

プレストレス木床版の弾性及びクリープ挙動 に関する実験的研究

LABORATORY TESTS ON ELASTIC AND CREEP BEHAVIOR OF PRE-STRESSED LAMINATED TIMBER DECK

薄木征三*、清水功雄**、長谷部薫***
By Seizo USUKI, Isao SIMIZU and Kaoru HASEBE

Stress-Laminated Wood Deck originated in Canada in early 1970 to repair existing Nail-Laminated Wood Deck has been introduced and developed in USA. Channel at ends of deck and lumber-lamina are replaced by bearing and anchor plates, and glued-laminated timber, respectively. The use of round woods having small diameter is acceptable as material and also relatively long span deck are possible to be constructed. Prototype deck bridge using Japanese wood as material is imagined under US design code and 1/2 reduced model tests are conducted considering similarity. Elastic constants such as modulus of elasticity, shearing rigidity and poisson ratio are determined under pre-stressing force. Load tests under wheel loads are conducted and change of steel bar force and elastic behaviors are investigated.

Key Words: pre-stress, timber deck, glued-laminated timber, creep

1. まえがき

ラミナ (Lamina、製材したひき板) 幅広面を垂直に設置し、これらラミナ相互を釘を水平に、つまり幅広面に直角に打ち付けることによって水平方向に積層し、木橋の床版とした釘打ち積層床版 (Nail-Laminated Wood Deck) は、主にカナダにおいて1970年代の初めまで多く利用された。しかし交通量と重車両の増加が原因でこれらの多くに、層の分離が発生したため、積層し直す必要が生じ、この補修過程において横締め工法 (Stressed Laminated Wood Deck) が提案された。^{1)・2)} すなわち床版厚さの中心を、積層面に垂直に貫通する孔にプレストレス (PS) 鋼棒を挿入し、これを緊張することによってラミナ相互を積層する工法である。

1980年代半ばにこの工法は米国に導入され、床版橋として多数の試験的架設と実験を経てAASHTO³⁾に採用されるに至った。カナダではプレストレス鋼棒の床版端での締着部は、木材の繊維直角方向の支圧応力を軽減するためにチャンネルを用いていたが、米国では支圧板とアンカプレートに改良された。⁴⁾ さらに適用スパンを伸ばし、かつ床版の死荷重によるクリープたわみに対処できるようにラミナそのものを集成材とするアイデアが生まれた。⁵⁾ これはラミナが自然の木材そのものではないことから、プレストレス木床版 (Pre-Stressed Laminated Timber Deck 略してPSLT) と呼ばれている。

このプレストレス木床版橋は、上述のほか以下の点で優れた特徴を持っている。

-
- * 工博 秋田大学教授 鉾山学部土木環境工学科 (〒010 秋田市手形学園町1-1)
 - ** 技術士 (株) 宮地鐵工所技術開発部技術開発課長 (〒103 東京都中央区日本橋小伝馬町15番18号)
 - *** 工博 秋田大学講師 鉾山学部土木環境工学科 (〒010 秋田市手形学園町1-1)

(3) 同じ理由で太径木を必要とせず、細い材も有効に使用でき省資源、省エネルギーが期待できる。

実験ではブレストレスによる鋼棒の緊張力の経時変化、輪荷重による設計荷重以下およびそれ以上の静的
 載荷一除荷試験および載荷一除荷による鋼棒の緊張力の変化などを考察する。

2. 1 想定木床版橋の断面構成

The drawing shows a cross-section of a building's exterior wall and roof. The roof has a 2% slope towards the right. The wall consists of several layers: an outer layer of vertical slats (30x21x800), followed by horizontal slats (30x15x40), and an inner layer of vertical slats (30x5x800). The roof structure includes rafters (7スパン仕舞装) and a 2% slope. The foundation is shown at the bottom with dimensions 6078-380. The drawing also includes a detailed view of the corner joint (A断面) and a side elevation (B断面).

材料仕様:

- 笠木 30×21×800
- 水廻り木 30×15×40
- 地覆木 30×5×800
- 7スパン仕舞装 (平均7cm)
- 2% 放物線
- PS鋼棒φ19
- 7ソコボルト #2.5×78
- 無紋鋼モタル 1.8cm
- サ査 (3層 3.8) 480×20

製作キャンパー図

A断面 杉
(化粧板)

B断面・構

C断面 杉・から松

图-1 (a) 正面图

B断面はなら（檜）の集成材ラミナであり、幅員方向の床版端およびその中間部に配置されている。ならは広葉樹であり、実測によれば橋軸方向のヤング係数 E_x はから松と杉から成るC断面の約1.3倍であり（次節参照）、繊維直角方向の許容支圧応力も大きい（から松の1.4倍⁶⁾）ので、P S鋼棒からの支圧応力を直接受ける床版端部およびF E M解析の結果、床版内部に応力を円滑に分布させるために中間部にも配置したものである。

