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1報 門形ラーメン
Author(s)	宮島, 寛
Citation	北海道大學農學部 演習林研究報告, 29(1), 73-98
Issue Date	1972-01
Doc URL	http://hdl.handle.net/2115/20899
Type	bulletin (article)
File Information	29(1)_P73-98.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1報 門形ラーメン*

宮島 寛**

Stiffness and Strength of Wooden Rigid Frames with Tapered Members

Report 1. Quadrangular Frames*

By

Hiroshi MIYAJIMA**

目 次

緒 言 …… 74
1. 材料および方法 …… 74
1.1 部材の製造 …… 74
1.2 部材剛性試験 …… 75
1.3 試験体の組立 …… 78
1.4 試験体の種類 …… 79
1.5 試験体の剛性試験 …… 79
1.6 破壊試験 …… 80
2. 計算式 …… 80
2.1 垂直荷重のばあい …… 80
2.2 水平荷重のばあい …… 83
3. 結果および考察 …… 84
3.1 部材剛性 …… 84
3.2 試験体の剛性 …… 86
3.2.1 垂直荷重試験のばあい …… 87
3.2.2 水平荷重試験のばあい …… 87
3.3 試験体の強度 …… 88
3.4 部材の強度 …… 89
3.5 接着力 …… 91
結 言 …… 92
文 献 …… 92
Summary …… 93

* 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.

緒　　言

構造物においては材料の合理的利用と形状の美観上，しばしばテーパー部材が用いられる。木構造においても集成材による山形ラーメンに，家具においてはテーブル，椅子などの脚にテーパー部材が使用されているのが見られる。これらテーパー部材をもつ木造ラーメン構造においては強度に関する検討はなされているが，剛性に関しては必ずしも充分とはいえない。また，部材のテーパー面における目切れが強度低減を来たすばあいもみられる。とくに，わん曲集成材による三鉸節山形ラーメンにおいてはこのおそれが多分にある。

以上のことから，まず，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設計資料をうる目的で，ラーメンとして最も基本的な形である門形ラーメンを合板ガセット接着法による接合によって製作し，部材構成ラミナのヤング係数 E から部材の剛性を求め，これから各種荷重によるラーメンの変形を計算し，実測値と比較し，剛性計算の精度について検討した。なお，せん断変形の影響が大きいばあいには，これも部材のせん断弾性係数 G から計算によって求めた。また，このばあい，テーパーのつけ方による剛性変化も等断面材から，かなりテーパーのきついものに至るまでの一連のラーメンについて計算による検討を行ない，試験においては等断面材も対象とし，テーパー部材をもつものの剛性評価の基準とした。

つぎに，破壊強度については等断面材のもの，テーパー部材で目切れ面をそのままのもの，それを同一材料で補強したもの，さらに上下両面を強度の大きい広葉樹材で補強した複合構成のものについて，その補強効果の比較検討を行なった。

この試験はテーパー部材をもつラーメンの剛性と強度に関する研究であると同時に，いままで当研究室において行なって来た合板ガセット接着法による構造接手効率に関する研究と木質テーパービームに関する研究を合わせた応用試験でもある。引続いて行なっている山形ラーメンについての試験結果とともにこの種の構造物の設計資料としていささかでも役に立てば幸いである。

この研究を行なうにあたり，計算，実験計画，実行，結果の考察にいたるまで終始ご懇切な指導を賜った沢田稔教授に対し，衷心より感謝の意を表するとともに，実験において協力された上田恒司・松本弘毅両助手，学生高島秀昭・久保田勝喜両君にお礼を申し上げる。

1.　材料および方法

1.1　部材の製造

Fig. 1 に示すような門形ラーメンを試験体としたが，その部材はすべて集成材で，トドマツ（*Abies sachalinensis* MAST.，記号 A，北大雨竜地方演習林産，1～2 年間天然乾燥）切削仕上げ厚さ 2.0 cm，幅約 12 cm のラミナを主体に，補強材としてミズナラ（*Quercus mongolica* FISCH. var. *grosseserrata* REHD. et WILS.，記号 Q，北大中川地方演習林産，2～3 年間天然乾燥）

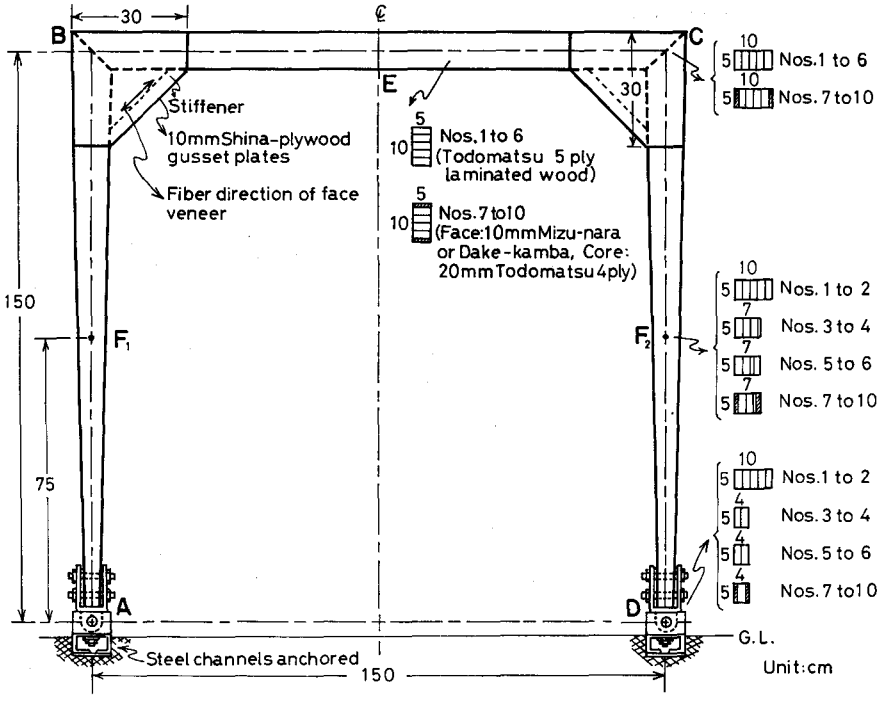

Fig. 1.　Specimen.

およびダケカンバ（*Betula ermani* CHAM., 記号 B, 購入材, 人工乾燥）1.0 cm 厚, 12 cm 幅ラミナを用いた。これらのラミナについて，すべて比重（r_u），曲げヤング係数（E），捩り試験によるせん断弾性係数（G）および欠点を測定し，組合せをきめた。各部材におけるラミナの配列および上記の値を Fig. 2, Table 1 および 2 に示した。

接着するラミナの両面に尿素樹脂接着剤（アイカユリ 108）をローラー刷毛により，一接着層あたり 2～2.5 g/100 cm^2 塗布し，8～10 kg/cm^2 の圧締力を与えるようボルトで圧締した。テーパー面の補強は同様の方法で二次接着により行なった。

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）150 cm として中央集中荷重（P）による曲げ剛性試験を行ない，ラミナの数値からの計算値と比較した。このばあいのスパン中央におけるたわみ（δ）は次式によって計算した。

等断面材（$\beta=0$）*：曲げたわみおよびせん断たわみをそれぞれ δ_b および δ_s とすれば

$$\delta_b = \frac{Pl^3}{48\bar{E}I} \tag{1.1}$$

$$\delta_s = \frac{Pl^3}{48EI}\left\{\frac{3}{20\psi}\left(\frac{h}{l}\right)^2\left(\lambda_f\frac{E_f}{G_f}+\lambda_c\frac{E_c}{G_c}\right)\right\} \tag{1.2}$$

*　沢田・山本[5] による。

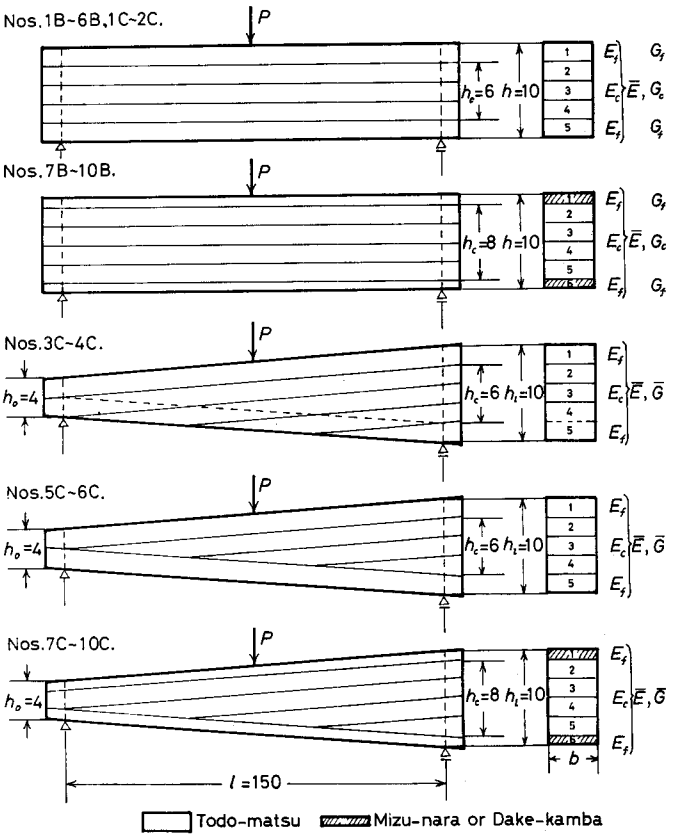

Fig. 2. Schematic views of the arragement of laminae and the flexural rigidity test for members. (Unit: cm)

