HOKKAIDO UNIVERSITY

Title	2層釘着梁の曲げ変形と耐力
Author(s)	小泉, 章夫; 上田, 恒司
Citation	北海道大學農學部 演習林研究報告, 41(1), 261-299
Issue Date	1984-03
Doc URL	https://hdl.handle.net/2115/21115
Type	departmental bulletin paper
File Information	41(1)_P261-299.pdf

Hokkaido University Collection of Scholarly and Academic Papers : HUSCAP

2層釘着梁の曲げ変形と耐力*

小泉章夫** 上田恒司**

Bending Stiffness and Strength of Two-layered Beams Connected with Nails*

By

Akio KOIZUMI** and Koji UEDA**

目　　次

1. 緒　　言 …… 261
2. 接合部の剪断性能 …… 262
2.1 荷重—辷り特性 …… 262
2.2 剪断性能に影響をおよぼす因子 …… 264
2.3 短期許容剪断耐力 …… 264
3. 一面剪断試験 …… 265
3.1 材料と試験方法 …… 266
3.2 結果と考察 …… 269
4. 釘着梁の曲げ性能 …… 275
4.1 曲げ変形 …… 275
4.2 曲げ耐力 …… 277
5. 曲げ試験 …… 281
5.1 材料と試験方法 …… 281
5.2 結果と考察 …… 283
6. 結　　言 …… 296
文　　献 …… 297
Summary …… 298

1. 緒　　言

釘着梁では釘打ちされた素材間の接合が剪断荷重に対して剛ではないために層間辷りが生じる。したがって，その曲げ性能は接着梁とは異なり特徴的な挙動をしめすものと考えられる。これまでに釘着梁の変形に関する数多くの研究がなされているが，それらにおいて力学的取扱いの基礎となっているのは，接合部の剪断性能である[1,2]。

* 1983年8月31日受理　Received August 31, 1983.

** 北海道大学農学部木材加工学研究室

** Laboratory of Wood Engineering, Faculty of Agriculture, Hokkaido University.

一般に釘接合の剪断荷重—辷り曲線は非線形で直線域をもたないことが知られている。したがって，その曲線形状をおさえることがこの種の研究の基礎となる重要項目であるが，素材同士を接合した場合の曲線形を一般的に予測する方法をしめした研究はこれまでにはないようである。そのため，これまでの釘着梁の研究では，比較的，直線性のよい低応力レベルの初期剛性について線形解析をしたものが多く，非線形解析を行なったものでも梁の曲げ試験と同時に，その matched specimen で一面剪断試験，あるいは釘面圧試験を行なって個々の材料に関する辷り特性を実測し，これを用いて梁の変形を計算するといったあまり一般性のないものが多い。

以上のことをふまえ，本研究ではまず一面剪断試験を行ない基礎材質と実測した剪断性能との間になんらかの相関がないかを探った。同時に先孔径などのいくつかの釘着条件の影響についても検討をくわえた。つづいて釘着梁の曲げ試験を行ない，その基礎材質からの変形量予測，さらに曲げ耐力の推定を行なった。

なお，ここでとりあげたのは JAS 204 材を用いた2層構成の等間隔釘着梁であり，使用釘は CN 90 である。

この研究を行なうにあたり，御教示をいただいた北海道大学名誉教授沢田稔先生，また当教室の宮島寛教授をはじめ教室員各位に対し，ここに深く謝意を表します。

2.　接合部の剪断性能

2.1　荷重—辷り特性

釘接合の一面剪断に関する線形解析には原田[3]あるいは KUENZI[4]によるものがあり，これらは木材中に打ち込まれた釘を弾性床上の梁とみなして解くものである。さらに，沢田[5]は原田理論から計算辷り係数 K_s' の近似式を誘導した。釘の両端が自由で $\mu_1 t_1 \geqq 2$，$\mu_2 t_2 \geqq 2$ となるとき

$$K_s' = \frac{4E_s I_s \mu_1^3}{(1+\omega^2)(\coth \mu_1 t_1 + \omega \coth \mu_2 t_2)} \tag{1.1}$$

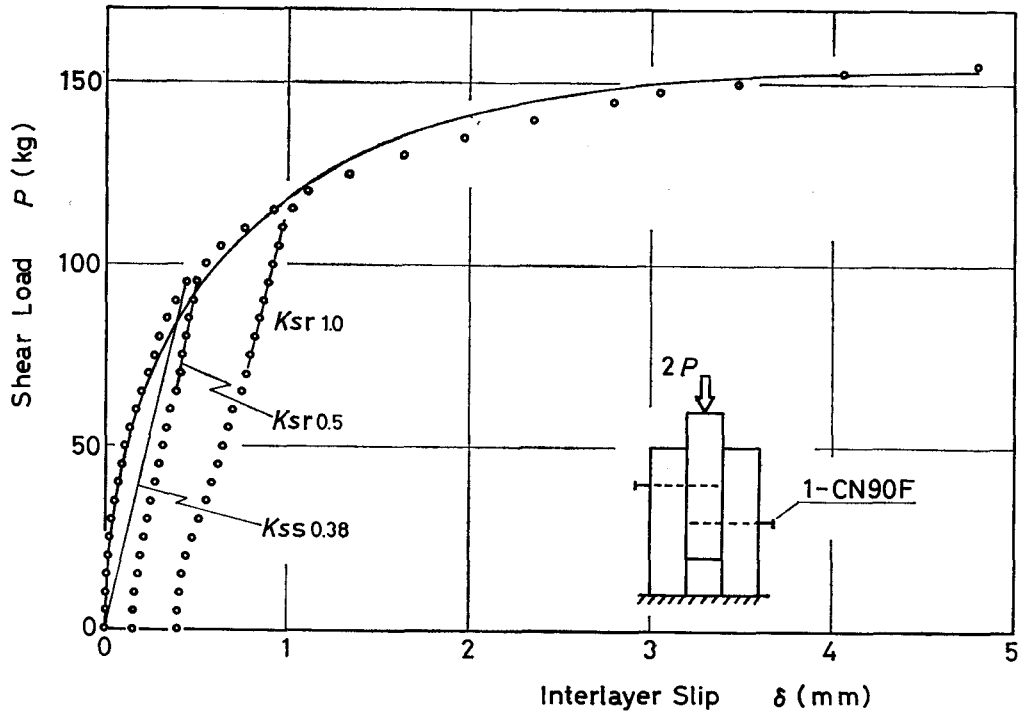
$$K_s' = E_s I_s \mu^3 \tanh \mu t \tag{1.2}$$

ここに，$E_s I_s$＝釘の曲げ剛性 (kgcm²)；$\mu = 4\sqrt{Ed/(4E_s I_s \alpha)}$；$E$＝木材のヤング係数 (kg/cm²)；$d$＝釘径 (cm)；$\alpha$＝有効弾性床深さ (cm)；$\omega = \mu_1/\mu_2$；$t$＝個材厚 (cm)；$_{1,2}$＝個材番号

(1.1) 式は一般的な2材釘着の場合，(1.2) 式は等厚，等材質の2材を貫通釘着した場合である。ここで有効弾性床深さ α は，釘径との間に一次的な比例関係をもつことが報告されており，松尾ら[6]はトドマツについて次の実験式を与えている。

$$\alpha = 6.5d + 1.50 \tag{2}$$

次に，一面剪断試験を行なってえられる実測の荷重—辷り曲線を図-1に例示する。



図—1 釘接合の荷重—辷り曲線

Fig. 1. Load-slip curve for a nailed joint in single shear.

これをみると，初回負荷—辷りのプロットに直線域はみられないが，くり返し荷重をかけると線形の部分がみとめられる。辷り量レベルが大きい場合 (図-1 の 1 mm レベル参照)，2 つ以上の直線域をもつようだが，ふつうこのうちの後期比例域の勾配をさしてくり返し荷重時の辷り係数 K_{sr} という。この K_{sr} はくり返し負荷—辷り全域の平均勾配とほぼ一致するものである。この直線的挙動は，その前の除荷位置付近で降伏し，初回の曲線に重なってくるという，広い意味でのバウシンガー効果がみられる。

さて，上に述べたような実際の荷重—辷り挙動に，弾性床理論による線形の計算辷り係数 K_s' を適用する場合は，K_{sr} や初回負荷—辷り曲線の割線勾配 (secant modulus) K_{ss} に対応させることが多い。K_s' の値は，素材同士の接合の場合，辷り量 0.5 mm レベルの K_{sr}[8]，また，合板などの面材と素材の接合の場合には辷り量 0.38 mm レベルの K_{ss}[6] によく対応することが報告されている。

しかし，釘着梁の曲げ変形について非線形解析を行なうためには，なんらかの方法で荷重—辷り曲線形をおさえておく必要がある。その方法としては，対数回帰，指数回帰，あるいは補間公式のようなものが考えられる。このうち多項式近似は精度のよいことが予想されるが個々の例で式の形が不定となるので，近似式の係数と基礎材質値との間に法則性をみる場合には不都合である。対数回帰式も回帰係数が曲線形状におよぼす影響が不明確である。そこで，

ここでは(3)式にしめした指数回帰式を採用した[9,10]。

$$P = B\left[1-\exp\left(-\frac{A}{B}\delta\right)\right]^C \qquad (3)$$

ここに，P＝釘1本あたりの剪断荷重 (kg)；δ＝相対辷り (mm)

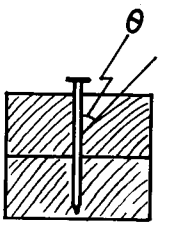
図-1に実線でしめした曲線は回帰例である。回帰の方法は，まず，実測値を直線補間してえられる折れ線関数から，辷り量0.1 mm毎，4.8 mmまで48点の荷重値を求める。つぎに，これらの等辷り間隔のデータを用いて，係数C=1とした場合の係数AおよびBを最小2乗法で回帰し，そののち，中央点法によってCを決定するものである。ここでAはC=1のときのinitial tangentすなわち初期剛性をあらわすもの，Bは最大荷重をしめす漸近線，またCは形状係数である。

本報告中，剪断性能とは荷重—辷り曲線形——定量的には指数回帰式の各係数——とK_{sr}をさすこととし，相対的に剛な接合を剪断性能が大きいということにする。

2.2　剪断性能に影響をおよぼす因子

204材の重ね梁の場合，これに用いる釘はCN 90に限定される。そこで，ここでは，木材のがわの条件をいくつかとりあげてみる。

まず，釘軸と木材のLT面 (板目面) のなす角度：年輪接触角θ (図-2参照) の問題がある。この影響に関する報告例はあるが，実験値のバラツキなどのため，角度による剪断性能の差は検出されていない[11]。



図—2　年輪接触角θ
Fig. 2. Grain-to-nail angle.

また，先孔をもうけることによって，釘の打ち込み時に生じる木材の割れを防ぐことができるが，この先孔径の影響に関する知見をうることも必要である。アメリカでは，釘径の75%までの先孔径であれば，先孔なしのときの許容剪断耐力値を，そのまま適用してよいとする基準がある[12]。先孔をもうけた場合の大きな利点として，釘着間隔を密にできることがあげられる。木構造設計基準[13]では，釘着間隔について以下のように定めているが，先孔をもうけた場合，どの程度わりびいてよいかについても知る必要があろう。

加力方向：釘間隔$12d$，端距離$15d$

加力に直角方向：釘列間隔$5d$，縁距離$5d$

2.3　短期許容剪断耐力

釘接合の荷重—辷り曲線は降伏点，あるいは比例限度をもたないので，その許容耐力値P_sを定めるのは難しい。諸基準によって，以下に列挙するような推奨計算値がある。

i)　木構造設計基準[13]

$$P_s = F_c \times 1.6d^{1.8} \qquad (4)$$

ここに，F_c＝木材の圧縮強度 (kg/cm^2)

この式は相対辷り 10 mm 時の剪断荷重を最大耐力と考え，これに安全率 2 をとった実験式[14] である。

ii) 枠組壁工法用釘設計施工マニュアル[15]

$$P_s = P_{max} \times \frac{3}{4} \times \frac{1}{2} \tag{5}$$

$$P_s = P_{1.0} \times \frac{3}{4} \tag{6}$$

ここに，$P_{1.0}$=辷り量 1.0 mm 時の剪断荷重 (kg)；P_{max}=最大剪断荷重 (kg)

(5), (6) 式による値のうち小さい方をとるものとする。2 つの値：P_s(5), P_s(6) の大小関係については，一般に，素材同士の接合の場合は $P_s(6) < P_s(5)$ となり，素材と面材の場合には $P_s(6) > P_s(5)$ となることが報告されている[6,7]。

iii) Wood Hand book[18]

$$P_s = Kd^{1.5} \tag{7}$$

ここに，K=樹種と比重によって定められた係数 (lb/inch)；d=釘径 (inch)

これは辷り量 0.38 mm 時の剪断荷重を P_s とみなして求めた実験式である。

iv) Timber Construction Manual[19]

使用樹種，釘，打ち込み深さなどにより細かく P_s 値が定められている。たとえばダグラスファーの 204 材を貫通釘着した場合 P_s=36 kg となる。

また，沢田[20] は釘着部の接合境界面での最大面圧応力が木材の圧縮強度 F_c に達したときの剪断荷重を P_s とする理論計算式を提案している。

$$P_s = 2.253\left(\frac{E}{\alpha}\right)^{-0.25} \times d^{1.75} \times F_c \tag{8}$$

これらの許容耐力値，相互の大小関係については，以下のような報告例がある。

$$P_s(7) \fallingdotseq P_s(4) \fallingdotseq 1.7P_s(8)^{8)} \tag{9}$$

$$P_s(7) \fallingdotseq P_s(6)^{17)} \tag{10}$$

ここで，P_s(7) 値は，辷り量 0.38 mm 時の実測荷重の平均値が用いられているが，この実測値と (7) 式による計算値はよく一致することが報告されている[17]。

本研究では (3) 式にしめした指数回帰式から許容耐力 P_s を求めることになるので，実測値と回帰曲線の適合度のよい辷り量 0.38 mm 時の推定荷重を P_s とすることにした。

3. 一面剪断試験

2 章で述べた既往の研究，および，その検討結果より，実験は，釘接合の荷重—辷り曲線を (3) 式で回帰しその回帰係数と基礎材質との間の相関関係をさぐること，また諸々の条件因子

のうち年輪接触角，先孔径，先孔をもうけたときの適正釘着間隔，および主材への打ち込み深さの影響に関する知見をうることを目的として行った。

3.1 材料と試験方法

実験には北海道大学雨竜地方演習林産のアカエゾマツおよびトドマツの無欠点気乾材を用いた。これら2樹種は材質的に同一グループとして扱った。試験片はJAS 204 材から材長15 cm に仕上げたものを143体，準備した。試験片は広範囲にわたる材質選択がなされるようにできるだけ多くの原板から採った。

