

集成木材を用いた補剛トラス桁の構造特性について

CHARACTERISITICS OF GLUED LAMINATED TIMBER BEAMS STIFFENED WITH STEEL TRUSSES

薄木征三^{*} 田村富夫^{**} 長谷部 薫^{***} 針金誠悦^{****}

By Seizo USUKI, Tomio TAMURA, Kaoru HASEBE and Seietu HARIGANE

The laminated timber beam bridge stiffened with steel truss is now updated, especially in Canada. The idea of stiffened truss beams are not new and had developed in Europe. After the World War II, for a long time, the timber bridges had been stopped the developement, in Japan as well as in Europe. The timber bridges have now been looked at again, due to various view of value. A new type of stiffened truss beams is presented and the structural characterisities are investigated. The effects of axial rigidities of truss members on bending moments distributions of laminated timber beams are a special concerning in this study. The proposed type of bridge can reduce bending moments of timber beam and is valid for the case of narrow head room. The appearance of the bridge is simple and elegant. A reduced model tests were performed and the displacements and strains of beams were measured and were compared with analytical ones.

1. まえがき

木橋に関する技術の変遷は言うまでもなく非常に長い歴史をもっているが、鋼と木桁を組み合わせた橋梁形式が実現したのは鉄筋コンクリート橋の出現以前とはいえ、比較的近代のことである。メランのテキスト¹⁾には”鉄装せる木桁”として木桁をトラスで補剛した上路橋の例が解説されている。我国では福田²⁾が逆トラス (Reversed truss) として類似の構造を設計例と共に紹介している。しかしながら、当時は木桁の補修のための仮設構造としてか、あるいは木桁の耐荷力を増すための補助的な手段として用いられていたものであった。しかもこれら西欧や我国では特に第2次世界大戦後は木橋に関する研究は社会情勢の変化とともに衰退し、我国では「木道路橋設計示方書(案)」も昭和15年以来変わっていない²⁾。

一方カナダでは森林資源の豊富さと国土の広さに由来すると思われるが、木橋に関する研究とその実用化は連綿と継続してきており、州の道路橋設計示方書にもその成果が取り入れられている³⁾。コロンビア州の集成木材橋について報告しているScarisbrick⁴⁾⁵⁾によると、補剛トラス形式の木橋はいくつかの点で推奨されるとしている。すなわち第一に部材の数量と連結の数は少なく済み、しかもすべての部材は直線状かそれに近い、第二に下弦材としての鋼トラスは引張力を受け、上弦材としての木桁は曲げと圧縮力を受ける。

^{*} 工博 秋田大学教授 鉱山学部土木環境工学科 (〒010 秋田市手形学園町1-1)^{**} 鹿島建設(株)東北支店 土木部設計課課長代理 (〒980 仙台市青葉区二日町1番27号)^{***} 工博 秋田大学助手 鉱山学部土木環境工学科 (〒010 秋田市手形学園町1-1)^{****} 秋田大学技官 鉱山学部土木環境工学科 (同 上)

よってそれぞれの材料の特性を最大限生かすことができる、第三に木桁の添接板の応力は架設中よりも供用時のほうがその値は小さい、などの点である。その上前述の本来の役割、すなわち桁橋の耐荷力を高めるための補修手段としての機能も持っている。

同じくカナダのオンタリオ州を通過しているハイウェイ71号には1936年に架設された木ハウトラス橋がある。この橋の木床桁は完成時からトラスで補剛されていた（逆キングポストトラス）。40年後の1975年に補修のための調査が行われたが、釘打ち積層床版には腐朽が認められたものの床組を含む主要部材は健全であった。そこで1982年に釘打ち積層床版を横締めプレストレス積層床版に交換し、舗装し直すことで現在も供用中であることが報告されている⁶⁾。

古典的な構造形式である逆クイーンポストトラスや逆キングポストトラスは、一本の丸太から得られる鋸引き角材を主桁としていたため、支間は高々10m程度が限度であった。近年の集成木材桁の出現によって、支間長は大幅に延ばすことが可能となりこれら一般的に補剛トラス桁と称せられる構造形式が再び見直され近代化されつつある。ここでは単純明快な構造形式を持つ逆キングポストトラスを基本とし、中規模橋梁を対象として新しいタイプの補剛トラス桁を提案する。そして木桁の曲げモーメント分配に影響を与えるトラス部材の伸び剛性に関するパラメーター解析を行い、その構造特性を明らかにする。最後に静力学的模型実験を行い桁のたわみとひずみについて考察を行う。

2. 集成木材桁

図-1は本研究で対象とする集成木材桁の概念図である。桁2本が一对となっており桁と桁の中間に補剛トラスが組まれる。これらの桁を木桁1、2とすると断面定数と弾性定数は表-1に示すようである。表中の $E_w I_w$ と $E_w A_w$ はそれぞれ曲げ剛性と伸び剛性である。図-2に示すように桁は米松（ダグラスファー）から成る集成材で、秋田県能代市内にあるJAS認定工場で製作された。ヤング率 E_w は、支間 $2L=380\text{ cm}$ の単純桁の強軸まわりの曲げ試験から得られた値である。