ここに，$\bar{E}I$: 集成材の曲げ剛性で，$\bar{E}I=E_fI_f+E_cI_c$，I: 梁の中立軸に関する断面二次モーメント，E: ヤング係数，G: せん断弾性係数，h: せい，添字 f および c はそれぞれ面材および芯材を示す。さらに，$\varphi_0=h_c/h$，$K=E_c/E_f$，$\omega=\{1-(1-K)\varphi_0^2\}/K$ とおけば

$$\psi = \frac{1}{4}\left\{1-8(1-K)\varphi_0^3\right\}$$

$$\lambda_f = 8-15\varphi_0+10\varphi_0^3-3\varphi_0^5$$

$$\lambda_c = K(15\omega^2\varphi_0-10\omega\varphi_0^3+3\varphi_0^5)$$

である (Fig. 2 参照)。

テーパー部材* ($\beta>0$): このばあいテーパー部材の見かけのヤング係数 $\bar{E}$ を

$$\bar{E} = \frac{\int_0^l (E_fI_f+E_cI_c)_x\,dx}{\int_0^l I_x\,dx} \tag{1.3}$$

* 沢田・丸山[6] および MAKI & KUENZI[1] による。

Table 1. Properties of members with uniform cross sections

Item	No.	1, 2B	3, 4B	5, 6B	7, 8B	9, 10B	1C	2C
Specific gravity	r_1	A 0.46	A 0.47	A 0.47	Q 0.81	B 0.77	A 0.43	A 0.43
	r_2	A 0.46	A 0.46	A 0.45	A 0.44	A 0.46	A 0.41	A 0.41
	r_3	A 0.43	A 0.39	A 0.43	A 0.44	A 0.43	A 0.44	A 0.46
	r_4	A 0.46	A 0.46	A 0.46	A 0.46	A 0.42	A 0.40	A 0.42
	r_5	A 0.47	A 0.48	A 0.46	A 0.45	A 0.47	A 0.44	A 0.44
	r_6	—	—	—	Q 0.78	B 0.73	—	—
	r_{all}	**0.46**	**0.45**	**0.45**	**0.52**	**0.51**	**0.42**	**0.43**
Modulus of elasticity (10^3 kg/cm^2)	E_1	147	142	137	141	192	119	116
	E_2	129	131	127	125	127	102	113
	E_3	83	81	107	121	122	82	96
	E_4	129	132	127	121	122	103	113
	E_5	144	141	136	124	127	117	114
	E_6	—	—	—	145	190	—	—
	$\bar{E}$	**141**	**139**	**134**	**133**	**158**	**114**	**114**
Modulus of rigidity (10^3 kg/cm^2)	G_1	6.1	6.3	7.0	12.0	16.3	5.9	5.7
	G_2	5.6	5.8	6.3	5.3	6.3	7.5	6.1
	G_3	4.1	4.0	5.3	5.6	5.7	4.0	6.6
	G_4	5.7	6.2	6.0	5.8	5.3	6.3	5.4
	G_5	6.5	7.0	6.3	6.1	13.4	5.7	5.6
	G_6	—	—	—	12.2	13.4	—	—
E_f/G_f		24.6	22.7	21.9	12.7	13.9	21.8	21.7
E_c/G_c		23.7	23.0	22.0	23.0	21.6	17.3	19.1
$K=E_c/E_f$		0.852	0.890	0.914	0.864	0.659	0.849	0.966
δ_s/δ_b		0.155	0.142	0.132	0.129	0.137	0.118	0.108

(Remarks) B and C in No. show beam and column members, respectively. A, Q and B in "specific gravity" are the marks representing species: A=Todomatsu (*Abies sachalinensis*), Q=Mizu-nara (*Quercus mongolica* var. *grosseserrata*), B=Dake-kamba (*Betula ermani*). Suffixes 1 to 6 show lamina No. as shown in Fig. 2, f and c are face and core of laminated wood, respectively. δ_b is the deflection due to bending moment and δ_s that due to shearing force when a concentrated load is applied at the middle of a simple beam with a 150 cm span.

さらに，見かけのせん断弾性係数 $\bar{G}$ を

$$\bar{G}=\frac{\int_0^l (G_f A_f+G_c A_c)_x\,dx}{\int_0^l A_x\,dx} \tag{1.4}$$

とおけば

$$\delta_b=\frac{Pl^3}{4\bar{E}I_l}\left(1+\frac{1}{\beta}\right)^3\left\{\ln(1+\beta)-\frac{2}{2+\beta}\right\} \tag{1.5}$$

Table 2. Properties of tapered members

Item	No.	3C	4C	5C	6C	7C	8C	9C	10C
Specific gravity	r_1	A 0.39	A 0.41	A 0.41	A 0.40	Q 0.76	Q 0.77	B 0.70	B 0.70
	r_2	A 0.39	A 0.39	A 0.44	A 0.43	A 0.40	A 0.42	A 0.42	A 0.43
	r_3	A 0.39	A 0.41	A 0.40	A 0.40	A 0.43	A 0.40	A 0.40	A 0.40
	r_4	A 0.40	A 0.40	A 0.43	A 0.44	A 0.40	A 0.40	A 0.40	A 0.40
	r_5	A 0.41	A 0.39	A 0.40	A 0.40	A 0.40	A 0.43	A 0.40	A 0.40
	r_6	—	—	—	—	Q 0.77	Q 0.78	B 0.70	B 0.70
	r_{a11}	**0.39**	**0.40**	**0.41**	**0.41**	**0.49**	**0.51**	**0.49**	**0.50**
Modulus of elasticity (10^3 kg/cm^2)	E_1	107	109	106	106	147	157	148	159
	E_2	89	89	82	81	97	100	114	116
	E_3	104	104	86	86	95	93	86	93
	E_4	105	105	81	82	96	96	105	105
	E_5	104	104	106	106	93	95	93	86
	E_6	—	—	—	—	150	150	152	156
	E_f	105	105	106	106	149	154	150	157
	E_c	95	95	83	83	96	96	98	99
	$\bar{E}$	**104**	**105**	**103**	**102**	**127**	**130**	**128**	**133**
Modulus of rigidity (10^3 kg/cm^2)	G_1	5.3	6.7	5.9	5.9	12.3	11.2	10.6	11.3
	G_2	6.5	6.2	7.9	6.0	6.2	6.5	7.0	7.0
	G_3	6.1	6.7	6.4	6.4	7.1	7.1	6.4	5.7
	G_4	6.0	6.0	6.0	7.9	6.9	6.9	6.5	6.5
	G_5	6.7	6.1	5.9	5.8	7.1	7.1	5.7	6.4
	G_6	—	—	—	—	11.1	11.1	10.8	11.2
	$\bar{G}$	**6.0**	**6.4**	**6.5**	**6.1**	**8.1**	**8.0**	**7.8**	**7.8**
$\bar{E}/\bar{G}$		17.3	16.4	15.9	16.2	15.7	16.3	16.5	17.1
δ_s/δ_b		0.051	0.049	0.047	0.050	0.046	0.048	0.054	0.055

(Remarks) The marks are shown in Table 1.

$$\delta_s = \frac{3Pl(1+\beta)}{5\bar{G}bh_l\beta}\left\{2\ln(1+\beta)-\frac{3\beta}{2+\beta}\right\} \tag{1.6}$$

ここに，I_l：支点上のせいの大きい方の位置における梁の中立軸に関する断面二次モーメントで $I_l=bh_l^3/12$，$\beta=(h_l-h_0)/h_0$，A：断面積，ほかは等断面材のばあいと同じである (Fig. 2 参照)。

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[2~4] に基づいて，

部材の曲げ強さの最大値が 600 kg/cm² 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 cm² 当り，長さ 32 mm の釘1本を用いて釘打ち圧締した。支点部には Fig. 1 に示すようなピン支持金具を用いた。ガセットに用いたシナ合板の性質を Table 3 に示す。

Table 3. Properties of Shina-plywood for gusset plates

	Av.	Max.	Min.
Thickness t (mm)	9.89	10.00	9.80
Specific gravity r_u	0.52	0.54	0.50
${}_HE_1$ (10^3 kg/cm²)	93.1	109.8	60.9
${}_VE_1$ (10^3 kg/cm²)	55.6	62.0	40.4
${}_V\sigma_b$ (kg/cm²)	523	571	477

(Remarks) H: glue lines are horizontal, V: vertical, E: modulus of elasticity, 1: parallel to the face grain, σ_b: modulus of rupture.

1.4 試験体の種類

この試験に使用した試験体はつぎに掲げるように，5種類，各2体ずつ計10体である。

No. 1 および 2:　トドマツ 2 cm ラミナ5層等断面材により梁・柱全部材を構成。

No. 3 および 4:　梁材は No. 1 と同じで，柱材は上部接合部 (Fig. 1 および 3 の B, C 点) のせいが 10 cm，下部支点（同 A, D 点）のそれが 4 cm のもの (Fig. 2 の Nos. 3C～4C)。目切れ面を外側とした。

No. 5 および 6:　梁材は前者と同じで，柱材においては目切れ面をトドマツ 2 cm 厚ラミナで二次接着し，補強したもの (Fig. 2 の Nos. 5C～6C)。この補強面を外側とした。

No. 7 および 8:　梁および柱材の断面寸法は前者と同じであるが，全部材の上下両面をミズナラ材 1 cm 厚ラミナで補強したもの (Fig. 2 の Nos. 7B～10B および Nos. 7C～10C)。

No. 9 および 10:　No. 7～8 と同様の補強をダケカンバ材 1 cm 厚ラミナによって行なったもの。

1.5 試験体の剛性試験

Fig. 3 に示すような垂直および水平荷重による剛性試験を行なった。

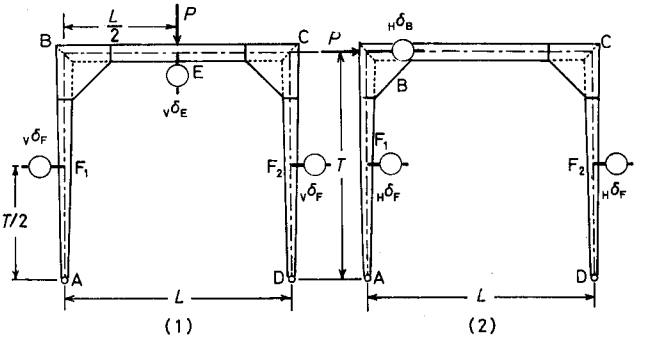

Fig. 3. Locations of applying a load and of measuring deflections.