試験片の基礎材質試験を行なった結果を表-1と図-3に示す。ここで，圧縮ヤング係数 E_c は図-4に示したように試験片の両側で，中央部10 cm 区間の縮み量を 10^{-3} mm 精度のダイアルゲージで測定して求めた。この方法による E_c 値は歪ゲージ (8 mm 長ペーパーゲージ) および鏡式伸び計 (標点間10 cm) による値と，よく一致することを予備実験を行なって確認している。

縦圧縮強度 F_c は，一面剪断試験後，その非破壊部より小試片をとりJISによる試験を行なって測定した。

つぎに，一面剪断試験の試験体と試験方法を図-5に示す。試験片は釘軸との年輪接触角 θ によって0～20°, 20～70° および70～90° の3種類にわけ，おのおののグループ内で気乾比重 r_u とヤング係数 E_c がおおむねそろうように3片ずつ組み合わせ，合計40体の試験体を構成した。釘は両側材よりCN 90 (実測釘径4.1 mm) を1本ずつ釘頭部をうかせて打ち込んだ。

荷重はオルゼン型試験機 (森試験機製作所製) を用いて，毎分0.5 mm の速度で圧縮負荷をかけた。相対辷りが0.25 mm, 0.50 mm, 1.0 mm に達したところで除荷，負荷を1回ずつくり返したのち相対辷りが5 mm をこえるまで連続的に負荷をかけた。

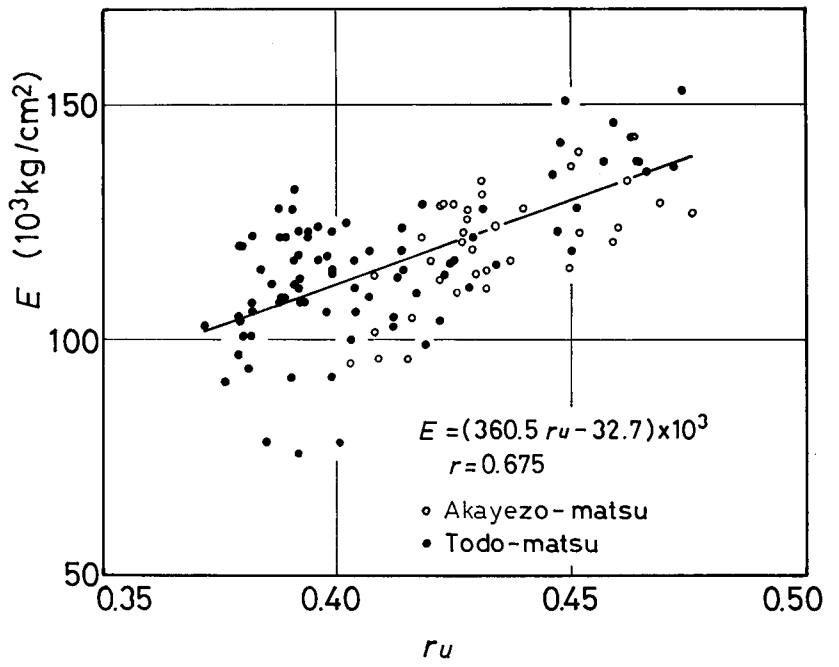
相対変位は図-5に示すように両側材上端から吊り下げたダイアルゲージで中央材下端の降下量を測定した。こうしてえられる値は木材の圧縮変位を含まない相対辷り量である。試験体の両側で測定した値の平均値を相対辷り量とした。測定は，はじめ荷重増分10 kg 毎，さらに変位が2 mm をこえてからは5 kg 毎に行ない記録した。使用したダイアルゲージは 10^{-3} mm 精度，5 mm ストロークのものである。

表—1　試料の基礎材質

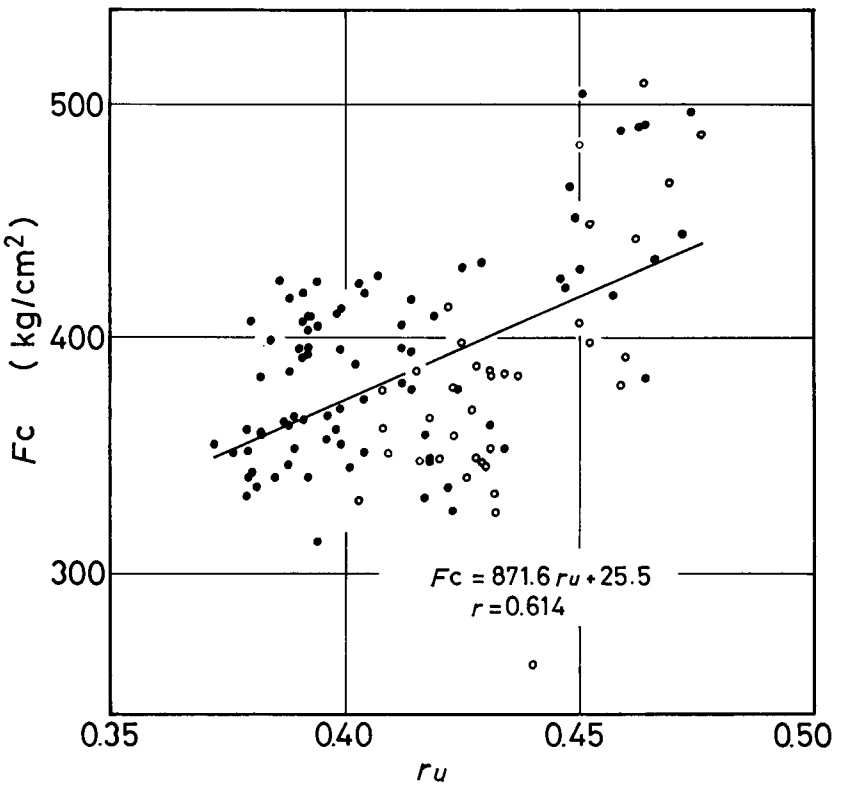
Table 1. Basic properties of materials

a. r. w. (mm)	r_u	E_c (10^3 kg/cm^2)	F_c (kg/cm^2)
Av. 2.42	0.416	117	388
S. D. 0.95	0.027	14	38

a. r. w.: Average ring width, r_u: Specific gravity, E_c: Modulus of elasticity obtained from compression test, F_c: Compressive strength, Average moisture content: 13.2%.



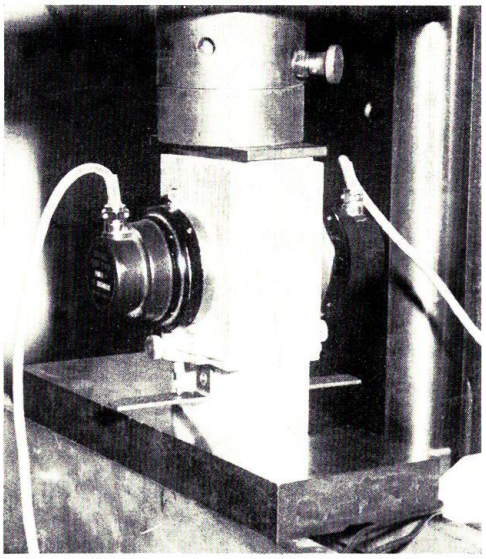
a) Young's modulus (E)



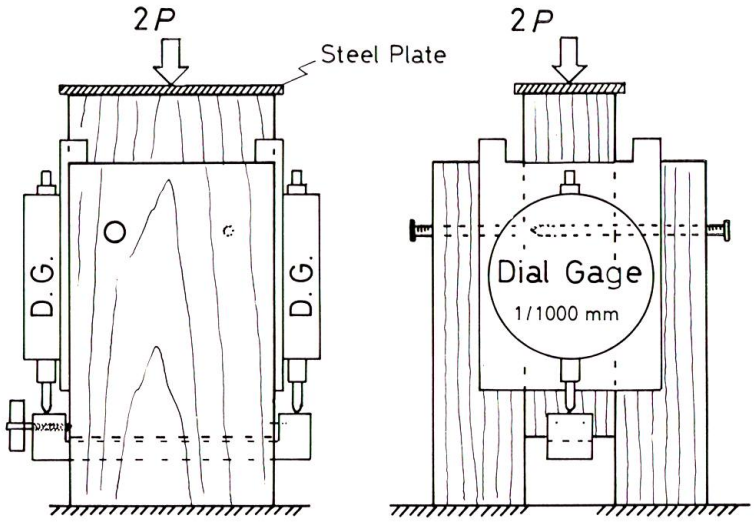
b) Compressive strength (F_c)

図—3 基礎材質相互の関係

Fig. 3. Relations between specific gravity (r_u) and mechanical properties of materials.



図—4　圧縮剛性試験の方法
Fig. 4.　Method of compression test.



図—5　一面剪断試験の方法
Fig. 5.　Method of single shear test.

次に試験体の釘着条件を表-2にしめす。Aグループは主に打ち込み深さの影響を，Bグループは先孔径の影響をみることを目的としたものである。このように釘着点をかえることによって，同一試験体につき4回ないし5回の実験を行なった。全試験体に共通するコントロール条件は，先孔径4.0 mm，打ち込み深さ3.0 cm以上の場合とした。これは，先孔をもうけないものをコントロールとした場合，釘の打ち込み時に生じる木材の割裂のために実験結果のバ

表—2 試験体の釘着条件

Table 2. Nailing conditions of specimens

Group	Number of Specimens	L. H. D. (mm)	Penetration Depth to Main Member (cm)	Nail Spacing* 1 2 (cm)
A	20	4.0	3.0	1
				2～
				2
			2.0	2～
			1.0	
B	10	4.0	3.0	2～
		3.0		
		2.0		
		0		
	10	4.0	3.0	2～
		3.5		
		2.5		
		0		

* 1: Parallel to load direction, 2: Perpendicular to load direction.
L. H. D.: Lead hole diameter.

ラツキが大きくなる不都合を予想したからである。なお，ここで，打ち込み深さとは釘の先端部をのぞく胴部の打ち込み量のこととする。

3.2 結果と考察

荷重—辷り曲線を(3)式で指数回帰して，えられる係数 A, B, C, および，3段階の辷り量レベルでのくり返し負荷時辷り係数 K_{sr}, あわせて6項目を試験結果から算出し，これらについて以下に述べる検討を行なった。なお，荷重—辷り曲線を(3)式で回帰したところ，最大荷重(係数 B)を10～20%，過小評価する例がかなりあったが，安全側の評価となるのでそのまま用いることにした。

3.2.1 年輪接触角 θ の影響： 3グループにわけたコントロール試験結果を表-3にしめした。数値はおのおの上段が平均値，下段は標準偏差である。年輪接触角 θ が0～20°の場合，釘着時に釘が早材部に逃げて貫通することが多く剪断性能は劣ることが予想されたが，表-3の6項目について分散分析を行なった結果，3群間に5%の有意水準で有意差はなかった。これは0～20°(柾目板)の試験体数が少ないこと，および各群内のバラツキが大きかったことのためと考える。この研究では，以後，これら3グループを同一グループとしてあつかうことにする。

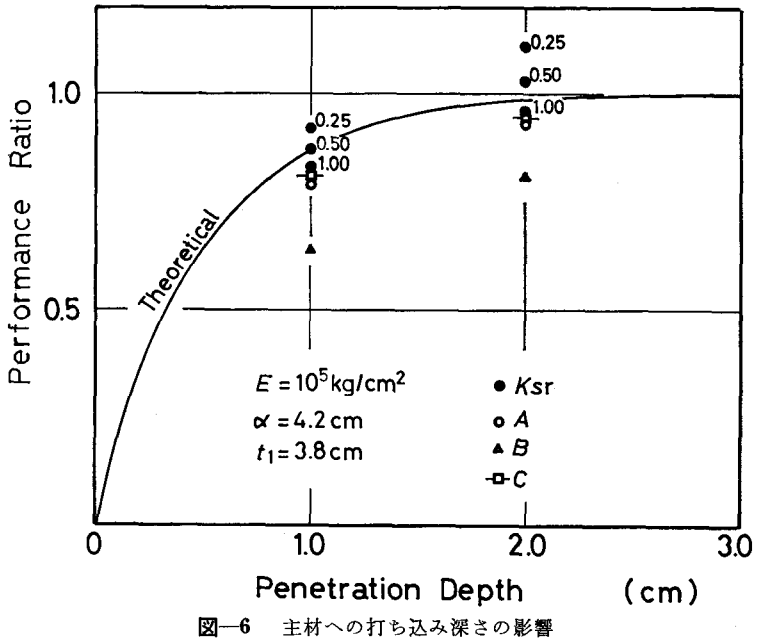
3.2.2 打ち込み深さの影響： 中央材への打ち込み深さをかえて実験をくり返した，Aグ

表—3 年輪接触角の影響

Table 3. Effect of grain-to-nail angle on single shear performance

θ	Number of Specimens		K_{sr} (10^3 kg/cm)			A	B	C
			0.25	0.50	1.00			
0–20°	4	Av.	1.94	1.88	1.87	106.6	116.7	0.624
		S. D.	0.21	0.36	0.32	13.6	19.1	0.060
20–70°	24		2.69	2.19	2.06	121.8	139.7	0.605
			0.69	0.37	0.28	17.5	19.5	0.043
70–90°	12		2.57	2.18	2.08	120.1	143.7	0.634
			0.29	0.23	0.21	15.2	19.9	0.057
Av.			2.58	2.16	2.05	119.8	138.6	0.616
S. D.			0.60	0.35	0.27	17.1	21.0	0.051

θ: Grain-to-nail angle.
A~C: Coefficients of the exponential form (Eq. 3).



図—6 主材への打ち込み深さの影響

Fig. 6. Effect of penetration depth to main member on single shear performance.

