



Title	木造釘着組立梁の腹材有効剛比
Author(s)	沢田, 稔; SAWADA, Minoru; 山田, 順治 他
Citation	北海道大學農學部 演習林研究報告, 35(1), 123-138
Issue Date	1978-02
Doc URL	<a href="https://hdl.handle.net/2115/20990">https://hdl.handle.net/2115/20990</a>
Type	departmental bulletin paper
File Information	35(1)_P123-138.pdf



# 木造釘着組立梁の腹材有効剛比\*

沢田 稔\*\* 山田順治\*\*\*

## On the Effective Stiffness Ratio of Connection Members of Nailed Built-up Wood Beams

By

Minoru SAWADA\*\* and Nobuharu YAMADA\*\*\*

### 目 次

緒 言 .....	123
1. 腹材有効剛比の算定理論 .....	124
1.1 弾性床理論による計算式 .....	125
1.2 設計用計算式 .....	126
2. 釘着組立梁の曲げ試験 .....	127
2.1 試験梁の組立条件 .....	127
2.2 試験梁の曲げ試験方法 .....	130
2.3 試験結果と考察 .....	130
結 言 .....	134
文 献 .....	137
Summary .....	137

### 緒 言

釘着組立梁のように、その主材間に相対迂りを伴うばあい、おきかえラーメンによる腹材の有効剛比を用いた辻井理論<sup>1)</sup>は、つぎの2つの点で高い合理性を有しているものと思われる。即ち、1) 主材間に材軸に沿って配置される腹材は等間隔で、かつ、その材端に生ずる拘束モーメントはすべて相等しいという条件を有し、2) 半スパン当りの腹材配置数が定められているばあい、最も高い剛性効果を期待しうることである。一般的にみて、全スパンにわたり腹材を一樣配置したばあいにおける理論解は、菱田ら<sup>2)</sup>や GOODMAN<sup>3)</sup>などにみられるとおりの問題はないが、辻井方式による所謂、腹材の「有効配置」に比して、ややその剛性効果は低

\* 1977年7月3日受理

\*\* 北海道大学農学部林産学科木材加工学教室

\*\*\* 徳島工業試験場

\*\* Laboratory of Wood and Wood Products Engineering, Dept. of Forest Products, Faculty of Agriculture, Hokkaido University.

\*\*\* Tokushima Prefecture Industrial Research Institute.

いようである。つまり、同数の腹材をスパンに関して支点よりに集中配置することの効果は、実用上認められるところである。ただ、辻井理論がもつ有用性に対して、その設計計算における一つの問題点がある。それは、腹材の有効配置を定めるに当って、予じめその腹材有効剛比をもとめておかなければならないことである。無論、その算定式として木構造設計規準<sup>8),10)</sup>に示めされているものはある。しかし、その誘導根拠にはのちにのべるように、必ずしも十分な理論的裏付けが与えられているとは考えられない。

したがって、もし、その事前評価が、使用材料の材質や釘着条件などによって実さいと大きく異なるようなばあいには、この種組立梁の剛性や耐力の予測に思わぬ狂いを生ずることもなりかねない。

これらのことから、著者らは、原田<sup>4)</sup>の弾性床理論による主材間相対 $\bar{w}$ の特性を用いて腹材有効剛比の理論算出式を誘導した。しかし、このばあいも、材質特性値としての釘面圧定数 $(\alpha)$ ないし、*bearing constant*<sup>5)</sup>  $k_0 = E/\alpha$  の評価についての十分な実験的検討がなされていない現状では、必ずしも数値的な意味での結論を得たわけではない。少しでも合理性の高い評価方式をもとめるといふ点で、あるていどの前進と考えているにすぎない。

本研究で誘導した計算式から腹材有効剛比  $k_{es}$  をもとめ、これと予定腹材配置数から辻井方式により腹材有効配置を決めて、実験用釘着組立梁9体を設計製作、中央集中荷重条件での曲げ試験をおこなった結果、多少のバラツキはあるが全体としてかなり良好な適合性を認めることができた。

### 1. 釘着組立梁における腹材有効剛比の算定理論

2主材間に腹材をもつ組立梁の腹材部位での剪断力  $N$  による主材間の相対変位に関してつぎの関係が成立する。

図-1において

$$R = -\frac{s}{(1+\beta)h} \quad (1.1)$$

$$\frac{\bar{M}}{2} = M_{AB} = M_{BA} = -6 K_e \cdot R \quad (1.2)$$

ここに  $\bar{M}$  は腹材の材端に生ずる拘束モーメントであり、腹材変形は逆対称となる。また、図-1は釘1本当りの剪断力  $Q$  に関して、その変形機構を模式的に示したものである。したがって、 $N = r \cdot Q$  ( $r =$  各主材に関し、同一腹材部位での釘着本数) とすれば

$$\bar{M} = (1+\beta) h \cdot N = -12 K_e \cdot R \quad (1.3)$$

(1.1)と(1.3)から、見かけの腹材剛度  $K_e$  は(1.4)の

$$K_e = \frac{(1+\beta)^2 h^2 N}{12s} \quad (1.4)$$

ように表わされる。

つぎに、主材一本当りの曲げ剛度を  $K_1$  とすれば

$$K_1 = \frac{(EA)_1}{l} \cdot \frac{h^2}{12} = \frac{h^2}{12} K_0 \quad (1.5)$$

ここに  $K_0$  = 主材の個別引張剛度,  $l$  = スパン

以上により、腹材有効剛比 ( $k_e$ ) は次式で表わされる。

$$k_e = \frac{K_e}{K_1} = \frac{(1+\beta)^2 \cdot r \cdot Q}{K_0 \cdot s} \quad (1.6)$$

(1.6) 式中の  $Q/s$  は、主材と腹材との一面剪断における釘一本当りの slip modulus (connector modulus) を意味しているわけであり、またこの (1.6) 式は、辻井理論における腹材有効剛比の概念を表わしている。

### 1.1 弾性床理論による計算式

(1.6) 式中の  $Q/s$  の計算において、釘を弾性床上の梁とみなせば、その釘着材の一面剪断理論<sup>4),6)</sup>から、図-2 に例示したような釘の変形曲線がもとめられる。

それ故、主材と腹材の材質および釘の打込み深さなどが異なる一般のばあいとして、近似的に次式が与えられる<sup>6)</sup>。

$$K_s = \frac{Q}{\delta_s} = \frac{4E_s I_s \mu_1^3}{(1+\omega^2)(\coth \mu_1 t_1 + \omega \coth \mu_2 t_2)} \quad (1.7)$$