これら木桁の断面形状は、トラスで補剛されない単純桁橋の1/10モデルを想定し決められたものである。表中右端欄の γ_w は無次元パラメーターであって式(1)で定義されている。すなわち γ_w は桁の伸び剛性に関する無次元パラメーターであって $I_w=2bh^3/12$ 、 $A_w=2bh$ を考慮すれば式(2)となる。

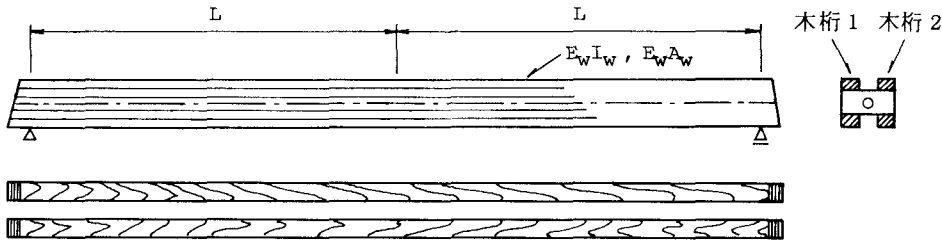


図-1 集成木材桁

表-1 木桁の断面定数と弾性定数

	b mm	h mm	A_w cm^2	I_w cm^4	$E_w \times 10^3$ kgf/cm^2	$E_w A_w$ $\times 10^3 \text{ kgf}$	$E_w I_w \times 10^3$ $\text{kgf} \cdot \text{cm}^2$	支間 $2L$ cm	γ_w
木桁1	44	221	97.2	3,976	108	20,747	843,460	380	0.0135
木桁2	45	221	99.5	4,020	103				

$$\gamma_w = \frac{12 E_w I_w}{E_w A_w L^2} \quad \dots \dots \dots (1)$$

$$\gamma_w = \frac{h^2}{L^2} \quad \dots \dots \dots (2)$$

つまりパラメーター γ_w は桁高と支間長の比に関連する。したがって以下の構造解析で得られる結果は比 h/L が変わると修正されねばならない。しかしながら支間長によって比 h/L が大きく変化しないのは鋼橋などの場合と同じであり、しかも次節以降に示すようにパラメーター γ_w が桁の曲げモーメントに及ぼす効果は小さい。よって本解析で得られる結果は十分に一般性を持つものと言えよう。

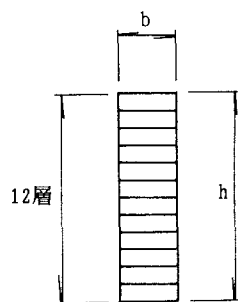


図-2 桁断面

3. 補剛トラス桁

3.1 概要

古典的な逆キングポストトラスは、1本の丸太から得られる桁を対象としていたため、支間は高々10m程度が限度であった。集成木材桁は輸送さえ可能ならば現在の我国の工場設備でも桁長 $L = 22$ m程度まで製作可能である。したがって支間中央で図-3 (a), (b) のように集成木材桁を例えばモーメントプレートとシェアーコネクターで接合するならば、支間 $2L = 4.4$ m程度の逆キングポストトラスや逆クイーンポストトラス (図 (b)) も可能である。(a) の形式はカナダのストワーマス橋 (支間 $2L = 38.7$ m) に採用され、(b) を変形した (c) のタイプは同じくカナダのナス川橋 (支間 $2L = 57$ m) に採用されている⁴⁾⁵⁾。ここでは図-3 のこれらの形式を補剛トラス桁と称することにする。

図-3 (b), (c) の形式は桁の支点 (桁とトラスの接合点) の数を増して桁の曲げモーメントの分配の改善を計ったものである。すなわち長支間の桁の死荷重と活荷重によるたわみを減少せしめると同時に、桁添接部の曲げモーメントを減少せしめる効果がある。

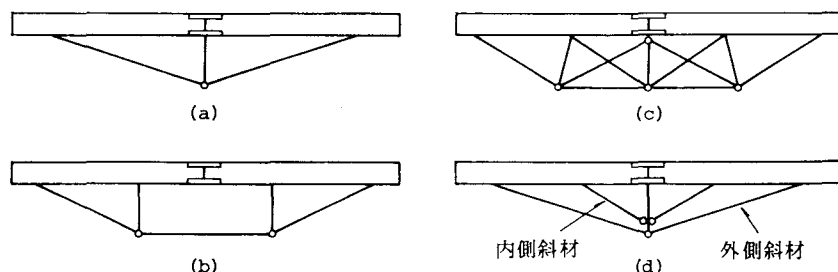


図-3 補剛トラス桁

図-3 (c) ほどには長支間ではないが、(a) を採用するには桁下空間に制限があるという場合には、(b), (d) の形式が有力となる。古典的な形式である (b) は、桁の添接部が完全であると1次不静定となるが、添接部が緩んでヒンジに近い構造となると静定となり、構造上剛性に余裕が無く信頼性に劣る。ここで提案する (d) は3次不静定でありそのような恐れは除かれる。桁長としては輸送が可能な限界 $L = 12 \sim 15$ m, したがって支間長で $2L = 24 \sim 30$ m 程度の木橋に適していると思われる。以下では (d) の補剛トラス桁を対象としてパラメーター解析を行う。