垂直荷重による試験では2体を1組として，アンカーしたスチールチャンネル上に立て，その梁の中央部（E 点）に荷重用梁をのせ，これに東京衡機製構造物負荷試験装置（5トン油圧ジャッキ1個使用）により荷重をかけ，1体に対し 50 kg ごとに 500 kg まで E 点で垂直変位，F_1 および F_2 点で脚部の水平変位をそれぞれ 30 mm ストローク，1/100 mm 読みのダイヤルゲージで測定した (Fig. 3 (1))。

水平荷重による試験では1体ずつ，B点に10 kgごと80 kgまで，滑車を利用し分銅により荷重をかけ，B点，F_1点およびF_2点でそれぞれ水平変位を前者と同様のダイヤルゲージで測定した (Fig. 3 (2))。

1.6 破壊試験

破壊試験は水平荷重による剛性試験と同じ状態で，B点に前記5トン油圧ジャッキにより荷重をかけ，B点に取りつけた1 mm目盛りの物差しにより荷重20 kgごとに水平変位をトランシットを使って破壊の直前まで読んだ。このばあいラムストロークの調整をチルホール（横型5トン用）によって行なった。この試験では比例限度荷重，破壊荷重，破壊時変位量を求め，破壊形態を観察した。

門形ラーメンの破壊試験において破壊しなかった部材については解体後，それぞれ中央集中荷重による曲げ試験を行ない，曲げ強さを求め，さらに部材製造時における一次接着と二次接着における接着力の試験をブロックせん断試験により行なった。

2. 計　算　式

2.1 垂直荷重のばあい

まず，Fig. 3 (1) に示す門形ラーメンの梁材の中央部 (E点) に垂直荷重 P が加えられるばあいを，仮想仕事法によって解けばつぎのようになる。

D点の水平反力を余剰力に選び，Fig. 4 (1) に示すようにD点を滑節とし，同 (2) のようにD点に水平荷重 X を加えて，(1) におけるD点の水平変位をもとの位置にもどすことにより，そこの水平反力が求められる。まず，Fig. 4 (1), (2) の支点反力は釣合条件により求められ，(1)×(2) により (1) におけるD点の水平変位が，(2)×(2) によりD点に水平荷重 $X=1$ をかけたときの同点の水平変位が求められる。したがって原形 [Fig. 3 (1)] のD点における水平反力 H_D は [(1)×(2)]÷[(2)×(2)] により求められる。計算はつぎのとおりである。

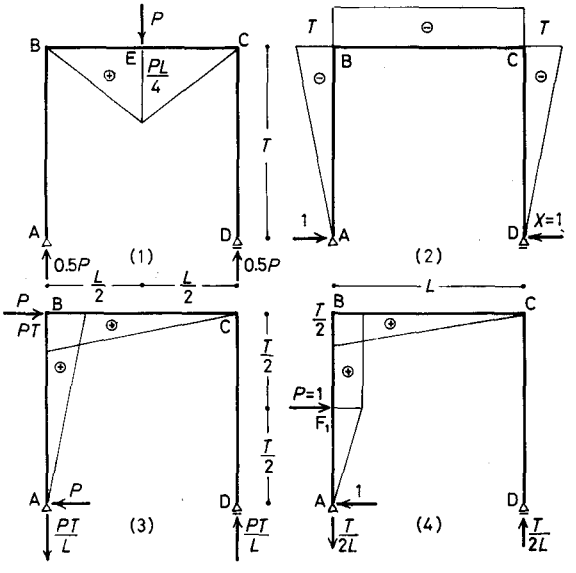

Fig. 4. Bending moment diagrams when the horizontal reaction H_D at D is used as the reduntant.

Fig. 3 において，AB部材のA点におけるせいを h_{AB}，B点におけるそれを h_{BA}，CD部材において同じく h_{DC}，h_{CD} とする。部材の見掛けのヤング係数を $\bar{E}$，それぞれ部材の剛性の代表値を $\bar{E}I_{BA}$ および $\bar{E}I_{CD}$，梁材の剛性を $\bar{E}I_{BC}$ とす

る。この試験のばあい，幅約12 cm の集成材を二つ割りしたものを AB および CD 部材としたので，$\bar{E}$ は両者同じ，かつ寸法もほとんど同じであるので $\bar{E}I_{BA} \fallingdotseq \bar{E}I_{CD}$ である。

k を剛比として

$$k = \frac{2\bar{E}I_{BC}T}{(\bar{E}I_{BA}+\bar{E}I_{CD})L}$$

とおけば Fig. 4 (1) の D 点における水平変位 $\delta'_D = \sum\int \frac{M_1 M_2}{EI}\,ds$ は同図 (1)×(2) により

$$\delta'_D = -\frac{PL^2T}{8\bar{E}I_{BC}} \tag{2.1}$$

同 (2) における $X=1$ のときの水平変位 $\delta_D = \sum\int \frac{M_2^2}{EI}\,ds$ は (2)×(2) により

$$\delta_D = \frac{LT^2}{\bar{E}I_{BC}}(2k\phi_1+1) \tag{2.2}$$

ここに，$\phi_1 = \left(1+\frac{1}{\beta}\right)^3\left\{\ln(1+\beta)-\frac{\beta(2+3\beta)}{2(1+\beta)^2}\right\}$，$\beta = \frac{h_{BA}-h_{AB}}{h_{AB}} = \frac{h_{CD}-h_{DC}}{h_{DC}}$ である。したがって Fig. 3 (1) の D 点の水平反力 H_D は $\delta'_D \div \delta_D$ により

$$H_D = \frac{PL}{8T(2k\phi_1+1)} \tag{2.3}$$

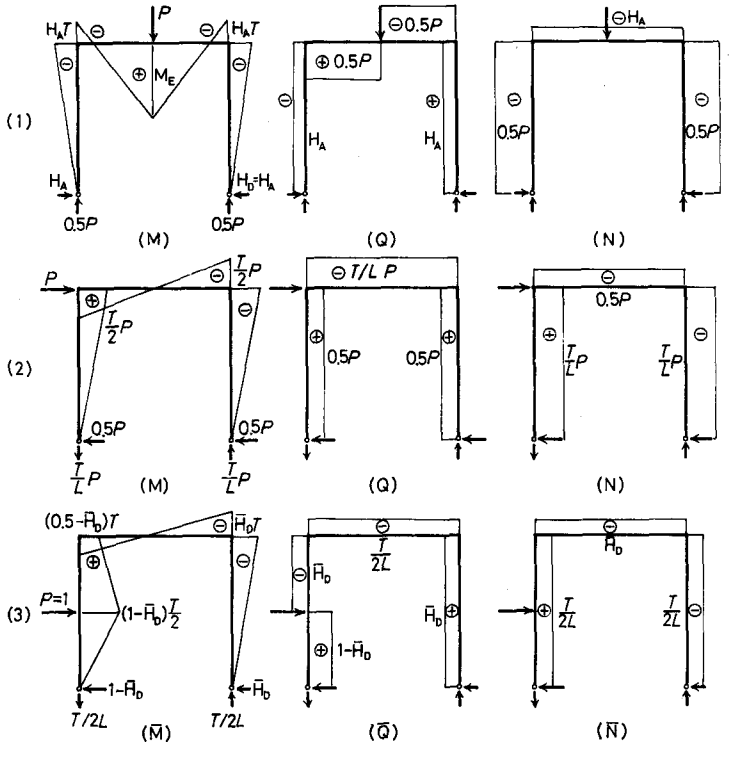

Fig. 5.　M, Q and N diagrams.

となり，かつA点における水平反力 $H_A=H_D$ である。この荷重条件のときの曲げモーメント M，せん断力 Q および軸方向力 N は Fig. 5 (1) に示すようになる。

ここで，

$$M_B = H_A T = \frac{PL}{8(2k\phi_1+1)} \tag{2.4}$$

$$M_E = \frac{PL}{4} - H_A T = \frac{PL}{4}\left\{1-\frac{1}{2(2k\phi_1+1)}\right\} \tag{2.5}$$

さらに，このばあいの荷重点Eにおける垂直変位 δ_E は変位測定位置(E)に $P=1$ の仮想荷重をかけたときの $\bar{M}$ 図も同様となるので，曲げモーメントによる変位は ${}_V\delta_{E(b)}=\sum\int\frac{M\bar{M}}{EI}ds$ により

$${}_V\delta_{E(b)} = \frac{PL^3}{16\bar{E}I_{BC}}\left\{\frac{1}{3}-\frac{1}{4(2k\phi_1+1)}\right\} \tag{2.6}$$

となる。しかし，このばあい，断面寸法と試験体の形状からせん断力による変位がかなり大きく，この値は梁材 (BC 部材) に関しては (1.2) 式と同じで

$${}_V\delta_{E(s-BC)} = \frac{PL^3}{48\bar{E}I_{BC}}\frac{3}{20\psi}\left(\frac{h}{L}\right)^2\left(\lambda_f\frac{E_f}{G_f}+\lambda_c\frac{E_c}{G_c}\right) \tag{2.7}$$

柱材 (AB および CD 部材) に関しては

$${}_V\delta_{E(s-AB,CD)} = \frac{6PT}{5A_0\bar{G}\beta}\left\{4\ln(1+\beta)-\frac{\beta(3+5\beta)}{(1+\beta)^2}\right\} \tag{2.8}$$