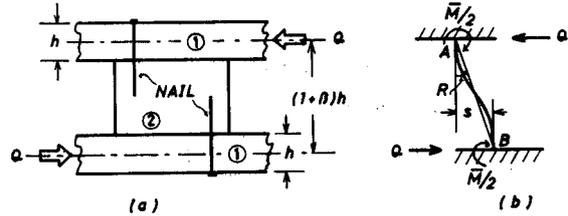
ここに  $K_s$  = slip modulus (t/cm);  $E_s I_s$  = 使用釘の曲げ剛性;  $\mu = \sqrt[4]{k_0 d / 4E_s I_s}$ ;  $d$  = 釘径 (cm),  $k_0 = E/\alpha$  = bearing constant;  $E$  = Young's modulus;  $\alpha$  = 釘面圧定数, effective foundation depth;  $\omega = \mu_1/\mu_2$   $\delta_s = y_{s1} + y_{s2}$

さて、使用釘が銃丸釘で、 $E_s = 2100 \text{ t/cm}^2$  とし、かつ、 $t_1, t_2$  が比較的大きいばあいには

$$K_s = \frac{4E_s I_s \mu_1^3}{(1+\omega)(1+\omega^2)} \quad (1.8)$$

さらに

$$\mu = 0.222 k_0^{0.25} \cdot d^{-0.75} \quad (1.9)$$



① 主材, main chord member  
② 腹材, connection member

図-1 釘着組立梁の層間り挙動

Fig. 1. Interlayer slip behavior of the nailed built-up beam.

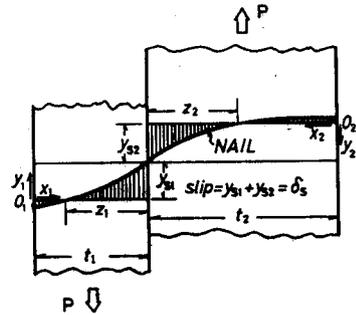


図-2 弾性床上の梁理論による釘の変形  
Fig. 2. Deflection curve of the nail for nailed joint, computed from the beam-on-elastic foundation theory.

を用いてかき改めると

$$K_s = \frac{4.506}{(1+\omega)(1+\omega^2)} k_{01}^{0.75} \cdot d^{1.75} \quad (1.10)$$

$$\omega = (k_{01}/k_{02})^{0.25}$$

また、とくに主材と腹材が同等材質を有すると見なしうるばあいは、 $\omega=1$  となって

$$K_s = 1.266 k_0^{0.75} \cdot d^{1.75} \quad (1.11)$$

結局、この種組立梁では、主材、腹材とも比較的材せいが大きいので(1.11)式を用いてもほとんど問題はない。

つぎに、(1.6)式において、 $s=2\delta_s$  となるから

$$k_{es} = (1+\beta)^2 \cdot \frac{rK_s}{2K_0} \quad (1.12)$$

この(1.12)式が、腹材有効剛比の理論計算式である。

## 1.2 設計用計算式 (木構造設計規準)<sup>(8),(9),(10)</sup>

これは辻井方式<sup>(10)</sup>による実用計算式である。即ち

$$k_{er} = \bar{a}\eta \cdot rP'_s/K_0 \quad (1.13)$$

ここに

$$\bar{a} = \frac{(1+\beta)(4+\beta)}{2(2+\beta)} \quad (1.14)$$

$$\eta = 15 \text{ (釘) cm}^{-1}$$

$$P'_s = 1.6 d^{1.8} \cdot F_c \quad (1.15)^{(9)}$$

= 一面剪断短期許容耐力 (kg)

$F_c$  = 縦圧縮強度で、針葉樹 I 類および II 類でそれぞれ 350, 250 (kg/cm<sup>2</sup>) をとる

なお、上式の  $\eta P'_s = K'_s$  は釘着材の一面剪断における初期り係数を表わすものとみられ

$$K'_s = P_{10}/\delta_s \quad P_{10} = \text{最大荷重} \quad (1.16)$$

としたばあい、 $\eta = 2/\delta_s = 15$  とみたのは、 $P'_s$  での相対り  $\delta_s \doteq 1.33 \text{ mm}$  と考えたことになる。

つぎに、(1.12)式と(1.13)式を比較してみよう。

$$\varphi = k_{er}/k_{es} \quad (1.17)$$

また

$$\varphi = \frac{(4+\beta)}{(1+\beta)(2+\beta)} \cdot \eta \cdot P'_s/K_s \quad (1.18)$$

ここで、(1.11)および(1.15)を代入し

$$\varphi = \frac{1.42(4+\beta)}{(1+\beta)(2+\beta)} \cdot \eta \cdot k_0^{-0.75} \cdot d^{0.05} \cdot F_c \quad (1.19)$$

たとえば,  $\beta=1$ ;  $\eta=15$  (cm<sup>-1</sup>),  $F_c=250$  (kg/cm<sup>2</sup>) のばあい (釘着, 針葉樹 II 類)

$$\varphi = 4,438 k_0^{-0.75} \cdot d^{0.05} \quad (1.20)$$

したがって, とくに,  $\varphi=1$  となるばあい

$$k_0 = 7.292 \cdot d^{1/15} \quad (1.21)$$

$d = 0.2$	0.3	0.4	0.5 (cm)
$k_0 = 6.55$	6.73	6.86	6.96 (t/cm <sup>3</sup> )

以上のことから, 実用計算式の方が低い腹材有効剛比を与えることがわかる。

## 2. 釘着組立梁の曲げ試験

### 2.1 試験梁の組立条件

試験梁の組立条件は, 主材の断面寸法, 主材と腹材の材せい比 (あき率  $\beta$ ), 主材および腹材のヤング係数 ( $E$ ), 釘面圧定数 ( $\alpha$ ) ならびに, 一主材当りの同一腹材部位での釘本数が与えられることによって決定される。

#### 2.1.1 試験梁の基礎材質

気乾エゾマツおよびトドマツの 204 材を主材および腹材に用いたが, その平均年輪幅, 含水率, 比重およびヤング係数など表-1 にしめすとおりである。主材の全平均ヤング係数は, 約 130 t/cm<sup>2</sup> であり, 使用材料は実用上無欠点材と見なしうるものであると同時に, やや上質材と認められる。なお, この試料は, 北海道大学雨竜地方演習林産のものである。