A断面はP S鋼棒やその頭部が床版端から外部に露出するのを防ぐための、いわば化粧板であって床版としての効果は期待しないのであるが、図-1（a）から分かるように地覆の自重の一部を支持する役目を担っている。図-1（b）は側面図であり、P S鋼棒の配置を示す。P S鋼棒の橋軸方向の間隔は123cmであり、床版端部では123/4=31cmとなっている。⁴⁾ P S鋼棒の締着部構造を図-1（c）に示す。支圧板とアンカープレートはP S鋼棒の緊張力に対して、木部へのめりこみおよび鋼プレート降伏に対して安全であることが求められる。なお図-1（a）において、A断面ラミナ2枚、B断面ラミナ9枚、C断面ラミナ32枚の計43枚のラミナは、これらの垂直面相互で接着されておらず、P S鋼棒のプレストレス力が接着剤の役目を果たす。

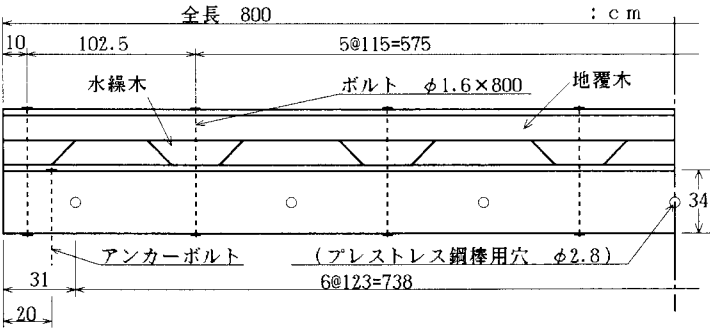


図-1（b） 側面図（木部のみ）

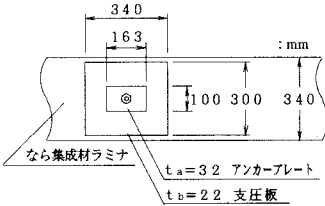


図-1（c） P S鋼棒締着部

2.2 床版の設計

（1）設計フローチャート

図-2に直交異方性板としてのプレストレス木床版の概念図を示す。本想定橋の場合スパンは $L=7.6\text{m}$ 、全幅員は $B=4.4\text{m}$ であるから1車線橋であり、後輪がスパン中央に位置するとき最大曲げモーメント M_x が発生する。図中 S_p はプレストレス鋼棒の間隔、 $\bar{P}$ は衝撃を含む後輪荷重である。ここではアメリカの有効幅 D_w を用いる設計法^{4), 5)}を採用してみる。

図-3に設計のフローチャートを示す。ここで E_x 、 E_y および G_{xy} を弾性定数とすれば

$$\alpha = \frac{2G_{xy}}{\sqrt{E_x E_y}}, \quad \theta = \frac{B}{2L} \left(\frac{E_x}{E_y} \right)^{0.25} \quad (1. a, b)$$

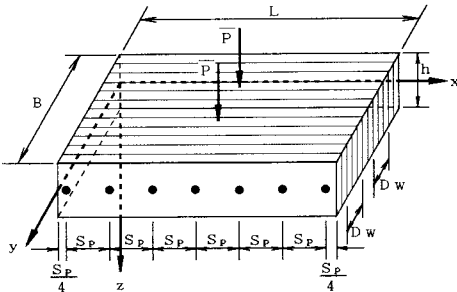


図-2 直交異方性板の座標

$$\beta = \pi \frac{B}{L} \sqrt{\frac{E_x}{2G_{xy}}} \quad (1. c)$$

図-3のブロックjにおいて f_{pu} は鋼棒の引張り強さであり、第2式は鋼棒の断面積が大きいと木材のクリープが進行し易いとするカナダでの結果⁴⁾に由来する。ブロックfにおいて第2式の分母の η はラミナの摩擦係数であり、断面の4面ともプレーナー加工した場合は $\eta=0.35$ である。また M_y, V_y は図-2のy-z平面(橋軸直角方向)内での曲げモーメントおよびせん断力である。

ブロックgは、架設時のプレストレス力が鋼棒のリラクセーションと木材のクリープによって、その60%が失われるとして必要設計プレストレス力を算定するものである。

なお式(1)のパラメーターを算定する場合

$$\begin{aligned} E_y &= 0.013 E_x \\ G_{xy} &= 0.030 E_x \end{aligned} \quad (2)$$

の関係がある。これは米松(Douglas Firなど4樹種)を対象に、図-3のブロックfにおけるプレストレスによるラミナ側面の圧縮応力が $N=40 \text{ lb/in}^2 = 2.9 \text{ kgf/cm}^2$ の条件のもとに得られた関係であり、ここでもこれを準用することにする。

(2) 材料定数

文献6)より、構造用集成材のヤング係数

から松1級 $E_x = 90 \times 10^3 \text{ kgf/cm}^2$

杉 1級 $E_x = 80 \times 10^3 \text{ kgf/cm}^2$

なら 1級 $E_x = 90 \times 10^3 \text{ kgf/cm}^2$

を用いて図-1に示したC断面、つまりから松+杉集成材ラミナを完全合成断面とみなし、等価ヤング係数を求める($E_x = 86,523 \text{ kgf/cm}^2$)。図-2にお