である。ここに，$A_0=(h_{AB}+h_{DC})b/2$ である。

Table 7 における ${}_V\delta_{E(b)}$ は (2.6) 式による値，${}_V\delta_{E(b+s)}$ は (2.6)+(2.7)+(2.8) の合計数値である。このばあい，(2.8) 式による値は非常に小さく無視してもほとんど影響ない。

つぎに柱材 (AB, CD) 中央部F点の水平変位はつぎのように求められる。変位測定位置F点に $P=1$ の仮想荷重をかけたばあいの支点反力は前述の方法により Fig. 4 の (4) と (2) から Fig. 5 (3) に示すように求められる。同図において

$$\bar{H}_D = \frac{1}{4}+\frac{k\phi_2}{2(2k\phi_1+1)} \tag{2.9}$$

ここに，

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

である。

したがって，この垂直荷重による柱材中央部F点の水平変位 ${}_V\delta_{F(b)}=\sum\int\frac{M\bar{M}}{EI}ds$ は Fig. 5 (1)×(3) により

$${}_V\delta_{F(b)} = -\frac{kPL^2T\phi_2}{16\bar{E}I_{BC}(2k\phi_1+1)} \tag{2.10}$$

となる。式中の－は変位の方向が Fig. 5 (3) $\overline{M}$ 図における荷重方向と逆であることを示す。

なお，このばあいはせん断変形は無視できる。

等断面材のばあいは $\phi_1=1/3$，$\phi_2=1/8$ とする。よって上述の式はそれぞれつぎのようになる。

$$H_A=\frac{3PL}{8T(2k+3)} \tag{2.3'}$$

$$M_B=H_AT=\frac{3PL}{8(2k+3)} \tag{2.4'}$$

$$M_E=\frac{PL}{4}\left\{1-\frac{3}{2(2k+3)}\right\} \tag{2.5'}$$

$$_V\delta_{E(b)}=\frac{PL^3}{16\bar{E}I_{BC}}\left\{\frac{1}{3}-\frac{3}{4(2k+3)}\right\} \tag{2.6'}$$

$$\bar{H}_D=\frac{1}{4}+\frac{3k}{16(2k+3)} \tag{2.9'}$$

$$_V\delta_{F(b)}=-\frac{3kPL^2T}{128\bar{E}I_{BC}(2k+3)} \tag{2.10'}$$

2.2 水平荷重のばあい

Fig. 3 (2) に示す水平荷重が加えられたときの支点における反力は，前述のばあいと同様，Fig. 4 における (2) と (3) から Fig. 5 (2) に示すように求められる。A, D 両支点における水平反力は $H_A=H_D=0.5P$ で，かつ等断面材，テーパー材ともに同じである。

B 点における水平変位 $_H\delta_{B(b)}=\sum\int\frac{M\overline{M}}{EI}ds$ は Fig. 5 の (2) M 図から

$$_H\delta_{B(b)}=\frac{PLT^2}{12\bar{E}I_{BC}}(6k\phi_1+1) \tag{2.11}$$

柱材中央部 F 点の変位 $_H\delta_{F(b)}=\sum\int\frac{M\overline{M}}{EI}ds$ は Fig. 5 における (2)×(3) により

$$_H\delta_{F(b)}=\frac{PLT^2}{24\bar{E}I_{BC}}\left\{6k(\phi_1+\phi_2)+1\right\} \tag{2.12}$$

また，等断面材のばあいは前項同様，$\phi_1=1/3$，$\phi_2=1/8$ として，

$$_H\delta_{B(b)}=\frac{PLT^2}{12\bar{E}I_{BC}}(2k+1) \tag{2.11'}$$

$$_H\delta_{F(b)}=\frac{PLT^2}{96\bar{E}I_{BC}}(11k+4) \tag{2.12'}$$

この水平荷重試験のばあいにおける曲げ応力の最大値 $\delta_{b-\max}$ の生ずる位置は柱材において，せい h_x が $2h_{AB}$ または $2h_{ED}$ のところである。これは支点上 100 cm で，$\delta_{b-\max}$ はつぎのように求められる。

$$\delta_{b-\max}=M_{100}/Z_{100} \tag{2.13}$$

ここに，$M_{100}=PT/3$，$Z_{100}=2bh_{AB}^2/3$ である。

3. 結果および考察

試験結果を述べる前にこの試験に使用した材料の性能について簡単に触れる。使用したトドマツ，ミズナラおよびダケカンバのラミナの性質の総括を Table 4 に示す。これらの数値からトドマツは標準ないしやや良，ミズナラおよびダケカンバは上質のものといえる。また，ヤング係数 E とせん断弾性係数 G の比 (E/G) はトドマツで 16～25, ミズナラおよびダケカンバはともに 12～14 であった。

Table 4. Summary of properties of materials

Species			Todo-matsu	Mizu-nara	Dake-kamba
No. of laminae			57	6	6
Av. ring width R_w	(mm)	Av.	3.0	1.7	1.5
		Max.	7.0	2.2	2.3
		Min.	1.1	1.3	0.7
Specific gravity r_u		Av.	0.43	0.78	0.72
		Max.	0.48	0.81	0.77
		Min.	0.39	0.76	0.70
Moist. Content u	(%)	Av.	12.9	13.6	6.3
		Max.	14.0	15.0	8.0
		Min.	10.0	12.0	5.0
M.O.E. E	(10^3 kg/cm^2)	Av.	115	148	166
		Max.	147	157	192
		Min.	81	141	148
Shear modulus G	(10^3 kg/cm^2)	Av.	6.1	11.6	12.3
		Max.	7.9	12.3	16.3
		Min.	4.0	11.0	10.6

3.1 部材剛性

等断面材についての結果を Table 5 に示す。これはスパン (l) を 150 cm としての中央集中荷重による試験結果で，剛性の計算値 $\bar{E}I$ から求めた曲げたわみ δ_b を実験値 δ_{Exp} に比較すると δ_{Exp}/δ_b の値はほぼ 1.10～1.20 の範囲にある。この δ_b にせん断たわみ δ_s を加えて比較した $\delta_{Exp}/(\delta_b+\delta_s)$ の値はほぼ 1 (範囲は 0.92～1.07) となり，両者がほぼ一致しているといえよう。このばあい，せん断たわみ δ_s は曲げたわみ δ_b の 10～15% にあたる。

この等断面材のうち梁材となるものではトドマツ材のみのものについても，上下面材にヤング係数の大きいもの ($E=136\sim147\times10^3$ kg/cm^2) を使用したので，広葉樹材による複合構成のものと剛性 $\bar{E}I$ の値にあまり差はない。ラーメン No. 1 および 2 の等断面柱材となるものに

Table 5. Flexural rigidities of members with uniform cross sections

No.	b (cm)	h (cm)	r_u	I (cm^4)	$\bar{E}I$ (10^6 kg/cm^2)	δ_b (10^{-3} cm/100 kg)	$\delta_b+\delta_s$ (10^{-3} cm/100 kg)	$\delta_{Exp.}$ (10^{-3} cm/100 kg)	$\frac{\delta_{Exp.}}{\delta_b+\delta_s}$
1B	5.020	10.025	0.46	421.5	59.4	118	137	136	0.99
2B	5.015	10.010	0.46	419.2	59.1	119	137	137	1.00
3B	5.025	10.020	0.45	421.3	58.6	120	137	143	1.05
4B	5.020	10.010	0.46	419.6	58.3	121	138	133	0.97
5B	5.020	10.010	0.46	419.6	56.2	125	142	139	0.98
6B	5.020	10.005	0.45	419.0	56.1	125	142	144	1.02
7B	5.000	10.040	0.52	421.7	56.1	125	141	149	1.05
8B	4.860	10.040	0.54	409.9	54.5	129	146	142	0.98
9B	4.715	10.035	0.51	397.0	62.7	112	127	136	1.07
10B	4.725	10.025	0.51	396.7	62.8	112	127	136	1.07
1C1	5.020	10.020	0.43	420.8	48.0	147	164	168	1.02
1C2	5.030	10.015	0.43	421.1	48.0	147	164	165	1.01
2C1	5.020	10.015	0.44	420.2	47.9	147	163	150	0.92
2C2	5.015	10.010	0.44	419.2	47.8	147	163	159	0.97
Av.									**1.01**

(Remarks) b: width, h: height, r_u: specific gravity at the time of test, I: moment of inertia, $\bar{E}I$: flexural rigidity, δ_b and δ_s are the calculated values of deflections due to bending moment and shearing force, respectively.

Table 6. Flexural rigidities of tapered members

No.	b (cm)	h_0 (cm)	$h_l/2$ (cm)	h_l (cm)	$\bar{E}I_l$ (10^6 kg/cm^2)	δ_b (10^{-3} cm/50 kg)	$\delta_b+\delta_s$ (10^{-3} cm/50 kg)	$\delta_{Exp.}$ (10^{-3} cm/50 kg)	$\frac{\delta_{Exp.}}{\delta_b}$	$\frac{\delta_{Exp.}}{\delta_s+\delta_s}$
3C1	5.005	4.040	7.000	10.015	43.5	266	280	279	1.05	1.00
3C2	5.003	4.000	7.000	10.010	43.5	266	280	257	0.97	0.92
4C1	5.007	4.020	7.000	9.990	43.9	263	276	273	1.04	0.99
4C2	5.020	4.000	7.000	10.025	44.0	262	275	261	0.99	0.95
5C1	4.993	4.000	7.000	10.000	42.9	270	283	272	1.01	0.96
5C2	5.007	3.970	7.000	10.015	43.0	269	282	251	0.93	0.89
6C1	5.000	4.005	7.000	10.035	42.6	271	285	256	0.94	0.90
6C2	5.005	3.900	7.000	10.005	42.7	271	285	267	0.99	0.94
7C1	5.003	4.000	7.000	10.015	52.9	219	229	229	1.05	1.00
7C2	5.003	4.000	7.000	10.045	52.9	219	229	221	1.01	0.97
8C1	4.882	3.990	7.000	10.020	52.9	218	228	223	1.02	0.98
8C2	4.853	3.990	7.000	10.025	52.6	220	231	218	0.99	0.95
9C1	4.730	3.975	7.000	9.980	50.6	228	240	232	1.02	0.97
9C2	4.720	3.970	7.000	9.950	50.5	229	241	231	1.01	0.96
10C1	4.725	4.000	7.000	10.000	52.4	220	232	223	1.01	0.96
10C2	4.730	4.000	7.000	10.005	52.5	220	232	218	0.99	0.94
Av.									**1.00**	**0.96**