#### 2.1.2 腹材の計算有効剛比 ( $k_{es}$ )

組立梁の設計条件として, 図-3 にしめすようにスパン  $l=160$  cm; 腹材部釘本数  $r=4$ ; 使用釘 CN 75 ( $d=0.376$  cm) を与えて計算した。

これより先, この使用釘による面圧定数を測定して, bearing constant  $k_0=E/\alpha$  を計算した (表-1), 面圧定数の測定法は前報<sup>6)</sup> と同様である。

半スパン当りの腹材配置数  $m$  は 1~4 個である。

さて, 以上から事前決定すべき腹材有効剛比は, 結局, 釘径 ( $d$ ), 主材引張剛度 ( $K_0$ ), あき率 ( $\beta$ ) および  $k_0$  から表-2 のように計算されることがわかる。

なお, これを辻井方式による実用計算値と比較した結果も同表にかかげたが, 全体として  $k_{er} \approx 0.7 k_{es}$  となり, 実用計算値は理論計算値より約 30% 低くなった。

#### 2.1.3 腹材の有効配置

試験梁に対する腹材の有効配置は, 辻井理論により, 図-4 にしめすごとく中央集中荷重条件でもとめた。

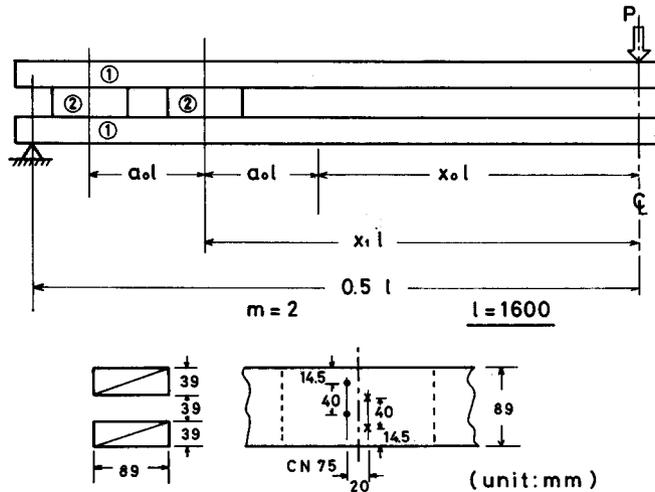
即ち, 同図において

$$x_0 = \frac{2+3 k_{es}}{6(2m-1) k_{es}} \left[ \sqrt{1 + \frac{12(2m-1) k_{es}}{(2+3 k_{es})^2}} - 1 \right] \quad (2.1)$$

$$a_0 = \frac{1-2x_0}{2m+1} \tag{2.2}$$

$$x_i = x_0 + ia_0 \quad (i=1 \sim m) \tag{2.3}$$

これらの計算結果を一括して表-3 にしめた。



• 上面より釘着: × 下面より釘着 r=4

① 主材, main chord member ② 腹材, connection member

図-3 試験組立梁の腹材配置と荷重方法

Fig. 3. Location of connection members and loading method for nailed built-up beams tested.

表-1 試験梁の基礎材質

Table 1. Basic properties of test beams

Beam No.	w mm	u %	r <sub>u</sub>	E t/cm <sup>2</sup>	α cm	k <sub>0</sub> t/cm <sup>3</sup>	species
1	2.05	10.9	0.41	130.0	13.1	9.90	Todomatsu
2	2.65	11.4	0.45	122.9	12.5	9.80	
3	2.25	10.7	0.44	119.5	10.3	11.60	
4	2.50	11.2	0.46	100.2	8.6	11.65	Yezomatsu
5	2.00	11.8	0.45	123.4	11.9	10.40	
6	1.85	11.9	0.46	132.0	10.2	12.90	
7	2.00	11.7	0.48	152.0	12.4	12.25	Yezomatsu
8	2.05	10.9	0.47	145.5	10.6	13.75	
9	20.5	11.5	0.46	138.0	11.5	12.00	
Av.	2.16	11.3	0.45	129.3	11.2	11.58	
C.V.	12.1	3.8	4.4	11.9	12.7	11.6	

w=平均年輪幅, average width of annual rings; u=平均含水率, average moisture content  
 r<sub>u</sub>=試験時比重, specific gravity at test; E=ヤング係数, Young's modulus  
 α=釘面圧定数, effective foundation depth; k<sub>0</sub>=E/α, elastic bearing constant:

表-2 腹材の計算有効剛比 ( $k_{eS}$ ,  $k_{eT}$ )Table 2. Computed effective stiffness ratios of connection members ( $k_{eS}$ ,  $k_{eT}$ )

$$k_{eS} = (1 + \beta)^2 r K_S / 2 K_0 = 2.253 (1 + \beta)^2 k_0^{0.75} d^{1.75} / K_0; \quad k_{eT} = \bar{\alpha} \eta r \cdot p'_s / K_0 =$$

$$\frac{12(1 + \beta)(4 + \beta)}{2 + \beta} d^{1.8} / K_0 \quad (r = 4)(\eta = 15 \text{ cm}^{-1})$$

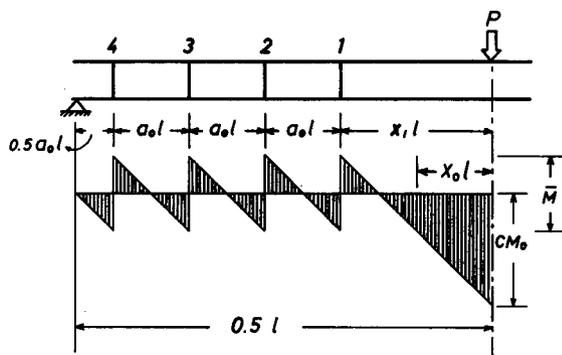
Beam No.	$b$ cm	$h$ cm	$\beta$ ( $h_c/h$ )	$m$	$K_0$ t/cm	$K_S$ t/cm	$k_{eS}$	$k_{eT}$	$\frac{k_{eT}}{k_{eS}}$
1	8.73	3.80	1.04	2	27.0	1.14	0.338	0.258	0.763
2	9.05	3.92	1.00	3	27.3	1.07	0.338	0.252	0.746
3	9.05	3.93	1.00	4	26.6	1.09	0.327	0.259	0.792
4	8.76	3.36	1.18	1	18.4	1.23	0.634	0.399	0.629
5	8.68	3.95	1.00	2	26.4	1.14	0.345	0.261	0.757
6	8.69	3.91	1.00	3	28.0	1.34	0.381	0.246	0.646
7	8.49	3.70	1.07	1	29.8	1.28	0.368	0.237	0.644
8	8.16	3.68	1.07	2	27.3	1.32	0.415	0.258	0.622
9	8.16	3.80	1.04	3	26.7	1.27	0.396	0.261	0.659
Av.	8.64	3.78	1.04		26.4	1.21	0.394	0.270	0.695
C.V.	3.8	5.0	5.6		12.0	8.4	24.1	18.1	9.7