ループ20体についての結果の平均値を図-6に示した。おのおの，打ち込み深さが3 cmのときの値に対する比に換算して示してある。図中の曲線は，(1.1)式から求めた弾性床理論によるK_s'の計算曲線である。K_{sr}, K_s', および係数Aは打ち込み深さを2 cmとしても，3 cmの場合とほとんど差がみとめられなかったが，係数Bは20%におよぶ低減をみた。つまり，最大耐力については，打ち込み深さが十分でないときは釘の拘束が期待できないということである。

3.2.3 先孔の影響: 先孔径を5段階にかえて実験を行なったBグループ20体についての結果を表-4に示す。数値は，上段が先孔径4.0 mmのコントロール試験値に対する比の平均値，下段は標準偏差である。K_{sr}は，辷り量0.25 mmでは先孔径2.0～3.0 mmで辷り量0.5, 1.0 mmレベルのものでは先孔径3.5 mmで最大値をえた。つぎに，荷重—辷り曲線形では，係数A, Bともに3.0 mmで最大値をとった。

表—4 先孔径の影響

Table 4. Effect of lead hole diameter on single shear performance

L. H. D. (mm)		K_{sr} 0.25	K_{sr} 0.50	K_{sr} 1.00	A	B	C
3.5	Av.	1.29	1.21	1.07	1.15	1.11	0.782
	S. D.	0.29	0.19	0.14	0.20	0.12	0.147
3.0		1.36	1.16	1.06	1.16	1.14	0.824
		0.39	0.18	0.12	0.18	0.12	0.155
2.5		1.27	1.12	0.93	1.12	1.03	0.845
		0.24	0.19	0.12	0.21	0.11	0.173
2.0		1.36	1.06	0.88	1.07	0.96	0.809
		0.34	0.06	0.11	0.12	0.10	0.109
0		1.22	1.00	0.83	0.95	0.90	0.771
		0.21	0.15	0.11	0.11	0.09	0.167

CN 90のような太い釘では，十分な径の先孔をもうけた方が木材の割裂が少なく剪断性能は大きくなるはずである。このことは，先孔をあけずに釘を手打ちした試験体の84%において，釘着点の両側に平均4.5 mmの割れが繊維方向に生じたことからも明らかである。2 mmの先孔をあけたものでも10体中，1体に10 mmの割れが生じた。ただし，釘径の100%に近い径の先孔をあけた場合には，釘軸と先孔切削面との密着が不完全となって剪断性能が低下することが予想される。そのため，先に述べたように先孔径3.0あるいは3.5 mmで剪断性能が極大値をとるような傾向がみられたのであろう。

以上の結果から，CN 90の場合，釘径の70～80%程度の径の先孔がもっとも有効であると考える。なお，先孔径が4.0 mmのときとそれ以外の場合とで形状係数Cの値に約20%の差がみられた。

3.2.4 釘着間隔: 先孔をもうけた場合，釘着間隔をより密にできるはずである。ここでは加力方向の釘間隔を$5d$ (2 cm)とした場合，および，加力に直角方向の釘列間隔を$2.5d$ (1 cm)とした場合について，十分な釘着間隔をもうけたものとの間に剪断性能の差があるかどうかをみた。先孔径は4.0 mmである。結果を表-5にしめす。数値は上段がコントロール試験値に対する比の平均値，下段は標準偏差である。

表—5 釘着間隔の影響

Table 5. Effect of nail spacing on single shear performance

Nail Spacing*		K_{sr}			A	B	C
		0.25	0.50	1.00			
1	Av.	0.97	0.96	0.95	0.96	0.94	0.95
	S. D.	0.17	0.10	0.08	0.08	0.07	0.09
2		1.03	0.98	0.97	0.97	0.95	0.96
		0.18	0.11	0.09	0.08	0.09	0.11

* 1: 2 cm in the direction parallel to the load,
2: 1 cm in the direction perpendicular to the load.

剪断性能6項目について分散分析を行なったが5%有意水準で3群間に有意差はなかった。ただし，実験は圧縮型で行なっており両側材での釘数は1本である。したがって，実際の重ね梁にこのような極端に厳しい釘着間隔条件を適用することはできない。

3.2.5 材質指標による剪断性能の予測： 釘接合の剪断性能を推定する基礎材質係数のひとつとして，弾性床理論から導かれる，計算辷り係数 K'_s がある。これは，(1) 式をみてわかるように，釘着条件を一定とした場合，材料のヤング係数の関数であらわされ，一種の弾性係数とみなすことができる。しかし，釘接合の辷りが釘軸のめり込みによる木材の圧潰をともなっていることを考えれば，使用材料の弾性的性質のみから剪断性能を予測することには無理がある。ここでは比較検討すべき材質指標として，計算辷り係数 K'_s，圧縮ヤング係数 E_c，縦圧縮強度 F_c，気乾比重 r_u の4因子をとりあげた。各試験体の基礎材質値はそれを構成する3個の試験片の材質平均値を用いたが，中央材の値には当然ながら2倍のおもみをつけて計算してある。

表-6は40体のコントロール試験からえた基礎材質値と剪断性能の相関係数表である。さらに，有意水準0.05で相関があったものについて散布図と直線回帰式を図-7にしめした。

相関係数はいずれの剪断性能値とについても，$F_c > r_u > E_c \fallingdotseq K'_s$ の順であった。K'_s, E_c は，

表—6 基礎材質と剪断性能の相関係数

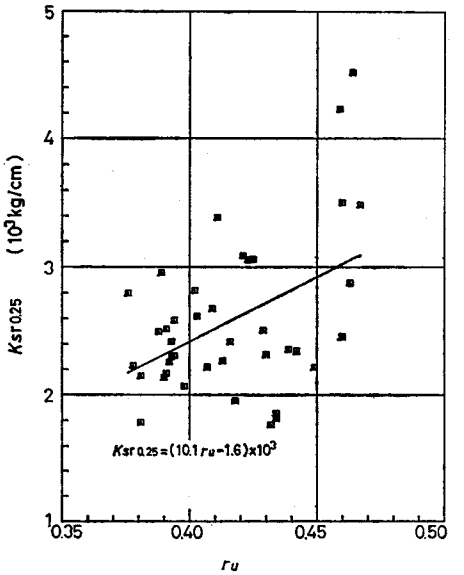
Table 6. Correlation coefficients between basic properties and single shear performance

	K_{sr}			A	B	C
	0.25	0.50	1.00			
r_u	0.453**	0.357*	0.284	0.434**	0.452**	−0.062
E_c	0.375*	0.258	0.110	0.339*	0.277	−0.232
F_c	0.632**	0.457**	0.398*	0.534**	0.534**	−0.140
K'_s	0.366*	0.246	0.099	0.330*	0.270	−0.237

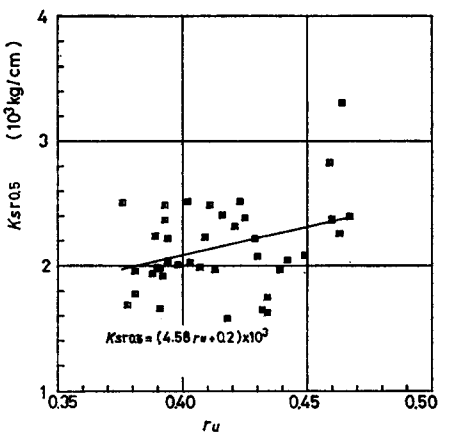
* Significant at 5% level.
** Significant at 1% level.

初期辷り性能とみなせる辷り量 0.25 mm レベルの K_{sr} と係数 A をのぞいては，各剪断性能値との間に，有意水準 0.05 で相関がなかった。これらの結果は，釘接合の剪断性能が初期辷りレベルからすでに木材の圧潰に支配されるところが大きいこと，および，くり返し負荷時にみられる線形の挙動もみかけ上のものであることを表わしていると考える。

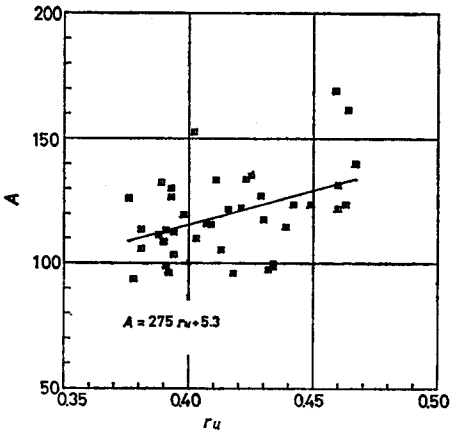
K_{sr} は辷り量レベルが大きくなると各材質値との相関が小さくなり，また，K_{sr} 値自体のバラツキも小さくなる (図-7 の F_c-K_{sr} 参照)。したがって，たとえば辷り量レベル 1 mm 以上の K_{sr} については基礎材質値の関数とせず，その平均値を用いてよいと考える。



図—7(1)



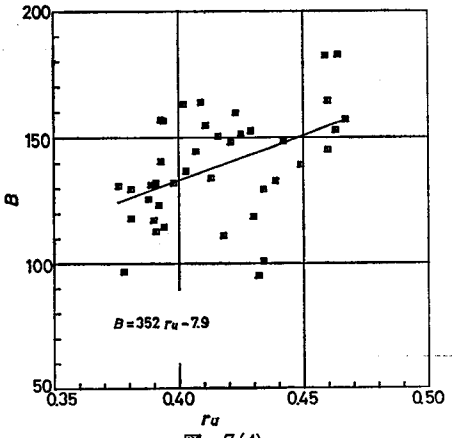
図—7(2)



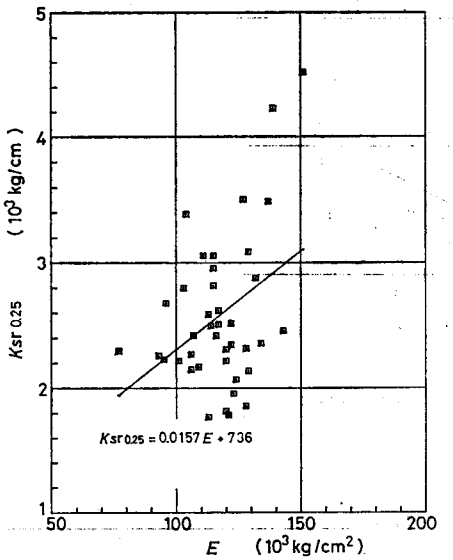
図—7(3)

図—7 基礎材質と剪断性能の関係

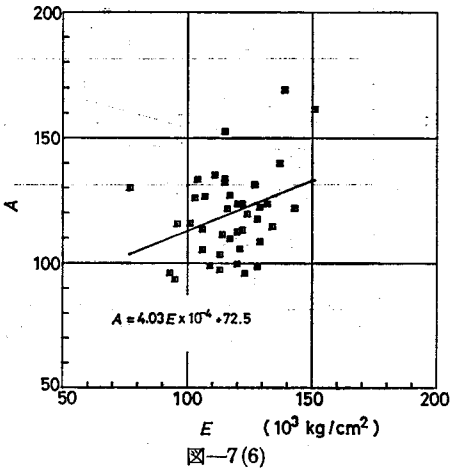
Fig. 7. Relations between basic properties and single shear performance.



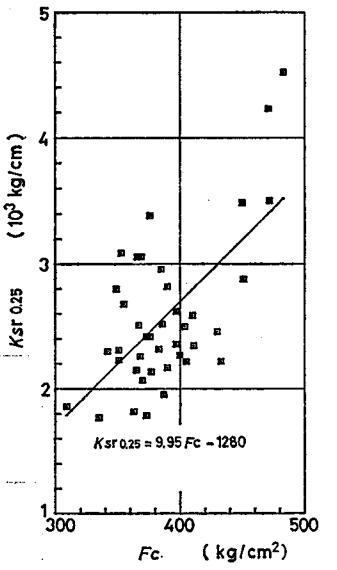
図—7(4)



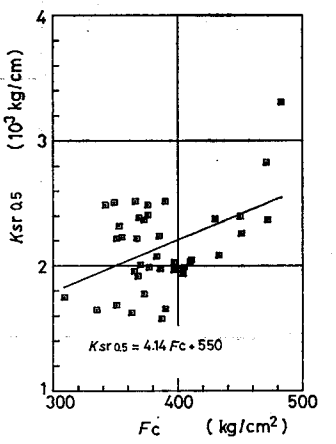
図—7(5)



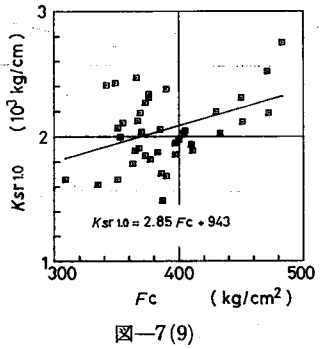
図—7(6)



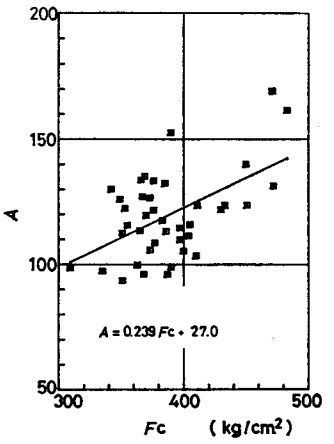
図—7(7)



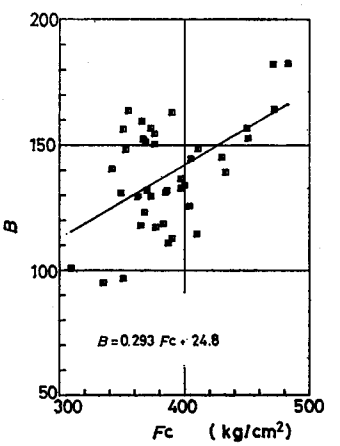
図—7(8)



図—7(9)



図—7(10)



図—7(11)

荷重一辷り回帰式の形状係数 C は，どの材質値とも相関がなく，これも平均値を用いることとした。

以上の結果をみれば縦圧縮強度 F_c から剪断性能を推定するのがよいことがわかるが，非破壊的かつ簡便に F_c の値をうることはできない。そこで，この研究では気乾比重 r_u から 図-7 にしめした回帰式を用いて K_{sr}, A, B の値を推定することとした。

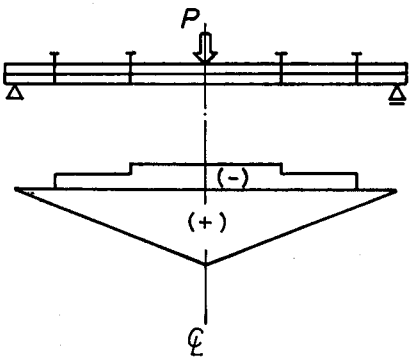
4. 釘着梁の曲げ性能

4.1 曲げ変形

重ね梁の解析には2つのアプローチが考えられる。ひとつは単に重ねた梁の変形に，接合部の辷り拘束による軸方向力を考慮する手法[1]，もうひとつは一体梁としての変形に層間辷りを剪断変形に置き換えたものを加えて解く手法[2]である。ここであつかう2層釘着梁の場合には，その層間辷りを剪断変形とするには層の分割があらすぎるようであり，前者の方法によるほうがよいと考える。

また，一般的な等間隔配置釘着の場合，接合による拘束力のスパン内分布を連続であると仮定して解く手法が多いが，実際にはそのように釘を稠密に打つことはなく，十分な釘着間隔をもうけるのがふつうである。

そこで，この研究では，軸方向力による拘束モーメントが図-8に示すように釘着区間毎に階段状に分布するという仮定のもとでさきに誘導した応力計算法[21]を用いた。これは接合部での軸方向変位と傾斜角の関係に着目して釘による軸方向力 F_N を計



図—8 釘着梁の曲げモーメント分布

Fig. 8. Bending moment diagram for a two-layered nailed beam.

