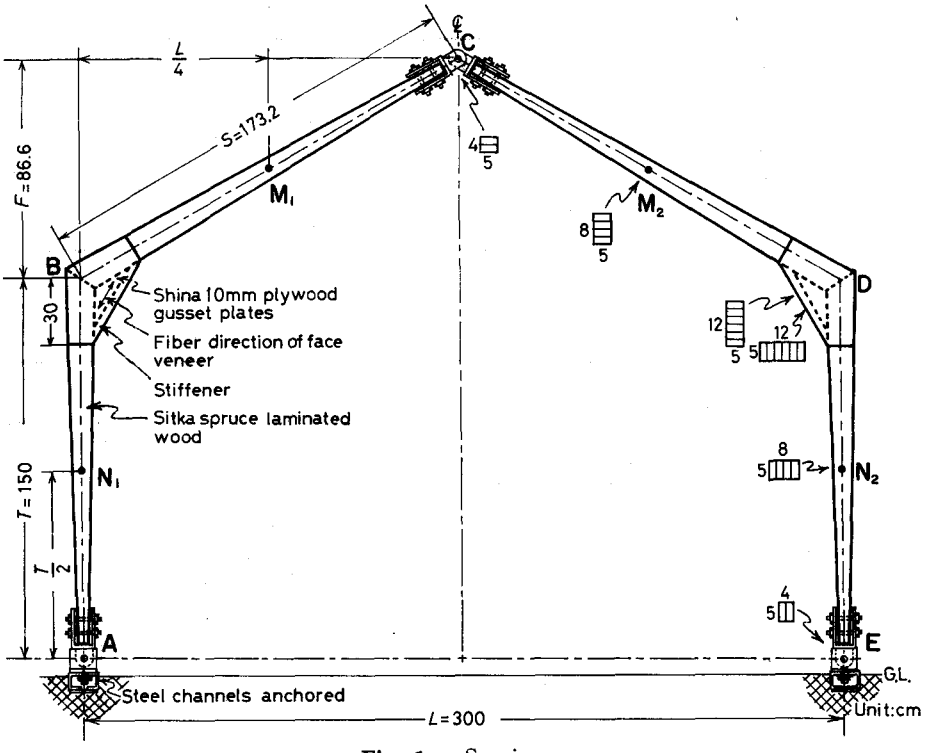

Fig. 1. Specimen.

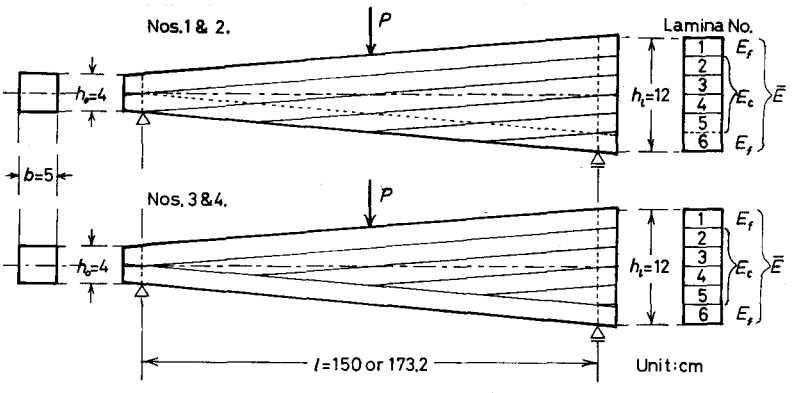

Fig. 2. Schematic views of the arragement of laminae and of the flexural rigidity test for members.

このラミナを Fig. 2 および Table 2 に示すように配列し，各部材を製作した。製作方法は既往のテーパービーム[3]のばあいと同じである。使用接着剤は尿素樹脂系（アイカユリ 108）である。テーパーの度合は柱 (leg) 材，斜材 (rafter) 材ともに，Fig. 2 に示すせいについて，$h_l=12$ cm，$h_0=4$ cm で，$\beta=(h_l-h_0)/h_0=2.0$ である。

1.2 部材剛性試験

上述の部材について，試験体組立て前に，スパン (l) を斜材 173.2 cm，柱材 150 cm とし

Table 1. Summary of properties of laminae

	Av.	Max.	Min.
Av. ring width R_w (mm)	1.5	4.2	0.3
Specific gravity r_u	0.44	0.53	0.37
Moisture content u (%)	7.6	9.5	6.0
M.O.E. E (10^3 kg/cm^2)	129	174	104

(Remarks) Size of lamina: 2×12×185 (cm^3), number: 32.

Table 2. Arrangement of laminae in tapered members

Frame No.		1	1	2	2	3	3	4	4
Member		AB, BC	CD, DE	AB, BC	CD, DE	AB, DE	BC, CD	AB, DE	BC,CD
Modulus of elasticity (10^3 kg/cm^2)	E_1	130	132	130	134	156	148	158	141
	E_2	122	128	129	109	114	114	115	114
	E_3	104	119	123	117	125	126	126	125
	E_4	121	128	120	127	126	125	125	126
	E_5	128	121	127	120	115	114	114	114
	E_6	119	104	117	123	136	155	174	135
	E_f	124	127	127	127	146	151	166	138
	E_c	119	126	126	114	118	118	119	118
	$\bar{E}$	123	126	126	125	140	144	157	129

(Remarks) f: face, c: core, $\bar{E}$: apparent value of M.O.E., calculated by Eq. (1).

て，それぞれ中央集中荷重 (P) による曲げ剛性試験を行ない，荷重 10 kg ごとに 100 kg まで，スパン中央のたわみをダイヤルゲージで測定し，ラミナの数値からの計算値と比較した。このたわみの計算値はつぎのように求められる。まず，テーパー部材の見かけのヤング係数 ($\bar{E}$) を

$$\bar{E}=\frac{\int_0^l (E_fI_f+E_cI_c)_x\,dx}{\int_0^l I_x\,dx} \tag{1}$$

とおけば

$$\delta=\frac{Pl^3}{4\bar{E}I_l}\left(1+\frac{1}{\beta}\right)^3\left\{\ln(1+\beta)-\frac{2}{2+\beta}\right\} \tag{2}$$

ここに E はヤング係数，I は断面二次モーメント，添字 f および c はそれぞれ面材および芯材，I_l は部材のせいが h_l の位置における断面二次モーメント，$\beta=(h_l-h_0)/h_0$ で h_l および h_0 は部材の支点上のせいで Fig. 2 に示す。

1.3 試験体の組立

これらの部材の接合は合板ガセット接着法により行なった。ガセット板には前報[2] のばあいと同様，北海道立林産試験場製造の 2 mm シナ単板 5 ply 10 mm 厚合板をダブルガセットと

Table 3. Properties of Shina-plywood for gusset plates

	Av.	Max.	Min.
Thickness (mm)	10.00	10.00	10.00
Sp. gr. r_u	0.55	0.57	0.53
M.O.E. E (10^3 kg/cm^2)	102	112	94

して用い，その自由縁での座屈防止のため，試験体と同一幅で，せいが約5 cmのエゾマツ材をstiffenerとして，その間に挿入した（Fig. 1）。ガセット板の厚さ，寸法，接着面積は既往の研究結果に基づいて，部材の曲げ強さの最大値が600 kg/cm^{2}程度になるまでの荷重に耐えうるよう設計した。接着にあたっては部材およびガセットの両面に尿素樹脂接着剤（アイカユリ108）を塗布し，接着面積20 cm^{2}当り，長さ32 mmの釘1本を用いて，釘打ち圧締した。ガセット板に用いた合板の厚さ，比重およびヤング係数をTable 3に示す。この表に示す比重（r_u）およびヤング係数（M.O.E. 接着層が水平のばあいで，前報[2] Table 3の${}_HE_1$に相当）は前報[2]のばあいより若干大であった。