$b$  = 主材幅, width of main chord;  $h$  = 主材の材せい, depth of main chord

$h_c$  = 腹材厚, depth of connection member;  $m$  = 半スパン当りの腹材数, number of connection members per half span;  $K_0 = EA_1/l$ ;  $l$  = span

$A_1$  = 主材断面積 =  $bh$ ;  $K_S$  = slip modulus =  $1.1266 k_0^{0.75} d^{1.75}$

$d$  = 釘径, diameter of nail;  $p'_s$  = 短期-面剪断耐力 =  $1.6 d^{1.8} \cdot F_c$ ;  $F_c$  = 縦圧縮強度, compressive strength (250 kg/cm<sup>2</sup> for Yezo-matsu and Todo-matsu)



$$x_0 = \frac{2 + 3 k_{eS}}{6(2m - 1) k_{eS}} \left[ \sqrt{\frac{12(2m - 1) k_{eS}}{(2 + 3 k_{eS})^2} + 1} - 1 \right]$$

$$a_0 = \frac{1 - 2x_0}{2m + 1}; \quad x_i = x_0 + ia_0; \quad M_0 = Pl/4$$

$$\bar{M} = 2a_0 M_0; \quad k_{eS} = (1 + \beta)^2 \frac{r K_S}{2 K_0};$$

図-4 釘着組立梁における腹材の有効配置 (辻井理論)

Fig. 4. Effective arrangement of connection members for the nailed built-up beam (Tsuji's theory).

表-3 腹材の有効配置

Table 3. Effective arrangement of connection members

Beam No.	$m$	$k_{eS}$	$x_0$	$a_0$	$a$ cm	$x_1$	$x_1 l$ cm	$x_m l$ cm
1	2	0.338	0.263	0.095	15.2	0.358	57.3	72.5
2	3	0.338	0.244	0.073	11.7	0.317	50.7	74.1
3	4	0.327	0.222	0.062	9.9	0.284	45.4	75.1
4	1	0.634	0.271	0.153	24.5	0.424	67.8	67.8
5	2	0.345	0.261	0.096	15.4	0.357	57.1	72.5
6	3	0.381	0.224	0.079	12.6	0.303	48.5	73.7
7	1	0.368	0.294	0.138	22.1	0.432	69.1	69.1
8	2	0.415	0.241	0.104	16.6	0.345	55.2	71.8
9	3	0.396	0.222	0.079	12.6	0.301	48.2	73.4

$$k_{eS} = (1 + \beta)^2 r K_S / 2 K_0; \quad x_0 = \frac{2 + 3 k_{eS}}{6(2m - 1) k_{eS}} \left[ \sqrt{1 + \frac{12(2m - 1) k_{eS}}{(2 + 3 k_{eS})^2}} - 1 \right]$$

$$a_0 = \frac{1 - 2x_0}{2m + 1}; \quad x_1 = x_0 + a_0; \quad x_m = x_0 + ma_0$$

## 2.2 試験梁の曲げ試験方法

以上によりすべての組立条件が決定したので、スパン中央撓みをはじめ、腹材部位での一面剪断耐力<sup>7)</sup>、その他の予測曲げ性能を計算してから、つぎの要領で試験梁の曲げ試験をおこなった。

即ち、スパン中央撓み ( $\delta_N$ ) を  $10^{-2}$  mm 刻み 30 mm ストロークのダイヤルゲージで測定、3段階の繰返し荷重試験後、破壊試験に供した。

破壊試験での中央撓み測定には、ダイヤルゲージと 1 mm 目盛のスケールを併用した。

3段階繰返し荷重試験は

I 0 kg → 120 kg → 0 kg の負荷・除荷で荷重刻み 5 kg ( $\Delta P = 5$  kg)

II 0 kg → 240 kg → 0 kg  $\Delta P = 5$  kg

III 0 kg → 360 kg → 0 kg  $\Delta P = 5$  kg

でおこない、破壊試験でも荷重刻みは 5 kg をとるようにした。ただし、No. 3 にあっては、すべて荷重刻み 10 kg で測定、第 3 段階の繰返し後さらに 0 kg → 460 kg → 0 kg の第 4 段階を加えてから破壊試験に供した。また、No. 4 では、その繰返し荷重点を 100 kg, 200 kg および 300 kg とした。これらは、腹材効果の大小による変更である。使用した試験機は当教室の 5 トンホルゼン型試験機である。

## 2.3 試験結果と考察

### 2.3.1 曲げ試験結果

荷重 100 kg 当りのスパン中央撓み  $\delta_N$ 、比例限荷重  $P_p$ 、最大荷重  $P_m$  および最大曲げモーメント  $M_m$  を一括して表-4 にしめす。これらはすべて、破壊荷重-撓み曲線からもとめたも

表-4 試験梁の曲げ試験結果  
Table 4. Bending test results of built-up beams

Beam No.	$\delta_N$ cm/100 kg	$P_p$ kg	$P_m$ kg	$M_m$ kgm	$\frac{P_p}{P_m}$
1	0.499	360	825	330	0.44
2	0.338	370	985	394	0.38
3	0.287	480	990	396	0.49
4	0.692	—	640	256	—
5	0.357	350	920	368	0.38
6	0.287	350	980	392	0.36
7	0.487	360	860	344	0.42
8	0.406	380	715	286	0.53
9	0.318	380	1060	424	0.36
Av.					0.42
C.V.					15.0

$\delta_N$ =荷重 100 kg 当りのスパン中央撓, center deflection per 100 kg load.

$P_p$ =比例限荷重, load at proportional limit.