3.2 構造解析

剛性法によれば構造解析上何ら問題はないが、構造特性に与えるパラメーターの影響について考察するためには応力法が適している。またトラスで補剛されない単純桁の場合、支間長が $2L = 30\text{ m}$ 程度になると死荷重モーメントが活荷重 (L 荷重) モーメントの2倍程度となり死荷重が支配的となるので以下では等分布荷重を対象とする。

図-4 (a) に示すように、内側斜材2本と外側斜材1本を切断した構造を基本系とする。構造と荷重の対称性から不静定力は2個となり、垂直材には曲げモーメントは生じない。また垂直材は斜材に比べ部材長が短いこと、圧縮材であり座屈抵抗を増すため一般に大きな断面となることから軸力に関するひずみエネルギーは無視し得るほど小さい。以上より木桁の曲げモーメント $M(x)$ は次式で与えられる。

$$\frac{M}{qL^2/2} = \frac{M_0}{qL^2/2} + \frac{M_1}{L} \cdot \frac{X_1}{qL/2} + \frac{M_2}{L} \cdot \frac{X_2}{qL/2} \quad \dots\dots\dots (3)$$

ここで図-4の中に示したように不静定力 $X_i = 1$ ($i=1, 2$) による各系での無次元曲げモーメントは次のようである。

$$\frac{M_0}{qL^2/2} = 1 - \frac{x^2}{L^2} \quad (0 \leq \frac{x}{L} \leq 1) \quad \dots\dots\dots (4.a)$$

$$\frac{M_1}{L} = - \left(\frac{\xi}{L} - \frac{x}{L} \right) \sin \alpha \quad (0 \leq \frac{x}{L} \leq \frac{\xi}{L}) , \quad \frac{M_1}{L} = 0 \quad (\frac{\xi}{L} \leq \frac{x}{L} \leq 1) \quad (4.b)$$

$$\frac{M_2}{L} = - \left(1 - \frac{x}{L} \right) \sin \beta \quad (0 \leq \frac{x}{L} \leq 1) \quad \dots\dots\dots (4.c)$$

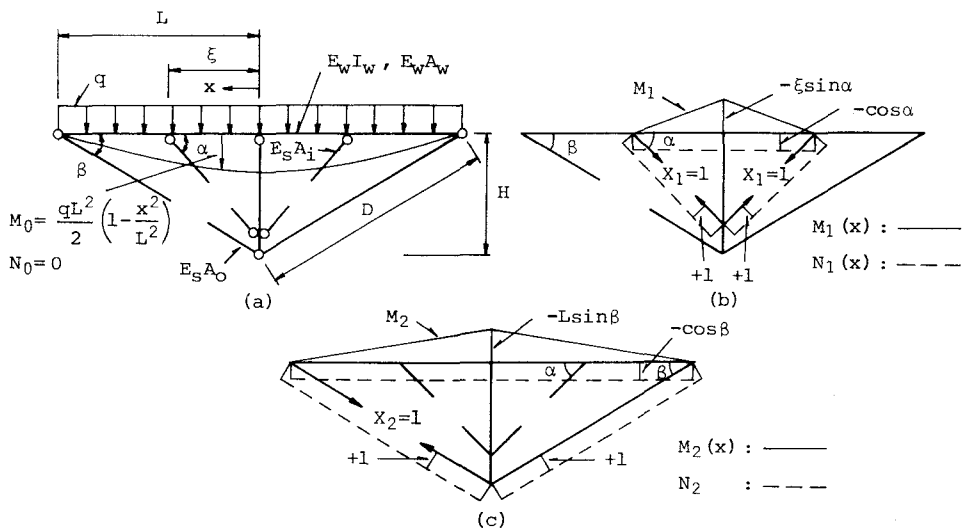


図-4 基本系における $M_i(x)$ と N_i ($i=0, 1, 2$)

$X_i = 1$ ($i=1, 2$) による斜材の軸力は内側、外側斜材それぞれについて $N_1 = N_2 = 1$ である。座標 x は(a)に示すように支間中央を原点とし、 ξ は内側斜材と桁の取り付け点の x 座標、 α と β はそれぞれ内側斜材および外側斜材の桁軸とのなす角である。式(3)の無次元不静定力は

$$\frac{X_1}{qL/2} = \frac{f}{\Delta}, \quad \frac{X_2}{qL/2} = \frac{g}{\Delta} \quad \dots \dots \dots (5.a, b)$$

