

- 研究 -

カラマツ釘着ラチス梁の製造と性能 (第7報)

- 長期 載荷 性能 -

小松 幸平 前田 典昭
北村 維朗

Lattice Girder from Small Larch Logs ()

-Duration of load performance-

Kohei KOMATSU Noriaki MAEDA
Tadao KITAMURA

Duration of load tests were done for 1194 days on larch lattice girder of 364cm span length and of 182cm load-bearing width providing that they were used as residential floor beams. Four specimens were made of green larch timber, and set in a frame simulating the Japanese traditional post and beam construction. Two of the specimens were fixed to posts with plywood gussets by nails of 65mm length and the others were suspended from lateral girders with steel joist hangers. The results are summarized as follows :

(1) Under a vertical shear load, the joist hangers were deformed two times as much as the plywood gusset, but the hangers were considerably rigid against rotation.

(2) The creep data for a period of 11 to 1194 days was fitted to a regression equation of $c = A \cdot t^N$ by least squares method. Determination coefficient r^2 was all greater than 0.9.

(3) The creep deflection c was calculated using the design equation reported previously, provided that the support condition of the lattice girder was rigid for the initial stage but rotation-free for the final stage. The calculated creep deflection $c_{cal}(P)$ was in good agreement with $c_{exp}(30)$ which was estimated using the regression equation.

(4) It is concluded that the duration of load performance of lattice girders tested is not so good, and that a mid-span deflection of 2 to 3cm is presumed after 30 years load duration.

スパン364cm, 荷重負担幅182cm, 住宅用床梁という条件下でカラマツラチス梁の長期載荷実験を行った。供試梁は4体で, 在来軸組構法を模した試験用架構内に梁受け金物及び合板ガセットによって取り付けられた。載荷実験は1194日間継続し, 以下に要約する結果を得た。

(1) 梁受け金物は鉛直方向に合板ガセット仕口の2倍程度変位し易いが, 回転拘束に関してはかなり剛に近い。一方, 合板ガセット仕口の方は半剛節に近い。

(2) スパン中央部のクリープたわみ c と荷重継続期間 t (日) のデータを用いて、11日 $t = 1194$ 日の範囲において、最小2乗法によって $c = A \cdot t^N$ という、べき乗回帰式に当てはめた。決定係数 r^2 はいずれも0.9以上であった。

(3) 既報⁷⁾で報告したラチス梁の設計計算法によって供試梁のクリープたわみを推定した。載荷直後の支点条件を「回転拘束」、クリープ後の条件を「回転自由」と仮定して推定したクリープたわみ $c_{cal}(P)$ はべき乗回帰式によって推定された30年後の推定クリープたわみ $c_{cal}(30)$ と良く一致した。

(4) 供試ラチス梁のクリープ性能そのものは良いとは言えずクリープによって30年後に2~3cmの垂れ下りを生ずるであろうと推定された。

1. はじめに

これまでの一連の研究^{1)~8)}によって、カラマツ釘着ラチス梁の静的強度性能、梁の製造方法については、設計上有益な多くの資料が得られた。最後に残された重要な力学的性能は梁の長期荷重性能である。なるべく実際の使用状況に近い状態でのデータを得ることを目的として、在来軸組構法の床梁として使用されるという想定の下で、ラチス梁の長期荷重実験を実施した。

実験結果は先に第16回日本木材学会北海道支部大会(昭和58年11月、札幌市)で発表したため、本報の内容の多くは北海道支部講演集第15号の内容と重複する。

2. 実験

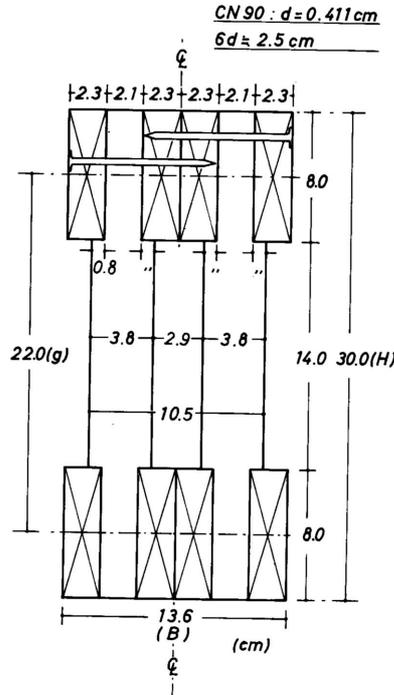
2.1 供試材料及び梁の製造

末口径13cmのカラマツ原木8本から、厚さ2.5cm、幅8.2cm、長さ364cmの板材を32枚採り、弦材とした。また、末口径9~12cmの原木7本から厚さ4cm、幅8cm、長さ364cmの平割材を28本採材し、腹材とした。

すべての製材は、未乾燥の状態で4面鉋削され、その後直ちに、スパン3m、中央集中エッジワイス荷重方式*による曲げ剛性試験によって、曲げヤング係数を決定した。

弦材用の製材(2.3cm×8.0cm断面)は、ヤング係数の小さい順に各梁に割り当て、完成したラチス梁の剛性が順次変化するように、合計4体の梁を製造した。梁の製造に際して、腹材の曲げヤング係数の大小は考慮しなかった。梁製造の手順は既報⁷⁾で報告した通り

* 弦材用の板の場合、試験体を2枚の208材の枠組の間に入れて、座屈を防止しながら曲げ剛性試験を行った。

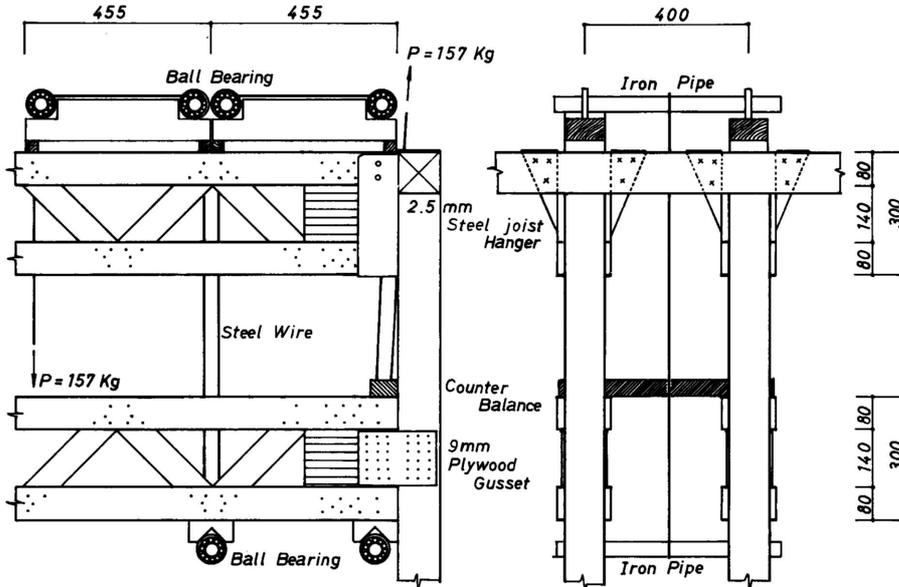


第1図 供試梁仕上がり時断面寸法
Fig. 1 Finished cross section of lattice girder tested.