1.4 試験体の種類

試験体の数は4連で，No. 1および2はテーパー面を切断したままの補強していないもので，この面が外側になるように組立てた。No. 3および4はテーパー面に同じSitka spruceの20 mm厚ラミナを補強のため接着したもの。この補強面が外側になるよう組立てた。

1.5 試験体の剛性試験

Fig. 3の(1), (2)および(3)に示す剛性試験を行なった。まず，(3)に示す肩部に対する水平荷重を10 kgの分銅を用いて滑車により100 kgまでかけた。この試験はB点とD点（Fig. 1参照）について行ない，それぞれB点とD点における水平変位をダイヤルゲージ（1/100 mm目盛，30 mmストローク）により測定した。つぎに，同じく10 kg分銅により，M_1またはM_2点に対する垂直荷重試験(2)を行なった。このばあいは荷重点（M_1またはM_2）およびC点における垂直方向変位，B点およびD点における水平方向変位を同様のダイヤルゲージにより測定した。荷重は10 kgごと100 kgまでである。最後に2連1組として，(1)に示すM_1およびM_2にそれぞれ$P/2$ずつの荷重をかける剛性試験を東京衡機製構造物負荷試験装置（5トン油圧ジャッキ2個使用）を使用して行なった。この試験では，まず荷重（P）50 kgごとに500 kgまでかけ，これを100 kgごと0までもどし，つぎに50 kgごと1000 kgまでかけ，再び100 kgごと0までもどし，ともに試験体のM_1, M_2およびC点における垂直方向変位，B, D, N_1およびN_2点における水平方向変位をそれぞれ前記同様のダイヤルゲージによって測定した。この500 kgおよび1000 kgの荷重において，試験体における曲げ応力の最大値はそれぞれスプルース（エゾマツ，トドマツと同グループ）集成材の許容応力度*の長期（${}_Lf_b$=100 kg/cm^2）お

* 建設省東住指発第788号（45. 5. 14）により認定されたもの。

よび短期荷重 ($_Sf_b$=200 kg/cm^2) に対する値にほぼ相当する。

1.6 破壊試験

上述の最後の剛性試験終了後，同一の方法で破壊試験を行なった。このばあい，荷重100 kg ごとに破壊にいたるまで，C 点の垂直変位，B および D 点における水平変位をそれぞれ 1 mm 目盛の物差しにより測定した。この試験はまず No. 1 と No. 2 試験体を，つぎに No. 3 と No. 4 について，3回目にはこの両試験で破壊しなかった No. 2 と No. 4 について行なった。最後に No. 4 が破壊せずに残った。

この試験終了後，破壊した試験体を解体し，破壊していない部材について曲げ破壊試験を行ない，曲げ強さ δ_b を求め，さらにブロックせん断試験片を採取し，集成材製造時の接着力(一次) と補強ラミナ接着時の接着力 (二次) との比較をした。また，ラミナごとに分割し，全乾法によって含水率を測定した。

2. 計　　算

本試験体は静定ラーメンであるので，釣合条件のみで，各種荷重に対する支点反力 (V_A, V_E, H_A, H_E) およびモーメント (M) が Fig. 3 に示すように求められる。

前述の各種剛性試験における各点のたわみはつぎのように計算される。ここでは曲げモーメントによるたわみが支配的となり，せん断たわみおよび軸方向力によるたわみはほとんど無視できると考えられるので，曲げたわみによるもののみを $\delta=\sum\int M\overline{M}/EI_x\,dx$ によって計算した。

まず，部材 AB の A 点 (支点) のせいを h_{AB}, B 点のそれを h_{BA}, 部材 CD の C および D 点ではそれぞれ h_{CD} および h_{DC}, 部材 CD, DE についても同様の表わし方をし，かつ幅は b で一定とすれば，各部材の断面二次モーメントはつぎのように表わされる。AB 部材の B 点で

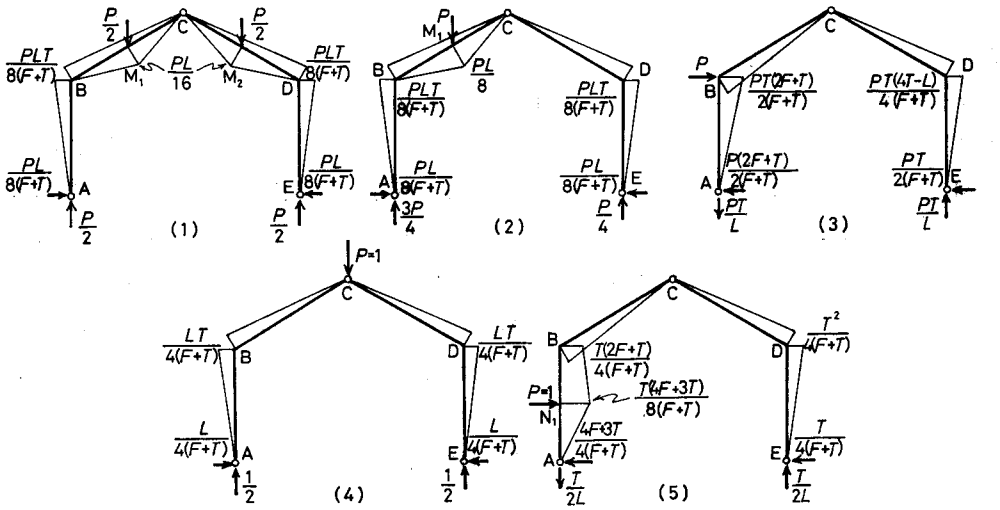

Fig. 3.　M & $\overline{M}$ diagrams.

は $I_{BA}=h_{BA}^3\,b/12$, BC 部材の B 点では $I_{BC}=h_{BC}^3\,b/12$, CD 部材の D 点では $I_{DC}=h_{DC}^3\,b/12$, DE 部材の D 点では $I_{DE}=h_{DE}^3\,b/12$ である。また，各部材の見かけのヤング係数 $\bar{E}$ を (1) 式によって計算し，$\beta_1=(h_{BA}-h_{AB})/h_{AB}$ または $\beta_1=(h_{DE}-h_{ED})/h_{ED}$, $\beta_2=(h_{BC}-h_{CB})/h_{CB}$ または $\beta_2=(h_{DC}-h_{CD})/h_{CD}$, 剛比として $k_1=(\bar{E}I_{BA}S)/(\bar{E}I_{BC}T)$, $k_2=(\bar{E}I_{DE}S)/(\bar{E}I_{DC}T)$, $k=(k_1+k_2)/2$ とおけば各種荷重に対する各点のたわみは Fig. 3 の M および $\bar{M}$ 図からつぎのように計算される。

(a) 肩部に水平荷重が加えられるばあい

Fig. 3 (3) に示すように B 点に水平荷重 P が加えられるばあいの B 点および D 点の水平方向変位は同図からつぎのように求められる。

$$\delta_B=\frac{PT^3}{4(F+T)^2}\left\{\frac{(2F+T^2)(\phi_{1-1}+k_1\phi_{1-2})}{\bar{E}I_{BA}}+\frac{(4T-L)^2(\phi_{1-1}+k_2\phi_{1-2})}{4\bar{E}I_{DE}}\right\} \tag{3}$$

$$\delta_D=\frac{PT^3(2F+T)(4T-L)}{8(F+T)^2}\left(\frac{\phi_{1-1}+k_1\phi_{1-2}}{\bar{E}I_{BA}}+\frac{\phi_{1-1}+k_2\phi_{1-2}}{\bar{E}I_{DE}}\right) \tag{4}$$