ここで

$$\Delta = \frac{\xi}{L} \left(4 \frac{\xi^2}{L^2} \sin^2 \alpha + \frac{\gamma_i}{\cos \alpha} + \gamma_w \cos^2 \alpha \right) \left\{ 4k^2 + \frac{\gamma_0}{\sqrt{1-k^2}} + \gamma_w (1-k^2) \right\} \\ - \frac{\xi^2}{L^2} \left\{ 2 \frac{\xi}{L} \left(3 - \frac{\xi}{L} \right) k \sin \alpha + \gamma_w \sqrt{1-k^2} \cos \alpha \right\}^2 \quad \dots \dots \dots (6.a)$$

$$f = \frac{\xi^2}{L^2} \left(6 - \frac{\xi^2}{L^2} \right) \left\{ 4k^2 + \frac{\gamma_0}{\sqrt{1-k^2}} + \gamma_w (1-k^2) \right\} \sin \alpha \\ - 5k \frac{\xi}{L} \left\{ 2 \frac{\xi}{L} \left(3 - \frac{\xi}{L} \right) k \sin \alpha + \gamma_w \sqrt{1-k^2} \cos \alpha \right\} \quad \dots \dots \dots (6.b)$$

$$g = 5k \frac{\xi}{L} \left(4 \frac{\xi^2}{L^2} \sin^2 \alpha + \frac{\gamma_i}{\cos \alpha} + \gamma_w \cos^2 \alpha \right) \\ - \frac{\xi^3}{L^3} \left(6 - \frac{\xi^2}{L^2} \right) \left\{ 2 \frac{\xi}{L} \left(3 - \frac{\xi}{L} \right) k \sin \alpha + \gamma_w \sqrt{1-k^2} \cos \alpha \right\} \sin \alpha \quad \dots \dots (6.c)$$

上式中の γ_0 , γ_i および γ_w は部材に関する無次元パラメーターであり、 k と共に以下のものである。

$$\gamma_0 = \frac{12E_w I_w}{E_s A_0 L^2}, \quad \gamma_i = \frac{12E_w I_w}{E_s A_i L^2}, \quad k = \sin \beta = \frac{H}{D} \quad (7.a \sim c)$$

γ_w は式 (1) で定義された。図-4 (a) に示すように $E_s A_i$, $E_s A_0$ はそれぞれ内側および外側斜材の伸び剛性であり、 D は外側斜材の長さである。パラメーター γ_w は、今の場合桁断面寸法を固定しているので一定値である。表-1 の右欄にこの値を示した。 $\xi/L = 1/2$ とし、外側斜材の傾き β と内側斜材の傾き α を与える。すると結局桁の曲げモーメント $M(x)$ に影響を与えるのは、外側斜材と内側斜材の伸び剛性に関するパラメーター γ_0 および γ_i の 2 個だけとなる。垂直材には $H = 100 \times 100 \times 6 \times 8 \text{ mm}$ を使用することになるとこの断面積は $A_v = 21.90 \text{ cm}^2$ となる。

3.3 パラメーター γ_0 および γ_i の効果

斜材の伸び剛性が大きいほど木桁と斜材の取り付け点は剛支点に近づき木桁の各点における曲げモーメントの絶対値は減少することが予想される。このことは死荷重による桁のたわみを減じ、かつ桁支間中央の添接部の曲げモーメントを減少させることにより接合部構造の単純化に寄与することが期待されよう。以下に考えられるいくつかのケースごとにパラメーター γ_0 および γ_i について考察する。

(1) 斜材の伸び剛性が無限大の場合 ($\gamma_0 = \gamma_i = 0$)

斜材の伸び剛性 $E_s A_0$ および $E_s A_i$ が非常に大きく、従って式 (7. a, b) のパラメーター γ_0 および γ_i が非常に小さく $\gamma_0 = \gamma_i = 0$ と見なし得る場合は 1 つの極限状態であり本構造は 4 径間連続桁に近い状態となる。なお既述のように垂直材に関する項を無視していることは、垂直材の伸び剛性を $E_s A_v = \infty$ と見なししていることと同義である。図-4 (a) において

$$\frac{\xi}{L} = \frac{1}{2}, \quad k = \sin \beta = \frac{H}{D} = \frac{1}{\sqrt{17}}, \quad \frac{H}{\xi} = \tan \alpha = \frac{1}{2} \quad (8.a \sim c)$$

とおく。つまり外側斜材と内側斜材は垂直材の下端で一点で交差している場合を対象とする。外側斜材の傾きは $\tan \beta = H/L = 1/4$ である。図-5 に木桁の無次元曲げモーメント分布を示す。