である。腹材は11mmミニフィンガーによって、45度の角度でコーナーフィンガージョイントした。接着剤はK社製水性ビニルウレタン樹脂接着剤を用いた。弦材と、連続一体化された腹材との接合には、CN90に相当するエアネイラー釘を使用した。腹材には、その見かけの幅が柱幅(10.5cm)になるように、所定深さの欠き込みをダブルエンドテナーによって加工した。第1図は供試梁の仕上がり時断面寸法を示す。

2.2 仕口の種類と荷重方式

第2図は在来軸組みを模した試験用架構と梁の取合



第2図 在来軸組みを模した試験用架構と供試梁の取合いを説明する図
 Fig. 2 Figure for explaining the setting of lattice girder in the model frame construction simulating the Japanese traditional post & beam construction.

いの関係を図示したものである。下側2連の試験体については、厚さ9mmのシナ合板によって両側面から柱に釘着した。釘着には片側のガセット板当たり32本のCN65を用いた。上側2連の試験体については、まず厚さ2.5mの金属製梁受けを胴差しに釘着し、それに梁を落とし込んで架け渡した。梁受け金物と胴差しとの接合には10本のCN90を用いた。写真1は仕口部分*の詳細を示す。

荷重はワイヤーとベアリング付鉄パイプシステムを通じて与えた。まず、各節点に当て木を介してボールベアリング式軸受けを配し、根太に相当する足場用鉄パイプを軸受けに通した後、上下の鉄パイプを端から一本のスチールワイヤーでつづり合わせた。ワイヤーの一端は端根太に固定し、他の一端には一箇約8kgのコンクリートブロックを18個載せた。この方式によって各節点には $P = 157\text{kg}$ の多点集中荷重が作用した。これは荷重負担幅1.82mの住宅用床梁に対する設計荷重から算出した値で、その誘導等に関しては次章で詳述する。

* 下側合板ガセット仕口付近に見える帯金物の付け方は上下逆であり、実際には何の影響もない。

写真2はワイヤーとベアリング付鉄パイプシステムによる荷重方式を上側から見たところである。下側2連の重錘側端根太には $P/2$ 荷重が作用すべきであるが、荷重方式の都合上 P の荷重が作用するので、第2図に示すように、この節点に下向き $P/2$ のカウンターバランスを載せて荷重を調節した。

写真3は試験用架構の全景を示す。この状態で1194日間の長期載荷試験を行った。この間、試験室内の温湿度制御は一切行われず、温度は最低-29 から最高29 まで、また湿度も最低39%R.H. から最高95% R.H. まで随時変化した。

2.3 たわみの測定

たわみはスパン中央と梁の両端仕口部の合計12点で(4体分)測定した。スパン中央のたわみは床面を、また、各仕口の鉛直方向相対たわみは柱をそれぞれ基準点として測定した。写真4にスパン中央たわみ測定用の1/100mmダイヤルゲージの配置を示す。なお、仕口部相対変位測定用の1/100mmダイヤルゲージの配置は写真1に示した。

2.4 金属製梁受け金物のせん断試験

今回供試した仕口のうち、合板ガセット釘打ち仕口

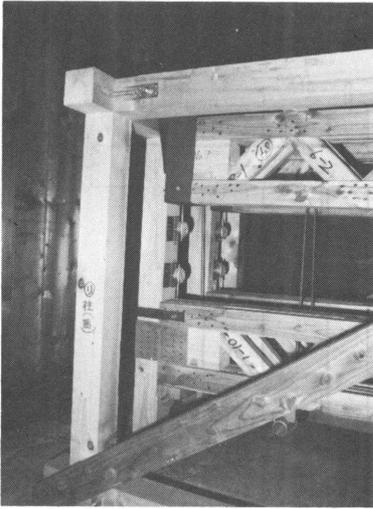


写真1 仕口部分の詳細
 Photo 1 Details of support used in this experiment (upper: joist hanger lower: plywood gusset)

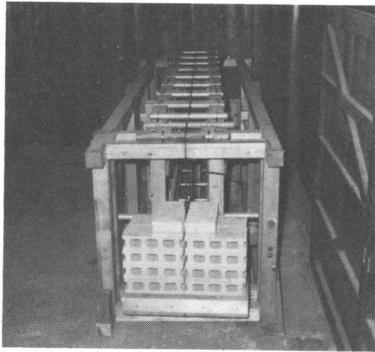


写真2 ワイヤーとベアリング付鉄パイプシステムによる負荷方式
 Photo 2 Loading system by steel pipe with ball bearing

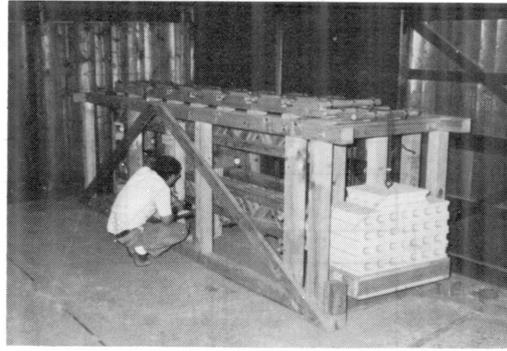


写真3 試験用架構全景
 Photo 3 The whole view of the frame simulated the Japanese traditional post & beam construction

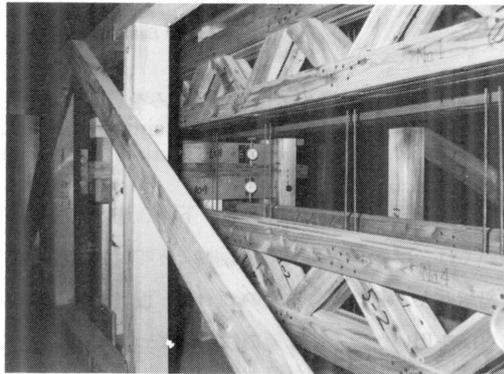
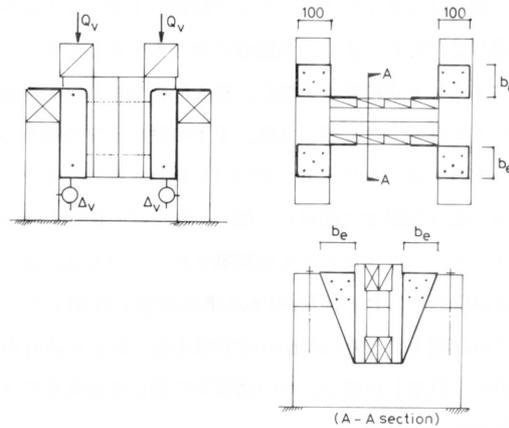


写真4 スパン中央たわみ測定用のダイヤルゲージの取付け状況
 Photo 4 Setting of dial gauge for measuring midspan deflection

の変位については弾性床理論を利用することで実用上十分な精度でその変形を予測することができる。しかし、今回供試した金属製梁受け金物の場合、その変形を計算予測することは非常に困難であるため、以下の実験によってせん断性能を把握した。

第3図に梁受け金物仕口のせん断試験の方法を示す。供試した金物は、ラチス梁の長期載荷実験に用いたものと全く同一の材質、寸法で、当场林産機械科の製作によるものである。せん断荷重に対する金物の鉛直変位量は、左右一対の変位量の平均値で表した。



第3図 梁受け金物用せん断試験
 Fig. 3 Vertical shear test on the steel joist hanger .