$P_m$ =最大荷重, maximum load

$M_m$ =最大曲げモーメント, maximum bending moment =  $P_m l/4$

のである。なお, No. 4 のみは, その荷重—撓み曲線がやや不規則性をしめしたため, 比例限荷重を確定しえなかった (図-5 d)。

### 2.3.2 スパン中央撓みの計算値と実測値の比較

辻井理論での計算撓み  $\delta_{NT}$  は次式でもとめられる。

$$\delta_{NT} = \delta_0 \left[ 1 - 36 \frac{(1+\beta)^2}{1+3(1+\beta)^2} \cdot a_0 \sum_{i=1}^m x_i (1-x_i) \right] \quad (2.4)$$

ここに  $\delta_0 = P^2/96 EI_1$ ;  $EI_1$ =主材一本当りの曲げ剛性

さて, その 100 kg 当りの撓みを比較したものを表-5 にしめしたが, No. 1 および No. 4 でかなり予測値を上下しているものの, 全体としてはきわめて良好な適合性を認めることができる。

### 2.3.3 曲げ比例限荷重の予測について

これら試験梁での曲げ比例限荷重を, 主材と腹材との一面剪断耐力条件から推定計算した。即ち, いまこの一面剪断耐力を  $N_s$  で表わせば, 沢田の報告<sup>7)</sup> から

$$N_s = r \cdot Q_s = 2.253 k_0^{-0.25} d^{1.75} \cdot r \cdot F_c \quad (2.5)$$

ここで  $r=4$ ,  $d=0.376$  cm,  $F_c=0.003 E$  とおけば

$$N_s = 4.88 k_0^{-0.25} \cdot E \quad (2.6)$$

しかるに,  $\bar{M}=(1+\beta) h \cdot N_s = \frac{a}{2} P_s$  の関係が知られているので, 計算曲げ比例限荷重  $P_s$

は次式で表わされる。

$$P_s = 2(1+\beta) \frac{h}{a} N_s \quad (2.7)$$

(2.7)式でもとめた  $P_s$  と実測  $P_p$  との比較は表-5にしめすとおりで、かなりバラツキはあるが、その予測可能性は十分に認められる思う。

### 2.3.4 最大曲げモーメントの推定

曲げ比例限度が主材と腹材との釘着部における釘面圧応力度が材の縦圧縮強度に達したとき現われると考えたので、最大曲げモーメントも、この一面剪断での降伏条件から求めることとする。

辻井らの実験的研究<sup>9)</sup>によれば、その降伏荷重は短期剪断耐力の2倍に当たっていることが知られている。したがって、著者らもこれにならい、計算一面剪断耐力  $N_s$  の2倍を降伏時の破損耐力  $N_m$  とみなすこととした。

即ち、計算最大曲げモーメントを  $M'_m$  とすれば

$$M'_m = 2M'_s = 2P_s \cdot l/4 \quad (2.8)$$

で与えられる。

その結果、表-5にしめすように、この推定値  $M'_m$  は、実測値  $M_m$  の平均約82%となつて、若干の安全側誤差を伴うものの、実用上の推定値としては、ほぼ妥当なように思われる。

表-5 試験梁の曲げ性能における計算値と実測値の比較  
Table 5. Comparisons of computed and observed bending properties of test beams

Beam No.	$\delta_0$ cm/100 kg	$\delta_{NR}$ cm/100.kg	$N_s$ kg	$P_s$ kg	$M_s$ kgm	$\bar{M}_s$ kgm	$\frac{P_p}{P_s}$	$\frac{\delta_N}{\delta_{NR}}$	$\frac{M'_m}{M_m}$
1	0.822	0.408	358	365	146	27.8	0.986	1.223	0.885
2	0.764	0.329	341	457	183	26.7	0.810	1.027	0.926
3	0.780	0.288	330	524	210	25.9	0.916	0.997	1.058
4	1.538	0.895	265	159	64	19.4	—	0.773	0.496
5	0.776	0.384	336	347	139	26.5	1.009	0.930	0.755
6	0.747	0.293	340	422	169	26.6	0.829	0.980	0.862
7	0.783	0.489	397	276	110	30.4	1.304	0.996	0.641
8	0.865	0.392	372	341	136	28.3	1.114	1.036	0.952
9	0.829	0.321	362	442	177	28.1	0.860	0.991	0.833
Av.							0.979	0.995	0.823
C.V.							17.0	11.7	20.7

$\delta_0 = P^3/96 EI_1$  ( $P=100$  kg);  $l=160$  cm;  $EI_1$ =主材の曲げ剛性, bending stiffness of a main chord

$\delta_{NR}$ =荷重100 kg 当りの計算撓, computed center deflection per 100 kg load

$N_s = r \cdot P_s = 2.253 k_0^{0.25} \cdot d^{1.75} \cdot r \cdot F_c$ ;  $F_c = 0.003 E$  (assumed);  $\bar{M}_s = a P_s/2$ ;  $M_s = P_s l/4$

$M'_m = 2 P_s l/4$ ;  $M_m$ =実測最大曲げモーメント, observed maximum bending moment

## 2.3.5 主材の曲げ応力度について

図-4からも明らかのように、主材に発生する引張側および圧縮側での最外皮応力は、一体梁条件での応力と個別梁条件（無拘束）での応力の和で表わされる。

$$\sigma_b = \frac{m\bar{M}}{Z} + \frac{1}{2Z_1} [M - m\bar{M}] \quad (2.9)$$

ここに

$$Z = 2\varphi Z_1; \quad \varphi = \frac{1+3(1+\beta)^2}{2+\beta}$$

$$Z_1 = bh^2/6$$

(2.9)式を用いて、曲げ比例限度 ( $\sigma_{bp}$ ) および最大曲げ応力度 ( $\sigma_b$ ) を計算すると、表-6にしめすように、いずれも 500 kg/cm<sup>2</sup> を超える  $\sigma_b$  を与えており、その限りでは、この主材の縦圧縮強度と推定される  $\sigma_c = 0.003 E$  (300~456 kg/cm<sup>2</sup>) より大とみられるので、これらの試験梁は、少なくとも、比例限度をこえて、かなり塑性域に入って破損したものと考えられる。

また表-6に、これらの主材が個別に曲げ破壊したばあいの推定値 ( $\sigma_{b0} = 0.006 E$ ) に対しどのていどの応力で破損したかの比較をしめた。これによると、 $\sigma_b \approx 0.76 \sigma_0$  (c.v. = ±13.4%) となっている。無論、腹材拘束の弱いものでは、ほとんど単材の推定値に一致する (No. 4) のは当然といえよう。

つぎに、腹材の拘束モーメント  $\bar{M}$  であるが、これは試験梁の曲げモーメントの  $2a/l$  に当たっている。したがって、表-6にしめすとおり、腹材数が多くなるほどこの比率は小さくなるが、この試験梁では、 $m=4$  の No. 3 では、約 12%、 $m=1$  の No. 4 で 31%、No. 7 で 28%