ついては，同 No. 3～6 のテーパー部材のラミナのヤング係数に近いものを使用したので，それらの剛性はやや小さい。

つぎ，テーパー部材についての寸法，剛性，同試験結果を Table 6 に示す。ここでは広葉樹材による剛性補強効果が $\bar{E}I_l$ にみられる。すなわち，ミズナラ材による補強の No. 7C1～8C2 およびダケカンバ材による補強の No. 9C1～10C2 ではトドマツ材のみによるものの約 20% 増である。このばあいも剛性試験はスパン (l) 150 cm で中央集中荷重によるが，$\bar{E}I$ からの計算曲げたわみ δ_b はほぼ実験値 δ_{Exp} と一致している。せん断たわみ δ_s をこれに加えると計算値 ($\delta_b+\delta_s$) の方が実験値より約 4% 大きくなっているが，これは測定の精度によるものと考えられる。このテーパー部材のばあい，せん断たわみ δ_s は曲げたわみ δ_b の 4% 程度である。

このように，部材剛性試験では等断面材，テーパー材ともにラミナについて測定した E および G から梁としての変形をかなりの精度で計算できることを確めた。

3.2 試験体の剛性

垂直および水平荷重による試験結果を Table 7 に示す。各点の変位の計算には同表の $\bar{E}I_{BC}$, $\bar{E}I_{BA}$ および $\bar{E}I_{CD}$ を用いた。

Table 7. Deflections of the frames

Item		No.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
	$\bar{E}I_{BC}$	(10^6 kg/cm^2)	59.4	59.1	58.6	58.3	56.2	56.2	56.1	54.5	62.7	62.7
	$\bar{E}I_{BA}$	(〃)	48.0	47.9	43.5	43.9	42.9	42.6	52.9	52.9	50.6	52.4
	$\bar{E}I_{CD}$	(〃)	48.0	47.8	43.5	44.0	43.0	42.7	52.9	52.6	50.5	52.5
	k		1.238	1.235	1.347	1.327	1.310	1.318	1.061	1.034	1.242	1.195
Deflection by a vertical load at E	$V\delta_{E(b)}$	(10^{-3} cm/100 kg)	69.7	70.0	86.7	86.8	89.7	89.8	85.2	87.0	79.4	78.6
	$V\delta_{E(b+s)}$	(〃)	88.6	89.1	104.3	104.4	106.6	106.7	106.8	104.1	94.6	93.8
	$V\delta_{F(b)}$	(〃)	30.1	30.3	61.8	61.2	63.7	63.9	58.7	59.8	56.1	55.0
	$V\delta_{E(\mathrm{Exp})}$	(〃)	73.4	75.8	99.6	98.3	103.8	103.6	104.0	101.4	95.6	93.8
	$V\delta_{F(\mathrm{Exp})}$	(〃)	39.3	34.6	71.8	67.5	72.6	72.9	69.8	67.4	64.2	65.0
	$V\delta_{E(\mathrm{Exp})}/V\delta_{E(b)}$		1.05	1.08	1.16	1.13	1.16	1.16	1.22	1.17	1.20	1.19
	$V\delta_{E(\mathrm{Exp})}/V\delta_{E(b+s)}$		0.83	0.85	0.96	0.94	0.98	0.98	0.97	0.97	1.01	1.00
	$V\delta_{F(\mathrm{Exp})}/V\delta_{F(b)}$		1.30	1.14	1.16	1.10	1.14	1.14	1.19	1.13	1.14	1.18
Deflection by a horizontal load at B	$H\delta_{B(b)}$	(10^{-3} cm/10 kg)	165	165	293	291	298	300	252	254	256	248
	$H\delta_{F(b)}$	(〃)	104	105	213	211	217	218	181	182	185	179
	$H\delta_{B(\mathrm{Exp})}$	(〃)	126	115	242	236	234	227	210	203	205	204
	$H\delta_{F(\mathrm{Exp})}$	(〃)	81	74	177	177	175	172	152	151	153	153
	$H\delta_{B(\mathrm{Exp})}/H\delta_{B(b)}$		0.76	0.74	0.83	0.81	0.78	0.76	0.83	0.80	0.80	0.82
	$H\delta_{F(\mathrm{Exp})}/H\delta_{F(b)}$		0.77	0.71	0.83	0.84	0.81	0.79	0.84	0.83	0.82	0.85

(Remarks) k: relative stiffness $=(2\bar{E}I_{BC}T)/(\bar{E}I_{BA}+\bar{E}I_{CD})L$, and the others are shown in Table 4 and Figure 3.

3.2.1 垂直荷重試験のばあい

梁材中央部（荷重点下，E 点）の変形にはせん断変形の割合が大きく，曲げ変形 ${}_V\delta_{E(b)}$ にせん断変形 ${}_V\delta_{E(s)}$ を加えたものが実験値と比較される。まず，等断面材による No. 1 および No. 2 ではこの（実験値)/(計算値）が 0.83 および 0.85 で，これは合板ガセットによる試験体の剛性の増加であると判断される。これに対し，テーパー部材を有する試験体では，この値はほぼ1で，合板ガセットの剛性効果は少ない。これはテーパー部材のばあい，その形状によって曲げモーメントの小さいところでも変形が大きいので，ガセット接合部の剛性が増加しても，全体としての剛性の増加は非常に少ないとみられるからである。一方，この垂直荷重による柱材中央部の水平変位の実験値 ${}_V\delta_{F(\mathrm{Exp})}$ は計算値 ${}_V\delta_{F(b)}$ よりかなり大きく，その 1.1～1.3 を示した。この変位にはせん断変形の影響がほとんどないので，装置による誤差および測定精度によるものと考えられる。

3.2.2 水平荷重試験のばあい

この結果では B 点および F 点の変位はともに曲げ変形の計算値 ${}_H\delta_{B(b)}$ および ${}_H\delta_{F(b)}$ よりかなり小さかった。すなわち，これらの変位における（実験値)/(計算値）は等断面材で，0.71～0.77，テーパー部材をもつもので 0.76～0.85 であり，すべてに合板ガセットの剛性向上の効果がみられるが，等断面材においてとくに顕著である。

以上のように，剛性試験の結果では，一部に実験値が計算値より若干大きいものもみられたが，一般的に上述の方法によって門形ラーメン試験体の変位をかなりの精度で計算できることを確めた。また，合板ガセットの剛性効果はテーパー部材をもつものでは等断面材のものより少ないが，合板ガセット接合部に荷重をかけた水平荷重試験ではその効果が明らかにみられた。

Table 8. Calculated values of deflection and strength of the quadrangular frames with various tapered members

β	h_0 (cm)	Ratio of column volume	Ratio of frame volume	Vertical load P at E: $M_B \times P$ (cm)	$M_E \times P$ (cm)	δ_E (10^{-3} cm/100 kg)	Ratio of stiffness	Horizontal load P at B: δ_B (cm/100 kg)	Ratio of stiffness	Ratio of $P_{\max}$
0	10.00	1.000	1.000	11.25	26.25	92.8	1.000	2.03	1.000	1.000
0.05	9.52	0.976	0.984	11.10	26.40	93.8	0.989	2.07	0.978	1.000
0.1	9.09	0.955	0.970	10.93	26.57	95.0	0.977	2.12	0.954	1.000
0.2	8.33	0.917	0.945	10.64	26.86	97.0	0.957	2.22	0.912	1.000
0.5	6.67	0.833	0.889	9.89	27.61	102.0	0.910	2.49	0.814	1.000
1.0	5.00	0.750	0.833	8.97	28.53	108.2	0.858	2.88	0.702	1.000
1.5	4.00	0.700	0.800	8.29	29.21	112.8	0.823	3.23	0.627	0.960
2.0	3.33	0.667	0.778	7.76	29.74	116.4	0.797	3.54	0.572	0.880

(Remarks) Cross section of members: $h_{BA}=h_{EC}=h_{CB}=h_{CD}=10$ cm, $b=5$ cm, M.O.E. of members: 100×10^3 kg/cm², δ: deflection, $P_{\max}$: the max. load when M.O.R. σ_b is constant for all of the members, $\beta=(h_{BA}-h_{AB})/h_{AB}=(h_{CD}-h_{DC})/h_{DC}$, $h_0=h_{AB}=h_{DC}$.