いて、y軸回りの平均ヤング係数と板全体の断面二

次モーメントをそれぞれ $(E_x)_p, I$ とおくと

$$(E_x)_p I = \sum E_{xi} I_i \quad (3)$$

ここで E_{xi}, I_i は個々のラミナのヤング係数および断面二次モーメントである。結果のみ記すと

$$(E_x)_p = \sum E_{xi} I_i / I = 87,125 \text{ kgf/cm}^2$$

式(2)から求められる弾性定数と共にこれらを一括して掲げたのが表-1である。表-2は式(1)の値と共に図-3のフローチャートに従って得られた

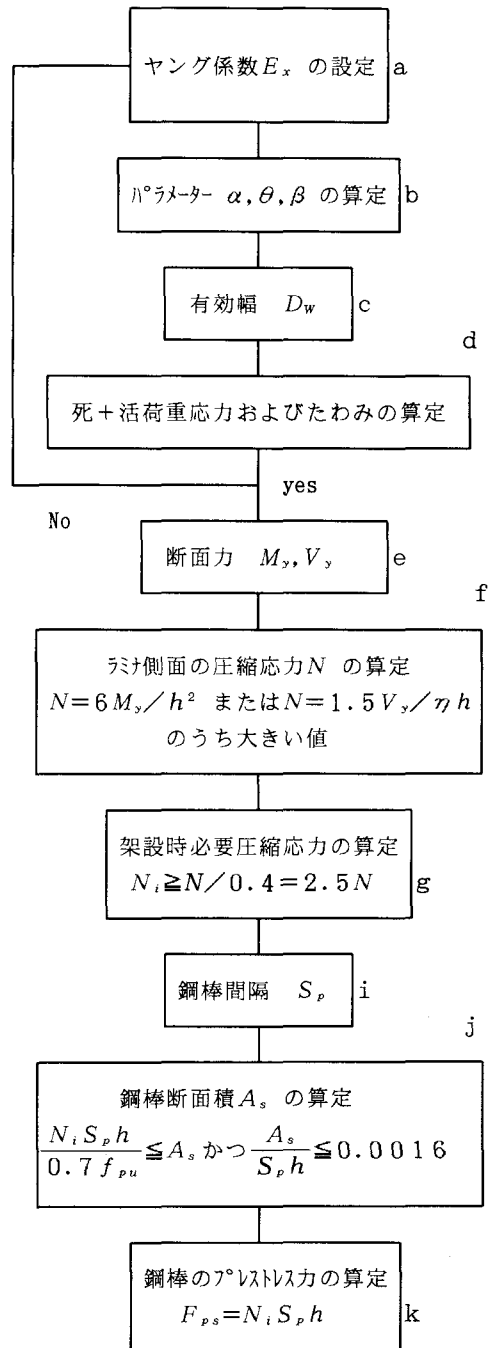


図-3 設計フローチャート

有効幅および断面力を示している。

表－１ 設定弾性定数(kgf/cm²)

E_x	E_y	G_{xy}
87,125	1,133	2,614

表－２ 異方性パラメーターと活荷重による断面力

α	θ	β	D_w (cm)	M_y (kgf・cm/cm)	V_y (kgf/cm)
0.53	0.86	7.4	168	306	11

表－３は図－３のブロック g 以下のフローチャートに従って得られた設計値である。

表－３ 設計値

架設時必要圧縮応力 N_i (kgf/cm ²)	鋼種 f_{pu} (kgf/mm ²)	鋼棒断面積 A_s (cm ²)	鋼棒間隔 S_p (cm)	プレストレス力 F_{ps} (tf)
4.0	95 (A種1号)	2.84 (φ19)	123	15.6

3. 1／2モデルと相似律

3. 1 相似律

木床版を直交異方性長方形板と見なし図－２のように橋軸方向および幅員方向をそれぞれ x, y 軸に選ぶ。すると $x=0$ および L で単純支持、 $y=0$ および B で自由な平板である。ただし地覆と床版端の化粧板は考慮しない。直交異方性長方形板のたわみ $\overline{w}$ を支配する微分方程式⁷⁾を無次元化すると次式となる。

$$\frac{1}{\mu^2} \frac{\partial^4 \overline{w}}{\partial x^4} + 2\lambda \frac{\partial^4 \overline{w}}{\partial x^2 \partial y^2} + \mu^2 \frac{\partial^4 \overline{w}}{\partial y^4} = \frac{L^3 p}{\sqrt{D_x D_y}} \tag{4}$$

ここに

$$[\overline{w} \ x \ y] = \frac{1}{L} [w \ x \ y], \quad \mu = \sqrt{\frac{E_x}{E_y}}, \quad \lambda = \sqrt{\nu_x \nu_y} + \frac{2(1-\nu_x \nu_y) G_{xy}}{\sqrt{E_x E_y}} \tag{5. a \sim c}$$

$$\frac{L^3 p}{\sqrt{D_x D_y}} = \frac{L^3}{h^3} \frac{2(1-\nu_x \nu_y) p}{\sqrt{E_x E_y}} \tag{5. d}$$

ここで ν_x, ν_y はポアソン比、 E_x, E_y および G_{xy} は 2. 2 の (1) と同じ弾性定数、 h と p は板厚および荷重強度であり、慣用の記法を用いる。同様に D_x と D_y は曲げ剛性を表す。式 (4)、(5) よりすべての寸法を図－１の 1／2 とし、想定橋と同じ材料を用いれば相似律は満たされる。ただし式 (5. d) の荷重項は注意を要する。