算する手法である。

ただし，ここであつかう等間隔釘着とは，図-12にしめしたように両支点上に第1釘着点N1をもうけ，以後，スパン中央までの距離を等間隔に分割して釘着点を配置する方法のことをいうものとする。

この場合の各釘着部による軸方向力F_{Ni}は以下のようにあらわせる。

$m=1$のとき

$$(1+\phi)F_{N1}=3\theta_{01}EI_0/(lt) \tag{11.1}$$

$m\geqq 2$のとき

$$\begin{bmatrix} m+\phi & m-1 & \cdots\cdots & 2 & 1 \\ & (m-1)+\phi & & & 1 \\ & & \ddots & & \vdots \\ & \text{sym.} & & 2+\phi & 1 \\ & & & & 1+\phi \end{bmatrix} \begin{bmatrix} F_{N1} \\ \vdots \\ F_{Ni} \\ \vdots \\ F_{Nm} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \theta_{01} \\ \vdots \\ \theta_{0i} \\ \vdots \\ \theta_{0m} \end{bmatrix} \frac{3mEI_0}{lt} \tag{11.2}$$

ここに，m＝半スパンあたりの釘着配置数；$\phi=mEbt/(4rK_sl)$；b＝個材幅 (cm)；t＝個材厚 (cm)；EI_0＝個材の曲げ剛性 (kgcm^2)；r＝1釘着部あたりの釘数；l＝スパン長 (cm)；$\theta_{0i}=Pl^2(m+i-1)(m-i+1)/(32m^2EI_0)$：中央集中荷重の場合

ここで，m個のF_{Ni}は，すべてことなる値をうるので各釘着部での層間ﾐり量は，それぞれちがっていることがわかる。したがって，厳密には(11.2)式，左辺のϕ値には，それぞれの釘着部でのﾐり量に対応したK_s値を入れなければならない。しかしスパン中央部にもっとも近い釘着部による軸方向力F_{Nm}が小さな値となるほかはF_{N1}～$F_{N(m-1)}$の値には大差がないので，一定のK_s値を用いても誤差はわずかであることを確認している[21]。そこで，この研究においても，F_Nが最大値をとる釘着部での層間ﾐり量δ_sから求めたK_s値を一律に用いた。

具体的には，以下のようにして各荷重レベルでのK_s値を決めた。まず，材料の気乾比重r_uから接合部の荷重—ﾐり曲線の形状を推定する。

$$P=B\left[1-\exp\left(-\frac{A}{B}\delta\right)\right]^C \tag{3}$$

ここに，$A=275r_u+5.29$

$B=352r_u-7.90$

$C=0.616$

これらの剪断性能値は先孔条件に応じて表-4に示した係数を乗じて補正した値を用いるものとする。次に任意の荷重での層間ﾐりδ_sの値を適当に与えて(3)式から求められるK_{ss}値を(11)式に代入しF_{Ni}を算出する。このF_{Ni}の最大値F_{Nn}からn点でのﾐり量δ_s'を逆算し，$\delta_s'-\delta_s<\Delta\delta$となるまで$\delta_s$の値を入れかえながら計算をくり返すのである。このようにして任意の荷重におけるF_{Ni}を決定することができる

この軸方向力による拘束モーメントF_{Nt}を考慮した曲げモーメントをうける単純重ねの梁を考えれば，諸変位は

$$\delta_m = \delta_0\left[1-\frac{l^2t}{16m^2\delta_0 EI_0}\sum_{i=1}^{m}\left[(m+i-1)(m-i+1)F_{Ni}\right]\right] \tag{12.1}$$

$$\theta = \theta_{01}-\frac{lt}{4mEI_0}\sum_{i=1}^{m}\left[(m-i+1)F_{Ni}\right] \tag{12.2}$$

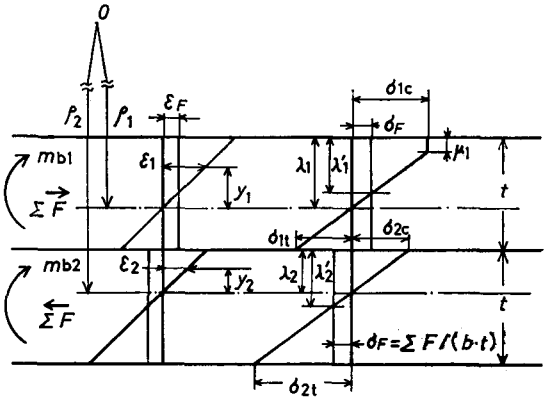
$$\delta_e = \frac{F_{N1}}{rK_s} \tag{12.3}$$

ここに，δ_m＝中央たわみ；$\delta_0=Pl^3/(96EI_0)$：中央集中荷重の場合；

θ＝支点での傾斜角 (rad)；δ_e＝材端での層間ずり量

4.2 曲げ耐力

図-9のように，木材の圧縮側での弾完全塑性，引張側での完全弾性を仮定して，スパン中央での断面内応力分布を考えてみた。このとき，圧縮側の降伏応力に圧縮強度，圧縮比例限度のいずれをとるかが問題となるが，ここでは圧縮強度F_cを用いることにする[22]。



図—9 応力と歪の分布仮定

Fig. 9. Assumption of stress and strain distributions for a nailed beam.

図-9を参照しながら

$$\frac{1}{\rho}=\frac{\varepsilon}{y}=\frac{\sigma_y}{Ey} \tag{13}$$

$\rho_1=\rho_2$, $E_1=E_2$ より

$$\sigma_{y1}/y_1 = \sigma_{y2}/y_2 \tag{14}$$

i) $\sigma_{1c}<F_c$, $\sigma_{2c}<F_c$ のとき

$\mu_1=0$, $\mu_2=0$ および(14)式より

$$mb_1 = mb_2 \tag{15}$$

$$mb_1+mb_2 = M-\sum Ft \tag{16}$$

ここに，mb＝個材に曲げ変形をあたえるモーメント；M＝釘着梁に働く外力モーメント；$\sum F=\sum_{i=1}^{m} F_{Ni}$.

したがって

$$\sigma_{1c}=\frac{6mb_1}{bt^2}+\frac{\sum F}{bt}=\frac{(3Pl-8\sum Ft)}{4bt^2} \tag{17}$$

$$\sigma_{1t}=\frac{3Pl-16\sum Ft}{4bt^2} \tag{18}$$

$$\lambda_1=\frac{\sigma_{1c}t}{\sigma_{1c}+\sigma_{1t}}=\frac{t(3Pl-8\sum Ft)}{6(Pl-4\sum Ft)} \tag{19}$$

$$\sigma_{2c}=\frac{(3Pl-16\sum Ft)}{4bt^2} \tag{20}$$

$$\sigma_{2t}=\frac{(3Pl-8\sum Ft)}{4bt^2} \tag{21}$$

$$\lambda_2=\frac{t(3Pl-16\sum Ft)}{6(Pl-4\sum Ft)} \tag{22}$$

ii)　$\sigma_{1c}=F_c$, $\sigma_{2c}<F_c$ のとき

上材の断面内応力の釣合条件より

$$(F_c-\sigma_F)\,t=\frac{1}{2}(\sigma_{1t}+F_c)(t-\mu_1) \tag{23}$$

$$\sigma_{1t}/F_c=(t-\lambda_1)/(\lambda_1-\mu_1) \tag{24}$$

(23), (24)式より σ_{1t} を消去すれば

$$\lambda_1=\frac{F_c\mu_1^2 b-2\sum F\mu_1+F_c bt^2}{2(F_c bt-\sum F)} \tag{25}$$

上，下材の曲げモーメントは

$$mb_1=\frac{b}{6}(F_c-\sigma_F)(2\lambda_1'^2+2\lambda_1'\mu_1-\mu_1^2)+\frac{b}{3}(\sigma_{1t}+\sigma_F)(t-\lambda_1')^2 \tag{26}$$

ここに，$\lambda_1'=\lambda_1-\sigma_F(\lambda_1-\mu_1)/F_c$

$$mb_2=\frac{bt^2}{6}(\sigma_{2c}+\sigma_F) \tag{27}$$

また

$$\sigma_{2t}=\sigma_{2c}+2\sigma_F \tag{28}$$

$$\sigma_{2c}/\sigma_{2t}=\lambda_2/(t-\lambda_2) \tag{29}$$

(14)式より

$$(\lambda_1-\mu_1)\,\sigma_{2c}=\lambda_2 F_c \tag{30}$$

(28), (29), (30)式より

$$\sigma_{2c}=\frac{F_c bt^2-2\sum F(\lambda_1-\mu_1)}{2(\lambda_1-\mu_1)bt} \tag{31}$$

(16), (24)～(27), (31)式より σ_{1t}, μ_1, λ_1, σ_{2c}, mb_1, mb_2 を決定し, (28), (29)式より σ_{2t}, λ_2 を計算できる。

iii) $\sigma_{1c}=F_c$, $\sigma_{2c}=F_c$ のとき

下材の断面内応力を ii) の上材の場合と同様にとけば

$$\sigma_{2t}/F_c=(t-\lambda_2)/(\lambda_2-\mu_2) \tag{32}$$

$$\lambda_2=\frac{F_c\mu_2^2 b+2\sum F\mu_2+F_c bt^2}{2(F_c bt+\sum F)} \tag{33}$$

$$mb_2=\frac{b}{6}(F_c+\sigma_F)(2\lambda_2'^2+2\lambda_2'\mu_2-\mu_2^2)+\frac{b}{3}(\sigma_{2t}-\sigma_F)(t-\lambda_2')^2 \tag{34}$$

ここに, $\lambda_2'=\lambda_2+\sigma_F(\lambda_2-\mu_2)/F_c$

(14)式より

$$\lambda_1-\mu_1=\lambda_2-\mu_2 \tag{35}$$

(16), (24)～(26), (32)～(35)式より, σ_{1t}, μ_1 λ_1, σ_{2t} μ_2, λ_2, mb_1, mb_2 を決定できる。

梁は, 最終的に σ_{2t} が木材の引張強度 F_t に達したときに破壊するものとした。ここで, 木材の強度値は, $F_t=3.0F_c$, $F_c=0.0030E$[23] として, E より求めて用いた。計算手法は, 上述の連立方程式を解析的に解くことは困難なので, μ の値を順次入れかえながら λ, mb の計算をくり返し, (16), (35)の両式を満足する解をさがす方法をとった。具体的手順を図-10に流れ図でしめす。ここで, 荷重増分 $\Delta P=10$ kg, μ 値の入れかえ幅 $\Delta=0.1$ mm として計算した。

ところで, 以上の計算においては, 上, 下材の E が等しいと仮定しているが, 上, 下材の E がことなる場合でも, その平均値 $\bar{E}=(E_1+E_2)/2$ を両材の E とおいてさしつかえない。このことについて, いま軸方向力の生じない無釘着重ね梁で考えてみる。

$\sigma_{1c}=F_{c1}$, $\sigma_{2c}=F_{c2}$ のとき, 断面内応力の釣合条件より

$$\lambda_1=\frac{\mu_1^2+t^2}{2t},\qquad \lambda_2=\frac{\mu_2^2+t^2}{2t} \tag{36}$$

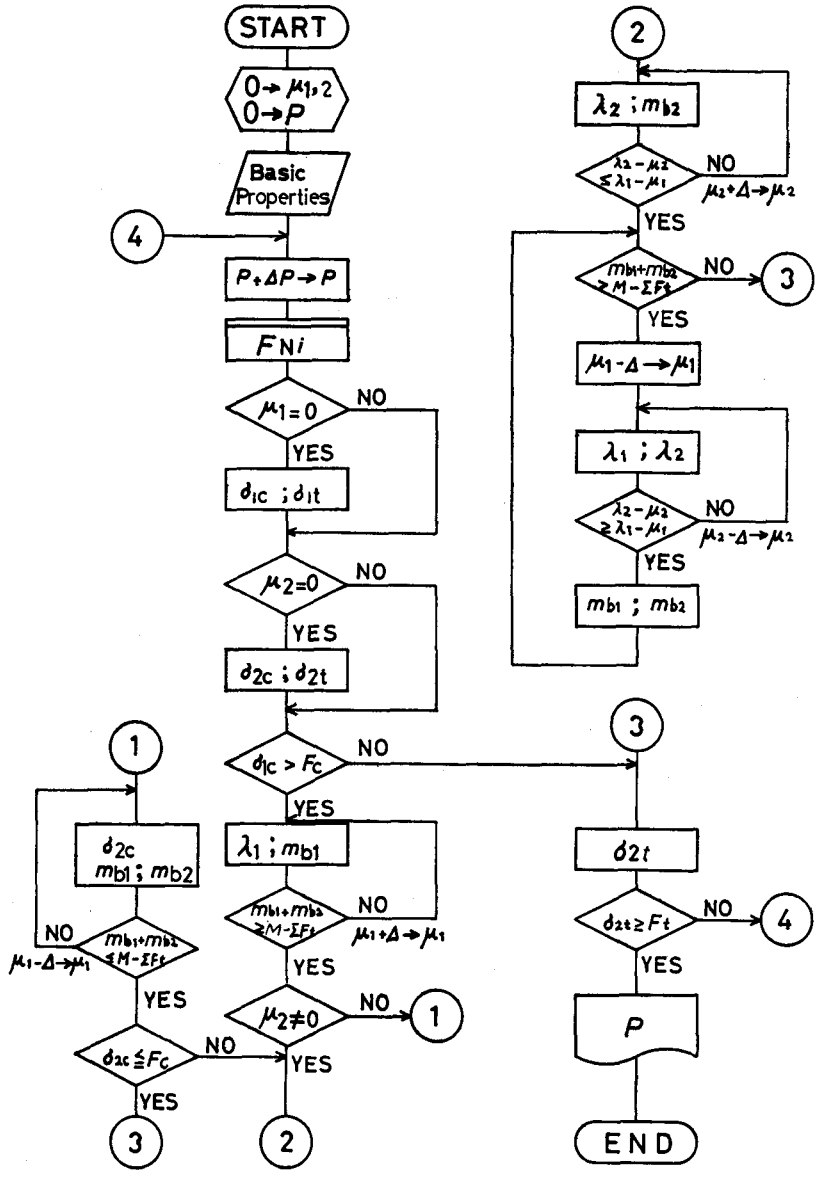
(35), (36)式より

$$\mu_1=\mu_2 \tag{37}$$

$$\lambda_1=\lambda_2 \tag{38}$$

上, 下材の曲げモーメントは

$$mb_1=\frac{b}{6}F_{c1}\left[2\lambda_1^2+2\lambda_1\mu_1-\mu_1^2+\frac{2(t-\lambda_1)^3}{(\lambda_1-\mu_1)}\right] \tag{39}$$



図—10 耐力計算の流れ図

Fig. 10. Flowchart to calculate bending strength of a nailed beam.

$$mb_2 = \frac{b}{6}F_{c2}\left[2\lambda_2^2+2\lambda_2\mu_2-\mu_2^2+\frac{2(t-\lambda_2)^3}{(\lambda_2-\mu_2)}\right] \tag{40}$$

(37)～(40)式より

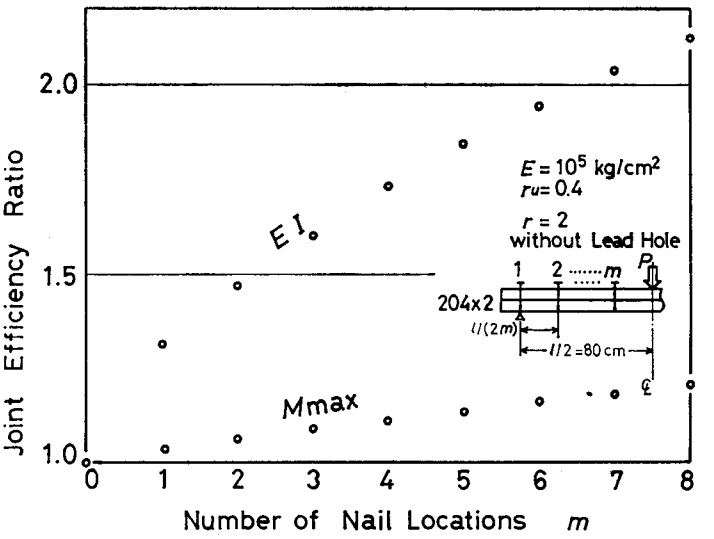
$$mb_1/mb_2 = F_{c1}/F_{c2} \tag{41}$$

したがって，E と F_c, F_t が比例関係にあるとする前提によれば $E_1 \neq E_2$ の場合でも，上，下材同時に破壊応力に達し，そのときの荷重 P_{max} は E_1, E_2 に両材の平均値 $\bar{E}$ を代入して計算

したときと同じ値をうる。ただし，両材の基礎材質が極端にことなる場合には，接合部の剪断性能の予測自体が成りたたないことはいうまでもない。

また，圧縮側の歪が塑性域に入ってからは層間ずれは弾性変形仮定による計算値より大きくなってくる。そのため接合部の剪断力も大きくなるはずだが，ずれ量レベルが大きい場合には実測の層間ずれが計算値をうわまわることによる剪断力の増加は小さいものと考え，ここではその影響を無視した。

以上導いてきたことから釘着配置数と接合効率の関係について計算した例を図-11に示した。図における曲げ剛性 EI は層間の最大ずれが 0.38 mm に達するとき，すなわち短期許容剪断耐力時の中央たわみから逆算した，みかけの EI である。M_{max} は最大曲げモーメントをあらわす。釘着配置数をふやすことによる曲げ耐力の増加は，あまり期待できないことがわかる。



図—11 釘着配置数と接合効率の関係

Fig. 11. Relations between number of nail locations and joint efficiency.