表-6 主材の計算曲げ応力度

Table 6. Computed bending stresses of the main chords of test beams

Beam No.	$\bar{M}_p$ kgm	$M_p$ kgm	$\sigma_{bp}$ kg/cm <sup>2</sup>	$\bar{M}_m$ kgm	$M_m$ kgm	$\sigma_b$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{b0}$ kg/cm <sup>2</sup>	$\frac{\sigma_b}{\sigma_{b0}}$
1	27.4	144	242	62.7	330	554	780	0.71
2	21.6	148	212	57.6	394	563	737	0.76
3	23.8	192	255	49.0	396	526	717	0.73
4	36.0	118	272	78.1	256	589	601	0.98
5	26.8	140	219	70.4	368	575	740	0.78
6	22.1	140	201	61.8	392	563	792	0.71
7	39.6	144	292	94.6	344	698	912	0.77
8	31.6	152	279	59.4	286	526	873	0.60
9	24.1	152	244	67.3	424	681	828	0.82

$$\bar{M}_p = aP_p/2; \quad M_p = P_p l/4; \quad \bar{M}_m = aP_m/2; \quad M_m = P_m l/4$$

$$\sigma_{bp} = \frac{m\bar{M}_p}{Z} + \frac{1}{2Z_1} [M_p - m\bar{M}_p]; \quad Z = 2\varphi Z_1; \quad \varphi = [1+3(1+\beta)^2]/(2+\beta)$$

$$Z_1 = bh^2/6; \quad \sigma_b = \frac{m\bar{M}_m}{Z} + \frac{1}{2Z_1} [M_m - m\bar{M}_m]; \quad \sigma_{b0} = 0.006 E \text{ (assumed)}$$

ていどとなった。

2.3.6 荷重—撓み曲線について

3段繰返し荷重方式による試験梁の荷重—撓み曲線は 図-5 の (a)~(i) にしめたとおりであるが、その特徴的な点としては、No. 4 を除いて、繰返しによる残留撓み量の増大は比較的小さいことである。また、その傾向として、繰返しによる撓み残留量は僅かながら増大してゆくことは予想したとおりである。

なお、このばあいの最大残留撓みは 0.6~2.6 mm の範囲で、平均約 1.6 mm であった。

3段繰返し荷重を加えたあとの最終曲線について、比例限および平均 100 kg 荷重当りの撓みをもとめこれを  $\delta_N$  とし、その最終曲線の原点からひいた理論撓み  $\delta_{NT}$  とを比較したが、ほぼ良好な適合性が見受けられる。

結 言

腹材を等間隔、等応力条件のもとに配置する木造組立梁の所謂「腹材有効配置」の辻井理論において、その最も重要な基礎定数「腹材有効剛比」を弾性床理論を用いて誘導した。さらに、これを用いて、エゾマツおよびトドマツ 204 材での釘着組立梁を設計製作して中央集中荷重条件で曲げ試験をおこない、予測曲げ性能の適合性を検討した。その結果、曲げ剛性、曲げ比例限荷重ともに、計算値と実測値とはきわめて良く一致した。さらに、これら組立梁の降伏条件に対し、主材と腹材との釘着一面剪断耐力の 2 倍をとることにより、実用上安全な破損荷