この門形ラーメンにおいて，梁材および柱材上部接合位置の寸法が同じで，かつヤング係数および曲げ強さが同じであるばあい，テーパーの度合を変化させたときのラーメンの剛性および強度を比較すると Table 8 に示すようになる。このように，β を 0 から 2.0 まで変化させたばあい，柱材下端のせい h_0 は 10.0 cm から 3.33 cm まで小さくなり，柱材の材積比は 1 から 0.667 に，ラーメン材積比は 1 から 0.773 となる。このラーメンでは垂直荷重のばあい，部材剛性が小さくなれば，支持点の水平反力 H_A および H_D は小さくなるので，当然，両肩の曲げモーメント M_B および M_C は β が大きくなることによって減少する。これに応じて，荷重点下の曲げモーメント M_E は増大する。すなわち，同表の M_B は $\beta=0$ のとき $11.25P$ cm で，$\beta=2.0$ では $7.76P$ cm となり，約 69% に減ずる。一方，M_E は $26.25P$ cm が $29.74\,P$ cm となり，約 113% に増大する。したがって，このばあい，部材の曲げ強さ σ_b が一定であれば破壊は荷重点下に生じ，その値を $\beta=0$ のとき 1 とすれば，$\beta=2.0$ では 0.88 となる。また，この荷重のときの荷重点下の曲げたわみを δ_E とすれば，$\beta=0$ で 92.8×10^{-3} cm/100 kg，$\beta=2.0$ で 11.64×10^{-3} cm/100 kg である。これを剛性の比として表わせばその右欄のような値となり，1.0 が 0.797 に減ずることになる。柱材の材積比，ラーメン材積比がこれより小さいことから，この垂直荷重に対してはテーパー部材の使用が合理的といえる。

つぎに水平荷重のばあいについてみると，計算式の項で述べたように，β に関係なく，両支点での水平反力はともに $0.5P$ であるので，曲げモーメント図はすべて同じである。このばあいの肩 B 点の水平変位は同表 δ_B のように求められ，これによる剛性の比は $\beta=0$ のとき 1.0 から $\beta=2.0$ で 0.572 に減ずる。この減じ方は柱材の材積比およびラーメン材積比の減じ方より多く，この水平荷重に対しては剛性の上からはテーパー部材の使用はやや不利となる。しかし，σ_b 一定のときの破壊荷重の比は $\beta=0$ から 1.0 まで全く同じであり (1.0)，$\beta=1.5$ で 0.96，$\beta=2.0$ で 0.88 となり，強度的にはテーパー部材の使用は合理的といえる。これは既に述べられているように[6]，テーパー部材において曲げ強さの最大値 $\sigma_{b\text{-max}}$ の生ずるのは部材のせい h_x が支点上のせい h_0 の 2 倍，すなわち，$h_x=2h_0$ の位置で（最大せいが $2h_0$ 未満のときはその最大せいの位置）あるため，上述のようになるものである。

3.3　試験体の強度

水平荷重による破壊試験の結果を Table 9 に示す。まず，比例限度荷重 P_l についてみると，トドマツ材による目切れ補強の No. 5 および 6 試験体において，やや小さいが，他はほぼ同じである。最大荷重はトドマツ等断面材による No. 1 および 2 では 810～880 kg，トドマツテーパー部材のものは目切れ面を補強していないもの (No. 3～4) も補強したもの (No. 5～6) も大差なく 620～690 kg で，前者 (No. 1～2) の 77% 前後で，Table 8 に示す計算値よりかなり低い。これは等断面材のものにはガセットの補強効果が現われたためである。広葉樹材による複合構成のもの (No. 7～10) では $P_{\max}$ の値はトドマツ等断面のものとほぼ同じで，その補強の効果が明瞭に現われている。とくに破壊形態からみると，トドマツ材のみのものは等断面，

Table 9. Strength of the frames

Frame No.	P_l (kg)	P_{max} (kg)	M_{max} (kg·m)	δ_{max} (cm)	$\sigma_{b\text{-}max}$ (kg/cm²)	Type of fructure
1	620	880	660	11.7	789	Bending in column
2	560	810	680	9.5	727	〃
3	500	640	480	13.9	600	〃
4	620	690	518	13.6	646	〃
5	480	620	465	16.2	582	〃
6	440	640	480	15.1	600	Shear between gusset and member
7	660	860	645	22.8	805	Shear in gusset
8	520	770	540	16.5	743	〃
9	560	790	593	24.5	785	Shear in core of column
10	600	855	641	25.0	847	〃

(Remarks) P_l: load at p.l., P_{max}: the max. load, M_{max}: the max. bending moment, δ_{max}: deflection at B when the max. load is appiled, $\delta_{b\text{-}max}$: the max. value of modulus of rupture.

テーパー材ともにほとんどが柱材の曲げ破壊によっているが，ナラ材による補強の No. 7～8 ではともにガセット内接着層せん断，ダケカンバ材による No. 9～10 ではともに柱材コアーのせん断破壊によった。このように，広葉樹材による補強のものではその強さを充分発揮しないうちに他の部分で破壊した。また，これらの補強のものでは破壊前の変形が大きくなったときに，表面材ではなく，芯のトドマツ材の方に圧縮破壊（もめ）がみられた。さらに，破壊時における荷重点（B）の変位量（δ_{max}）はトドマツ等断面材の No. 1～2 では最も少なく 9.5～11.7 cm，つぎがトドマツテーパー材の No. 3～4 の 13.6～13.9 cm，トドマツ補強の No. 5～6 で 15.1～16.2 cm，広葉樹材補強の No. 7～10 では 16.5～25.0 cm であり，粘りという点からも広葉樹材補強の効果が非常によく現われている。またトドマツ補強のばあいも強度にあまり差はなかったが，この粘りでは効果があったといえよう。ここにあげた $\sigma_{b\text{-}max}$ は等断面材のばあいは M_{max} をその断面係数 Z で割った値で，実際にはガセット板の直下で曲げ破壊しているので，曲げモーメントの値は M_{max} の 0.83 程度となり，したがって，破壊箇所の曲げ強さ σ_b は 610～660 kg/cm² である。テーパー材のばあいは (2.13) 式による計算値である。

以上の破壊試験の結果では $\sigma_{b\text{-}max}$ は 582～847 kg/cm² の範囲にあり，トドマツ集成材の許容応力度 $_sf_b$（曲げ，短期応力に対する値＝200 kg/cm²——集成木材構造設計基準）の 2.9～4.2 倍にあたり，いずれも充分な耐力をもつといえる。

3.4 部材の強度

試験体の破壊試験終了後，破壊していない部材について，曲げ試験を行なった。その結果を Table 10 に示す。ここで，比例限度荷重 P_l は最大荷重 P_{max} の 0.55～0.75 の範囲にあるが，とくに構成による差はみられない。曲げ強さ σ_b についてみると，トドマツ等断面材（No. 1B～No. 6B, No. 1C2～No. 2C1）において，その範囲は 564～669 kg/cm² である。とくに柱材

Table 10. Strengh of members

No.	b (cm)	$h_{l/2}$ (cm)	$Z_{l/2}$ (cm³)	P_l (kg)	P_{max} (kg)	M_{max} (kg·m)	σ_{bp} (kg/cm²)	σ_b (kg/cm²)
1B (U)	5.020	10.025	84.09	900	1500	56.25	401	669
2B (U)	5.015	10.010	83.75	900	1460	54.75	403	654
3B (U)	5.025	10.020	84.09	900	1350	50.63	401	602
4B (U)	5.020	10.010	83.83	900	1430	53.63	403	640
5B (U)	5.020	10.010	83.83	900	1260	47.25	403	564
6B (U)	5.020	10.005	83.75	900	1380	51.75	403	618
7B (U)	5.000	10.040	84.00	1100	1540	57.75	491	688
8B (U)	4.860	10.040	81.65	1100	1520	57.00	505	698
9B (U)	4.715	10.035	79.13	1200	1600	60.00	569	759
10B (U)	4.725	10.025	79.14	1200	1570	58.88	569	744
1C2 (U)	5.030	10.015	84.09	900	1460	51.10	375	608
2C1 (U)	5.020	10.015	83.92	1000	1520	53.20	417	634
3C2 (T)	5.000	7.160	42.72	460	625	21.88	364	512
4C2 (T)	5.020	7.165	42.95	460	760	26.60	375	619
5C1 (T)	4.990	7.170	42.76	480	880	30.80	393	720
6C1 (T)	5.000	7.165	42.78	480	725	25.38	393	593
6C2 (T)	5.000	7.175	42.90	480	800	28.00	392	653
7C1 (T)	5.005	7.165	42.82	620	880	30.80	507	719
8C2 (T)	4.885	7.150	41.62	640	980	34.30	538	824
9C1 (T)	4.730	7.195	40.80	600	800	28.00	515	686
10C2 (T)	4.730	7.170	40.53	600	960	33.60	518	829

(Remarks) b: width, $h_{l/2}$: height at the mid-span, $Z_{l/2}$: section modulus at the mid-span, P_l: load at p.l., P_{max}: the max. load, M_{max}: the max. bending moment, σ_{bp}: fiber stress at p.l., σ_b: modulus of rupture, (U): uniform cross section, (T): tapered.

について，ラーメン試験体において破壊したものの $\sigma_{b\text{-}max}$ (Table 9) と比較すると No. 1: 789/608=1.30, No. 2: 727/634=1.15 となり，合板ガセット接合の効率がともに1より大であることを示す。なお，さきに述べたように No. 1 および 2 試験体では破壊した位置での曲げ強さは 610～660 kg/cm² であって，これは Table 10 の σ_b の数値とほぼ同じであると判断される。つぎに広葉樹材による複合等断面材ではミズナラ材による No. 7B～8B の σ_b は 688～698 kg/cm², ダケカンバ材による No. 9B～10B はさらに大きく 744～759 kg/cm² であった。このように等断面材についても複合の効果が確められた。

つぎにテーパー部材についてみると，トドマツ材の補強していないもの (No. 3C2～4C2) では 512～619 kg/cm², 同一樹種材で補強したもの (No. 5C1～6C2) では 593～720 kg/cm² であって，平均値としては後者の方が強度大であるが，個々について二次接着による補強の効果を断言できない。これらの柱材の構成ラミナのヤング係数 E は Table 2 に示すように表面材となるものは 104～109×10³ kg/cm² で，ほとんど差がないものである。これはテーパー切削面