3. 木構造設計規準⁹⁾に基づいた長期載荷性能の予測

既報⁷⁾で報告した釘着ラチス梁の構造計算法によって供試梁の長期載荷性能を推定した。

3.1 設計条件

〔使用条件〕

スパン $L=364\text{cm}$ 荷重負担幅 $B=182\text{cm}$

〔荷重〕

固定荷重 $DL=50\text{kg}/\text{m}^2$

積載荷重 $LL=130\text{kg}/\text{m}^2$ (大梁住宅用)

ラチス梁自重 $wL=0.17455\text{kg}/\text{cm}$

〔設計用等分布荷重〕

$$w=182 \times (130+50) \times 10^{-4} + 0.17455 = 3.45055\text{kg}/\text{cm}$$

〔梁の諸元〕

弦材 $\left\{ \begin{array}{l} \text{総材幅 } b_T = b_B = 2.3\text{cm} \times 4 = 9.2\text{cm} \\ \text{材せい } h_T = h_B = 8.0\text{cm} \\ \text{弦材断面積 } A_T = A_B = 73.6\text{cm}^2 \\ \text{断面2次モーメント } I_T = I_B = 392.5\text{cm}^4 \\ \text{断面係数 } Z_T = Z_B = 98.1\text{cm}^3 \end{array} \right.$

腹材 $\left\{ \begin{array}{l} \text{材せい } h_w = 7.8\text{cm} \\ \text{総材幅 } b_w = 3.8 \times 2 = 7.6\text{cm} \\ \text{有効断面2次モーメント} \\ I_{weff} = 0.8 \times I_w = 240.4\text{cm}^4 \\ \text{有効面積 } A_w = 0.8 \times 7.6 \times 7.8 = 47.4\text{cm}^2 \\ \text{材長 } \lambda_w = 31.11\text{cm} \end{array} \right.$

ラチス梁 $\left\{ \begin{array}{l} \text{梁せい } H = 30\text{cm} \\ \text{心々梁せい } g = H - (h_T + h_B)/2 = 22\text{cm} \\ \text{ラチス角度 } \varphi = 45^\circ \sin^2 \varphi = \cos^2 \varphi = 1/2 \\ \text{節点間隔 } a = 45.5\text{cm} \end{array} \right.$

〔各種許容値^{7), 9)}〕

⊕カラマツ製材(針・普通構造材と仮定)の許容応

力度^{7), 9)} $Lfb = 70\text{kg}/\text{cm}^2$ (曲げ)

$Lft = 70\text{kg}/\text{cm}^2$ (引張)

$Ltc = 60\text{kg}/\text{cm}^2$ (圧縮)

カラマツ製材ヤング係数^{7), 9)}

$sE = 60 \times 10^3\text{kg}/\text{cm}^2$ (短期)

$LE = 30 \times 10^3\text{kg}/\text{cm}^2$ (長期)

CN90 - カラマツ一面せん断すべり係数⁷⁾

長期設計荷重処女変形時 $Ks - Lf = 1500\text{kg}/\text{cm}$

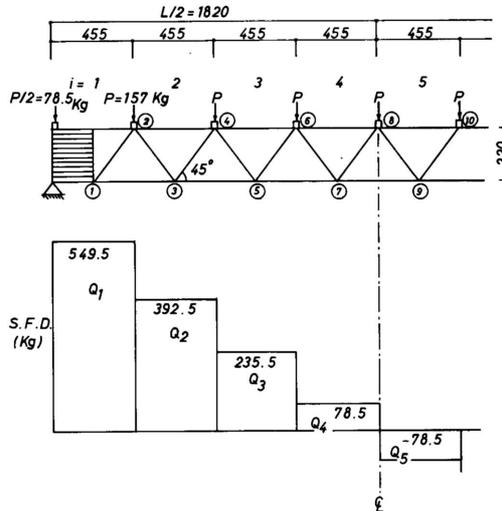
(林産誌月報No. 391 1984年8月号)

長期設計荷重クリープ時 $Ks - c = 200\text{kg}/\text{cm}$

CN90 - カラマツ一面せん断長期許容耐力⁷⁾

$LP = 30\text{kg}$ (未乾燥時に打たれ乾燥後に負荷する場合)

長期設計荷重 (= $3.45055\text{kg}/\text{cm}$) の梁のせん断力図 (S.F.D.) を第4図に示す。



第4図 長期設計荷重時の梁の「せん断力図」
Fig. 4 "Shear Force Diagram" of lattice girder subjected to a long-term design load.

3.2 応力及びたわみの検定

3.2.1 釘本数の決定

第4図における節点に作用する水平せん断力(最大値)に対して必要釘本数を算定する。

$$ST = (Q_1 + Q_2) / \tan = 942\text{kg}$$

CN90を停用するとして必要釘本数 m は

$$m = \frac{ST \cdot 2}{LP} = \frac{942}{30} = 32 \text{本} \dots \left\{ \begin{array}{l} \text{片面当たり8本の釘} \\ \text{を2面せん断で効か} \\ \text{すと考える。} \end{array} \right.$$

3.2.2 設計荷重直後のたわみの推定⁷⁾

〔せん断たわみ〕

第4図より、エンドブロックを含む第1格子のせん断たわみ s_{-1} は

$$\Delta \delta_{s-1} = \frac{2 Q_1}{m_{BL} \cdot Ks - Lf} \cdot \left(\frac{a}{g} \right)^2 = \frac{2 \times 549.5}{(20 \times 2) \times 1500} \times \left(\frac{45.5}{22} \right)^2 = 0.0783\text{cm}$$