(b) 屋根の片側に垂直荷重が加えられるばあい

Fig. 3 (2) に示すように M_1 点に荷重 P が加えられるばあいの B 点および D 点の水平方向変位 δ_B および δ_D は同図 (2)・(3) から，荷重点 M_1 および頂点 C における垂直方向変位 δ_{M1} および δ_C は同図 (2) および (2)・(4) から，それぞれつぎのように求められる。

$$\delta_B=\frac{PLT^2}{32(F+T)^2}\left[\frac{2(2F+T)}{\bar{E}I_{BA}}\left\{-T(\phi_{1-1}+k_1\phi_{1-2})+2k_1(F+T)\phi_{2-2}\right\}+\frac{T(4T-L)}{\bar{E}I_{DE}}(\phi_{1-1}+k_2\phi_{1-2})\right] \tag{5}$$

$$\delta_D=\frac{PLT^2}{32(F+T)^2}\left[\frac{4T-L}{\bar{E}I_{BA}}\left\{-T(\phi_{1-1}+k_1\phi_{1-2})+2k_1(F+T)\phi_{2-2}\right\}+\frac{2T(2F+T)}{\bar{E}I_{DE}}(\phi_{1-1}+k_2\phi_{1-2})\right] \tag{6}$$

$$\delta_{M1}=\frac{PL^2T}{64(F+T)^2}\left[\frac{1}{\bar{E}I_{BA}}\left\{T^2(\phi_{1-1}+k_1\phi_{1-2})-4k_1T(F+T)\phi_{2-2}+4k_1(F+T)^2\phi_{3-2}\right\}+\frac{T^2(\phi_{1-1}+k_2\phi_{1-2})}{\bar{E}I_{DE}}\right] \tag{7}$$

$$\delta_C=\frac{PL^2T^2}{32(F+T)^2}\left[\frac{1}{\bar{E}I_{BA}}\left\{T(\phi_{1-1}+k_1\phi_{1-2})-2k_1(F+T)\phi_{2-2}\right\}+\frac{T}{\bar{E}I_{DE}}(\phi_{1-1}+k_2\phi_{1-2})\right] \tag{8}$$

このばあいの B 点の変位の方向は同図 (3) の荷重方向と同じであり，また D 点はこれと同じ方向で，ここでは外側へ変位する。

(c) 屋根の両側に垂直荷重が加えられるばあい

Fig. 3 (1) の荷重条件のときで，このばあいは左右対称となるので，変位を N_1 点と N_2 点

の平均 δ_N(水平変位)，B 点と D 点の平均 $\delta_{B(D)}$(水平変位)，荷重点 M_1 と M_2 の平均 δ_M(垂直変位) および頂点 C では δ_C(垂直変位) と表わせば，それぞれつぎのようになる。

$$\delta_N = -\frac{PLFT^2}{16(F+T)\bar{E}I_{BA}}\left\{\frac{T}{F+T}\phi_{1-1}+\frac{T}{F}\phi_{2-1}+k\left(\frac{T}{F+T}\phi_{1-2}-\phi_{2-2}\right)\right\} \quad (9)$$

$$\delta_{B(D)} = -\frac{PLT^3}{8(F+T)\bar{E}I_{BA}}\left\{\frac{F}{F+T}\phi_{1-1}+k\left(\frac{F}{F+T}\phi_{1-2}-\frac{F}{T}\phi_{2-2}\right)\right\} \quad (10)$$

$$\delta_M = \frac{PL^2T}{32\bar{E}I_{BA}}\left[\left(\frac{T}{F+T}\right)^2\phi_{1-1}+k\left\{\left(\frac{T}{F+T}\right)^2\phi_{1-2}-\frac{2T}{F+T}\phi_{2-2}+\phi_{3-2}\right\}\right] \quad (11)$$

$$\delta_C = \frac{PL^2T^2}{16(F+T)\bar{E}I_{BA}}\left\{\frac{T}{F+T}\phi_{1-1}+k\left(\frac{T}{F+T}\phi_{1-2}-\phi_{2-2}\right)\right\} \quad (12)$$

ここで (9) および (10) 式における (−) は変位の方向が同図 (3) および (5) の荷重方向と逆であることを示す。

上式において

$$\phi_1 = \left(1+\frac{1}{\beta}\right)^3\left\{\ln(1+\beta)-\frac{\beta(2+3\beta)}{2(1+\beta)^2}\right\}$$

$$\phi_2 = \left(1+\frac{1}{\beta}\right)^3\left\{\ln\frac{(2+\beta)^2}{4(1+\beta)}-\frac{\beta^2}{2(1+\beta)(2+\beta)}\right\}$$

$$\phi_3 = \left(1+\frac{1}{\beta}\right)^3\left\{\ln(1+\beta)-\frac{2\beta}{2+\beta}\right\}$$

ただし，$\beta>0$ であり，ϕ_1 に β_1 を入れたときは ϕ_{1-1}，β_2 を入れたときは ϕ_{1-2} とする。また，等断面材 ($\beta=0$) のときは $\phi_1=1/3$，$\phi_2=1/8$，$\phi_3=1/12$ とすればよい。

破壊試験は Fig. 3 (1) に示す荷重の加え方によって行なったが，このばあい曲げモーメントの最大値 $M_{\max}$ は B および D 点に生じ，曲げ応力の最大値 $\sigma_{b-\max}=M_x/Z_x$ は柱材のせいが $2h_{AB}$ または $2h_{ED}$ のところに発生し，その位置はこの試験体では $\beta=2.0$ であるので，AB および ED 部材の中央部 (N_1 および N_2 点) に相当する。したがって，$\sigma_{b-\max}=M_{T/2}/Z_{T/2}$ となり，ここに，$M_{T/2}=PLT/16(F+T)$，$Z_{T/2}=2bh_{AB}^2/3$ であるので

$$\delta_{b-\max} = \frac{3PLT}{32(F+T)bh_{AB}^2} \quad (13)$$

となる。

3. 結果および考察

3.1 部材剛性

部材寸法，比重および曲げ剛性試験結果を Table 4 に示す。

ここで，テーパー面を同一樹種の Spruce 材で補強した No. 3 および 4 において，比重，剛性 ($\bar{E}I_l$) ともに No. 1 および 2 より大きく，材質的にすぐれたものが用いられているので，テーパー面補強の効果を実験的に検討するには必ずしも適切なラミナの組合せではなかった。

この試験における中央部のたわみの実験値 (δ_{Exp}) と計算値 (δ_{Cal}) の比は 0.96〜1.14 の範

Table 4. Flexural rigidities of tapered members

Frame No.	Member	l (cm)	b (cm)	h_0 (cm)	$h_{l/2}$ (cm)	h_l (cm)	r_u	$\bar{E}I_l$ (10^6 kg cm^2)	δ_{Cal} (10^{-3} cm/10 kg)	δ_{Exp}	$\frac{\delta_{Exp}}{\delta_{Cal}}$
1	AB	150	4.990	3.935	8.000	11.950	0.44	88.4	31.8	31.8	1.00
	DE	150	4.925	4.015	7.990	11.980	0.44	89.1	31.5	35.8	1.14
	BC	173.2	4.990	4.025	8.000	12.025	0.44	88.4	48.9	53.8	1.10
	CD	173.2	4.930	3.965	8.000	11.920	0.43	89.5	48.3	48.4	1.00
2	AB	150	5.000	3.980	8.000	12.060	0.43	90.7	31.0	30.0	0.97
	DE	150	4.880	4.105	8.000	11.955	0.43	87.8	32.0	33.7	1.05
	BC	173.2	5.000	4.055	8.000	12.055	0.43	90.7	47.7	47.5	1.00
	CD	173.2	4.880	4.105	8.000	11.930	0.43	87.8	49.2	50.2	1.02
3	AB	150	5.000	4.010	8.000	12.015	0.45	100.8	27.8	30.4	1.09
	DE	150	5.020	4.040	8.000	12.030	0.45	101.2	27.7	28.3	1.02
	BC	173.2	5.015	3.970	8.000	12.040	0.44	93.0	46.4	45.0	0.97
	CD	173.2	5.015	3.970	8.000	12.040	0.44	93.2	46.4	44.4	0.96
4	AB	150	5.010	4.060	8.000	11.990	0.45	113.2	24.8	27.4	1.10
	DE	150	5.005	4.045	8.000	11.985	0.45	113.2	24.8	24.9	1.00
	BC	173.2	5.010	4.040	8.000	11.985	0.47	103.8	41.6	40.5	0.97
	DC	173.2	5.000	4.000	8.000	11.985	0.46	103.7	41.7	41.9	1.00
Av.							0.46				1.02

(Remarks) l: span, b: av. width, h_0 & h_l: heights on both supports with a span l, $h_{l/2}$: height at the mid-span, r_u: specific gravity at the time of test, I_l: moment of inertia$=bh_l^3/12$, Cal: calculated value, Exp: experimental value.