図－４に道路橋示方書に規定される橋面上の一後輪荷重を示す。車輪荷重分布面積を A 、一後輪荷重の大きさを P とすると板の中央面での荷重強度 p は

$$p = \frac{(1+i)P}{A} \tag{6}$$

ここに i は衝撃係数であり S 15 年の木道路橋設計示方書案を採用して $i=0.25$ とする。輪荷重の床版内部への分布の仕方も同示方書を採用し、2 等橋を想定すれば図－４より

$$p = \frac{1.25 \times 5,600}{98 \times 68} = 1.1 \text{ kgf/cm}^2$$

となる。図-5に示す1/2モデルにおいてもこの値に等しくなるように载荷しなければならない。後輪モデルの製作上の制約から車輪幅は20cm、車輪接地長は8cmとなり、またアスファルト舗装の換わり厚さ3cmのケンタイトを用いた。よって床版中央面での荷重分布面積は図-4に準じると $A = 43 \times 31 = 1,333 \text{ cm}^2$ となり、油圧ジャッキによって1後輪に作用すべき等価静荷重は

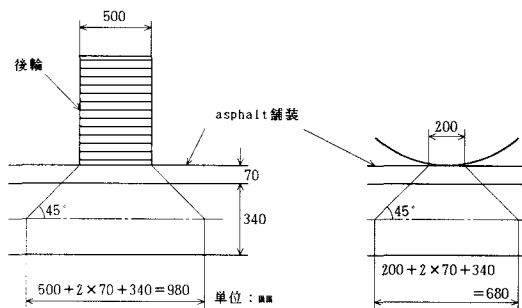


図-4 一後輪荷重の床版への分布

$$\begin{aligned} \bar{P} &= (1+i)P = p \cdot A \\ &= 1.1 \times 1,333 = 1,466 \text{ kgf} \\ &\approx 1.5 \text{ tf} \end{aligned}$$

となる。

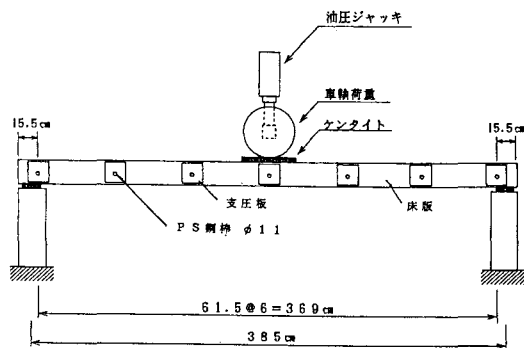
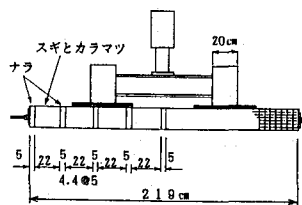


図-5 1/2モデル一般図



3.2 材料定数

前節で述べたように想定橋と同じ材料を用いれば相似律は満たされる。しかし2.2の(1)で述べた諸関係式は米松に対するものである。また同節(2)で用いた弾性定数も我国での基準値を用いたにすぎなく、実際に使用される材料とは一般に異なるものである。そこで想定橋にも同じ材料を用いるものと仮定した、1/2モデルの集成材ラミナの材料定数を実験によって求めてみた。

(1) 断面寸法

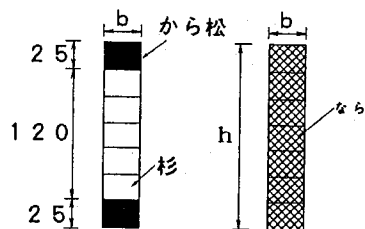
断面寸法を表-4に示す。表中の b, h は図-6に示すようにラミナの幅と高さであり、 l は部材長である。集成材の断面整形はプレーナーと呼ばれる切削具で行われ、その精度は0.1mm以下であって極めて高精度のものである。表-4よりモデル床版の全幅 B は

$$\begin{aligned} B &= 40 \times 43.5 + 9 \times 50.0 \\ &= 2,190 \text{ mm} \end{aligned}$$

となり、想定橋の全幅の $1/2 = 4,400/2 = 2,200 \text{ mm}$ より10mm小さい。なお図-5のB, C断面は図-1(a)のB, C断面に対応している。

表-4 (ラミナの断面寸法)

	本数	b (mm)	h (mm)	l (mm)
から松+杉ラミナ	40	43.5	170	4000
ならラミナ	9	50.0	170	4000



C断面

B断面

図-6 ラミナの1/2モデル

(2) 含水率と密度

表-5に、から松+杉ラミナ (C断面) とならラミナ (B断面) の含水率を示す。ただし前者は表-2に示す全40本の内半数の20本について、後者も約半数の5本について木材水分計MT-8S (ケット科学社製) を用いて測定したものである。表中のから松とは、図-6のC断面でから松の部分のラミナ軸方向の異なった3点の、杉も同様に同じラミナの3点での含水率の各20本の平均値である。ならについても同様にB断面のラミナ軸方向の異なった3点での含水率の5本の平均である。

表-5 含水率 (MC=Moisture Content)

	本数	MC (%)	変動係数 (%)	平均MC (%)	平均変動係数 (%)	密度 (kgf/m³)
カラ松	20	7.8	12.7	7.8	12.3	415
杉	20	7.8	11.8			
なら	5	12.8	4.4			739