ただし、 m_{BL} はエンドブロックに打たれる一面せん断釘の本数

一般格子 ($i=2\sim 4$) のせん断たわみ i は⁷⁾,

$$\eta_1 = \frac{s \cdot E \cdot A_w}{g} \cdot \sin \varphi \cdot \cos^2 \varphi = 60 \times 10^3 \times \frac{47.4}{22}$$

$$\times \sqrt{0.5} \times 0.5 = 45.705 \text{ kg/cm.}$$

$$\frac{a}{g^2 I_w} = \left(\frac{a}{g} \right)^2 \left(\frac{1}{2 \eta_1} + \frac{2}{m K_{s-Lf}} \right) = \left(\frac{45.5}{22} \right)^2$$

$$\times \left(\frac{1}{2 \times 45.705} + \frac{1}{32 \times 1500} \right) = 0.21453 \times 10^{-3} \text{ cm/kg}$$

$$\Delta \delta_{s-2} = \left(\frac{a}{g^2 I_w} \right) Q_2 = 0.21453 \times 10^{-3}$$

$$\times 392.5 = 0.0842 \text{ cm}$$

$$\Delta \delta_{s-3} = \left(\frac{a}{g^2 I_w} \right) Q_3 = 0.21453 \times 10^{-3}$$

$$\times 235.5 = 0.0505 \text{ cm}$$

$$\Delta \delta_{s-4} = \left(\frac{a}{g^2 I_w} \right) Q_4 = 0.21453 \times 10^{-3}$$

$$\times 78.5 = 0.0168 \text{ cm}$$

全せん断たわみ s は

$$\delta_s = \sum_{i=1}^4 \Delta \delta_{s-i} = 0.0783 + 0.0842 + 0.0505$$

$$+ 0.0168 = 0.2298 \text{ cm}$$

[曲げたわみ]

$$(EI)_L = s E \{ 2 (I_c + A_c g^2 / 4) \} = 60 \times 10^3 \{ 2 (392.5$$

$$+ 73.6 \times 22^2 / 4) \} = 1115.772 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$L^4 = 364^4 = 17555.19 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

① 支点を回転自由 (ピン) と仮定した場合

$$\delta_b = \frac{5 w L^4}{384 (EI)_L} = \frac{5 \times 3.45055 \times 17555.19 \times 10^6}{384 \times 1115.772 \times 10^6}$$

$$= 0.6993 \text{ cm}$$

② 支点を回転拘束と仮定した場合

$$\delta_b = \frac{w L^4}{384 (EI)_L} = 0.6993 / 5 = 0.13986 \text{ cm}$$

[全体たわみ]

① 支点を回転自由と仮定した場合

$$\delta_o = \delta_b + \delta_s = 0.6993 + 0.2298 = 0.9291 \text{ cm}$$

② 支点を回転拘束と仮定した場合

$$\delta_o = \delta_b + \delta_s = 0.13986 + 0.2298 = 0.36966 \text{ cm}$$

3.2.3 長期載荷後 (クリープ後) のたわみの推定⁷⁾

クリープ後の釘着ラチス梁のたわみを推定するうえで最も重要な因子は釘のすべり係数である。既報⁷⁾に従って、クリープ後のすべり係数の評価法について説明する。

第5図は一本の釘がせん断力を受けた時の力とすべりの関係を模式的に示したものである。図中、 s_p, \underline{s}_p はそれぞれ、釘一本当たりの短期及び長期せん断耐力で、今回供試したCN90 - カラマツ (釘は未乾燥材に打たれ、荷重は乾燥時にかけられた) の系においては、 $s_p = 90 \text{ kg}$ という値を得ている。木構造設計規準⁹⁾より長期耐力は $\underline{s}_p = s_p / 3 = 30 \text{ kg}$ となる。一方、設計用の許容すべり量としては設計規準に次の値が推奨されている。

長期設計荷重載荷直後の許容すべり量 $s - Lf = 0.2 \text{ mm}$
 クリープ後の許容すべり量 $s - c = 1.5 \text{ mm}$

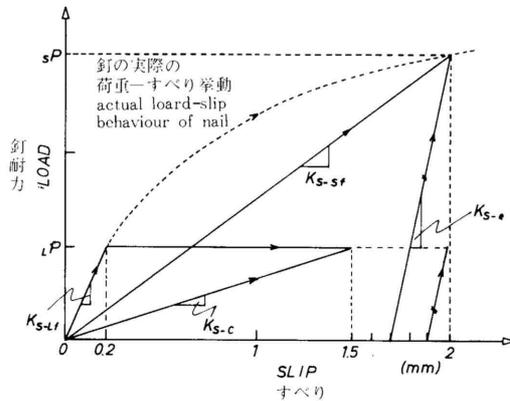
今仮りに、設計用すべり係数を (許容耐力) / (許容すべり量) と定義すれば、クリープたわみ計算用の設計すべり係数は

$$K_{s-c} = \underline{s}_p / s - c = 30 \text{ kg} / 1.5 \text{ mm} = 200 \text{ kg/cm}$$

ちなみに、長期設計荷重載荷直後のすべり係数は

$$K_{s-Lf} = \underline{s}_p / s - Lf = 30 \text{ kg} / 0.2 \text{ mm} = 1500 \text{ kg/cm}$$

となる。



第5図 せん断力を受ける釘のすべり挙動と設計用すべり係数の定義

Fig. 5 Slip of a nail subjected to shear force and definition of slip modulus for design

さらに、クリープたわみの計算には、長期用のヤング係数Eを用いる。

〔せん断たわみ〕…クリープ後

第1格子のせん断たわみ $\Delta\delta_{s-1}$

$$\Delta\delta_{s-1} = \frac{2 Q_1}{m_{BL} K_{S-c}} \cdot \left(\frac{a}{g}\right)^2 = \frac{2 \times 549.5}{2 \times 20 \times 200} \times \left(\frac{45.5}{22}\right)^2 = 0.5876 \text{ cm}$$

一般格子の場合

$$\left(\frac{a}{g^2 I_w}\right) = \left(\frac{a}{g}\right)^2 \cdot \left(\frac{1}{2\eta_1} + \frac{2}{m K_{S-c}}\right) = \left(\frac{45.5}{22}\right)^2 \cdot \left(\frac{1}{2 \times 45.705} + \frac{2}{34 \times 200}\right) = 1.30485 \times 10^{-3} \text{ cm/kg}$$