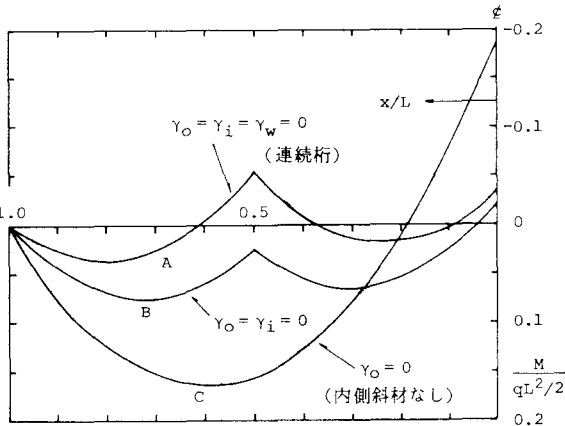


図-5 $\gamma_o = \gamma_i = 0$ ($E_s A_o, E_s A_i \rightarrow \infty$) の場合の曲げモーメント分布

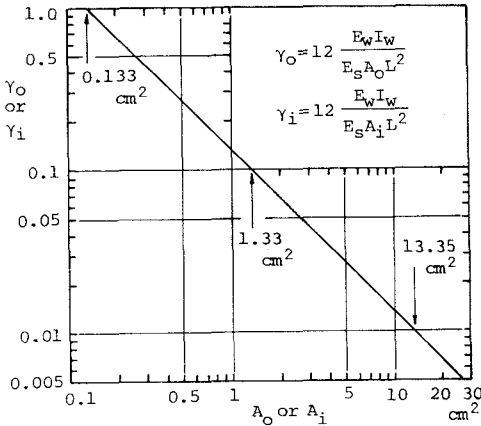


図-6 γ_o, γ_i と断面積 A_o, A_i の関係

図-5 において曲線Aは $\gamma_o = \gamma_i = \gamma_w = 0$ 、つまり全ての部材の軸力によるひずみエネルギーを無視した場合で4 径間連続桁の曲げモーメントである。曲線Bがここで対象としている $\gamma_o = \gamma_i = 0$ ($E_s A_o, E_s A_i \rightarrow \infty$) の場合である。曲線Cは内側斜材が無い場合（逆キングポストトラス）で外側斜材のパラメーターを $\gamma_o = 0$ ($E_s A_o \rightarrow \infty$) とした曲げモーメントである。曲線Bは曲線Aに接近しており内側斜材が木桁の曲げモーメント分配の改善に寄与していることが分かる。

曲線C（逆キングポストトラス）の場合はここで提案している構造の特別の場合であって、 $\gamma_o = 0$ ($E_s A_o \rightarrow \infty$) のとき、斜材の軸力Xは次式で与えられる。

$$\frac{X}{q L / 2} = \frac{5}{\sin \beta (4 + \gamma_w \cot^2 \beta)} \dots \dots \dots (9)$$

ここで式（7. c）より $\sin \beta = k = H/D$ である。桁の任意点 x での曲げモーメントは

$$\frac{M}{q L^2 / 2} = 1 - \frac{x^2}{L^2} - \left(1 - \frac{x}{L}\right) \cdot \frac{5}{4 + \gamma_w \cot^2 \beta} \quad (0 \leq \frac{x}{L} \leq 1) \quad (10)$$

である。なお図-6 にパラメーター γ_o, γ_i と模型の斜材断面積 A_o, A_i の関係を示す。これは式（7. a, b）から得られる関係であって、実橋が模型の10倍とすると図から得られる断面積を10倍、つまり斜材断面の直径または一辺を $\sqrt{10} = 3.2$ 倍すればよい。

（2） $x = \xi$ での曲げモーメントを調整する

内側斜材を持たない逆キングポストトラスにおいてトラス部材の伸び剛性を無限大 ($E_s A_o \rightarrow \infty$)、つまり $\gamma_o = 0$ としたときの木桁の曲げモーメントの式（10）において、 $x = L/2$ とおくと

$$\frac{(M)_{x=L/2}}{qL^2/2} = \frac{3}{4} - \frac{5/2}{4 + \gamma_w \cot^2 \beta} \dots \dots \dots (11)$$

ここで $\cot \beta = L/H$ である。上式で $\gamma_w = 0$ 、つまり木桁の軸ひずみエネルギーも無視すると右辺の値は $1/8$ となり、これは 2 径間連続桁の $x = L/2$ における曲げモーメントとなる。逆キングポストトラスに内側斜材を取り付けることにより、 $x = \xi = L/2$ の曲げモーメントを上式の値より小さくすることができれば、内側斜材は木桁の曲げモーメント分布の改善に寄与することができる。式 (3) と (4) で $x = \xi = L/2$ と置き、式 (5. b) より $X_2 / (qL/2) = g / \Delta$ を考慮すれば、この問題は

$$\frac{3}{4} - \frac{\sin \beta}{2} \cdot \frac{g}{\Delta} \leq \frac{3}{4} - \frac{5/2}{4 + \gamma_w \cot^2 \beta} \dots \dots \dots (12)$$