5. 曲げ試験

以上の計算手法による曲げ変形，および耐力の推定値の適合性を検討する目的で釘着梁の曲げ試験を行なった。釘着は，配置数，先孔径，釘列数の3因子について，各試験体で条件をかえて行なった。

5.1 材料と試験方法

重ね梁の個材として，北海道大学雨竜地方演習林産の比較的欠点の少ない，アカエゾマツおよびトドマツの気乾材を用いた。断面寸法は JAS 204 材に準じて仕上げたものである。個材の基礎材質を表-7に示す。材質試験時の平均含水率は 15.1% であった。つぎに，個材の比重とヤング係数がおおむねそろうように，表-9の個材を上から2体ずつ組み合わせて12体の

表—7 試験梁個材の基礎材質

Table 7. Basic properties of materials

No.*	b (cm)	t (cm)	a. r. w. (mm)	r_u	E (t/cm²)	EI (tcm²)
P- 1	8.890	3.735	2.12	.437	135.0	5211
P- 2	8.085	3.735	0.74	.502	148.2	5203
P- 3	8.570	3.730	2.02	.414	130.6	4842
P- 4	8.895	3.790	0.91	.491	116.5	4702
A- 5	8.890	3.795	3.04	.410	115.3	4669
P- 6	8.575	3.775	2.07	.462	119.3	4588
P- 7	8.880	3.720	1.54	.468	119.6	4557
A- 8	8.885	3.790	2.42	.421	112.8	4545
P- 9	7.735	3.790	3.00	.398	129.0	4527
P-10	8.890	3.740	1.56	.463	116.2	4503
P-11	8.915	3.790	1.67	.429	108.6	4393
P-12	8.890	3.740	1.11	.490	112.6	4365
A-13	8.470	3.790	4.00	.426	113.4	4359
P-14	8.900	3.805	1.03	.433	105.8	4321
A-15	8.880	3.795	2.50	.404	106.4	4304
A-16	7.700	3.800	3.32	.403	120.9	4256
P-17	8.365	3.740	3.33	.469	113.3	4132
A-18	8.890	3.740	3.33	.386	105.9	4103
A-19	8.905	3.810	3.75	.388	99.8	4098
A-20	8.815	3.795	2.07	.377	101.5	4073
P-21	8.885	3.790	3.00	.442	94.2	3797
P-22	8.905	3.790	2.31	.423	92.5	3739
P-23	8.840	3.750	2.31	.426	80.8	3137
A-24	8.255	3.635	4.00	.415	93.1	3075
Av.	8.663	3.765	2.38	.432	112.1	4312
S. D.	0.367	0.039	0.95	.034	14.6	506

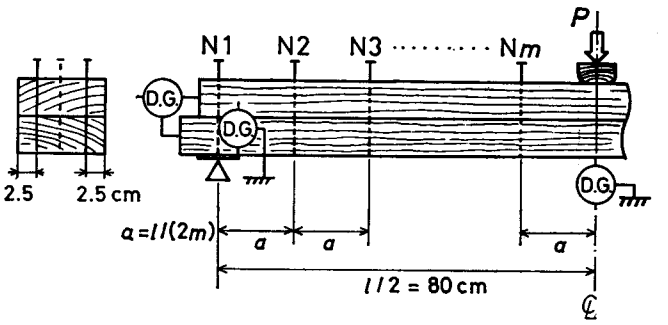
* P: *Picea glehnii*, A: *Abies sachalinensis*.

表—8 試験梁の釘着条件

Table 8. Nailing conditions of test beams

No.	m	L. H. D. (mm)	r	No.	m	L. H. D. (mm)	r
1	2	0	2	7	6	0	2
2	2	3.5	2	8	6	3.5	2
3	2	3.5	3	9	6	3.5	3
4	4	0	2	10	8	0	2
5	4	3.5	2	11	8	3.5	2
6	4	3.5	3	12	8	3.5	3

m: Number of nail locations for a half of span.
L. H. D.: Lead hole diameter.
r: Number of rows of nails.



図—12 曲げ試験の方法

Fig. 12. Method of bending test for nailed beams.

重ね梁を構成した。釘着の条件を表-8に示す。

試験体および試験方法を図-12に示す。釘着位置は両支点上を第1釘着点とし，以後，半スパンを等間隔に分割して配置した。また，釘列数 $r=3$ の場合は，図-12の木口面の図に点線で示したように，横一列に3本の釘を配した。

負荷はアムスラー試験機により，中央集中荷重方式で行ない，重ね梁層間の計算最大辷りが0.38 mmに達するときの荷重（短期許容剪断耐力）で一旦停止し，除荷したのち再度負荷してそのまま破壊に至るまで行なった。このくり返し数を1回のみとしたのは，2回目以降，荷重—変位挙動はあまり変化しないことが確められているからである[25]。

荷重は試験機のクロスヘッド部に設置した能力2 tのロードセルによって検出した。

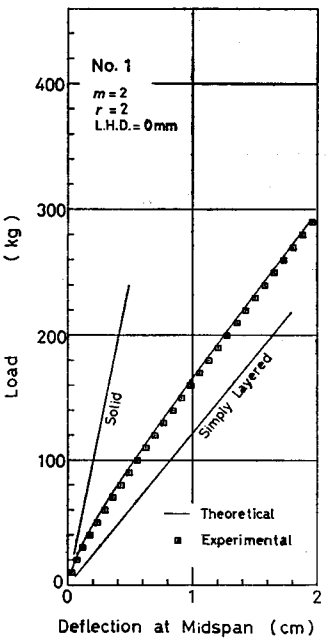
変位の測定は，スパン中央部のたわみ，支点上での傾斜角，および材端での層間辷り量について荷重増分10 kg毎に行なった。使用したダイアルゲージは，中央たわみが20 mmストローク，10^{-2} mm精度，支点傾斜角および端末辷りは5 mmストローク，10^{-3} mm精度のものである。傾斜角は図-12に示したように，支点上の鋼板の回転量を支点から約50 mm離れた位置で測定して求めた。傾斜角，端末辷りはスパンの両側で測定したものの平均値を用いた。

5.2 結果と考察

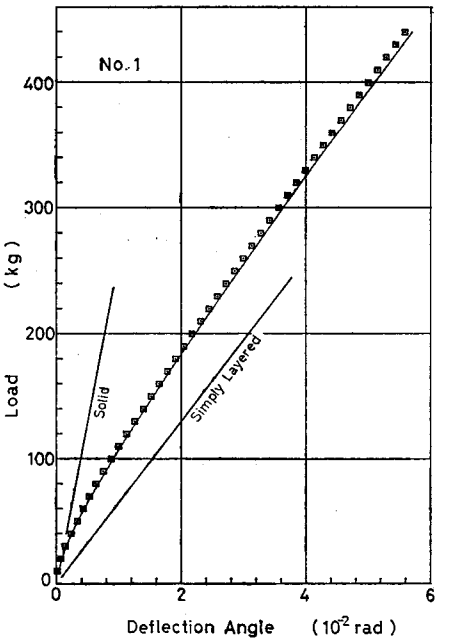
5.2.1 荷重—変位曲線

荷重—変位の実測値と計算値を図-13にしめした。実線で示した計算値は荷重10 kg毎に算出したものを，みやすいように直線補間したものである。くり返し負荷—変位の部分はここでは省略した。

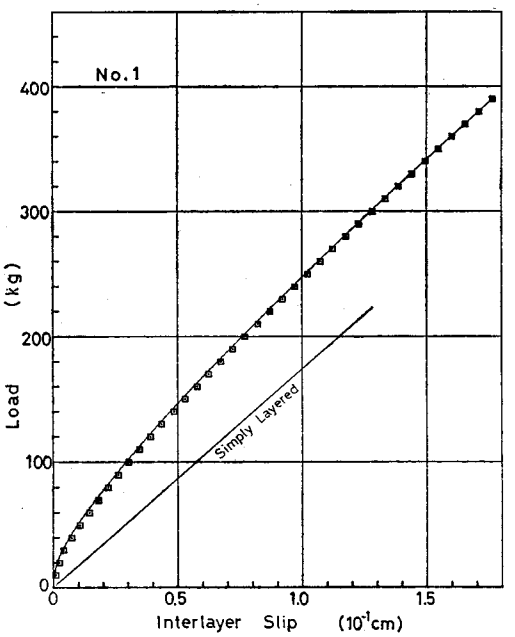
図-13をみると曲げ変位の非線形推定値は，おおむね妥当な値をえているといえる。さらに，これらの結果から荷重増分10 kg毎に求めた計算変位に対する実測変位の比の平均値と標準偏差を計算して図-14に示した。層間辷りではバラツキが大きいが，中央たわみでは釘着条件にかかわらずバラツキが小さく，かつ，よく一致している。つまり，荷重—変位曲線の全域にわたって計算値の適合度が高かったといえる。



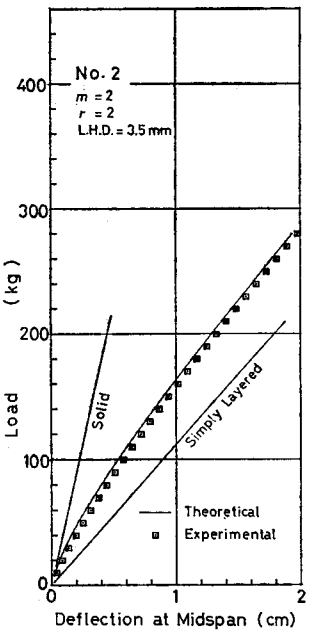
図—13(1)



図—13(2)



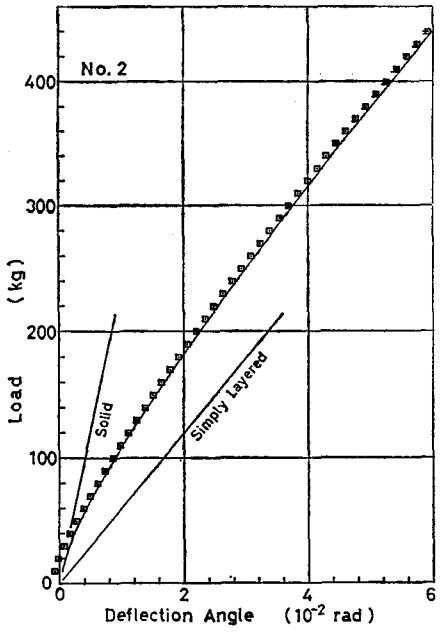
図—13(3)



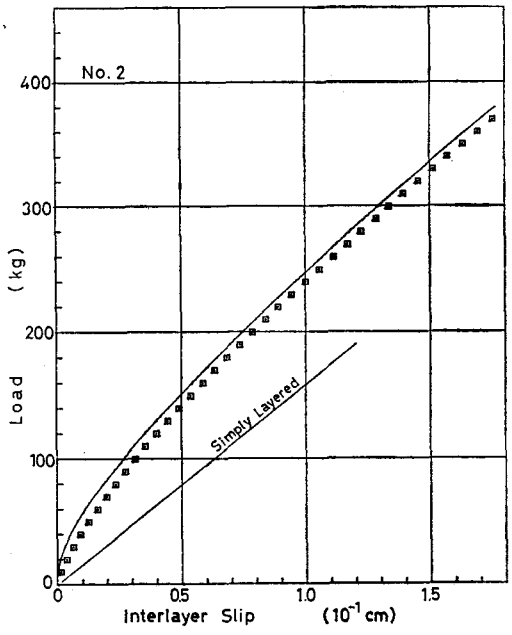
図—13(4)

図—13 釘着梁の荷重—変位曲線

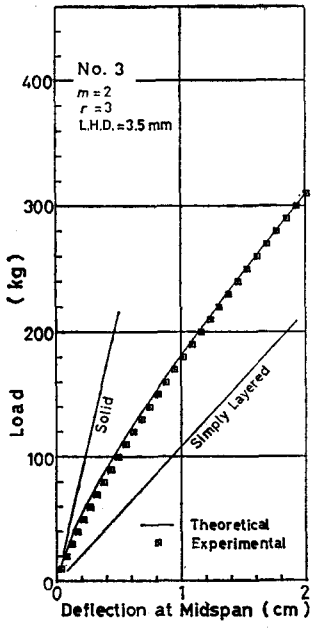
Fig. 13. Load-displacement curves for test beams.