囲にあって，平均1.02であり，平均的には両者はほぼ一致したといえる。ここで，両者の値に大きな差があったNo. 1のDE部材（その比は1.14），同BC部材（1.10），No. 4のAB部材（1.10）ではラミナのヤング係数がやや大きく測定されたものと推察される。しかし，実験値と計算値とがこの程度の範囲にあれば，ラーメンの剛性計算に，この$\bar{E}I_l$を用いることができ，かつかなりの精度を期待できよう。

3.2 試験体の剛性

3.2.1 水平荷重のばあい

Fig. 3 (3) に示す肩部（BまたはD点）に対する水平荷重のばあいの結果をTable 5に示す。まず，B点に荷重をかけたばあいのBおよびD点の水平変位についてみると，荷重がかけられたB点の変位はD点のそれの約30%大である。また，実験値と計算値の比は0.81～0.88で，いずれも実験値の方が小さい。これは第1報[2]のばあいと同じく，合板ガセットによる剛性向上の効果が現われたものと考えられる。

D点に荷重を加えたばあいも前記とほぼ同様の結果となっている。

Table 5. Deflections of frames by a horizontal load

	Frame No.		1	2	3	4	Av.
Load at B	Deflection (10^{-3} cm/10 kg)	$\delta_{B(Cal)}$ (1)	330	324	302	270	
		$\delta_{B(Exp)}$ (2)	287	278	251	248	
		$\delta_{D(Cal)}$ (3)	251	250	231	207	
		$\delta_{D(Exp)}$ (4)	219	212	186	182	
	(2)/(1)		0.87	0.86	0.83	0.77	0.83
	(4)/(3)		0.87	0.85	0.81	0.88	0.85
Load at D	Deflection (10^{-3} cm/10 kg)	$\delta_{B(Cal)}$ (5)	251	250	231	207	
		$\delta_{B(Exp)}$ (6)	219	209	186	178	
		$\delta_{D(Cal)}$ (7)	327	331	302	271	
		$\delta_{D(Exp)}$ (8)	293	276	243	231	
	(6)/(5)		0.87	0.84	0.81	0.86	0.85
	(8)/(7)		0.90	0.83	0.80	0.85	0.85

3.2.2 屋根の片側に垂直荷重が加えられるばあい

結果を Table 6 に示す。まず，BC 部材の中間点 M_1 に荷重をかけたばあいについてみると，B および D 点の水平方向変位では，D 点のそれは B 点の約 2.1～2.2 倍であり，頂点および荷重点における垂直方向変位では荷重点のそれは頂点の約 1.3 倍であった。これは実験値，計算値ともにほぼ同じ傾向を示す。実験値と計算値を比較すると，頂点においては (実験値)/(計算値) は 0.82～0.89 であったが，他においては平均してほぼ 1 に近く，ガセット板の剛性効

Table 6. Deflections of frames by a vertical load on one of the rafters

	Frame No.		1	2	3	4	Av.
Load at M_1	Horizonal deflection (10^{-3} cm/100 kg)	$\delta_{B(Cal)}$ (1)	274	280	274	247	
		$\delta_{B(Exp)}$ (2)	280	275	232	275	
		$\delta_{D(Cal)}$ (3)	614	625	581	522	
		$\delta_{D(Exp)}$ (4)	589	578	481	502	
	Vertical deflection (10^{-3} cm/100 kg)	$\delta_{M1(Cal)}$ (5)	373	369	345	309	
		$\delta_{M1(Exp)}$ (6)	403	370	299	342	
		$\delta_{C(Cal)}$ (7)	297	302	266	236	
		$\delta_{C(Exp)}$ (8)	250	248	238	200	
	(2)/(1)		1.02	0.98	0.85	1.11	0.99
	(4)/(3)		0.96	0.92	0.83	0.96	0.92
	(6)/(5)		1.08	1.00	0.87	1.11	1.02
	(8)/(7)		0.84	0.82	0.89	0.85	0.85

Frame No.			1	2	3	4	Av.
Load at M_2	Horizontal deflection (10^{-3} cm/100 kg)	$\delta_{B(Cal)}$ (9)	619	604	583	522	
		$\delta_{B(Exp)}$ (10)	589	585	523	507	
		$\delta_{D(Cal)}$ (11)	276	270	276	248	
		$\delta_{D(Exp)}$ (12)	300	309	262	287	
	Vertical deflection (10^{-3} cm/100 kg)	$\delta_{M2(Cal)}$ (13)	372	372	345	309	
		$\delta_{M2(Exp)}$ (14)	421	397	337	325	
		$\delta_{C(Cal)}$ (15)	300	292	268	236	
		$\delta_{C(Exp)}$ (16)	269	260	223	214	
	(10)/(9)		0.95	0.97	0.90	0.97	0.95
	(12)/(11)		1.09	1.14	0.95	1.16	1.09
	(14)/(13)		1.13	1.07	0.98	1.05	1.06
	(16)/(15)		0.90	0.89	0.83	0.91	0.88

果はあまり明瞭でない。この試験における両者の比の最大値は 1.11 であるので，この程度の差の範囲で上述の方法により各点の変位を計算できるといえよう。

M_2 に荷重をかけたばあいも上述のばあいとほぼ同様であったが，計算値の適合性はやや劣るようである。

3.2.3 屋根の両側に垂直荷重が加えられるばあい

結果を Table 7 に示す。

この試験の測定点において，最も変位量が多いのは頂点 (C) であり，ついで柱材の中央部

Table 7. Deflections of frames by two vertical loads on both of the rafters

Frame No.			1	2	3	4	Av.
Horizontal deflection (10^{-3} cm/100 kg)	Av. of δ_{N1} & δ_{N2}	Cal) (1)	209	208	184	165	
		(Exp) (2)	229	215	174	156	
	Av. of δ_B & δ_D	(Cal) (3)	172	171	151	138	
		(Exp) (4)	171	160	133	114	
Vertical deflection (10^{-3} cm/100 kg)	Av. of δ_{M1} & δ_{M2}	(Cal) (5)	190	189	165	158	
		(Exp) (6)	211	199	172	156	
	δ_C	(Cal) (7)	299	297	262	239	
		(Exp) (8)	322	304	254	219	
	(2)/(1)		1.10	1.03	0.95	0.95	1.01
	(4)/(3)		0.99	0.94	0.88	0.83	0.91
	(6)/(5)		1.11	1.05	1.04	0.99	1.05
	(8)/(7)		1.08	1.02	0.97	0.92	1.00

(N_1 および N_2 点で，曲げ応力が最大値を示す位置)，荷重点 (M_1 および M_2)，肩部 (B および D) の順である。この比はおよそ 100 : 70 : 64 : 58 である。計算値の実験値に対する適合性についてみると (実験値)/(計算値) の値は 0.83～1.11 で，全平均 0.99 である。これらのうち，柱材中央点 (δ_{N1} および δ_{N2}) および頂点 (δ_C) では計算値と実験値はほぼ一致しているとみてよい。肩部 (δ_B および δ_D) ではこの比の平均が 0.91 を示すように，計算値の方がやや大きく，ガセット接合であるので，これによる剛性効果が現われたものと考えられる。荷重点では計算値がやや小さい。