と表され、 2Δ を乗じれば

$$\frac{5}{4 + \gamma_w \cot^2 \beta} \cdot \Delta(\gamma_o, \gamma_i) - \sin \beta \cdot g(\gamma_i) \leq 0 \dots \dots \dots (13)$$

を得る。ここで $\Delta(\gamma_o, \gamma_i)$ および $g(\gamma_i)$ は式 (6. a, c) で定義されたものであり、それぞれ γ_o 、 γ_i の関数であることを表す。 $\Delta(\gamma_o, \gamma_i)$ のみが γ_o と γ_i の積の項を含み、 $g(\gamma_i)$ は γ_i の線形式である。

$\gamma_w = 0.0135$ (表-1), $\sin \beta = H/D = k$ および $\cot \beta = L/H = \sqrt{1 - k^2} / k$ を考慮し $\xi/L = 1/2$ と置くと上式よりパラメーター γ_o と γ_i に関する関係が得られる。外側斜材の傾きが $H/L = 1/4$ の場合について結果を示すと、上式を満たす γ_o 、 γ_i の組合せは図-7 の双曲線の内側(斜線側)にある。

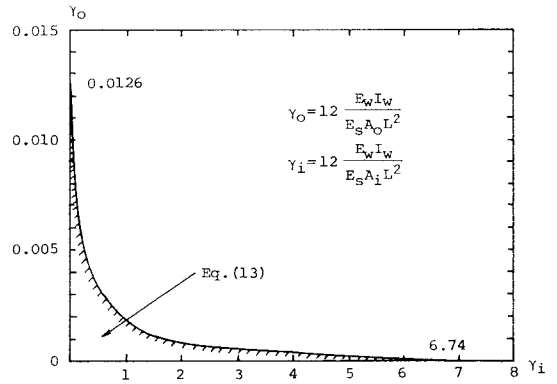


図-7 式 (13) を満たす γ_o と γ_i の範囲

図から外側斜材に関するパラメーターの存在範囲は $0 \leq \gamma_o \leq 0.0126$ と狭い範囲にあるが、内側斜材のそれは $0 \leq \gamma_i \leq 6.74$ と広い範囲にある。ここで対象としている模型桁の断面積で言うと図-6 より外側斜材は $A_o = 11.0 \text{ cm}^2$ 以上必要であるが内側斜材の断面積は極めて小さくてよいことになる。

図-8 に図-7 の範囲にあるパラメーター γ_o と γ_i の組合せに対する木桁の曲げモーメント図を示す。図中の $\gamma_o = 0$ (内側斜材無し) の曲線 C は、前述のように $x = \xi = L/2$ における桁の曲げモーメントが式 (11) で与えられる場合であって、 $\gamma_w = 0.0135$ (表-1) より式 (11) の値は 0.157 となる。2 径間連続桁では前述のようにこの値は $1/8 = 0.125$ 、よって γ_w の影響は 26% である。

図中には比較のために $\gamma_o = 0.01$ (内側斜材無し) の場合の曲線も挿入してある。 $\gamma_o = 0.01$ 、 $\gamma_i = 0.047$ の曲線は図-7 の双曲線上にある点の一例で、内側斜材の断面積が小さいにも拘らず ($A_i = 2.8 \text{ cm}^2$)、 $\gamma_o = 0$ (内側斜材無しで外側斜材の断面積無限大) に比べて支間中央付近の曲げモーメントは $1/2$ 程度に減少する。この場合を含めて図中の 2 曲線を選んで比較すると表-2 のようになる。表中の a) は上述の場合であり支間中央の曲げモーメントは①の 56% に減少している。③の場合は内側、外側斜材の断面積ともに $A_o = A_i = 13.4 \text{ cm}^2$ であり支間中央および $x/L = 1/2$ (桁の $1/4$ 点) の曲げモーメ