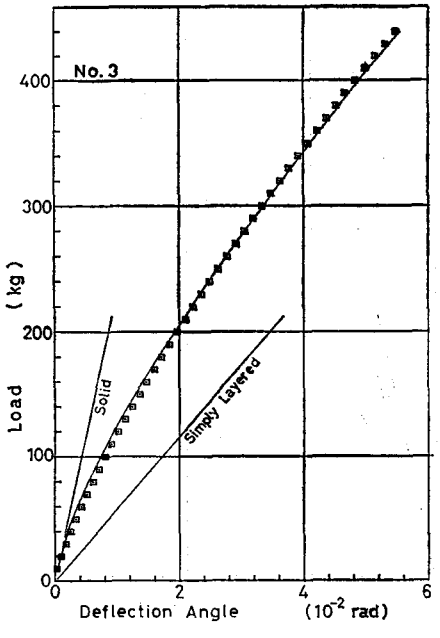
図—13(5)



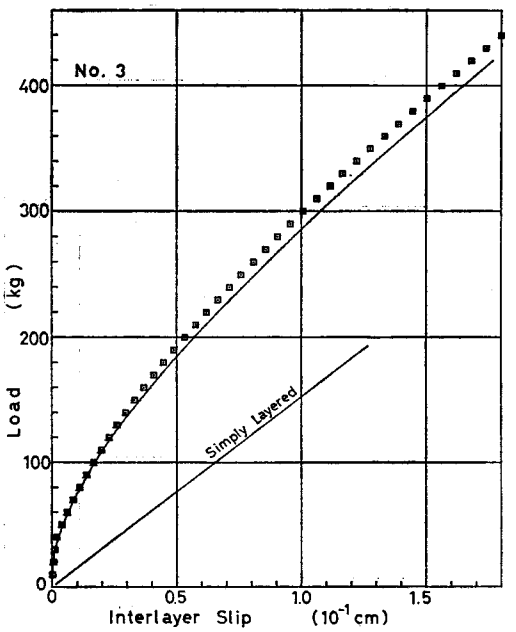
図—13(6)



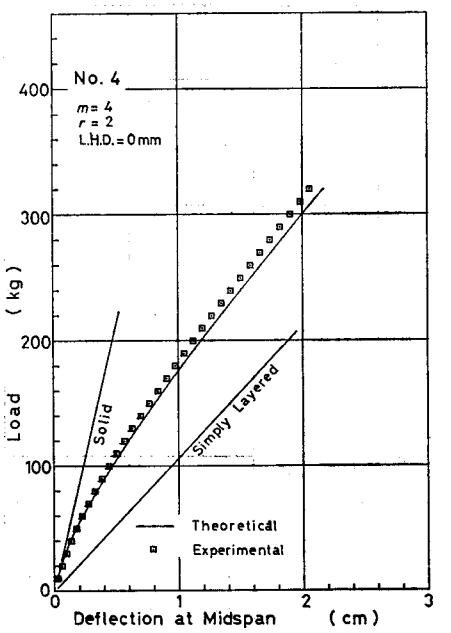
図—13(7)



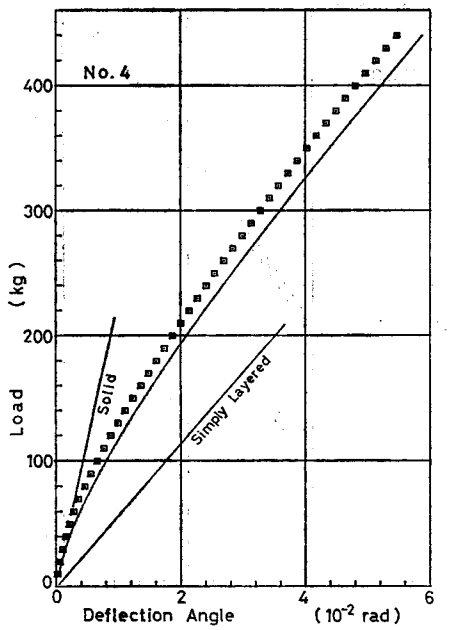
図—13(8)



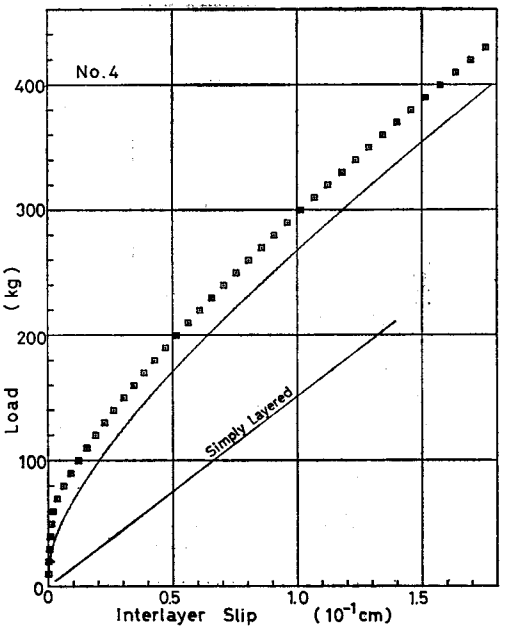
図—13(9)



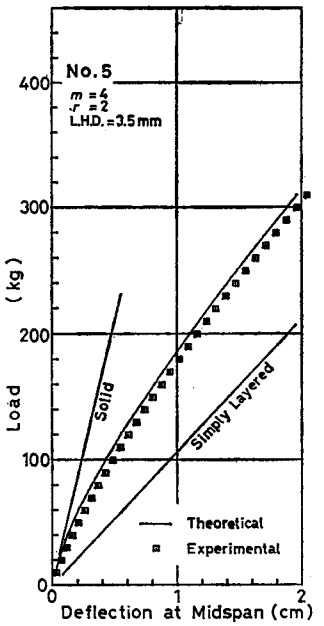
図—13(10)



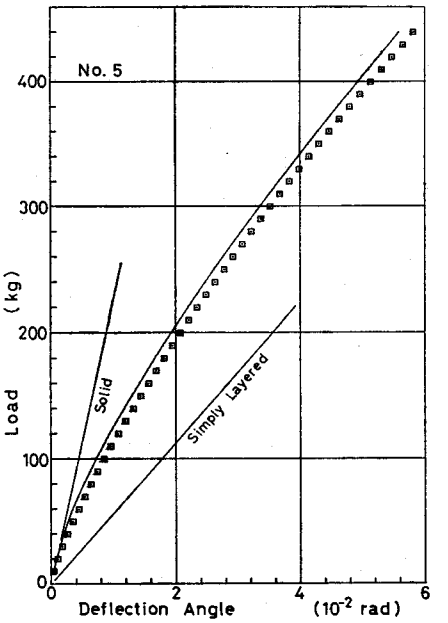
図—13(11)



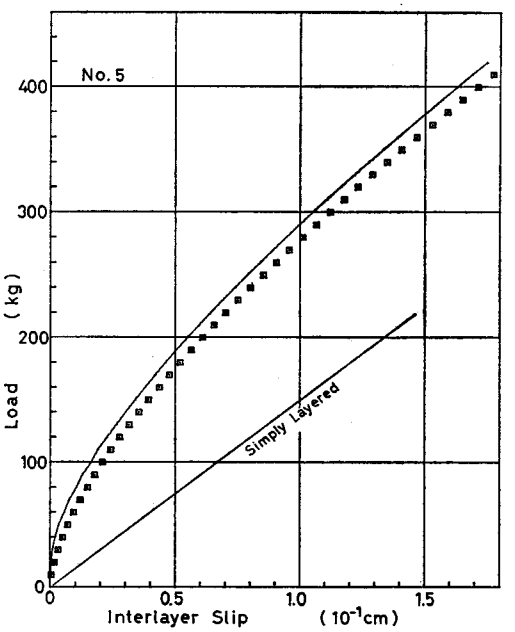
図—13(12)



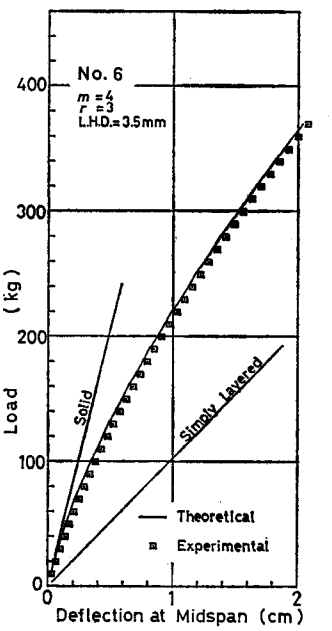
図—13(13)



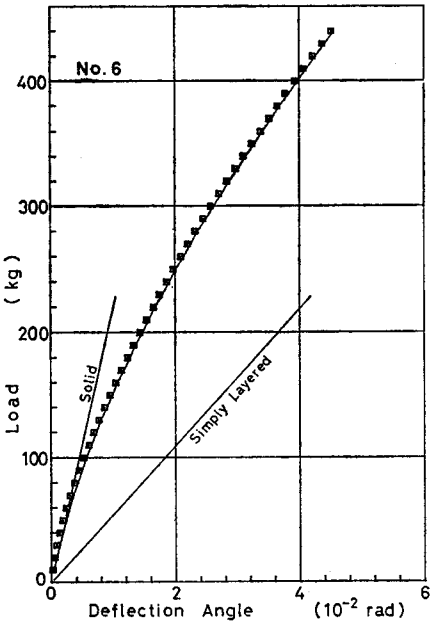
図—13(14)



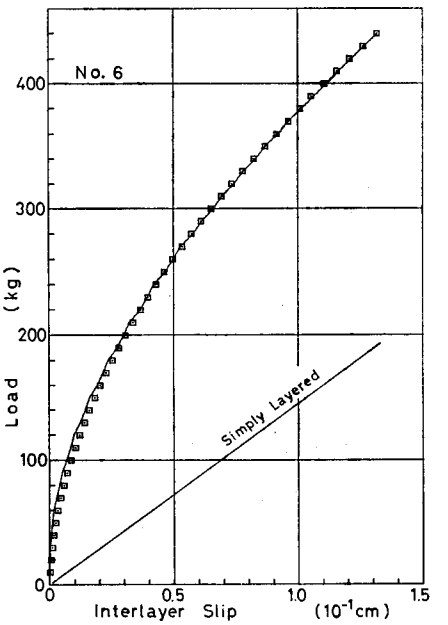
図—13(15)



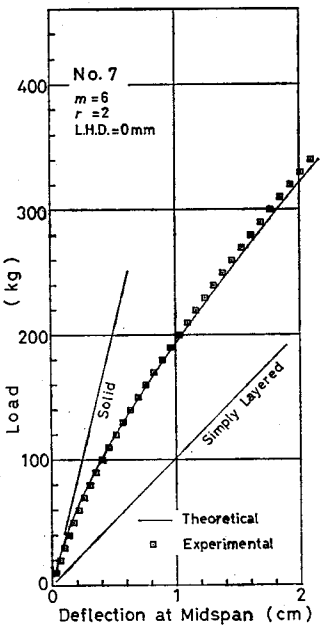
図—13(16)



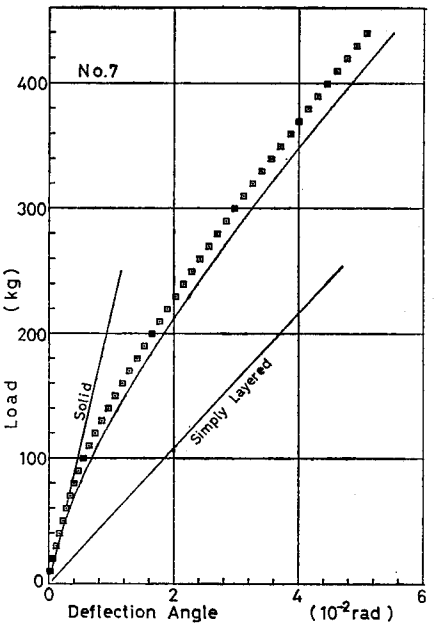
図—13(17)



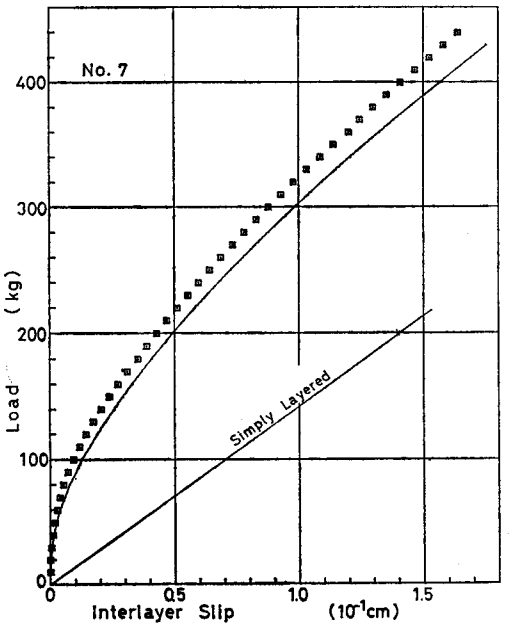
図—13(18)



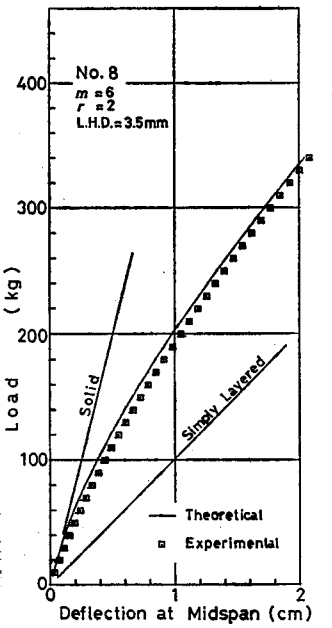
図—13(19)



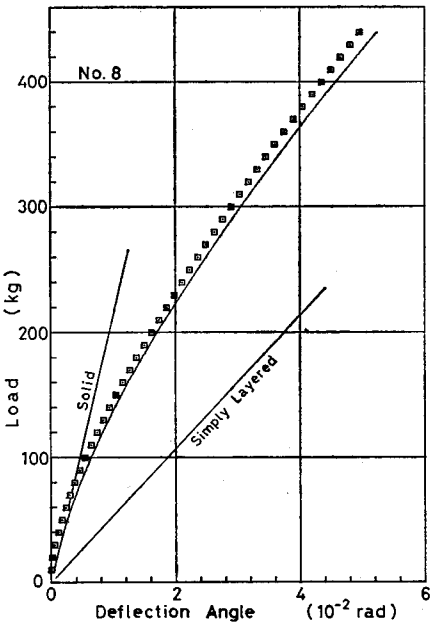
図—13(20)



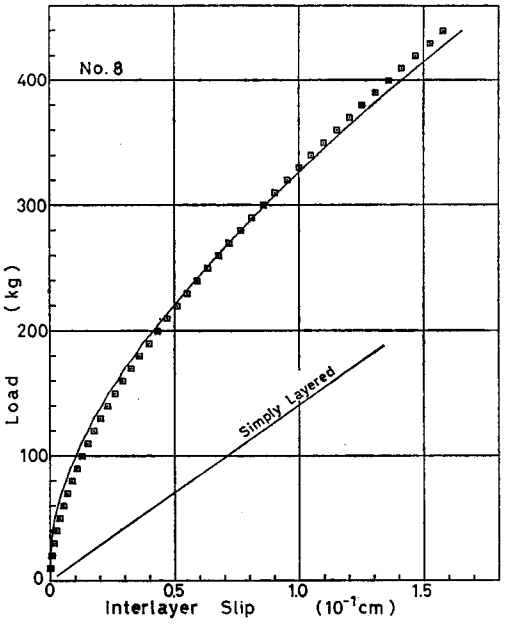
図—13(21)