この値は長期設計荷重載荷直後の場合の6.0824倍である(1.30485/0.21453=6.0824)から、全せん断たわみ sは

$$s = 0.5876 + 6.0824 \times (0.0842 + 0.0505 + 0.0168) = 1.5091 \text{ cm}$$

〔クリープ後の曲げたわみ〕

長期のヤング係数を短期の1/2とすると、たわみは

3.2.2で求めた載荷直後の値の2倍となる。

支点回転自由と仮定

$$b = 2 \times 0.6993 = 1.3986 \text{ cm}$$

支点回転拘束と仮定

$$b = 2 \times 0.13986 = 0.27972 \text{ cm}$$

〔クリープ後の全体たわみ〕

支点回転自由

$$o = b + s = 1.3986 + 1.5091 = 2.9087 \text{ cm}$$

支点回転拘束

$$o = b + s = 0.27972 + 1.5091 = 1.7882 \text{ cm}$$

3.2.4 部材応力度の検定⁷⁾

支点を回転自由と仮定し、クリープ後の大きいたわんだ状態での応力度をチェックするのが設計上安全側と考えられる。以下では後藤¹⁰⁾による弦材応力度算定

法によって応力度を検定する。

3.2.3の結果より、支点回転自由、クリープ後のスパン中央たわみは $o = 2.9087 \text{ cm}$ であった。ここで、弦材を単独で o だけたわませるのに必要な荷重を w_c とすると、

$$w_c = \frac{384 \delta_o \cdot I_c \cdot E}{5 L^4} = \frac{384 \times 2.9087 \times 30 \times 10^3 \times 392.5}{5 \times 17555.19 \times 10^6} = 0.20135 \text{ kg/cm}$$

完全ピントラスの部材軸力に回る荷重 w_F は、

$$w_F = w - 2w_c = 3.45055 - 2 \times 0.20135 = 3.04785 \text{ kg/cm}$$

w_F による最大モーメントは

$$M_F = \frac{w_F L^2}{8} = \frac{3.0475 \times 364^2}{8} = 50478.4917 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

スパン中央での最大軸力 F_{max} は

$$F_{max} = \frac{M_F}{g} = \frac{50478.4917}{22} = 2294.477 \text{ kg}$$

w_c による弦材2次応力は

$$M_{T-max} = M_{B-max} = \frac{w_c L^2}{8} = \frac{0.20135 \times 364^2}{8} = 3334.7587 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

〔下弦材引張応力度〕

$$\frac{F_{max}}{A_B} + \frac{M_{B-max}}{Z_B} = \frac{2294.477}{73.6} + \frac{3334.7587}{98.1} = 31.18 + 33.99 = 65.17 < Lf = 70 \text{ kg/cm}^2$$

〔上弦材圧縮応力度〕

上弦材面外方向断面2次モーメント I_e 、断面積 A_e

$$I_e = \sum_{i=1}^4 I_{i-T} = 4 \times \left(\frac{8 \times 2.3^3}{12}\right) = 32.444 \text{ cm}^4$$

$$A_e = \sum_{i=1}^4 A_{i-T} = 4 \times (2.3 \times 8.0) = 73.6 \text{ cm}^2$$

$$l_k = a/2 = 45.5/2 = 22.75 \quad (\text{通し弦材であるから両端固定と考える})$$

$$\text{細長比 } \lambda = l_e \div \sqrt{I_e / A_e} = 22.75 \div \sqrt{32.444 / 73.6} = 34.3 < 100$$

$$\therefore \omega = \frac{1}{1 - 0.007 \lambda} = \frac{1}{1 - 0.007 \times 34.3} = 1.316$$

$$\omega \frac{F_{\max}}{A_T} + \frac{Lfc}{Lfb} \frac{M_{T-\max}}{Z_T} = 1.316 \times 31.175 + \frac{60}{70} \times 33.993 = 70.163 > Lfc = 60 \text{ kg/cm}^2 \text{ NO.}$$

供試梁においては、上弦材応力度が許容値を超過する。しかし、実際には座屈方向の弦材は要所要所で接合されており、その有効断面2次モーメントは単なる $I_e = I_i$ ではなく、1以上の有効率⁹⁾ が掛っているはず ($I_e = I_i$)⁹⁾ で、上弦材応力度は上で算定した値より幾分小さいであろうと推定される。いずれにせよ、供試梁はクリープ後に約3cm程度の「垂れ下り」を生じ、その時上弦材応力度は許容限度ギリギリに近い応力状態に達するであろうと推定される。

mmの場合の方が $b_e = 100\text{mm}$ の場合より初期剛性(即ちすべり係数 $K_s - d$)が大きい。これは、常識的には予測と逆の現象であるが、一つ考えられる点は、 $b_e = 50$ の場合は、金属の折曲げ加工が比較的精度良く行なわれたのに対し、 $b_e = 100$ と大きくなると、鉄板が凸状に曲げられ、胴差面に接する面積が逆に少なくなったのではないかと考えられる。 $b_e = 50$ と $b_e = 100$ で剛性、耐力に差がないので、経済性を考慮すれば $b_e = 50$ で十分と考えられる。

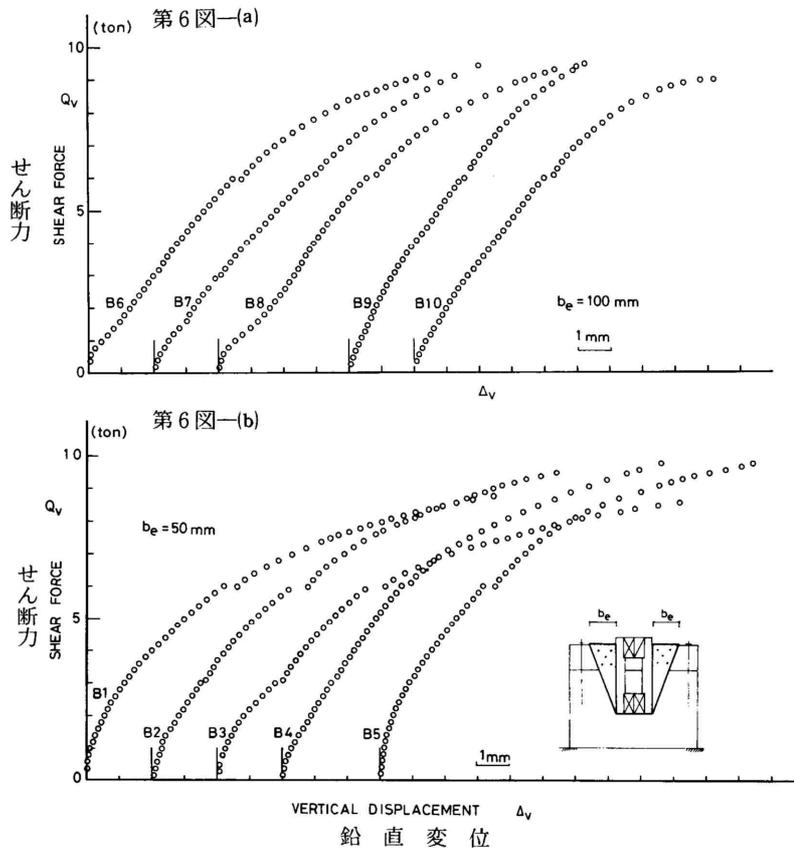
梁受け金物の安全率* (脚注は次頁) = (耐力/長期設計荷重)を6程度と考えれば、供試金物の値はいずれも7~8であり、金物の寸法をもう少し小さくすることも可能である。