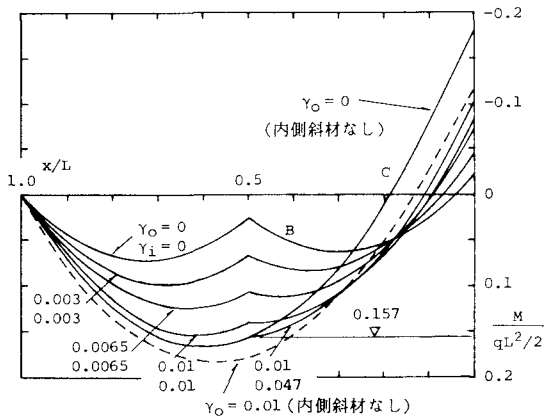


図-8 内側斜材による曲げモーメントの減少

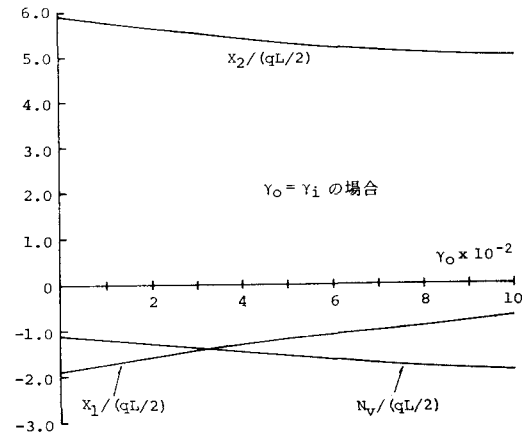


図-9 斜材と垂直材の軸力の変化

表-2 曲げモーメントの減少率

	座標 x	① $\gamma_0 = 0$ (内側斜材無し)	② $\gamma_0 = 0.010$ $\gamma_i = 0.047$	③ $\gamma_0 = 0.010$ $\gamma_i = 0.010$	a) ②/①	b) ③/①
$\frac{M}{qL^2}$	x/L = 0	-0.1860	-0.1032	-0.0814	0.5548	0.4376
	x/L = 1/2	0.1570	0.1548	0.1388	0.9860	0.8841

ントは①のそれぞれ44%および90%に減少する。言い替えると外側斜材の断面積を極端に大きくするよりも(内側斜材無し)、外側および内側斜材に適当な断面積を持つ部材を配置したほうが木桁の曲げモーメント分配の改善に役立つと言うことになる。なお図-8には $\gamma_0 = \gamma_i = 0$ (断面積 $A_0 = A_i = \infty$)の曲線も比較のため挿入してあるが、この曲線は図-5の曲線Bと同じものである。

図-9は内側斜材の軸力 X_1 、外側斜材の軸力 X_2 および垂直材の軸力 N_v の無次元化したものを縦軸に、パラメータ γ_0 を横軸に示す。ただし $\gamma_0 = \gamma_i$ の場合である。外側斜材は $X_2 > 0$ で常に引張力であるが、内側斜材は $X_1 < 0$ で圧縮力となっている。すなわち内側斜材は木桁との取り付け点において弾性支点の働きをしている。

4. 実験

4.1 諸元

木桁断面寸法は表-1に示した。斜材の断面寸法などは図-10(a)に示すようである。内側、外側斜材共にチャンネル断面形鋼を用いており、断面積は $A_0 = A_i = 11.92 \text{ cm}^2$ であるので無次元パラメータの値は

$$\gamma_0 = \gamma_i = 1.12 \times 10^{-2}$$

となる。内側斜材と木桁の取り付け点の位置は $\xi = L/2 = 95 \text{ cm}$ と前節までと同一であるが、模型の製作

上の制約から、内側および外側斜材は垂直材と一点では交わらず図-10(a)のように60mm離れている。また斜材の桁軸とのなす角、 α と β は図中に示す通りであり $\tan \beta = 50\text{ cm} / 190\text{ cm} = 1 / 3.8$ である。よって前節までの解析例での値、 $\tan \beta = 1 / 4$ より外側斜材の勾配は若干大きくなっている。 載荷方法は電動式ジャッキによる2点集中荷重とし、図-10(a)のように各集中荷重間の距離は $\xi = L / 2 = 95\text{ cm}$ である。写真-1に模型の一部を示す。

4.2 結果

図-10(b)に2種類の荷重レベルでのたわみ図を示す(△印)。 実線は荷重強度 $P = 829\text{ kg}$ での理論計算値である。実験値は計算値の約2倍となっているが、その原因として斜材各点部のボルト孔周辺部の局所的な弾性変形が影響していると思われる。図-11は桁の支間中央からそれぞれ $x = L / 4$ 、 $3 L / 4$ 断面での $P = 829\text{ kg}$ でのひずみ分布であり(△印) 実線は理論計算値である。a-a断面($x = L / 4$)は載荷点であるから曲げによるひずみが卓越し、b-b断面($x = 3 L / 4$)では軸力によるひずみが卓越している。図-12は荷重(P) - 支間中央点のたわみ(δ)の履歴曲線である。載荷時には3回とも $P - \delta$ 曲線はほぼ線形比例関係にあるが、除荷時には3回ともほぼ同一の軌跡をたどるものの、線形関係から若干のずれが観られる。今のところこの原因はよく分かっていないが、除荷時にはボルト孔周辺の緩みやガタが発生するためと思われる。これは本構造特有の現象と言える。

5. あとがき

古典的な構造形式である逆キングポストトラスを基本構造として、外側斜材と内側斜材を持つ補剛トラス桁構造を提案した。単純木桁橋では支間が30mを越えると、死荷重モーメントが活荷重モーメントの2倍