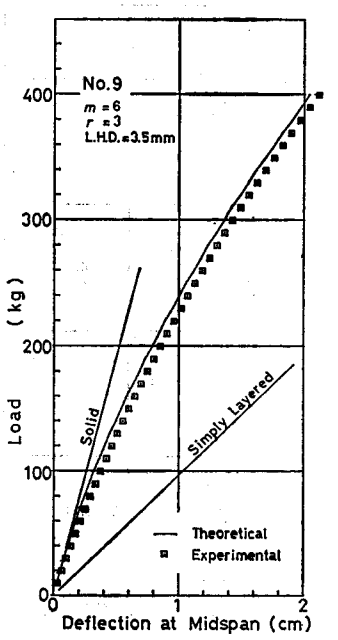
図—13(22)



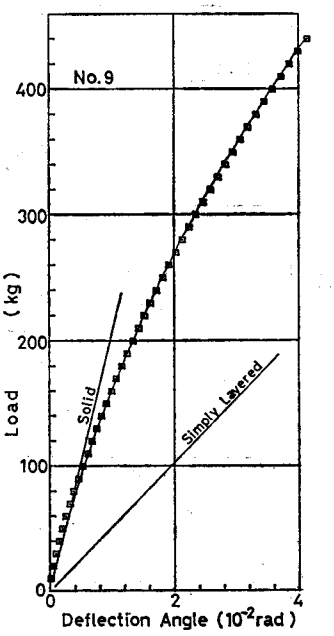
図—13(23)



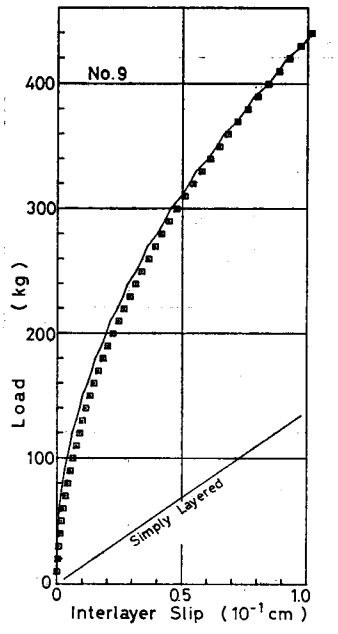
図—13(24)



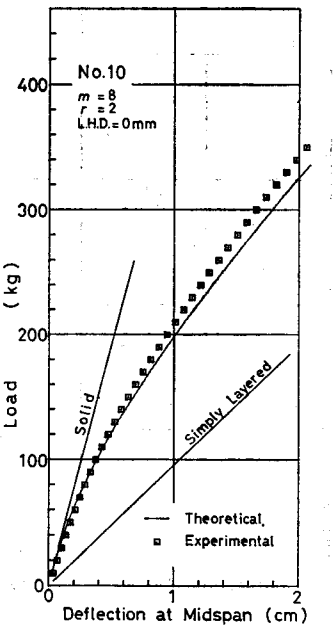
図—13(25)



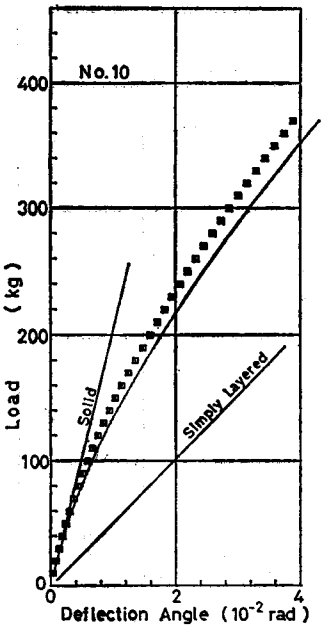
図—13(26)



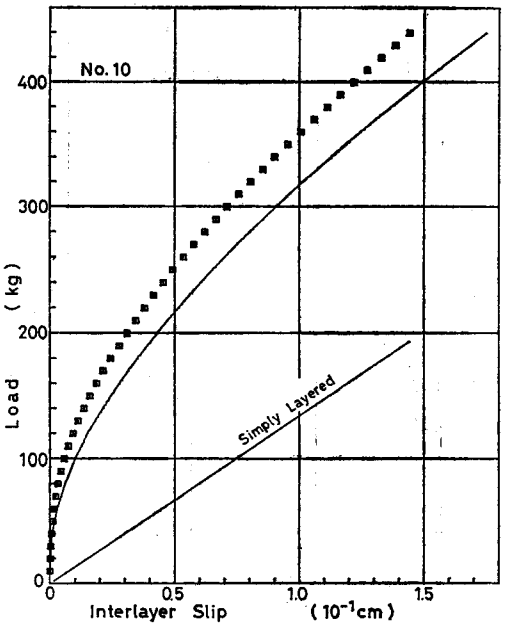
図—13(27)



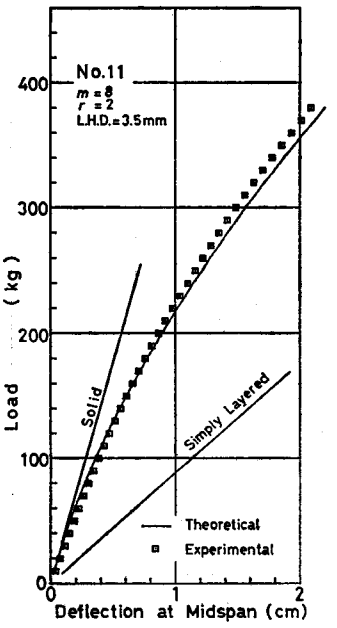
図—13(28)



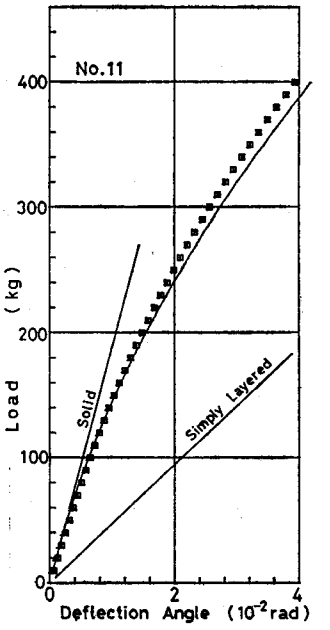
図—13(29)



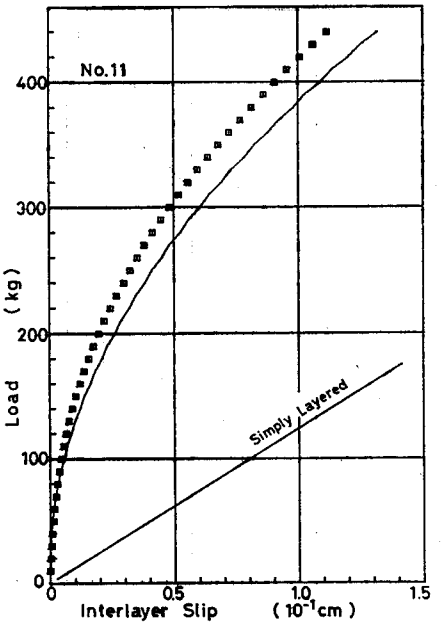
図—13(30)



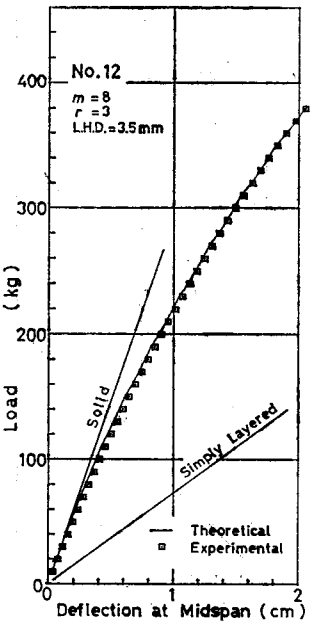
図—13(31)



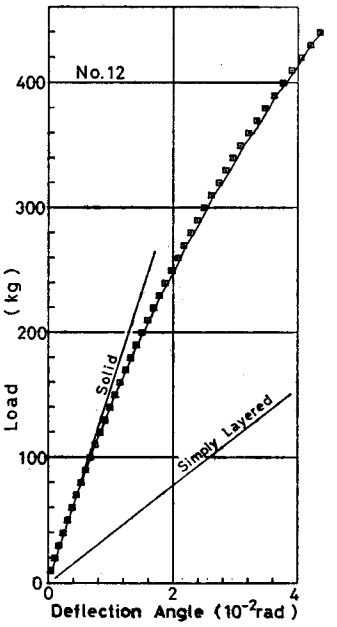
図—13(32)



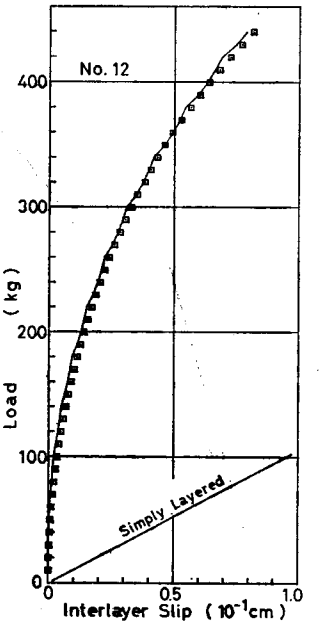
図—13(33)



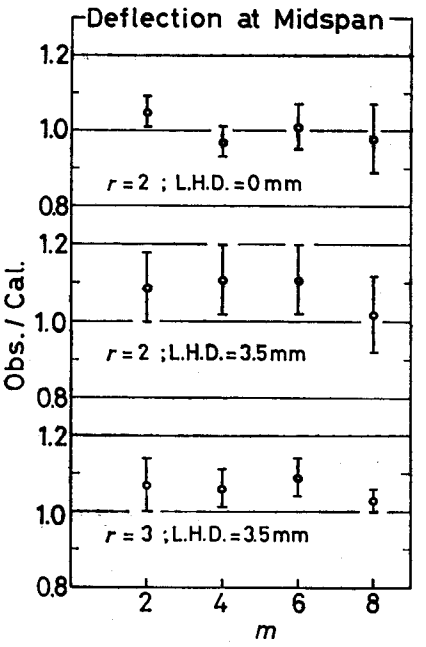
図—13(34)



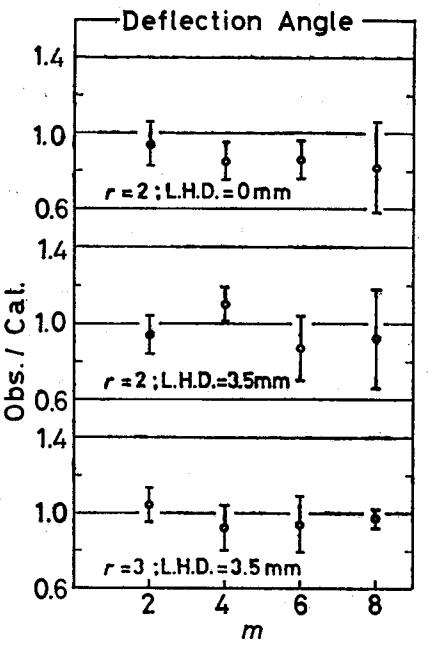
図—13(35)



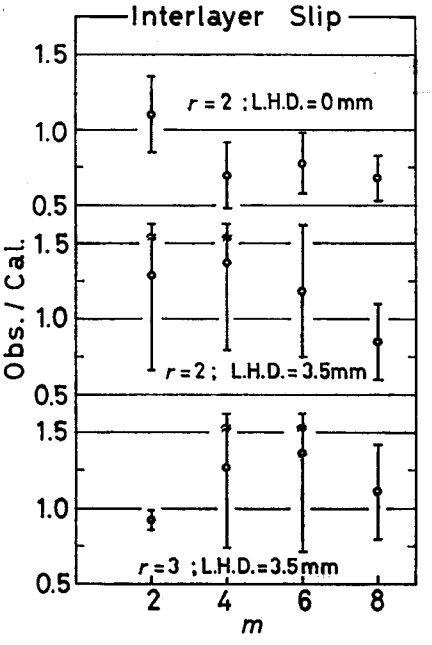
図—13(36)



図—14(1)



図—14(2)



図—14(3)

図—14 荷重—変位曲線の実測値と計算値の比較

Fig. 14. Comparison of observed results with calculated ones.

5.2.2 くり返し荷重時の変位

くり返し荷重は最大層間ℓり 0.38 mm レベルで行なった。したがって，変位の計算のために(11)式へ代入する K_s 値としてはℓり量 0.38 mm レベルの K_{sr} を用いるべきだが，先に行なった一面剪断試験ではℓり量 0.38 mm でくり返し負荷をかけなかったので，ここでは安全側の値として 0.5 mm レベルの K_{sr} 推定値を用いた。図-7 より

$$K_{sr\,0.5} = 4.58 r_u + 0.249 \tag{42}$$

実験結果を表-9 にしめす。カッコ内の数値は計算変位に対する実測変位の比である。中央たわみについての比は，平均 0.91 と比較的よく一致したが，端末ℓりについては釘着配置数が多くなるにつれて計算変位の方が大きくなる傾向がみられた。さきに述べたように K_{sr} としてℓり量 0.5 mm レベルの値を用いているため，実測値より大きなℓり量が算出されるはずである。ところが，釘着梁の層間では曲げの復元モーメントのために残留ℓりが小さくなり，次回の負荷の際に K_{sr} の値が単純な一面剪断条件でのくり返しの場合より小さくなる現象が観察されている[25]。したがって，$m=2$ のものでは K_{sr} の計算値，実測値はともに小さくなり，みかけ上よく一致したものと考える。ところが釘着配置数が多くなると釘1本あたりの復元モーメントはわずかなものとなり，これによる K_{sr} 実測値の減少も小さくなることが予想できる。これが釘着配置数の多いものほど計算ℓりが実測ℓりより大きくなった理由ではないかと考える。