以上の剛性試験結果を総括するとつぎのようにいえる。

テーパー部材を合板ガセット板で接合した3鉸節山形ラーメンにおいて，各種荷重に対する変位量 (実験値) はガセット板がなく，部材が完全に接合されていると仮定して計算した値 (曲げ変形のみ) にほぼ一致した。このことはガセット板がラーメンの剛性にほとんど影響しないことを示す。等断面材のばあい[1]，Fig. 3 (3) の荷重条件における変位量の (実験値)/(計算値) は 0.71～0.93 を示し，明らかに合板ガセット板によるラーメン剛性向上の効果が見られた。これは前報[2]においても述べたように，テーパー部材のばあいはモーメントの小さい位置においては，それに応じてせいが小さいため断面二次モーメントが減少し，等断面材よりかなり大きな変形を生じ，これがラーメン全体の変形に現われるため，接合部におけるガセット板による部分的な剛性の増加があっても，その影響は大きくないと判断されることによる。また，一部において，実験値が計算値の 116% を示すものもあったが，これは部材剛性試験における同比が 1.14 を示すものもあるように，ラミナのヤング係数測定における誤差によるものと思われる。ラミナのヤング係数測定はスパン 150 cm 中央集中荷重により行なったが，このばあい，端部に近いところにヤング係数の低い部分があっても，その位置における曲げモーメントは小さいので，中央部のたわみにはほとんど影響しない。しかし，テーパー部材となればモーメントの小さいところではそれに応じて部材せいが小さいため変形にはかなり影響する。これが山形ラーメンの剛性試験における計算値と実験値との差異となって現われるものと考えられる。なお，ガセット接合部に荷重 (この試験では水平荷重) を加えたときは変位の (実験値)/(計算値) は 0.80～0.90 で，明らかに合板ガセットによる剛性向上の効果がみられた。

前報同様，このラーメンにおいても部材ヤング係数，強度，幅および B, D 部におけるせいが一定のときの等断面材 ($\beta=0$) から $\beta=2$ のテーパー部材にいたるまでについて，Fig. 3 (1) に示す荷重のばあいの剛性と強度を計算すれば Table 8 に示すようになる。

ここにみられるように，支点部および頂点のせいは $\beta=0$ で 12 cm のものが $\beta=2$ で 4 cm になり，部材およびラーメン材積の比は 1.0 から 2/3 に減少する。変位量は δ_C, δ_M, δ_B および δ_N に示すようになり，これを剛性の比にすると，その右欄に示す数値となる。まず，垂直変位において，頂点 C では $\beta=0$ で 1.0 が $\beta=2.0$ で 0.627 に減少し，荷重点 M ではこれが 0.505 に

Table 8. Calculated values of deflection and stiffness of the gable frames with various tapered members

β	h_0 (cm)	Ratio of volume	Deflection (10^{-3} cm/100 kg) Vertical δ_C	Vertical δ_M	Horizontal δ_B	Horizontal δ_N	Ratio of stiffness about deflection at C	M	B	N	Ratio of P_{max}
0	12.00	1.000	231	118	133	113	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.05	11.43	0.976	236	121	136	117	0.978	0.976	0.979	0.961	1.000
0.1	10.91	0.955	242	126	140	122	0.952	0.940	0.951	0.924	1.000
0.2	10.00	0.917	253	133	146	131	0.913	0.887	0.909	0.859	1.000
0.5	8.00	0.833	281	153	162	156	0.822	0.770	0.821	0.722	1.000
1	6.00	0.750	317	183	183	194	0.728	0.644	0.728	0.582	1.000
1.5	4.80	0.700	345	210	199	227	0.669	0.593	0.669	0.496	0.960
2	4.00	0.667	368	234	212	258	0.627	0.505	0.627	0.437	0.880

(Remarks) Cross section of members: $h_{BA}=h_{BC}=h_{DC}=h_{DE}=12$ cm, $b=5$ cm, M.O.E. of members: 100×10^3 kg/cm^2, P_{max}: the max. load when M.O.R. (σ_b) is constant for all of the members, $\beta=(h_{BA}-h_{AB})/h_{AB}=(h_{BC}-h_{CB})/h_{CB}=(h_{DC}-h_{CD})/h_{CD}=(h_{DE}-h_{ED})/h_{ED}$, $h_0=h_{AB}=h_{CB}=h_{CD}=h_{ED}$. The load is applied as shown in Fig. 3 (1).

減少する。この減少の度合は材積の減少率より大きい。水平変位において，肩部（B または D）では，この値は $\beta=2.0$ で 0.627 となり，頂点（C）とほぼ同様の減少になる。脚材の中央部（N）ではテーパーによる変位量への影響が最も大きく，$\beta=2.0$ で 0.437 に減少し，材積減少率の約 1.5 倍の減少率となる。

また，部材強度を一定としたときの最大荷重（P_{max}）の比によれば，$\beta=0$ から $\beta=1.0$ まではその減少はなく，ここにテーパー部材使用の利点がある。また，$\beta=2.0$ においてもその比は 0.880 で材積の比 0.667 よりかなり大きく，その利用が有利であるといえる。

3.3 試験体の強度

Fig. 3 (1) に示す荷重による破壊試験結果を Table 9 に示す。ここにおいて，比例限度荷重（P_l）は No. 1 において 1250 kg であったが，他はこれより若干高く，1450～1550 kg を示した。これらから求めた比例限度応力の最大値（σ_{bp-max}）は No. 1 で 280 kg/cm^2，No. 2～No. 4 で 323～342 kg/cm^2 である。スプルース集成材の許容応力度* $_sf_b$（短期，曲げ）は 200 kg/cm^2 であるので，No. 1 ではこれの 1.4 倍，No. 2～No. 4 では 1.6～1.7 倍である。また，比例限度荷重は一般に最大荷重（P_{max}）の約 0.6 に相当する。最大荷重も No. 1 において最低で，2050 kg であり，このばあい柱材（DE）がガセット接合部の約 20 cm 下で曲げ破壊した。この試験体における曲げ応力の最大値（σ_{b-max}）は 459 kg/cm^2 となるが，この破壊位置における曲げ強さは 449 kg/cm^2 と計算される。この部材の未破壊部分について曲げ試験の結果（Table 10 の 1 DE）では曲げ強さ（σ_b）は 638 kg/cm^2 あったので，この部材構成のラミナが部分的に弱かっ

* p. 103 の脚注に同じ

Table 9. Strength of frames

Frame No.		1	2	3	4
P_l	(kg)	1250	1500	1450	1550
P_{max}	(kg)	2050	2550	2650	>2650
M_{max}	(kgm)	487	606	630	>630
δ_{B-max}	(mm)	48.0	35.5	44.5	>35.5
δ_{C-max}	(mm)	81.0	75.5	78.0	>70.0
δ_{D-max}	(mm)	34.0	40.5	37.0	>31.0
σ_{bp-max}	(kg/cm²)	280	342	323	341
σ_{b-max}	(kg/cm²)	459	582	591	>591
σ_b^*	(kg/cm²)	625	580	657	—
$\sigma_{b-max}/\sigma_b^*$		0.73	1.00	0.90	—
Type of fracture		Bending in member DE	Bending in member DE	Shear in gussets at B	

(Remarks) P_l: load at p.l., P_{max}: the max. load, M_{max}: the max. bending moment, δ: deflection, σ_{bp-max}: the max. value of fiber stress at p.l., σ_{b-max}: the max. value of M.O.R., σ_b^*: the min. value in M.O.R. of the members shown in Table 10.