を補強していないものの目切れにおいても，その繊維傾斜角度は $\beta=1.5$ では 2°17′ 程度であって，目切れによる強度低下は非常に少ないとみられるためである。このトドマツテーパー部材の σ_b をラーメン試験体の $\sigma_{b\text{-max}}$ と比較すると，No. 3：600/512＝1.17，No. 4：646/619＝1.04，No. 5：582/720＝0.81，No. 6：600/593＝1.01 という数値となり，接合効率はいずれも非常に高いことを示す。つぎに，広葉樹材による複合構成のものについてみると，ミズナラ材による No. 7C～8C2 では σ_b は 719～824 kg/cm²，ダケカンバ材による No. 9C1～10C2 で 686～829 kg/cm² で，いずれもかなり大きい値である。これらをラーメン試験体における $\sigma_{b\text{-max}}$ と比較すると，No. 7：805/719＝1.12，No. 8：743/824＝0.90，No. 9：785/686＝1.15，No. 10：847/829＝1.03 となり，接合部で破壊した No. 7 および 8 においても，接合効率は極めて高いといえる。

3.5 接　着　力

前項の部材曲げ試験終了後，テーパー面補強を行なった試験体（柱材）から，最初に集成材を製造した際の接着（1次接着）とテーパー面補強のばあいの接着（2次接着）をブロックせん断試験体を作製し，せん断強さとして比較した。その結果を Table 11 に示す。ここで中央欄の 1，2はそれぞれ1次および2次接着を示す。せん断強さをみると，ダケカンバ・トドマツの2次接着の 58.3 kg/cm² を除けば，両接着力に差はないといえる。このばあいも木破率は 70% を示しているので，とくに問題はないと考えられる。

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

Species glued	Member No.	Procedure* of gluing	Shear strength (kg/cm²)	Wood failure (%)
Todo-matsu×Todo-matsu	6C1	1	70.1	90
	6C2	1	69.4	100
	6C1	2	72.9	95
	6C2	2	73.2	40
Mizu-nara×Todo-matsu	7C2	1	85.4	85
	8C2	1	96.8	90
	7C2	2	101.3	60
	8C2	2	95.2	55
Dake-kamba×Todo-matsu	10C1	1	112.7	70
	10C2	1	94.5	60
	10C1	2	58.3	70
	10C2	2	92.4	75

(Remarks) *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

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の最初として，その最も基本的な形である門形ラーメンについて，トドマツ集成材による等断面材，テーパー材，同トドマツ材による目切れ面補強材，ミズナラおよびダケカンバ材による複合構成のものを用いて，合板ガセット接着法による試験体を製作し，剛性および破壊試験を行なった結果はつぎのように要約される。

1)　部材剛性試験の結果ではラミナについて測定したヤング係数 E およびせん断弾性係数 G によって，部材剛性を高い精度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は，前項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高い精度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有効率はテーパー材をもつものでは等断面材のものより小さかった。また，梁材中央部にかけた垂直荷重とガセット接合部にかけた水平荷重のばあいを比較すると，後者の方が剛性有効率が高かった。

3)　水平荷重による破壊試験ではいずれの試験体も所要の強度をもつことが確められた。また，広葉樹材による複合構成のテーパー部材をもつものではトドマツ等断面材に匹敵する強度を示した。トドマツ材によるテーパー面の補強では，その効果は強度に対しては明らかでなかったが，粘りに対しては明らかにみられた。この試験における合板ガセットの接合効率はいずれも高く，80～130% を示した。

4)　集成材製造時とテーパー面補強時の接着力には差はなかった。

文　　献
Literature Cited

1) MAKI, A. C. and E. W. KUENZI (1965) Deflection and stresses of tapered wood beams. U.S. For. Serv., Res. Paper FPL 34, For. Prod. Lab.

2) 宮島　寛 (1967) 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1報). シナ合板ガセットに関する基礎試験. 北大演報, **25**-1, 83-106.
MIYAJIMA, H. (1967) Experimental studies on efficient of joint with glued plywood gussets. Rept. 1. Fundamental tests for joints with glued Shina-plywood gussets. Res. Bull. Coll. Exp. Forests, Hokkaido Univ. **25**-1, 83-106.

3) 宮島　寛 (1968) 同 (第2報). 合板ガセット接着法による門形ラーメンならびに方づえつきラーメンの剛性および強度. 北大演報, **26**-1, 58-72.
MIYAJIMA, H. (1968) ditto. Rept. 2. Deflections and strength of quadrangular frames jointed with glued plywood gusset plates and frames with knee braces. Res. Bull. Coll. Exp. Forests, Hokkaido Univ. **26**-1, 58-72.

4) 宮島　寛 (1968) 同 (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) ditto. Rept. 4. Effect of glued plywood gusset plates to deflections and strength of wood gable frames. Res. Bull. Coll. Exp. Forests, Hokkaido Univ. **26**-1, 91-106.

5) 沢田 稔・山本 宏 (1968) 木質複合梁に関する研究（第1報）. 比例限度内における撓み特性. 北大演報, **26**-1, 11-44.

SAWADA, M. and H. YAMAMOTO (1968) Studies on wooden composite beams. Rept. 1. Deflection characteristics within proportional limit of wooden composite beams. Res. Bull. Coll. Exp. Forests, Hokkaido Univ. **26**-1, 11-44.

6) 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

It is well known that the structural members with varying cross sections are used for the purposes of reasonable utilizing of materials and adding beauty to the wooden structures. For instance, those are used as the legs or rafters of three-hinged laminated wood gable frames and as the legs of funitures such as a chair or a table. The theoretical analysis about the deflection and stresses of tapered wood beams was already presented by A. C. MAKI and E. W. KUENZI (1965)[1]. In this paper, their analysis has been applied to the quadrangular wood frames with the tapered members, and the deflection and stresses of the rigid frames being investigated.

1. Material and methods

1.1 Fabrication of the members

The specimen is shown in Fig. 1. The members were made from the glued laminated wood. The species of the laminae used are Todo-matsu (*Abies sachalinensis* MAST., Mark: A, grown in Uryu pref. Hokkaido and air-dried 2.0 cm×12 cm×180 cm) as the main material, and Mizu-nara (*Quercus mongolica* FISCH. var. *grosseserrata* REHD. et WILS., Q, grown in Teshio and air-dried 1.0×12×180) and Dake-kamba (*Betula ermanii* CHAM., B, on sale, kiln-dried 1.0×12×180) as the reinforcement. Before gluing, the moduli of elasticity and rigidity of those laminae were measured by bending and torsional tests, respectively. Also the specific gravity, moisture content, average width of annual rings and defects were recorded.

The arrangement of the laminae in the members is shown in Fig. 2, and Tables 1 and 2. The laminated wood beams were assembled with ureaformaldehyde adhesive.

1.2 Flexural rigidity test for the members

Prior to constructing the specimen, flexural rigidity test for the members was carried out as shown in Fig. 2.

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

For the members with uniform cross sections ($\beta=0$)[5]:

If the bending and shear deflections are δ_b and δ_s, respectively,

$$\delta_b = \frac{Pl^3}{48\bar{E}I} \tag{1.1}$$

$$\delta_s = \frac{Pl^3}{48\bar{E}I}\left\{\frac{3}{20\psi}\left(\frac{h}{l}\right)^2\left(\lambda_f\frac{E_f}{G_f}+\lambda_c\frac{E_c}{G_c}\right)\right\} \tag{1.2}$$

where $\bar{E}I$ is the flexural rigidity of the laminated beam and $\bar{E}I=E_fI_f+E_cI_c$, I is the moment of inertia about the neutral axis, E is modulus of elasticity, G is the modulus of rigidity, h is height of the beam and subscript letters f and c are face and core materials, respectively. Now, denoting $\varphi_0=h_c/h$, $K=E_c/E_f$ and $\omega=\{1-(1-K)\varphi_0^2\}/K$, it is found that (see Fig. 2)

$$\psi = \frac{1}{4}\left\{1-8(1-K)\varphi_0^3\right\}$$

$$\lambda_f = 8-15\varphi_0+10\varphi_0^3-3\varphi_0^5$$

$$\lambda_c = K(15\omega^2\varphi_0-10\omega\varphi_0^3+3\varphi_0^5)$$

For the tapered members ($\beta>0$):

The apparent value ($\bar{E}$) of modulus of elasticity and that ($\bar{G}$) of modulus of rigidity of the members are approximately taken as the following,

$$\bar{E} = \frac{\int_0^l (E_fI_f+E_cI_c)_x\,dx}{\int_0^l I_x\,dx} \tag{1.3}$$

$$\bar{G} = \frac{\int_0^l (G_fA_f+G_cA_c)_x\,dx}{\int_0^l A_x\,dx} \tag{1.4}$$

The mid-span deflections δ_b and δ_s can be seen that

$$\delta_b = \frac{Pl^3}{4\bar{E}I_l}\left(1+\frac{1}{\beta}\right)^3\left\{\ln(1+\beta)-\frac{2}{2+\beta}\right\} \tag{1.5}$$

$$\delta_s = \frac{3Pl(1+\beta)}{5\bar{G}bh_l\beta}\left\{2\ln(1+\beta)-\frac{3\beta}{2+\beta}\right\} \tag{1.6}$$

where I_l is the moment of inertia of the section with the highest depth in the span and $I_l=bh_l^3/12$, $\beta=(h_l-h_0)/h_0$, A is area of cross section, and the other marks are the same with those described above (see Fig. 2).

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

1.3 Construction of specimens

As shown in Fig. 1, the specimen was formed by joining three members, one beam and two columns with uniform or varing cross sections, together with nail-glued Shina-plywood gussets. A 5 cm×5 cm Ezo-matsu (*Picea* sp.) stiffener block was inserted between the gusset plates along the free edge to prevent the buckling. Some properties of the plywood are shown in Table 3.

1.4 Kind of specimens

Ten specimens were used for this investigation and these are classified as follows:

Nos. 1 and 2: All members were Todo-matsu 5 ply laminated wood with uniform cross sections.

Nos. 3 and 4: The beams were the same with those of Nos. 1 and 2, but the

columns were Todo-matsu tapered bars without reinforcement for the tapered faces.

Nos. 5 and 6: Todo-matsu laminated beams and the tapered columns reinforced by gluing the Todo-matsu lamina to the tapered face.