表—9 くり返し荷重時の変位

Table 9. Displacements at cyclic loadings

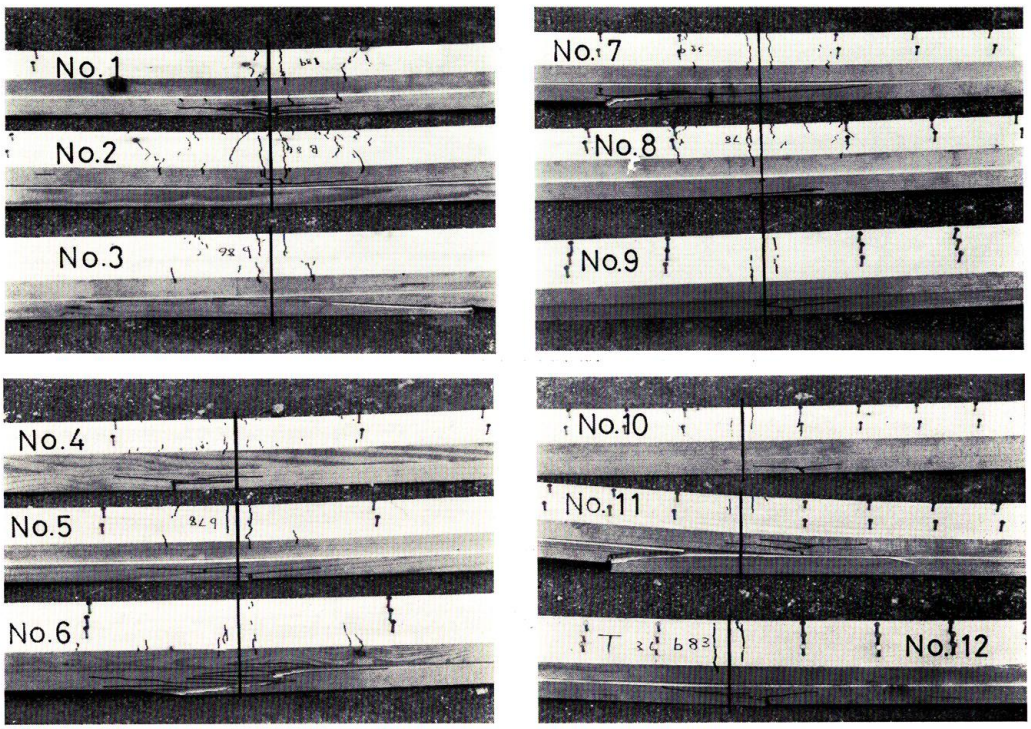
No.	P_r (kg)	δ_m (1/1000 cm)	θ (1/1000 rad)	δ_e (1/1000 cm)
1	130	662 (0.91)	10.6 (0.84)	32.4 (0.86)
2	130	730 (0.98)	11.0 (0.87)	38.0 (1.06)
3	160	801 (0.96)	13.0 (0.94)	31.7 (0.90)
4	150	649 (0.82)	10.4 (0.76)	22.6 (0.63)
5	150	728 (0.96)	12.7 (0.98)	31.7 (0.99)
6	210	868 (0.93)	13.8 (0.87)	24.8 (0.79)
7	170	697 (0.84)	10.8 (0.75)	19.6 (0.59)
8	180	820 (0.97)	12.2 (0.83)	27.2 (0.86)
9	260	1083 (0.98)	17.7 (0.94)	30.1 (0.96)
10	180	680 (0.79)	10.9 (0.72)	11.7 (0.37)
11	230	933 (0.87)	15.5 (0.84)	17.7 (0.55)
12	310	1407 (0.93)	23.1 (0.88)	23.5 (0.76)
Av.		(0.91)	(0.85)	(0.78)

P_r: Cyclic load level (calculated maximum interlayer slip=0.38 mm), δ_m: Deflction at midspan, θ: Deflection angle at the end of span, δ_e: Interlayer slip at the end of span, Values in parentheses: observed/calculated.

5.2.3 曲げ耐力

さきに述べた曲げ耐力計算手法の適合性を確める目的で，試験体12体は，すべて破壊にいたらしめた。

破壊形態を図-15に示す。釘着配置数 $m=2$ の梁，一体が上材の引張破壊であったほかはすべて下材の引張破壊であった。釘着変置数が6以上のもの，6体中3体ではスパン中央部に近い釘着点から生じた圧縮破壊線がみとめられた。

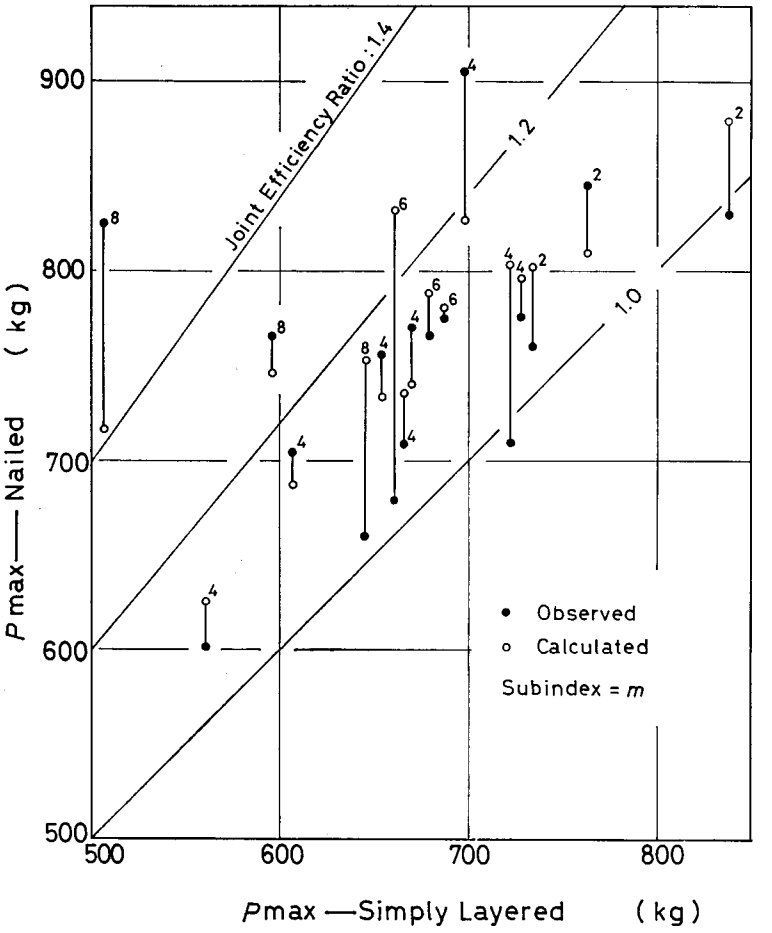


図—15 試験の破壊形態

Fig. 15. Bending failures of test beams.

最大荷重 P_{max} の実測値と計算値をその接合効率との関係とともに図-16に示す。ここで横座標には無釘着重ね梁として計算した破壊荷重推定値をとってある。つまり，図中の直線勾配は最大耐力に関する釘着の接合効率をあらわすものである。$m=8$ の試験体で接合効率が1.4倍をこえたものが1例みられるが，これは釘列数 $r=3$ の試験体である。

図-16には以前に行なった曲げ破壊試験[25]の結果5例（いずれも $m=4$；$r=2$；先孔径＝4.0 mm）もあわせて示したが，これら17例の計算耐力に対する実測耐力の比は，平均で0.985，変動係数8.0%と，この種の耐力に関する推定結果としてはバラツキも小さくきわめて一致したといえる。



図—16 試験梁の最大耐力

Fig. 16. Observed and calculated bending strength of tested beams.

6. 結　　言

204材による2層釘着梁の曲げ性能の合理的な推定法を確立することを目的として研究を行なった。実験は釘接合の剪断性能をおさえるための一面剪断試験と釘着梁の曲げ性能の計算手法の適合性を検討するための梁の曲げ試験からなる。

以下に結果を要約してしるす。

1. 釘接合の剪断性能

ここで剪断性能とは初回負荷—辷り曲線の形状と，くり返し負荷—辷り曲線の後期直線域勾配 K_{sr} をさす。前者を定量的にとりあつかうために曲線に指数回帰式を適用した。

これらの剪断性能と諸基礎材質との関係では縦圧縮強度がいずれの剪断性能値とも最も相関が大きく，ついで気乾比重が大きかった。ヤング係数，および弾性床理論から導かれる計算

辷り係数は初期荷重レベルの剪断性能としか相関がなく，その相関係数も小さな値であった。これらの結果は釘軸のめり込みによる木材の圧潰が剪断性能に関与する割合が大きいことを示唆するものと考える。

釘軸と木材との年輪接触角θの影響は$\theta=0\sim20°$ (柾目板) でない場合，とくに考慮する必要のないことがわかった。

先孔径は3.0 mmおよび3.5 mm (各々，釘径の73, 85%) で最大の剪断性能を示した。ただしその増加率は先孔をもうけない場合の1.2倍ていどである。したがって先孔の効能はそれによって釘着間隔および端あきをつめられることにあると考える。

2. 釘着梁の曲げ性能

試験材料の気乾比重から予測した釘接合の剪断性能値を用いて曲げ変形の非線形解析を行なった結果，試験梁の各部位において計算変位と実測変位は高応力レベルにいたるまでよく一致した。また，短期許容剪断耐力レベルでのくり返し負荷による曲げ変形の推定値も比較的よく適合した。以上の結果より，材料の気乾比重から接合部性能を推定して行なう本研究の曲げ変形解析手法は有効であると考える。

構成個材内の応力一歪関係において，圧縮側の弾完全塑性，引張側の完全弾性を仮定して破壊荷重を推定した結果，計算値と実測値はよく一致した。このことより本研究で用いた計算手法は妥当なものと考える。また，釘接合による曲げ耐力の増加はあまり期待できないことが確められた。

文　献

1) GOODMAN, J. R.: Layered wood systems with interlayer slip. Wood Science 1-3, 148-158, 1969.
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) 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.
4) KUENZI, E. W.: Theoretical design of a nailed or bolted joint under lateral load. Report D 1951, F. P. L., Madison, Wis., 1955.
5) 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.
6) 松尾　博，沢田　稔：木材と木質平面材料の釘接合における剪断耐力 (第1報). 北大演報，37-3, 721-746, 1980.
7) 松尾　博，沢田　稔：木材と木質平面材料の釘接合における剪断耐力 (第2報). 北大演報，38-1, 83-98, 1981.
8) 中谷　浩，沢田　稔：釘着材の剪断性能. 北大演報，37-3, 687-720, 1980.
9) FOSCHI, R. O.: Load-slip characteristics of nails. Wood Science, 7-1, 69-76, 1974.
10) FOSCHI, R. O. and T. BONAC: Load-slip characteristics for connections with common nails. Wood Science, 9-3, 118-123, 1977.
11) JENKINS, J. L., A. POLENSEK and K. M. BASTENDORFF: Stiffness of nailed wall joints under short and long term loads. Wood Science, 11-3, 145-154, 1979.
12) National Forest Products Association: National Design Specification for Wood Construction, 1977.
13) 日本建築学会編：木構造設計基準・同解説，1973.

14) 辻井静二, 後藤一雄: 釘接合の耐力に関する実験的研究. 日本建築学会論文集, 第60号, 465–468, 1958.
15) 線材製品協会, 釘マニュアル作成委員会編: 釘設計施工マニュアル, 1979.
16) 建設省建築研究所: 小規模住宅の新施工法の開発, 1975, 1976.
17) 伊藤勝彦, 工藤 修, 宮野 博, 森泉 周: 部材の接合性能に関する研究. 林産試験場研究報告, 第67号, 75–102, 1978.
18) USDA, Forest Products Laboratory: Wood Handbook, 1974.
19) American Institute of Timber Construction: Timber Construction Manual, 1966.
20) 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.
21) 小泉章夫, 上田恒司: 2層釘着梁の曲げ変形について. 日本木材学会北海道支部講演集, 13号, 36–39, 1981.
22) ANDERSON, J. A.: Stress-strain relationship for defect-free timber beams. Wood Science 14–1, 23–31, 1981.
23) 沢田 稔: 木材の強度特性に関する研究. 林業試験場研究報告, 第108号, 116–198, 1958.
24) 沢田 稔: 木材の力学的材質指標. 木材工業, 35–1, 3–7, 1980.
25) 小泉章夫: 2層釘着梁の曲げ変形とくり返し荷重の影響. 北大農学部林産学科卒業論文(未発表), 1981.

Summary

The objective of this study was to develop a rational procedure to predict bending performance of two-layered beams connected with nails. For this purpose a series of single shear tests was carried out and relations between basic properties of materials and single shear performance of nailed joints were obtained. Substituting these relations into theoretical expressions, deflection and strength of test beams were predicted.

The test materials in this research were cut from Todo-matsu (*Abies sachalinensis*) and Akayezo-matsu (*Picea glehnii*) dimension lumber of nominal 2 by 4 size. Basic properties of specimens are given in Table 1 and Fig. 3 for single shear tests and in Table 7 for bending tests. Methods of these tests are shown in Fig. 5 and Fig. 12 respectively.

The obtained results are summarized as follows:

1. Single shear performance of nailed joints

In order to estimate nonlinear load-slip curve for nailed joints quantitatively, exponential form expressed by Eq. 3 was used. As single shear performance, coefficients A, B and C in Eq. 3 and slip modulus (K_{sr}) obtained by cyclic loadings at three different slip levels (0.25 mm, 0.5 mm and 1.0 mm) were estimated from test results.

Correlation coefficients between basic properties of materials and single shear performance are given in Table 6. In relations between basic properties and single shear performance, compressive strength (F_c) showed the largest correlation with every single shear performance and specific gravity (r_u) showed the next largest correlation. Very small correlation was found between Young's modulus (E) and single shear performance. Theoretical slip modulus (K_s') calculated from Eq. 1 also showed very small correlation with single shear performance. This result indicates that major portion of load-slip behavior for nailed joints must be attributed to compressive failure of wood. Since it is difficult to obtain compressive strength without fracture test, specific gravity was adopted as an index for estimating single shear performance.

No effect of the grain-to-nail angle (see Fig. 2) on single shear performance was detected by analysis of variance at 5 percent level of significance.

Effects of lead hole diameters are given in Table 4. The largest single shear performance was obtained at 3.0 mm and 3.5 mm of lead hole diameter for 16d common nails (shank diameter = 4.1 mm).

2. Bending performance of nailed beams

In this paper we dealt with uniformly nailed beams shown in Fig. 12.

For predicting bending stiffness of nailed beams, theoretical expressions developed in the previous paper[21] were used. As K_s in Eq. 11, secant modulus obtained from Eq. 3 atarbitrary slip level was substituted. Coefficients in Eq. 3 were estimated from regression equations given in Fig. 7, into which the specific gravity (r_u) of each lumber was substituted. Test results for load-deflection behavior are shown in Fig. 13. Calculated load-deflection curves were in a good agreement with observed ones. The results for bending stiffness in cyclic loading at inter ayerlayer slip level of 0.38 mm are given in Table 11. Values in parentheses are ratios of observed values to calculated ones. In the calcu ation K_{sr} at s ip level of 0.5 mm was substituted as K_s in Eq. 11. A good agreement is found between observed values and those calculated.

Estimating maximum bending load, stress-strain behavior was assumed to be elastic, perfectly plastic in compression side and perfectly elastic in tension side of each lumber (see Fig. 9). Then maximum load can be obtained through Eqs. 16, 24～26, 32～35. In these equations the compressive strength : F_c and tensile strength : F_t were assumed to be $0.003\,E$ and $0.009\,E$ respectively.[28] Actual procedure for the calculation is shown in Fig. 10 as a flowchart. The results of bending fracture tests are shown in Figs. 15 and 16. Calculated maximum load values showed a good agreement with observed ones.

Considering these results, the procedure for estimating bending performance of nailed beams developed in this paper seemed to be reasonable with sufficient accuracy.