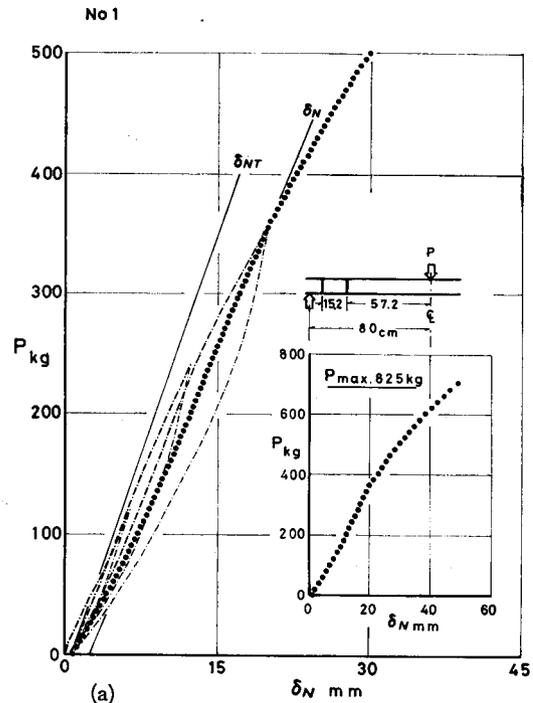
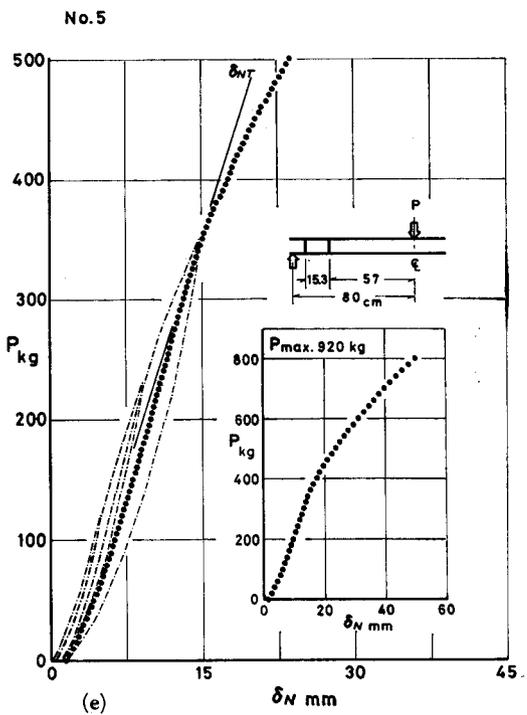
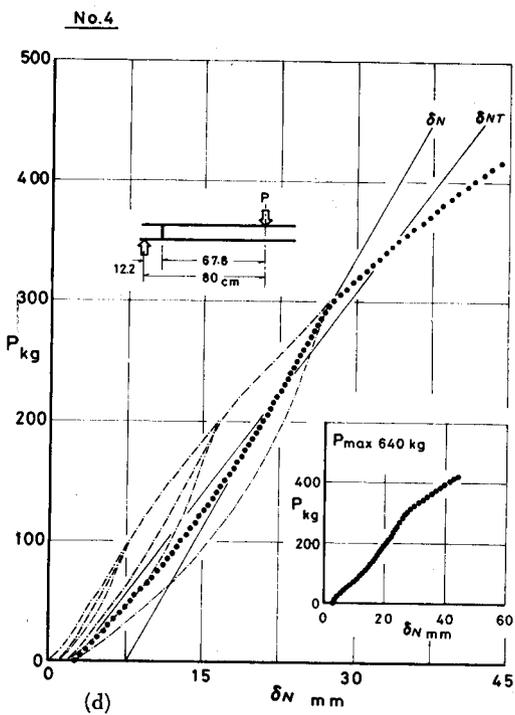
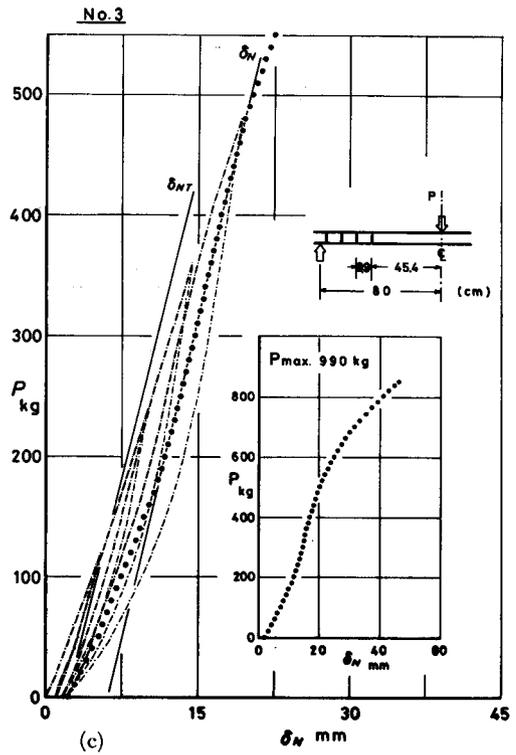
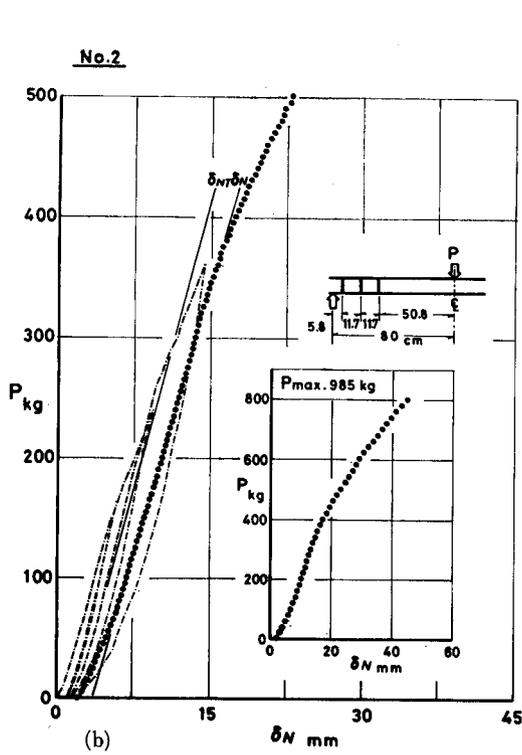
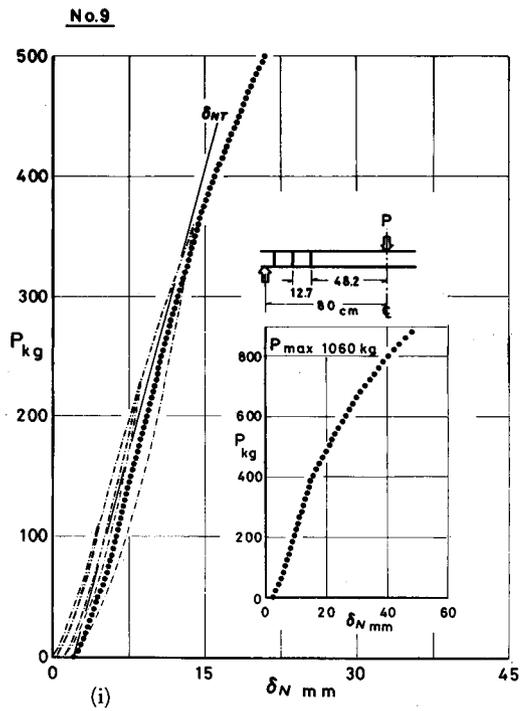
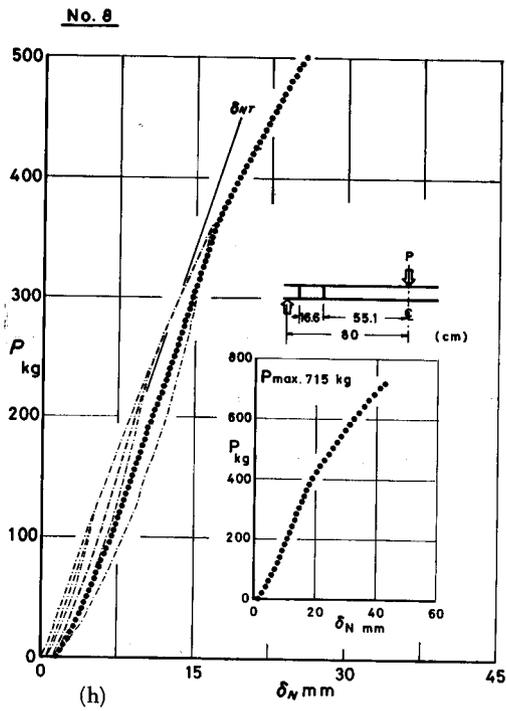
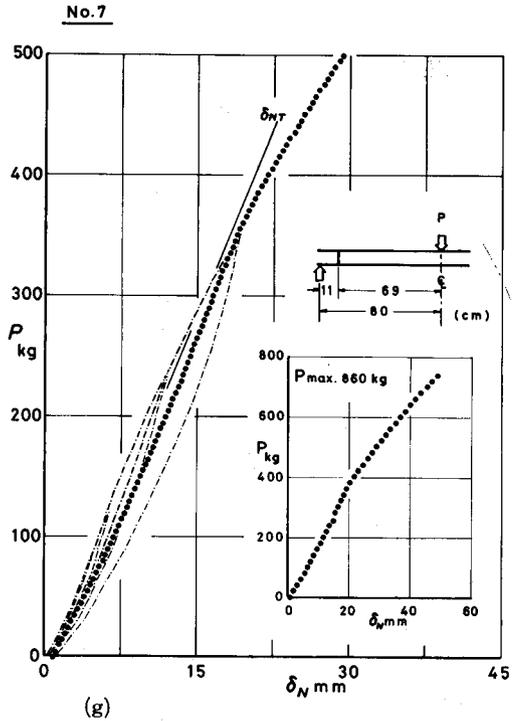
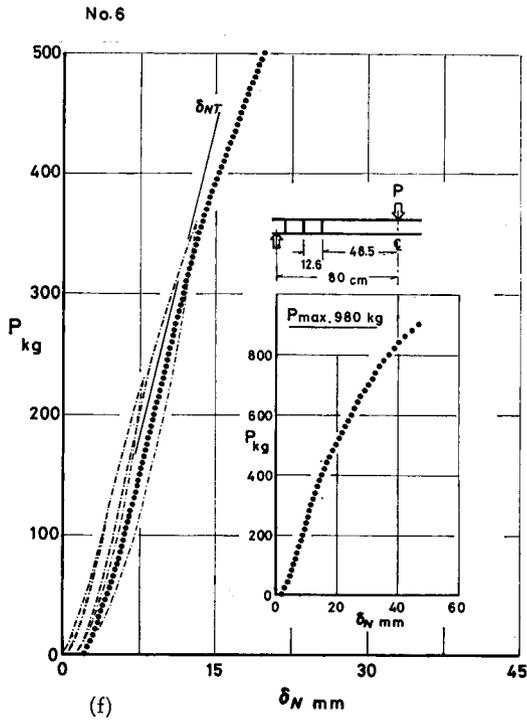