Nos. 7 and 8: Mizu-nara and Todo-matsu composite beams and tapered columns.

Nos. 9 and 10: Dake-kamba and Todo-matsu composite members.

1.5 Stiffness test for the frames

Two kinds of loads were applied in a vertical position as shown in Fig. 3: one was a vertical load at the mid-span (Point E) and the other being a horizontal one at the knee (Point B). In the former, the frames were erected in a pair with spacing 1 m on center, on the steel channels anchored, and the load was applied by a hydraulic jack with 5-ton-capacity through the beam which was put on the frames. The deflections at Points E, F_1 and F_2 were measured by dial gages with 1/100 mm readings and 30 mm stroke at 50 kg load increments until 500 kg loaded. In the latter, the frames were tested individually and the load was applied with 10 kg weights by using a fixed pulley. The deflection measurements were made with the dial gages mounted at Points B, F_1 and F_2 at 10 kg load increments until 80 kg loaded.

1.6 Destructive test for the frames

For the destructive test, the horizontal load was applied hydraulically at the knee (Point B) of the frame and the horizontal deflection at Point B was measured by a bamboo ruler with 1 mm readings at 20 kg load increments until failure occurred. 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.

2. Calculations

The two-hinged quadrangular rigid frame with tapered columns was analysed theoretically by the method of consistent deformation as shown in Figs. 4 and 5.

2.1 For the vertical load

In Fig. 5 (1), the horizontal reaction (H_A or H_D) at Point A or D, moment (M_B or M_C) at B or C, and moment (M_E) at E are as follows:

$$H_A = H_D = \frac{PL}{8T(2k\phi_1+1)} \tag{2.3}$$

$$M_B = M_C = \frac{PL}{8(2k\phi_1+1)} \tag{2.4}$$

$$M_E = \frac{PL}{4} - H_A T = \frac{PL}{4}\left\{1 - \frac{1}{2(2k\phi_1+1)}\right\} \tag{2.5}$$

where k is relative stiffness and $k = 2\bar{E}I_{BC}T/(\bar{E}I_{BA}+\bar{E}I_{CD})L$, I_{BC} is the moment of inertia of the member BC (beam), I_{BA} is that at Point B of the member AB (column), I_{CD} is that at C of the member CD (column), and

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

$$\beta = (h_{BA}-h_{AB})/h_{AB} = (h_{CD}-h_{DC})/h_{DC}$$

Bending deflection ($_V\delta_{E(b)}$) and shear deflection ($_V\delta_{E(s)}$) at E are calculated as follows:

$$_V\delta_{E(b)} = \frac{PL^3}{16\bar{E}I_{BC}}\left\{\frac{1}{3}-\frac{1}{4(2k\phi_1+1)}\right\} \tag{2.6}$$

$$_V\delta_{E(s-BC)} = \frac{PL^3}{48\bar{E}I_{BC}}\frac{3}{20\psi}\left(\frac{h}{L}\right)^2\left(\lambda_f\frac{E_f}{G_f}+\lambda_c\frac{E_c}{G_c}\right) \tag{2.7}$$

$$_V\delta_{E(s-AB,CD)} = \frac{6PL}{5A_0G\beta}\left\{4\ln(1+\beta)-\frac{\beta(3+5\beta)}{(1+\beta)^2}\right\} \tag{2.8}$$

where $\psi, \lambda_f, \lambda_c, E_f, G_f, E_c$, and G_c are the same with those described in equation (1.2), and $A_0=h_{AB}b$ or $=h_{DC}b$.

Horizontal deflection ($_V\delta_{F(b)}$) due to bending at F_1 or F_2 are calculated by the following equation.

$$_V\delta_{F(b)} = -\frac{kPL^2T\phi_2}{16\bar{E}I_{BC}(2k\phi_1+1)} \tag{2.10}$$

where

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

For the frames constructed entirely of the members with uniform cross sections, $\phi_1=1/3$ and $\phi_2=1/8$ are substituted in the equations described above. Then, the followings are obtained.

$$H_A = \frac{3PL}{8T(2k+3)} \tag{2.3'}$$

$$M_B = H_AT = \frac{3PL}{8(2k+3)} \tag{2.4'}$$

$$M_E = \frac{PL}{4}\left\{1-\frac{3}{2(2k+3)}\right\} \tag{2.5'}$$

$$_V\delta_{E(b)} = \frac{PL^3}{16\bar{E}I_{BC}}\left\{\frac{1}{3}-\frac{3}{4(2k+3)}\right\} \tag{2.6'}$$

$$_V\delta_{F(b)} = -\frac{3kPL^2T}{128\bar{E}I_{BC}(2k+3)} \tag{2.10'}$$

2.2 For the horizontal load

When the horizontal load is applied at the knee (B) of the frame, the moment (M), shear (Q) and axial force (N) diagrams are obtained as shown in Fig. 5 (2). Deflections at B and F_1 (or F_2) are calculated as follows:

$$_H\delta_{B(b)} = \frac{PLT^2}{12\bar{E}I_{BC}}(6k\phi_1+1) \tag{2.11}$$

$$_H\delta_{F(b)} = \frac{PLT^2}{24\bar{E}I_{BC}}\left\{6k(\phi_1+\phi_2)+1\right\} \tag{2.12}$$

For the frames constructed entirely of the members with uniform cross sections, the followings are derived.

$$_H\delta_{B(b)} = \frac{PLT^2}{12\bar{E}I_{BC}}(2k+1) \tag{2.11'}$$

$$_H\delta_{F(b)} = \frac{PLT^2}{96\bar{E}I_{BC}}(11k+4) \tag{2.12'}$$

In the case of applying the horizontal load to the frame with the tapered columns, the maximum value of bending strength ($\sigma_{b\text{-max}}=M_x/Z_x$, Z_x: section modulus) will occur at the section having a depth $h_x=2h_{AB}$ or $=2h_{DC}$, and in the frames tested, since $\beta=1.5$, this section is found at a height of 100 cm from Support A or D.
Then,

$$\sigma_{b\text{-max}} = M_{100}/Z_{100} \tag{2.13}$$

and

$$M_{100} = PT/3\,, \qquad Z_{100}=2bh_{AB}^2/3$$

3. Results and conclusions

3.1 Stiffness of the members

Results are shown in Tables 5 and 6.

For the members with uniform cross sections, the calculated values of the elastic deflection including shear deflection coincided closely with the experimental ones; the average value of ratio (Exp.)/(Cal.) in the mid-span deflection was 1.01, the maximum being 1.07 and the minimum 0.92. Also, for the tapered members, the calculated values agreed approximately with the experimental ones; the average value of (Exp.)/(Cal.) was 0.96, the maximum being 1.00 and the minimum 0.92. It seems, therefore, that the flexural rigidity ($\bar{E}I_t$) of the members calculated from the properties of laminae are used with sufficient accuracy for calculating the deflections of the frames.

3.2 Stiffness of the frames

Results are shown in Table. 7.

3.2.1 For the vertical load at E

The calculated deflections ($_V\delta_{E(b)}+{}_V\delta_{E(s)}$) at the mid-span (E) of BC-member were slightly larger than the experimental ones for the frames constructed entirely of the members with constant cross sections (Nos. 1 and 2); the values of (Exp.)/(Cal.) were 0.83 and 0.85. The experimental values and the calculated ones for the frames with the tapered members agreed approximately with each other; the values of (Exp.)/(Cal.) ranged from 0.94 to 1.01. From these results, it may be seen that the plywood gussets have remarkable effect on the stiffness of the frame consisted entirely of the members with uniform cross sections, but these have little effect for the frame with the tapered members. In the deflections ($_V\delta_E$) at F, the experimental values were slightly larger than the calculated ones. It is considered that this fact has been caused by the experimental error.

3.2.2 For the horizontal load at B

The calculated deflections at B and F were slightly larger than the experimental ones; the values of (Exp.)/(Cal.) ranged from 0.71 to 0.85. In this case, it may be seen that the gussets have remarkable effect on the stiffness of all frames.

If the dimensions of the member BC, those at B of AB and at C of CD, the modulus of elasticity, and the bending strength of all members are constant, the deflections and

strength ratios in the 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 applying the horizontal load at B are presented in Table 9 and summarized as follows:

Nos. 1 and 2 frames failed by 810 to 880 kg loads which were the highest in this test. Nos. 3 and 4 failed by 640 to 690 kg loads which were about 80% of those for Nos. 1 and 2. Nos. 5 and 6 frames reinforced by gluing a Todo-matsu lamina to the tapered face of the column were did not stronger than Nos. 3 and 4. As the reason for this, it may be considered that the decrease of the strength for Nos. 3 and 4 frames, which is caused by the slope of fibers on the tapered face, has been very small, since an angle between the fibers and face is about 2°17′ and the effect to the strength is not so large. Nos. 7 to 10 frames reinforced by the stronger hardwood laminae failed by the loads of 770 kg to 860 kg which were very near to those for Nos. 1 and 2. It seems that the reinforcement by the hardwood such as Mizu-nara or Dake-kamba is very effective.

The maximum values of bending strength ($\sigma_{b\text{-max}}$) ranged from 582 to 847 kg/cm^2 and were 2.8 to 4.0 times the allowable stress intensity for the laminated beams consisted of select Todo-matsu laminae under short time survice ($_sf_b=200$ kg/cm^2).

As will be seen from the deflection (δ_{max}) when the maximum load has been applied, the flexibility of Nos. 7 to 10 frames is superior and that of Nos. 1 and 2 being slightly worse than the others.

3.4 Strength of the members

As shown in Table 10, the moduli of rupture (σ_b) of the members tested ranged from 512 to 829 kg/cm^2 and coincided approximately with the values of $\sigma_{b\text{-max}}$ in Table 9. From this, it may be seen that the joints with nail-glued plywood gussets have sufficient efficiency.

3.5 Properties of gluing

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