樹種によらず一般に木材の繊維中に自由水が存在しない、すなわち腐朽が発生しないとされる繊維飽和含水率は20%とされる。⁸⁾ 集成材製作時には接着性能を保持するため15%以下の含水率が要求されている。⁹⁾ よって表-5の平均含水率と変動係数はこの条件を十分満たすものである。表-5中には死荷重等算出のために密度 (平均値) も掲げてある。平均含水率は異なるが、広葉樹のならラミナは針葉樹のから松+杉ラミナの約1.8倍の重量となっている。

(3) 材料定数

表-6に各ラミナの平均曲げヤング係数を示す。これはスパンを3.8mとした単純けたの1点集中荷重載荷試験から得られた値である。2.2の(2)で述べた我国の基準値と比較して、表-6の値はいずれもこれらの基準値を上回っており、目標としていた一級集成材の基準はクリアできたと言えよう。

表-6 ラミナの橋軸方向ヤング係数

	本数	平均 E_{xm} (kgf/cm²)	変動係数 (%)
カラ松+杉ラミナ	40	90918	10.3
ならラミナ	9	119134	6.7

表-6のヤング係数は平均値であって、個々のラミナは異なった値をもっている。そこで図-7に示す1/2モデルの幅員方向へのラミナの配置に当たって、幅員端から高ヤング係数を持つラミナを幅員中心に関

して左右交互に配置した。これは後輪中心が幅員端へ偏心した場合を考慮したからである。橋軸直角回りの曲げに関する平均ヤング係数 E_x は式 (4) を用いて求められる。結果のみ記すと

$$E_x = \sum E_{xi} I_i / I = 97,254 \text{ kgf/cm}^2$$

橋軸回りのヤング係数 E_y 、およびせん断弾性係数 G_{xy} は、式 (2) に依らず ASTM の方法¹⁰⁾ により求めた。すなわち図-8 のように 1/2 モデルと同じラミナの配置を持った PS 鋼棒二本を有する部分模型を作製し、幅員方向を部材軸とする単純支持梁とする。スパン 1 を少なくとも 2 とうり与えて一点集中荷重試験を行い、せん断変形を考慮した梁理論を利用して E_y 、および G_{xy} を求めるものである。 $l = 170, 180, 190 \text{ cm}$ に対して得られた結果のみ書く

$$E_y = 4,045 \text{ kgf/cm}^2$$

$$G_{xy} = 3,778 \text{ kgf/cm}^2$$

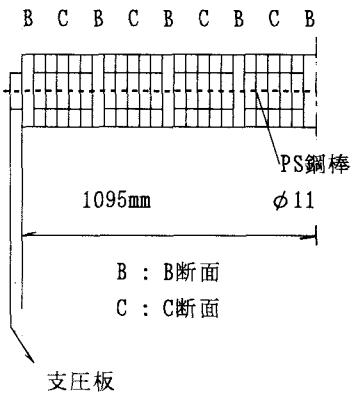


図-7 ラミナの配置

なお木材の場合 $G_{yz} = G_{yx} = G_{xy}$ が成り立つことが分かっている。なお本曲げ試験時におけるプレストレスによる鋼棒の応力は想定橋とほぼ同じ $5,400 \text{ kgf/cm}^2$ である。

式 (5) の残りの弾性定数 ν_x, ν_y (ポアソン比) は別に行われた引張り試験¹¹⁾ から推定した。結果のみを書けば

$$\nu_x = 0.4$$

よって

$$\nu_y = \nu_x \frac{E_y}{E_x} = 0.017$$

4. モデル実験

4.1 プレストレス

図-6において緊張すべき PS (Pre-Stress) 鋼棒は 7 本であり、これらに鋼棒 1 から 7 まで番号を付す (図-9 参照)。目標設計プレストレス力は想定橋の引張り応力と等しくなるようにする。表-3 よりこの値 f_{ps} は

$$f_{ps} = F_{ps} / A_s = 5,500 \text{ kgf/cm}^2$$

である。1/2 モデルでは $\phi = 10.8 \text{ mm}$ ($A_s = 0.916 \text{ cm}^2$) を用いたので目標設計プレストレス力 $(F_{ps})_m$ は

$$(F_{ps})_m = f_{ps} \times A_s = 5.0 \text{ tf}$$

となる。米国での方法に習い、鋼棒 1 から 7 まで順次緊張し、これを 3 回繰り返した。1 回に与え

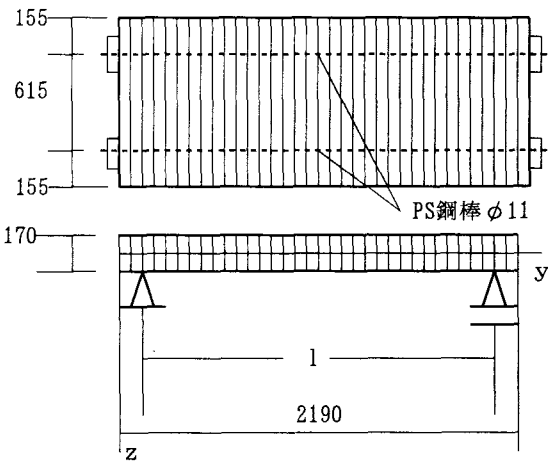


図-8 E_y, G_{xy} を求めるための単純梁 (単位: mm)