たものと推察される。No. 2 試験体に対する最大荷重は 2550 kg で，これは部材 DE の中央部よりやや上の位置でテーパー面の目切れによる曲げ破壊をした。σ_{b-max} は 582 kg/cm² で，かなり高い値であるといえる。No. 3～No. 4 はともにテーパー面を補強したものであるが，No. 3 においては 2650 kg で，B 点のガセット合板の接着層せん断により破壊したので，部材そのものの強度はここに示す σ_{b-max}=591 kg/cm² より若干大きく，その強度を充分発揮できなかった。この部材の曲げ試験結果では σ_b=745 kg/cm² であった。No. 4 は破壊せず残ったものであるが，比例限度を越しており，また，AB 部材の外側ラミナにある小節（直径約 1 cm）の部分に目切れによる小破壊がみられるので，あとわずかの荷重で破壊するものと思われる。

以上の σ_{b-max} の値をスプルース集成材の許容応力度 $_sf_b$=200 kg/cm² と比較すると，No. 1 において 2.3 倍，他は 2.9 倍以上となり，すべてにおいて充分の強度をもつことがわかる。

破壊時における B, D および C 点における変位量を δ_{B-max}, δ_{D-max} および δ_{C-max} として示すが，このばあい，テーパー面の補強による効果は上述のような破壊のため明瞭ではなかった。

また，先に行なった等断面（5 cm×10 cm）部材による同形の山形ラーメンについては，破壊荷重は 1550～2250 kg またはこれ以上であった。これに比べ，本試験におけるテーパー材によるものは材積が 8 割であるにもかかわらず，それが 2050～2650 kg またはこれ以上である。さらに，等断面材のものにおいては，曲げ強さ δ_b は 449～714 kg/cm² で，本試験のばあいと大差がないことを考慮に入れれば，この種の山形ラーメンの強度に対してはテーパー部材

の使用が非常に有利であるといえる。ただし，注意すべきことは，等断面部材のばあいはモーメントの値の大きい箇所に欠点がこないよう部材の配置を考慮すればよいが，テーパー材のばあいは部材の位置による M_x/Z_x の値の差が少ないので，ほとんどの位置に欠点があることは許されない。したがって，テーパー部材作製にあたってはその材料の選別が非常に大きなポイントとなり，これはラミナの中央集中荷重または類似の方法によるヤング係数の測定のみでは不充分である。

3.4 部材の強度

部材の曲げ試験結果を Table 10 に示す。これはテーパー面を補強していない No. 1～No. 2 では曲げ比例限度 σ_{bp} は平均 373 (311～442) kg/cm², 曲げ強さ σ_b は 640 (580～690) kg/cm² であり，テーパー面を補強した No. 3 ではそれぞれ 494 (407～501) および 731 (657～791) kg/cm² であった。このように，No. 3 の部材の σ_b は No. 1～No. 2 の 14% 高であるが，ヤング係数もほぼ同じ程度高いので，この程度のテーパーでは目切れによる強度の低下は少なく，したがって，その補強効果も強度に対しては特に明らかでないといえよう。しかし破壊形態および破壊時までの最大変形量からみると補強の効果はあると判断される。

これらの部材の強度のうち，各試験体における最小値 (Table 9 に σ_b^* として掲載) を試験体の破壊試験における $\sigma_{b-\max}$ の値と比較すると Table 9 に示すようになり，この $(\sigma_{b-\max}/\sigma_b^*)$ をもってガセット板の接合効率とすれば，No. 1 で 0.73，他は 0.90 以上となり，接合効率はすべてにおいて充分であるといえよう。この値によってもわかるように，No. 1 のばあい，たまたま試験体破壊試験における破壊箇所の強度が小さかったことがわかる。また，ガセット合板で破壊した No. 3 においても $(\sigma_{b-\max}/\sigma_b^*)$ の値は 0.90 を示すので，接合効率はほぼ満足すべきものといえよう。

Table 10. Bending strength of members

Frame & member No.	σ_{pb} (kg/cm²)	σ_b (kg/cm²)	$\bar{E}$ (10^{-3} kg/cm²)	$\sigma_b/\bar{E}$ (10^{-4})
1 AB	384	665	123	54
1 DE	383	638	126	51
1 BC	347	625	123	51
1 CD	442	690	126	55
2 BC	311	580	126	46
Av.	373	640	125	51
3 AB	495	745	140	53
3 DE	501	657	140	47
3 BC	487	791	144	52
Av.	494	731	141	52

3.5 接 着 力

試験結果を Table 11 に示す。これから，集成材製造時（1次）とテーパー面補強時（2次）の接着力において差異がないといえる。

Table 11. Gluing properties (results of block shear test)

		Av.	Max.	Min.
Shear strength	1*	90.8	98.8	85.4
τ (kg/cm^2)	2*	93.9	112.9	94.9
Wood failure	1*	85	100	50
(%)	2*	85	100	30

(Remarks) No. of tests : 18, 1*: gluing to make a laminated wood block from which tapered members are taken, 2*: gluing a face lamina on the tapered surface.

結 言

Sitka spruce 集成材によるテーパー部材を用いて三鉸節山形ラーメンの剛性および強度について試験したが，その結果はつぎのように要約される。

1) 部材剛性試験においてはラミナについて測定したヤング係数からの計算による剛性の値によって，たわみを1割程度の誤差範囲内で計算できることを確めた。

2) 試験体の剛性試験の結果においても，前記同様ラミナの数値を基にして，各種荷重に対するラーメンの変位を1割程度の誤差の範囲内で計算できることを確めた。このばあい，合板ガセットの剛性向上の効果は等断面材構成のものより少なかった。

3) 破壊試験の結果では部材の曲げ応力の最大値は 459 kg/cm^2 以上を示し，とくにテーパー面を同一樹種材で補強したものではそれが 591 kg/cm^2 に達したときガセット接合部で破壊した。これらの値はスプルース集成材の許容応力度 $_sf_b$（短期，曲げ，200 kg/cm^2）の 2.3 倍以上に相当する。

4) この試験体におけるガセット板の接合効率はいずれも充分であった。

5) 集成材製造時とテーパー面補強時の接着力に差はなかった。

文 献
Literature Cited

1) 宮島 寛 (1968) 合板ガセット接着法による構造接手効率に関する研究（第4報） 木造山形ラーメンの剛性と強度に対するガセット効果について. 北大演報, **26**-1, 91-106.

MIYAJIMA, H. (1968) Experimental studies on efficient of joint with glued plywood gussets. Rept. 4. Effect of glued plywood gusset plates to deflections and strength of wood gable frames. Res. Bull. Coll. Exp. Forests, Hokkaido Ulniv. **26**-1, 91-106.

2) 宮島 寛 (1971) テーパー部材をもつ木造ラーメンの剛性と強度（第1報） 門形ラーメン. 北大演報, **29**-1, 73-98.

MIYAJIMA, H. (1971) Stiffness and Strength of Wooden Rigid Frames with Tapered Members. Rept. 1. Quadrangular Frames. Res. Bull. Coll. Exp. Forests, Hokkaido Univ. **29**-1, 73-98.

3) 沢田 稔・丸山 武 (1970) 木質テーパービームに関する研究（第1報） 集成テーパービームの曲げ剛性と強度. 北大演報, **27**-2, 395-427.

SAWADA, M. and T. MARUYAMA (1970) Studies on tapered wood beams. Rept. 1. Flexural rigidities and strength of tapered laminated wood beams. Res. Bull. Coll. Exp. Forests, Hokkaido Univ. **27**-2, 395-427.

Summary

In this paper, deflection and stresses of the three-hinged wood gable frames constructed of tapered members were theoretically and experimentally investigated.