4. 結果及び考察

4.1 梁受け金物のせん断試験結果

第6図(a)(b)は梁受け金物仕口に作用する鉛直荷重 Q_v と鉛直変位 v の関係を示すもので、繰り返し荷重-変位関係の最外側測定点のみをプロットしたものである。第4図より梁の設計せん断力 $Q_v - d = 550\text{kg}$ であるので、この値に対する鉛直変位 $v - d$ との比 $K_s - d = Q_v - d / v - d$ を梁受け金物のすべり係数として定義し、第1表にまとめた。第1表において、 Q_{\max} とは $v = 10\text{mm}$ 時のせん断力もしくは実測された最大耐力(終局耐力)である。

実験は、金物が胴差しに接する長さ b_e を50mmの場合と100mmの場合の2通りについて行った。第1表から看取されるように、 $b_e = 50$



第6図(a)(b) 梁受け金物のせん断荷重 (Q_v) - 鉛直変位 (Δ_v) の関係
 (a) $b_e = 100\text{mm}$ (b) $b_e = 50\text{mm}$ の場合
 Fig. 6 Relationship between shear force (Q_v) on joist hanger and vertical displacement (Δ_v)
 (a) $b_e = 100\text{ mm}$ (b) $b_e = 50\text{ mm}$

第1表 梁受け金物接合部のせん断試験結果
Table 1 Shear test result on a joint using steel joist hanger

No.	$b_e = 50 \text{ mm}$					$b_e = 100 \text{ mm}$				
	B 1	B 2	B 3	B 4	B 5	B 6	B 7	B 8	B 9	B 10
K_s (kg/cm)	37000	19600	17200	16200	34400	10600	10000	9200	13750	12800
Q_{\max} (ton)	4.20	4.43	3.90	4.65	4.75	4.55	4.60	4.60	4.75	4.50
Q_{\max}/Q_v	7.6	8.1	7.1	8.5	8.6	8.3	8.4	8.4	8.6	8.2

b_e : 耐圧長さ bearing length (refer to Fig. 6(b))
 Q_v : 長期設計荷重に対する仕口部せん断力 Shear force on the joint for the long-term design load ($Q_v = 550 \text{ kg}$)
 Δ_v : Q_v 時の仕口部鉛直変位 Joint displacement corresponding to Q_v
 $K_s = Q_v/\Delta_v$: 仕口のすべり係数 Slip modulus of the joint
 Q_{\max} : $\Delta = 10 \text{ mm}$ 時のせん断力又は終局耐力 Shear force at $\Delta = 10 \text{ mm}$ or ultimate shear force

第2表 長期設計荷重直後の梁のたわみ
Table 2 Instantaneous deflection of lattice girder subjected to the design load for long term service

No.	弦材ヤング係数 Young's modulus of chords		実測たわみ Observed deflection		計算たわみ Calculated deflection		仕口型式 Type of support
	E_T (10^3 kg/cm^2)	E_B	$\delta_{o-obs} (\delta_A + \delta_B)/2$ (mm)		回転自由 Rotation free	回転拘束 Fixed	
1	93.0	90.3	3.26	0.65	6.88	3.22	Joist hanger
2	78.8	77.5	4.33	1.12	7.67	3.37	Joist hanger
3	68.3	68.8	4.64	0.36	8.41	3.52	Plywood gusset plate
4	60.3	61.5	4.92	0.35	9.19	3.68	Plywood gusset plate

δ_o : スパン中央たわみ。ただし、梁両端仕口の変位を含まない。 Midspan deflection without deflection from supports.
 δ_A, δ_B : 梁両端仕口の変位 Deflection at supports.

4.2 ラチス梁の瞬間弾性たわみ

第2表は供試梁のヤング係数(未乾燥時測定)、設計荷重直後の実測たわみ、及び、計算によるたわみを示す。梁受け金物単独のせん断試験より、長期設計荷重直後の梁の仕口部鉛直たわみ($\delta_A + \delta_B$)/2は0.56mm程度と推定されたが、実測値は第2表に示すように0.648mm (No. 1)と1.120mm (No. 2)であった。No. 2の梁で実測値が推定値の2倍近くに測定された理由は不明であるが、オーダーとしては大きな誤りを含んだものとは思えず、梁受け金物製作上のバラツキに起因しているように思われる。金物仕口の場合、設計

荷重程度の小さい荷重でも、仕口の鉛直たわみ($\delta_A + \delta_B$)/2がスパン中央たわみ(仕口たわみを含まない)の20%近くに及んでいるというのは意外な事実である。

次に、計算たわみと実測たわみを比較すると、支点の回転が拘束されていると仮定した場合の方が、回転自由と仮定した場合より、計算値は実測値に近い。瞬間弾性たわみの段階では、木造と言えども、仕口の回転は結構拘束されているという事実は興味深い。第2表より更に、梁の瞬間弾性たわみは弦材のヤング係数に依存すること、鉛直方向変位で言うと、梁受け金物仕口の方が合板ガセット仕口より変位し易いこと等が分かる。

しかし、合板ガセット仕口の場合は、支点の回転が

* 短期応力に対する安全率は木材の場合普通2である。一方、金物の場合、短期/長期の比は3であり、結局、耐力/長期の比は6程度必要となる。

完全に拘束されていると仮定するより、拘束と回転自由の中間、いわゆる、半剛節に近い状態と考えた方が妥当であるということが言える。この原因は、合板ガセットを回転に対し拘束効果の薄い中立軸に近い部分に釘着したためである。第7図は梁の瞬間弾性たわみ δ_c と一節点当たりの荷重の関係を示したもので、金属仕口と合板ガセット仕口の挙動の違いがよく分かる。

4.3 ラチス梁の長期戦荷性能

第8図(a), (b), (c), (d)はラチス梁のクリープたわみ c (単位: mm) と荷重継続時間 t (単位: 日) との関係を示したものである。ここで、クリープたわみ c は(1)式で定義した。

$$c = \{ t - (A + B) / 2 \} \cdot o \dots \dots (1)$$

ただし、 t = 時間 t におけるスパン中央たわみ

(基準点は床)