図-5 釘着組立梁の荷重—撓み曲線 (a~i)  
 Fig. 5. Load-deflection curves of nailed built-up beams (a~i)  
 $\delta_N$  = 実測撓み, observed center deflection  
 $\delta_{NT}$  = 理論撓み, theoretical center deflection





重の予測も可能であるとの見通しをえた。

なお、このばあい、材質特性値である釘面圧定数  $\alpha$  や bearing constant  $k_0 = E/\alpha$  については、樹種と材質、さらに釘径などのほか、その測定条件についても検討を加えなければならないと思われる。

本研究で用いた  $k_0$  値は、釘面圧定数  $\alpha$  の測定において、ただ一回の面圧荷重一めり込み曲線の直線部からもとめたものであり、繰返し面圧試験による  $\alpha$  値よりかなり大きいことが知られており、それだけ  $k_0$  値を低く評価していることになる。しかも、木構造設計規準に決められている設計用計算式は、この低い  $k_0$  値を用いたばあいよりもなお30%ほど低い腹材剛比を与えるので、この種組立梁に適用すべき  $k_0$  値の評価をめぐる問題が、こんごの興味ある検討課題となるであろう。

## 文 献

- 1) 辻井静二：木造複合材におけるつなぎの配置。千葉大学工学部研究報告，8-14，1957。
- 2) 菱田一郎・真能 創：木船縦強度の理論的研究（第1報），造船協会論文集第104号，1959。
- 3) GOODMAN, J. R.: Layered wood systems with interlayer slip. Wood Science 1-3, 148-158, 1969.
- 4) 原田正道：木船の縦強度。東京大学生産技術研究所報告，2-3，1951。
- 5) WILKINSON, T. L.: Theoretical lateral resistance of nailed joints. J. of the Structural Div., ASCF 97 (ST 5) proc. paper 8/21, 1381-1398, 1971.
- 6) 沢田 稔：2層釘着梁の曲げ剛性と強度。北大演報 33-1, 139-166, 1976。
- 7) 沢田 稔：釘着材の許容剪断耐力について。日本木材学会北海道支部講演集，8号，33-35，1976。
- 8) 日本建築学会：木構造設計規準・同解説，1973。
- 9) 辻井静二・後藤一雄：釘接合の耐力に関する実験的研究。日本建築学会論文報告集，60号，465-468，1958。
- 10) 辻井静二：木造複合圧縮材の設計法，日本建築学会論文報告集57号，1957。

## Summary

The main objective of this study was to develop a theoretical expression for the "effective stiffness ratio" of connection members of nailed built-up wood beams which included the effects of interlayer slip (Figure 1).

Verification of the proposed expression was sought through an experimental study. The bending properties such as center deflection, proportional limit load and maximum bending moment were investigated (Table 4).

The theoretical study was conducted for a nailed joint by using the beam-on-elastic-foundation concept<sup>4)</sup> as shown in Figure 2.

Experimental tests were conducted on nailed built-up wood beams consisting of two main chords and connection members as shown in Figure 3. The connector used was CN 75 common wire nail.

Basic properties of the test materials (Yezo-spruce and Todo-fir) such as width of annual rings, moisture content, density, Young's modulus  $E$  and effective foundation depth  $\alpha$  were determined for each member as shown in Table 1. By use of  $d$  (diam-

eter of nail used) and  $k_0$  (bearing constant<sup>5)</sup> =  $E/\alpha$ ), the slip modulus ( $K_s$  = connector modulus) was computed from Equation (1.11).

The theoretical effective stiffness ratio  $k_{es}$  was computed from Equation (1.12) by using the slip modulus  $K_s$ , Young's modulus  $E$  and geometrical properties of the main chord and connection members.

Tsujii's theory<sup>1)</sup> provides a rational procedure for determining the most effective arrangement of connections for nailed built-up beams as follows:

in Figure 4

$$x_0 = \frac{2+3k_{es}}{6(2m-1)k_{es}} \left[ \sqrt{1 + \frac{12(2m-1)k_{es}}{(2+3k_{es})^2}} - 1 \right] \quad (2.1)$$

$$a_0 = \frac{1-2x_0}{2m+1} \quad (2.2)$$

$$x_i = x_0 + ia_0 \quad (i=1 \sim m) \quad (2.3)$$

where

$k_{es} = (1+\beta)^2 \cdot rK_s/2K_0$ ;  $m$  = number of connection members per half span;  
 $K_0 = EA_1/l$ ;  $A_1 = bh$ ;  $l$  = span;  $r$  = number of nails per connection member

$$\delta_{NR} = \delta_0 \left[ 1 - \frac{36(1+\beta)^2}{1+3(1+\beta)^2} \cdot a_0 \sum_{i=1}^m x_i(1-x_i) \right] \quad (2.4)$$

where  $\delta_{NR}$  = theoretical center deflection

$$\delta_0 = Pl^3/96EI_1; \quad I_1 = bh^3/12$$

Good agreement was observed between the theoretical predictions and experimental results as shown in Table 5.

The results of this study are believed to be of considerable practical significance in the prediction of the bending properties of nailed built-up wood beams.