1. Materials and methods

1.1 Specimens

The specimen is shown in Figure 1. The members were made from Sitka spruce laminated wood. Before assembling the laminated wood, the modulus of elasticity of the laminae kiln-dried and planed was measured by a bending test. Also, the specific gravity, width of annual rings, defects were recorded. Some properties of the laminae are presented in Table 1. The tapered members were made as shown in Figure 2 and the method of fabrication was the same with that in the previous reports[2,3]. The arrangement of the laminae is presented in Table 2. Prior to constructing the frames, a flexural rigidity test for the members was carried out as shown in Figure 2.

In this case, the deflection at the mid-span is calculated by the following equation.

If the apparent value ($\bar{E}$) of modulus of elasticity for the member is taken approximately as the following,

$$\bar{E} = \frac{\int_0^l (E_f I_f + E_c I_c)_x dx}{\int_0^l I_x dx} \tag{1}$$

where E is the modulus of elasticity, I is the moment of inertia, and f and c are face and core materials, respectively. The deflection (δ) is

$$\delta = \frac{Pl^3}{4\bar{E}I_l}\left(1+\frac{1}{\beta}\right)^3\left\{\ln(1+\beta)-\frac{2}{2+\beta}\right\} \tag{2}$$

where I_l is the moment of inertia of the section with depth h_l and $I_l = bh_l^3/12$, and $\beta = (h_l - h_0)/h_0$.

The calculated value of the deflection was compared with observed one.

As shown in Figure 1, the leg and rafter were joined with nail-glued double plywood gusset plates. The gussets used were made from 5 ply Shina (*Tilia* sp.) plywood 10 mm in thickness and the properties are shown in Table 3. The gusset size was decided from the results of previous investigations[1,2]. The gussets were glued to the main members by using urea-formaldehyde adhesive under pressure of driven nails. A 5 cm×5 cm Ezo-matsu (*Picea* sp.) stiffener block was inserted between the gusset plates to prevent the buckling.

As will be seen from Figure 2, Nos. 1 and 2 frames are constructed of the members without reinforcement for the tapered face and Nos. 3 and 4 being of the members reinforced the tapered face by gluing the Sitka spruce lamina.

1.2 Stiffness test for the frames

Three kinds of the tests were carried out in a vertical position as shown in Figures 3 (1) to (3).

(a) A horizontal load was applied at the haunch (Point B or D) as shown in Figure 3 (3). The frames were tested individually and the load was applied with 10 kg weights by using a fixed pulley. The deflection measurements were made by the dial gages with 1/100 mm readings and 30 mm stroke mounted at Points B and D at 10 kg load increments until 100 kg loaded.

(b) A vertical load was applied at the central point of the rafter (Point M_1 or M_2) by 10 kg weights as shown in Figure 3 (2). The horizontal deflections at Point B and D, and the vertical deflections at Points M_1 (or M_2, only the point where the load was applied) and C were measured by the dial gages at 10 kg load increments until 100 kg loaded.

(c) Two vertical loads were applied at the central points of both the rafters as shown in Figure 3 (1). The frames were tested in a pair with spacing 1 m on center and the loads were applied by two hydraulic jacks with 5-ton-capacity through the purlins which were put on the central points of the rafters. The horizontal deflections at B, D, N_1 and N_2, and the vertical deflections at C, M_1 and M_2 were measured by the dial gages at 50 kg load (P) increments. The measurement was done two times; at first, the load (P) was applied up to 500 kg and at second, that being up to 1000 kg. In this case, the maximum values of the bending stresses in the members for the 500 kg and 1000 kg loads are slightly larger than the allowable bending stress intensities for the spruce laminated wood under a long time service ($_Lf_b=100$ kg/cm^2) and a short one ($_Sf_b=200$ kg/cm^2), respectively.

1.3 Destructive test for the frames

For the destructive test, the vertical loads as shown in Figure 3 (1) were applied hydraulically and the vertical deflections at C and the horizontal ones at B and D were measured by bamboo rulers with 1 mm readings at 100 kg load increments until failure occured. After the test was made, a bending test was carried out for the members which did not fracture in the frame test. Also, the gluing properties for the members were investigated using block shear specimens made from them, and the moisture contents of the laminae separated were measured by the oven-dry method.

2. Calculations

As the frames tested in this paper are statically determinate, the reactions at the supports and the moment diagrams are obtained as shown in Figure 3.

Now, denoting that the depth at A of the member AB is h_{AB}, that at B is h_{BA} and so on, and the constant width is b, the deflections due to the loads described above are obtained by $\delta=\sum\int M\bar{M}/EI_x\,dx$ as follows:

(a) When the horizontal load is applied at B as shown in Figure 3 (3), the horizontal deflections (δ_B and δ_D) at B and D are

$$\delta_B = \frac{PT^3}{4(F+T)^2}\left\{\frac{(2F+T)^2(\phi_{1-1}+k_1\phi_{1-2})}{\bar{E}I_{BA}}+\frac{(4T-L)^2(\phi_{1-1}+k_2\phi_{1-2})}{4\bar{E}I_{DE}}\right\} \tag{3}$$

$$\delta_D = \frac{PT^3(2F+T)(4T-L)}{8(F+T)^2}\left(\frac{\phi_{1-1}+k_1\phi_{1-2}}{\bar{E}I_{BA}}+\frac{\phi_{1-1}+k_2\phi_{1-2}}{\bar{E}I_{DE}}\right) \tag{4}$$

(b) When the vertical load is applied at the central point (M_1) of one of the rafters as shown in Figure 3 (2), the horizontal deflections (δ_B and δ_D) at B and D, and the vertical deflections (δ_{M1} and δ_C) at M_1 and C are respectively

$$\delta_B = \frac{PLT^2}{32(F+T)^2}\left[\frac{2(2F+T)}{\bar{E}I_{BA}}\left\{-T(\phi_{1-1}+k_1\phi_{1-2})+2k_1(F+T)\phi_{2-2}\right\}\right.$$
$$\left.+\frac{T(4T-L)}{\bar{E}I_{DE}}(\phi_{1-1}+k_2\phi_{1-2})\right] \tag{5}$$

$$\delta_D = \frac{PLT^2}{32(F+T)^2}\left[\frac{4T-L}{\bar{E}I_{BA}}\left\{-T(\phi_{1-1}+k_1\phi_{1-2})+2k_1(F+T)\phi_{2-2}\right\}\right.$$
$$\left.+\frac{2T(2F+T)}{\bar{E}I_{DE}}(\phi_{1-1}+k_2\phi_{1-2})\right] \tag{6}$$

$$\delta_{M1} = \frac{PL^2T}{64(F+T)^2}\left[\frac{1}{\bar{E}I_{BA}}\left\{T^2(\phi_{1-1}+k_1\phi_{1-2})-4k_1T(F+T)\phi_{2-2}\right.\right.$$
$$\left.\left.+4k_1(F+T)^2\phi_{3-2}\right\}+\frac{T^2(\phi_{1-1}+k_2\phi_{1-2})}{\bar{E}I_{DE}}\right] \tag{7}$$

$$\delta_C = \frac{PL^2T^2}{32(F+T)^2}\left[\frac{1}{\bar{E}I_{BA}}\left\{T(\phi_{1-1}+k_1\phi_{1-2})-2k_1(F+T)\phi_{2-2}\right\}\right.$$
$$\left.+\frac{T}{\bar{E}I_{DE}}(\phi_{1-1}+k_2\phi_{1-2})\right] \tag{8}$$