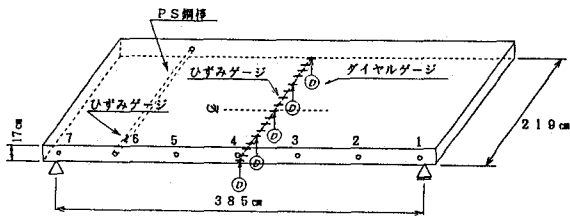
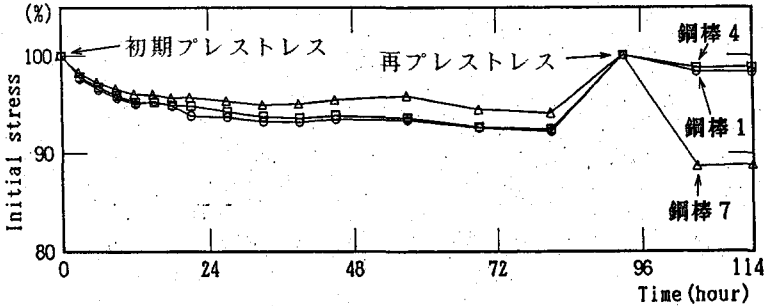


図-9 PS 鋼棒と測定具

る緊張力は5tfのほぼ1／3ずつ増加させ、3回目の緊張で5tfに到達するようにした。緊張力は手動式油圧ジャッキに連動するセンターホールジャッキとラムチャーターを用いて行われ、緊張力の大きさはロードセルおよび図－9に示すP S鋼棒に貼附したゲージ長5mmのひずみゲージで確認した。

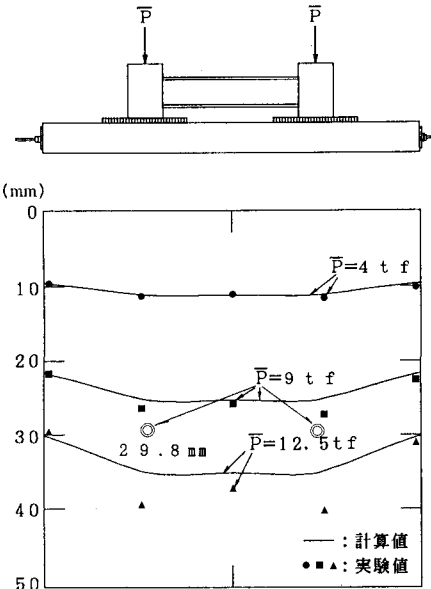
図－10に3本の鋼棒のひずみの経時変化を示す。縦軸は5tf時のひずみ（ $\epsilon = f_{ps}/E = 2,600 \times 10^{-6}$ ）で除したものである。図中初期プレストレスとは上述の3回に分けて緊張し終わった状態を意味する。図から約半日後の12時間後に木材のクリープ⁶⁾によって94％に低下して以降はほぼ水平となっており、約90時間後に再プレストレスを実行した。鋼棒7は再プレストレス以前より、むしろ緊張力の低下が見られる。



図－10 P S鋼棒の緊張力（ひずみ）の経時変化

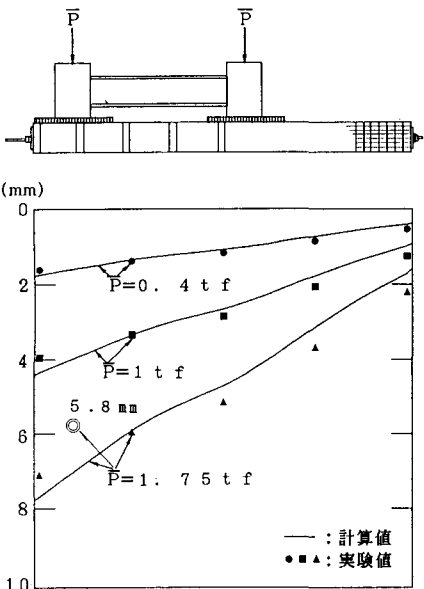
4. 2 荷 荷 試 験

3. 1節で述べたように、相似律を満たすための1後輪に作用すべき衝撃を含む静的荷重は $\overline{P} = 1.5tf$ である。初めに幅員中央に関して偏心荷荷を行い、次に対象荷荷を行った。図－11に偏心荷荷時の荷重一



たわみの計算値と実験値の比較

図－11 偏 心 荷 荷



たわみの計算値と実験値の比較

図－12 対 称 荷 荷

たわみ曲線を示す。幅員端側の後輪の幅員端からの距離は想定実橋の $1/2$ 、つまり $(20+25)/2=22.5\text{ cm}$ である。計算値とは直交異方性板としての解であり、3. 2 の (3) で述べた実験による材料定数を用いた計算値である。各荷重レベルで比較的良好な一致をみている。図-12 は対称荷重の場合であり、この場合は終局強度を調べるのが目的である。

ところで表-1、2 は前述のように我国の集成材に関する基準値を用いて算出した値である。1/2 モデルに対する実際に用いた材料の値は 3. 2 の (3) で与えた通りである。これらの値を用いて図-3 の設計フローチャートに基づいて異方性パラメーターを求め直してみたのが表-7 である。

表-7 異方性パラメーターと活荷重による断面力

α	θ	β	$D_w\text{ (cm)}$	$M_y\text{ (kgf}\cdot\text{cm/cm)}$	$V_y\text{ (kgf/cm)}$
0.38	0.64	6.5	180	394	11