A・B = 時間 t における梁両端仕口のたわみ

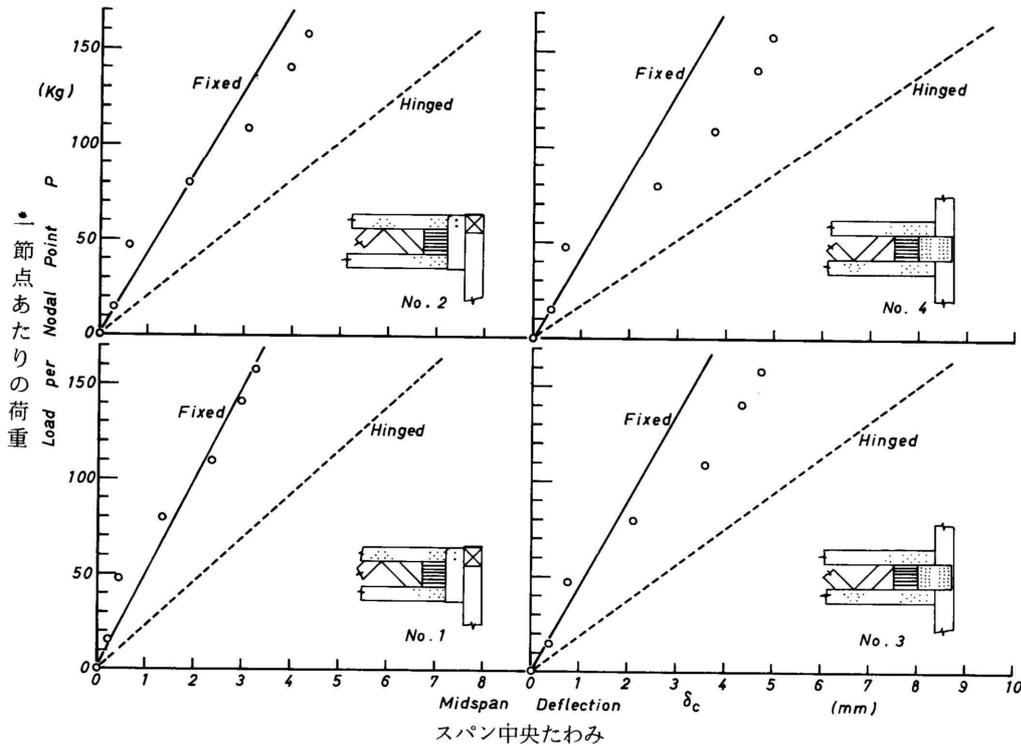
(基準点は柱)

o = 第2表に示す長期設計荷重載荷直後のスパン中央たわみ (仕口鉛直方向変位を差し引いた値)

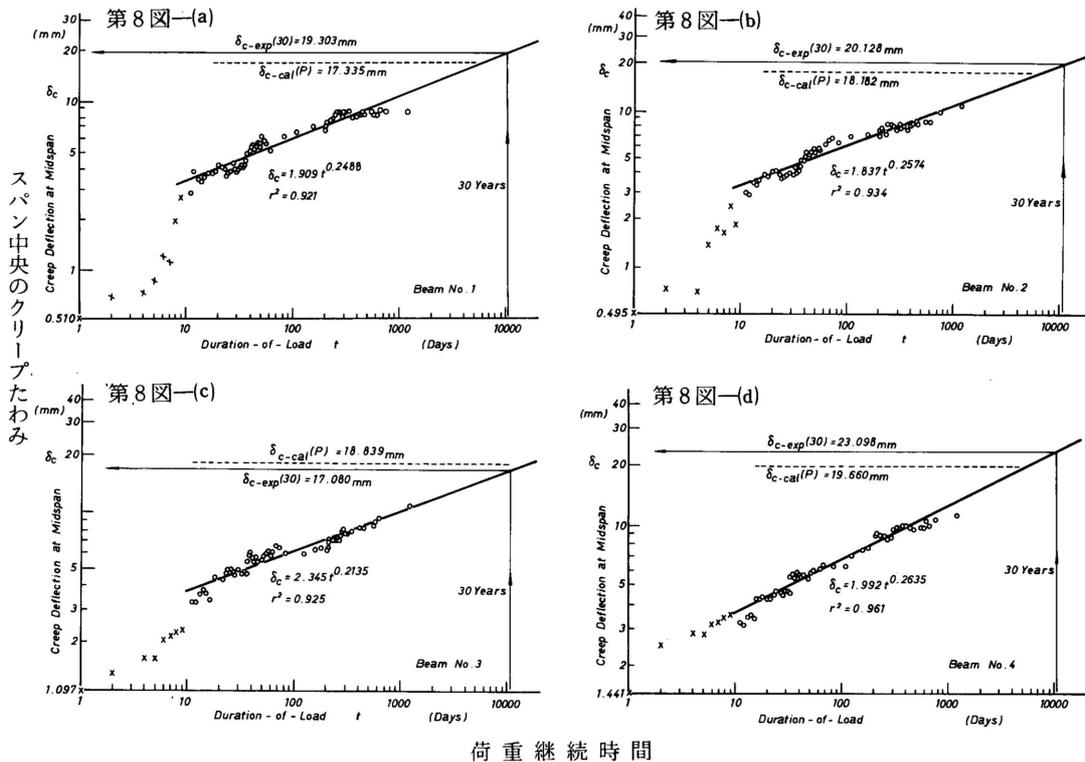
ヤング係数の小さいNo.4試験体 (第8図 - (d))を除いて、いずれの試験体においても、 $\log c$ と $\log t$ の関係は載荷直後から10日目当たりまでの傾きと10日目以降の傾きに大きな違いが認められた。これは、載荷後数日の間に釘穴に密着した木部 (弾塑性床) の局部圧縮クリープが比較的急速に進み、それが一段落した後、それ以外の木部 (弾性床) が安定したクリープ変位を示したためではないかと推定される。

載荷実験は温湿度制御の全くない試験工場内で行われたため、クリープたわみの値は温湿度の変動の影響で大きくバラついたものの、第8図から看取されるように、得られた実験データは実大ラチス梁の長期戦荷性能を検討するのに十分足りるものであった。

本実験の主目的は30~50年後のたわみを数年間の載



第7図 ラチス梁の瞬間弾性たわみ
Fig.7 Instantaneous elastic deflection of lattice girder under the design load for long-term service.



第8図(a)(b)(c)(d)クリープたわみと荷重継続時間の関係
 Fig. 8(a)(b)(c)(d) Creep deflection δ_c vs. duration of load t (days)

荷試験データから推定することにある。その際、短時間側のデータと長時間側のデータで明らかに傾きが異なると思われる場合には、長時間側のデータに焦点を当てて回帰直線をあてはめることが合目的的であると考えられた。このような考え方から、いずれの試験体においても、最小二乗法によって、11日 $t = 1194$ 日のデータを次の(2)式のべき乗式にあてはめた。

$$c = A \cdot t^N \dots \dots \dots (2)$$

第3表に回帰による30年後のクリープたわみの推定値 $c - \text{exp}(30)$ と2章で詳述した設計計算式によるクリープたわみの推定値 $c - \text{cal}$ の比較を示す。

第3表から看取されるように、クリープ後の支点条件を回転自由と仮定することによって、設計計算式によるクリープたわみの推定値 $c - \text{cal}(P)$ は、実験値をべき乗回帰式(2)にあてはめて推定した30年後のクリープたわみ $c - \text{exp}(30)$ と比較的によく一致した [$c - \text{cal}(P) / c - \text{exp}(30) = 0.851 \sim 1.103$, Ave = 0.939]。し