(c) When the vertical loads are applied at the central points (M_1 and M_2) of both the rafters as shown in Figure 3 (1), the average value of the horizontal deflections (δ_N) at N_1 and N_2, that ($\delta_{B(D)}$) at B and D, that of the vertical deflections (δ_M), at M_1 and M_2, and the vertical one (δ_C) at C are respectively

$$\delta_N = -\frac{PLFT^2}{16(F+T)\bar{E}I_{BA}}\left\{\frac{T}{F+T}\phi_{1-1}+\frac{T}{F}\phi_{2-1}+k\left(\frac{T}{F+T}\phi_{1-2}-\phi_{2-2}\right)\right\} \tag{9}$$

$$\delta_{B(D)} = -\frac{PLT^3}{8(F+T)\bar{E}I_{BA}}\left\{\frac{F}{F+T}\phi_{1-1}+k\left(\frac{F}{F+T}\phi_{1-2}-\frac{F}{T}\phi_{2-2}\right)\right\} \tag{10}$$

$$\delta_M = \frac{PL^2T}{32\bar{E}I_{BA}}\left[\left(\frac{T}{F+T}\right)^2\phi_{1-1}+k\left\{\left(\frac{T}{F+T}\right)^2\phi_{1-2}-\frac{2T}{F+T}\phi_{2-2}+\phi_{3-2}\right\}\right] \tag{11}$$

$$\delta_C = \frac{PL^2T^2}{16(F+T)\bar{E}I_{BA}}\left\{\frac{T}{F+T}\phi_{1-1}+k\left(\frac{T}{F+T}\phi_{1-2}-\phi_{2-2}\right)\right\} \tag{12}$$

where k_1, k_2 and k are relative stiffness and $k_1=(\bar{E}I_{BA}S)/(\bar{E}I_{BC}T)$, $k_2=(\bar{E}I_{DE}S)/(\bar{E}I_{DC}T)$, $k=(k_1+k_2)/2$, I_{BA} is the moment of inertia at B of the member BA and I_{BC}, I_{DE}, I_{DC} are similarly denoted. And,

$$\phi_1 = \left(1+\frac{1}{\beta}\right)^3\left\{\ln(1+\beta)-\frac{\beta(2+3\beta)}{2(1+\beta)^2}\right\}$$

$$\phi_2=\left(1+\frac{1}{\beta}\right)^3\left\{\ln\frac{(2+\beta)^2}{4(1+\beta)}-\frac{\beta^2}{2(1+\beta)(2+\beta)}\right\}$$

$$\phi_3=\left(1+\frac{1}{\beta}\right)^3\left\{\ln(1+\beta)-\frac{2\beta}{2+\beta}\right\}$$

where $\beta>0$, and when $\beta_1=(h_{BA}-h_{AB})/h_{AB}$ or $\beta_1=(h_{DE}-h_{ED})/h_{ED}$ is substituted into ϕ_1, it is represented as ϕ_{1-1} and when $\beta_2=(h_{BC}-h_{CB})/h_{CB}$ or $\beta_2=(h_{DC}-h_{CD})/h_{CD}$ being into that, it is ϕ_{1-2}, and so on.

For the frames consisted entirely of the members with constant cross sections ($\beta=0$), $\phi_1=1/3$, $\phi_2=1/8$ and $\phi_3=1/12$ are substituted into the equations.

In the destructive test, the loads were applied as shown in Figure 3 (1). In this case, the maximum value in the bending moment diagrams ($M_{\max}$) is seen at Points B and D, and the maximum value of the bending stresses ($\sigma_{b-\max}=M_x/Z_x$) in the members will occur at a section where the depth of the member AB or DE equals to $2h_{AB}$ or $2h_{ED}$. Since $\beta=2.0$ in this test, this section is found at the central points (N_1 and N_2) of the members AB and DE.

Then, $\sigma_{b-\max}=M_{T/2}/Z_{T/2}$, and $M_{T/2}=PLT/16(F+T)$ and $Z_{T/2}=2bh_{AB}^2/3$, therefore,

$$\sigma_{b-\max}=\frac{3PLT}{32(F+T)\,bh_{AB}^2} \tag{13}$$

3. Results and Conclusions

3.1 Stiffness of the members

Results are shown in Table 4.

The calculated values of the elastic deflections at the mid-span of the members agreed approximately with the experimental ones; the average of ratios (Exp./Cal.) in the deflection was 1.02, the maximum being 1.14 and the minimum 0.96. Therefore, it may be possible to calculate the deflections of the frames consisted of these members by the values of $\bar{E}I$ obtained from the flexural rigidity of the laminae within the range in which the errors remain less than about 10 percent.

3.2 Stiffness of the frames

3.2.1 When the horizontal load is applied at the haunch (B or D) as shown in Figure 3 (3):

Results are shown in Table 5.

The calculated deflections at B and D were slightly larger than the experimental ones; the values of (Exp.)/(Cal.) ranged from 0.81 to 0.88. It may be seen that the gussets have remarkable effect on the stiffness of the frames.

3.2.2 When the vertical load is applied at the central point (M_1) of one of the rafters as shown in Figure 3 (2):

Results are shown in Table 6.

When the load was applied at M_1, the horizontal deflection at D was 2.1 to 2.2 times as large as that at B, and the vertical deflection at M_1 where the load was applied being about 1.3 times as that at the peak point C. This tendency was seen in both of the calculated values and the experimental ones. The value of ratio (Exp.)/(Cal.) in the deflection at C was 0.85 in average and the others ranged from 0.92 to 1.02.

3.2.3 When the vertical loads are applied at both the sides of the rafters as shown in Figure 3 (1):

Results are shown in Table 7.

Ratios in the deflections at the points where those were measured were about 100 : 70 : 64 : 58 at C, N (average of N_1 and N_2), M (average of M_1 and M_2) and B (average of B and D). In this test, the values of ratio (Exp.)/(Cal.) ranged from 0.83 to 1.11 and were 0.99 in average. The ratios in the horizontal deflections at B and D were 0.91 in average and being the smallest in those. In this case, it may be seen that the haunch gussets have slight effect on the stiffness. But, in the other cases, the effect are negligible. According to the previous report[1], the effect in the gable frames constructed entirely of the members with constant cross sections was remarkable; the values of ratio (Exp.)/(Cal.) in the deflections ranged from 0.71 to 0.93.

If the dimensions at B of the members AB and BC and the bending strength of all members are constant, the deflections and strength ratios in the gable frames with various tapered members ($\beta=0\sim2.0$) are calculated as shown in Table 8.

3.3 Strength of the frames

The results of the destructive test by appling the vertical loads at M_1 and M_2 as shown in Figure 3 (1) are presented in Table 9 and summarized as follows:

No. 1 frame failed by 2050 kg load. The failure was due to bending fracture of the leg member DE and the maximum value of the bending stress was 459 kg/cm^2. This value corresponds with 2.3 times the allowable stress intensity for spruce laminated wood under short time survice ($_sf_b$). In No. 2 frame, the failure was due to bending fracture of the leg DE from the sloped grain on the tapered face at 2550 kg load. The maximum bending stress was 582 kg/cm^2 which 2.9 times the allowable stress intensity. No. 3 frame in which the members were reinforced by the spruce laminae on the tapered faces was stronger than Nos. 1 and 2, and the failure was due to rolling shear and glue failure in the inner first ply of the haunch gusset (B) at 2650 kg load. The maximum stress was 591 kg/cm^2 which 2.5 times the allowable stress intensity. No. 4 frame did not fail at 2650 kg load. In this test, it may be seen that the effect of the reinforcement was not so remarkable. According to the previous report[1], the maximum loads for the gable frames with constant 5 cm×10 cm cross sctions ranged from 1550 kg to 2250 kg or more. It seems that the frames with the tapered members tested in this paper are slightly stronger than the frames with constant cross sections described above, while the volumetric rate of the former to the latter is 4 to 5.

3.4 Strength of the members

As shown in Table 10, the moduli of rupture (σ_b) of the members ranged from 580 to 791 kg/cm^2. If the values of $\sigma_{b\text{-max}}/\sigma_b^*$ are taken as a joint efficiency, it may be seen that it is almost sufficient in the joints with nail-glued plywood gussets.

3.5 Properties of gluing

As will be seen from Table 11, the glue bond strength was sufficient for all glued layers.