1/2 モデルでは有効幅は表の値の $1/2$ であるから、梁としての断面二次モーメントを求め単純梁のたわみの公式 $\Delta=\overline{P}L^3/48E_xI$ によって Δ を求めたのが、図-11、12 の◎印である。すなわち図-11 の偏心荷重では約 19% 実験値を過小評価し、図-12 の対称荷重では逆に約 12% 実験より大きい。これより米国の設計法は偏心と対称荷重の中間的評価を与えているものと考えられる。

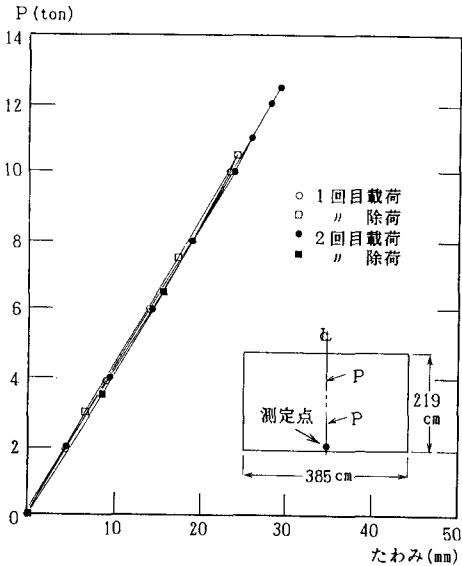


図-13 荷重-たわみ履歴曲線

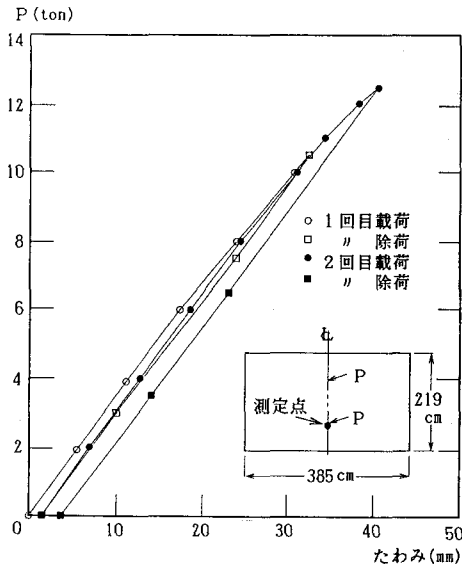
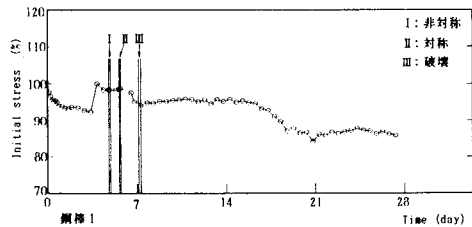


図-14 荷重-たわみ履歴曲線

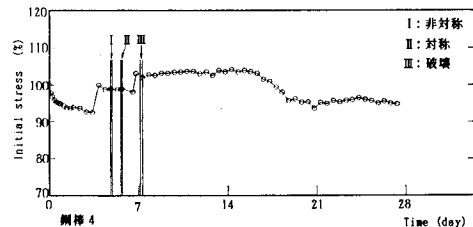
図-13、14 は図-12 の対称荷重時での荷重-たわみ履歴曲線である。たわみの測定点は図中に示してある。載荷と除荷は 2 回実行した。測定点が載荷点から離れている図-13 では、設計荷重 ($\overline{P}=3.0\text{ tf}$) を越えてもほぼ線形挙動を呈する。載荷点直下の図-14 では一回目の最大荷重 $\overline{P}=10.0\text{ tf}$ の場合も 2 回目の最大荷重 $\overline{P}=12.5\text{ tf}$ の場合も残留たわみを生じている。このことから、載荷点近傍では局所的なラミナの滑りが発生しているものと思われる。この残留たわみが時間と共に減少するか否かは不明であるが、設計荷重の 3 倍以上の荷重レベルであるから、実用上問題ないと思われる。

4. 3 荷中のプレストレス力の変動

図一 1 0 は荷重実験直前までの P S 鋼棒の緊張力の経時変化であったが、荷重という外乱を与えた場合の緊張力の変動は、想定橋の挙動を把握するためにも注目される。それゆえ前節での荷重実験中も鋼棒のひずみを測定した。図一 1 0 と同じく鋼棒 1、4、7 について荷重実験を含む 2 8 日間の緊張力（ひずみ比）の経時変化を図一 1 5、1 6、1 7 に示す。



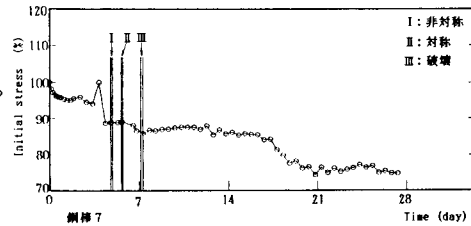
図一 1 5 鋼棒 1 の経時変化



図一 1 6 鋼棒 4 の経時変化

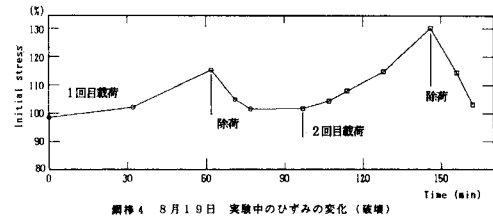
図中 I：非対称とは前述の偏心荷重、II：対称とは本論文では省略したが I と同一の荷重レベルで対称荷重、III：破壊とは図一 1 2 ～ 1 4 と同一の対称荷重実験を意味する。これらを示す各 2 本の縦線はこれら縦線の間で荷重実験が行われたことを意味する。