たがって、既報⁷⁾で報告した計算法によって釘着ラチス梁の長期荷重性能(大体30年後のクリープたわみ)を推定することの妥当性が本実験によって確認された。

第4表は今回のべき乗回帰式 $c = A \cdot t^N$ のN値と他の木質材料におけるクリープ実験で得られた同じ回帰式のN値を比較したものである。Aの値は載荷荷重値や試験条件等に依存することは明らかで、比較しても意味がない。第4表から、N値は供試体の種類、大きさ、その他の条件にかかわらず、大体0.2~0.4の値をとることが分かる。 $c = A \cdot t^N$ という回帰式の各係数の性質を実際の力学的性質等に関連づけて説明することは困難であるが、木質材料のクリープ特性を実用レベルで粗く推定するうえで、このN値は有益な指標となり得るものである。

最後に、釘着ラチス梁のクリープ性能の絶対値そのものは、今回の実験結果が示すように、余り良好なものではなかった。いずれの供試梁においても、一年程

第3表 クリープたわみの推定 (回帰による推定と設計計算式による推定の比較)
 Table 3 Estimation of creep deflection (Comparisons between the estimation by regression and that by design equation)

長期用 ヤング係数 Young's modulus Na for long term service	回帰式による推定 Estimation by regression equation				Estimation by design equation			Comparison $\delta_{c-cal}(P)$ $\delta_{c-exp}(30)$
	$\delta_c = A \cdot t^N$		決定係数 Coefficient of determination r^2	30年後の推定たわみ Estimated deflection after 30 years creep $\delta_{c-exp}(30)$	回転自由 Rotation free $\delta_{c-cal}(P)$	回転拘束 Fixed $\delta_{c-cal}(R)$		
	L	E						
(10^3kg/cm^2)	A (mm)	N	(mm)	(mm)	(mm)			
1	46.0	1.909	0.249	0.921	19.30	17.34	13.70	0.898
2	39.0	1.837	0.257	0.934	20.13	18.18	13.87	0.913
3	34.5	2.345	0.213	0.925	17.08	18.84	14.00	1.103
4	30.5	1.992	0.264	0.961	23.10	19.66	14.17	0.851

Ave. 0.939

第4表 他のクリープ実験で得られたべき乗回帰式
 $c = A \cdot t^N$ の係数Nの比較

Table 4 Comparison between the coefficient
 N of regression equation $c = A \cdot t^N$
 in this study and those obtained in
 other experiments

供試体種類 Type of specimen	$(\delta_c = A \cdot t^N)$ N	研究者 (文献) Researcher (reference)	
合板ボックスビーム Plywood box beam	2.5K 3.0K	0.31 0.41	有馬ら ¹⁰⁾ Arima et al
7×7 構法床梁 Composite beam in 7×7 construction	1 2 3	0.27 0.26 0.22	有馬ら ¹¹⁾ Arima et al
フィンク トラス Fink truss	N M G	0.30 0.20 0.29	米田ら ¹²⁾ Yoneda et al
ラチス梁 Lattice girder	1 2 3 4	0.25 0.26 0.21 0.26	小松ら (本報) Komatsu et al (present work)

度の荷重継続期間で、スパン中央の全たわみ (瞬間たわみ+クリープたわみ) t はL/300を超過し、居住性、見栄えの面で、釘着ラチス梁の構造そのものをもう一度見直す必要性が感じられた。これに対する即応的な対策としては、設計計算上予測されるクリープたわみから逆算される適当なムクリを付けることであるが、より高性能化を目指すためには、弦材-腹材間の接合に接着剤を使う等の対策が必要である。

5. 結論

カラマツの有効利用を図るという目的で、カラマツ

未乾燥製材を釘のみで組み立てたラチス梁について、未乾燥材で組み立てた梁の狂い^{1), 4)}、製造方法^{1), 5)}、剛性・耐力の計算方法^{2), 3), 6), 7)}、長尺化の試み⁸⁾、そして今回の長期載荷性能等について実験を行って来た。

総合的に判断して、計画当初の目標を十分満足する組み立て梁を開発し得たとは言えない。生材利用という立場を取る限り、今以上の発展を望むことは現有技術では非常に困難である。

今後は、これまでに収集した技術的資料を基にしてより軽量で、長尺化可能で剛性・耐力に勝れ、美しい-高性能ラチス梁の開発に取り組む予定である。

文献

- 1) 小松幸平, 堀江秀夫, 倉田久敬: ラチス梁に関する研究 () - 小径カラマツ未乾燥材を用いたラチス梁の試作及び梁形状の経時変化の観察 -, 林産試月報, 330, 1 (1979)
- 2) 小松幸平, 堀江秀夫, 倉田久敬: ラチス梁に関する研究 () - ラチス梁の曲げ性能 -, 林産試月報, 333, 1 (1979)
- 3) 小松幸平, 倉田久敬: カラマツ釘着ラチス梁の製造と性能 () - ラチス梁の剛性・耐力に及ぼす腹材コーナーフィンガージョイ

- ントの効果 - , 林産試月報, 350, 1
(1981)
- 4) 小松幸平, 倉田久敬: カラマツ釘着ラチス梁の製造と性能 () - 生材時に製造した梁の狂いについて - , 林産試月報, 368, 8
(1982)
- 5) 小松幸平, 倉田久敬: カラマツ釘着ラチス梁の製造実験 (資料), 林産試月報, 355, 8
(1981)
- 6) 小松幸平, 倉田久敬: カラマツ釘着ラチス梁の製造と性能 () - 生材時に製造した梁の乾燥後の曲げ性能 - , 材産試月報, 373, 1 (1983)
- 7) 小松幸平: カラマツ釘着ラチス梁の構造計算; 林産試研報, 第70号, 131 (1981)
- 8) 前田典昭, 小松幸平: カラマツ釘着ラチス梁の製造と性能 () - 弦材に継手を有する梁の曲げ性能 - ; 林産試月報, 389, 1
(1984)
- 9) 日本建築学会 (編): 木構造設計規準・同解説, 丸善, (1973)
- 10) 後藤一雄: 木造ラチスばりの通し弦材について, 日本建築学会論文報告集, 第55号 . p. 71 ~76, (1957)
- 11) 有馬孝禮, 佐藤雅俊, 益田恵吾: 木質材料及び部材の長期耐力評価に関する研究, 建築研究報告, No.95, (1981)
- 12) 米田昌世, 丸山 武, 堀江秀夫, 長谷川雅浩, 伊藤勝彦; 屋根トラスの長期荷重試験 (第2報), 林産試月報, 376, 1 (1983)

- 試験部 複合材試験科 -
(原稿受理 昭59.2.21)

1984年7月号の訂正

13頁 第4図の写真の記号

「(a), (b), (c)」を「(c), (a), (b)」に訂正します。