図一 1 6 の鋼棒 4 を除くと 3 回の荷重実験の前後で緊張力が大きくは乱れていない。約 2 8 日後には図一 1 5 で 9 0 %、図一 1 6 で 8 5 %、図一 1 7 は最も大きく低下して 7 5 % の初期設計緊張力が保持されている。このほか 9 0 % 以下の鋼棒は鋼棒 6 のみであって緊張力は概ね保持されており、設計上の仮定の 4 0 %（図一 3 のブロック g）となるにはさらに長期間を要しよう。なお米国の設計によると、初期プレストレスから 4 ～ 5 週後に最終の再タプレストレスを行うことになっている。



図一 1 7 鋼棒 7 の経時変化

図一 1 8 に図一 1 6 に対応する、実験 III の部分の時間軸を拡張したものを示す。図中の 1 回目、2 回目とは図一 1 3、1 4 の 1 回目荷重および 2 回目荷重に相当する。荷重の負荷および除荷に対応して緊張力も増加および減少を呈している。このような増減は荷重点近傍の鋼棒 3 と 5 にもみられるが、ほかの鋼棒は平坦なままであった。すなわち図一 1 4 のたわみと同様に、ラミナの局所的なずれが鋼棒の緊張力にも影響を与えたと思われる。



図一 1 8 鋼棒 4 の実験 III 中の緊張力変化

5. あとがき

カナダで開発され米国で発展をみたプレストレス木床版橋を我国の材料を用いて設計した場合、どのような断面となり、その 1 / 2 モデルはどのような挙動を示すかについて主に実験的な面から研究した。その結果は以下のようにまとめられよう。

（1）床版はある有効幅をもった梁として設計される。このとき弾性定数に関する米国の実験式は国産材にはそのまま適用できない。これは樹種が異なることは当然として、弾性定数はプレストレス鋼棒の緊張力の

大きさに依存すると思われる。

(2) 床版を構成する集成材ラミナは外層に高ヤング係数をもつから松を、中間層および内層に低ヤング係数であるが、蓄積量が豊富な杉を配置することにより、合理的なハイブリッド断面を構成できる。さらにプレストレス鋼棒からの繊維直角方向の圧縮応力を直接受ける床版端および中間部にも広葉樹のなら集成材を配置した。これによって床版中心部まで均等な圧縮応力を発生することが可能となる。

(3) 1/2モデルの場合、材料定数を実橋と同一とするほか、単位面積当たりの荷重強度を同一とすれば相似律は確保される。

(4) プレストレスによるP S鋼棒の緊張力は、12時間後94%に減少して後はほぼ一定値となる。初期プレストレスからほぼ4日後に再プレストレスを実行した。28日後には7本のP S鋼棒のうち4本は90%以上の緊張力が残っており、3本は90%以下75%以上であった。これら3本はいずれも床版端部であったことから、実橋に当たっては留意すべきである。

(5) 設計荷重の3倍以上の荷重においては、荷重-たわみ曲線は若干の非線形性を呈する。これは載荷点近傍のラミナに局所的なずれが発生したためと推定される。

(6) 載荷実験中のP S鋼棒の緊張力は負荷、除荷に対応して若干増減するが、載荷点から離れた鋼棒には影響しない。

参考文献

- 1) Ontario Highway Bridge Design Code, 1983 Edition, Ministry of Transportation of Ontario, Downsview, Ontario, CANADA.
- 2) Taylor, J. and Ritter, M.: Development of Longer Span Wood Bridges, Proc. of the 3rd International Conference on Short and Medium Span Bridges, Toronto, Ontario, CANADA, Vol.2, pp.391-402, 1990.
- 3) AASHTO: Guide Specifications for the Design of Stressed-Laminated Wood Decks, 1991.
- 4) Ritter, M. ed.: Timber Bridges-Design, Construction, Inspection and Maintenance-, Engineering Management Series, FOREST SERVICE, USDA, Washington, D.C., 1990.
- 5) 薄木征三、Ritter, M.: プレストレス木床版橋の発展小史と現場実験、構造工学論文集、Vol.39A, pp.1089-1100, 1993.
- 6) 日本建築学会：木構造計算基準・同解説、1988.
- 7) 土木学会：構造力学公式集、昭和61年版。
- 8) 木質構造研究会編：木質構造建築読本、井上書院、1988.
- 9) (財)日本合板検査協会：構造用大断面集成材の日本農林規格、昭和61年。
- 10) 長谷部薫、薄木征三：集成木材はりの横座屈解析と実験、構造工学論文集、Vol.38A, pp.963-970, 1993.
- 11) 薄木征三、堀江保、亀井義典：集成材高欄支柱の弾塑性状態における変位、構造工学論文集、Vol.35A, p.861-870, 1989.

(1993年9月16日受付)