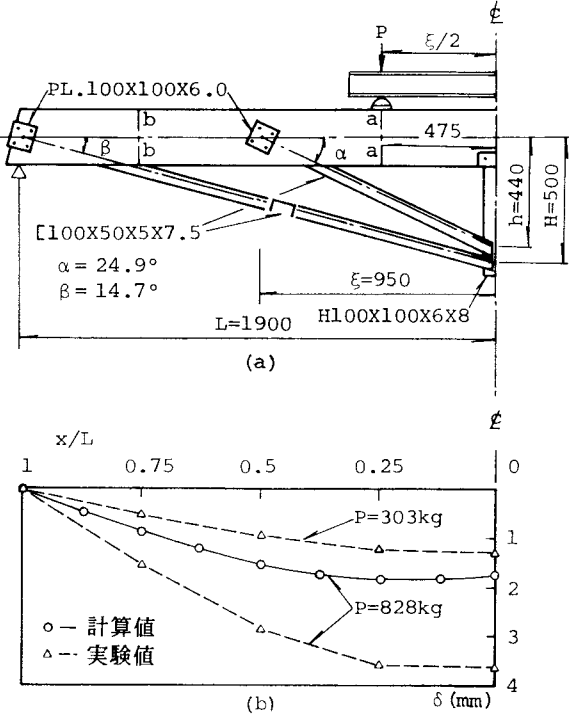


図-10 実験桁とたわみ曲線

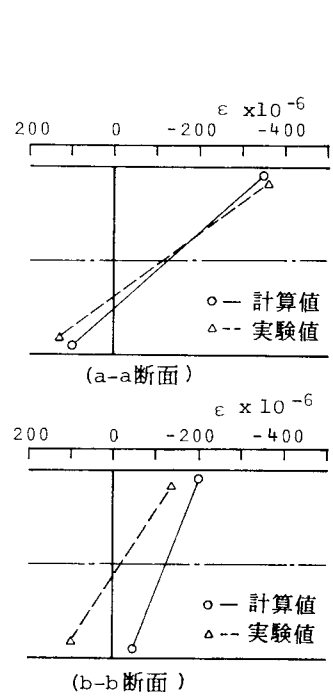


図-11 桁のひずみ分布

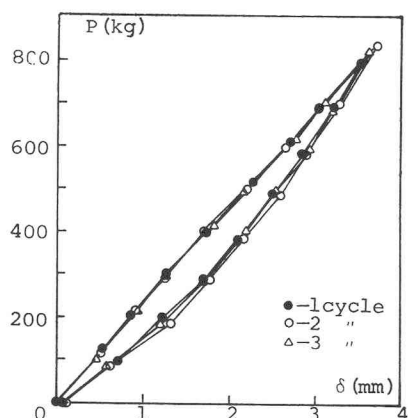


図-12 たわみ履歴曲線

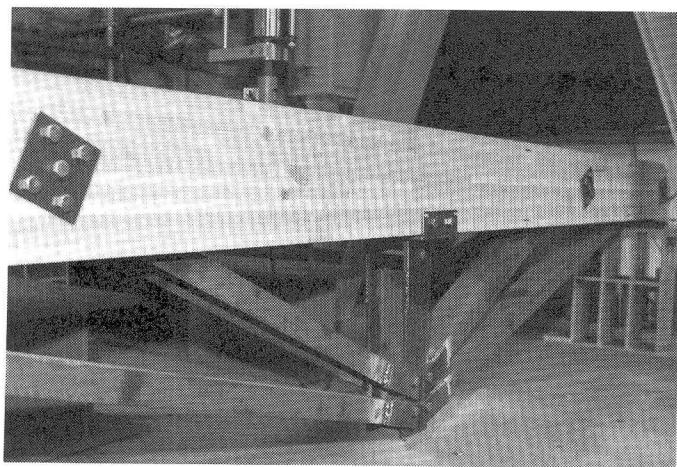


写真-1 実験桁

以上となることを鑑み、等分布荷重を対象に斜材の伸び剛性に関する考察を行った。その結果、桁下空間に制限がある場合は外側斜材のみ（逆キングポストトラス）で斜材断面を大きくするよりも、外側、内側斜材に適切な断面積、つまり伸び剛性を持つ本構造の方が木桁の曲げモーメントを減少せしめることができることを明かにし得た。

実橋の1/10モデルを対象に2点荷重実験を行い、たわみとひずみの測定を行った。たわみは計算予想値の2倍程度になったがひずみ値は予想に近い結果となった。また静的繰返し荷重実験の結果、除荷の場合は荷重-たわみ曲線は非線形性を呈することが分かった。

今後の課題として、支間中央が添接された場合の添接部の挙動と、実験値をより良く再現し得る構造モデルの開発がある。価値観の多様化に答えるべく、軽微な歩道橋から始まって林道橋や交通量の少ない農山村での道路橋へと発展してゆくことが期待される。

謝辞：終りに本研究のために相澤銘木（株）（秋田県能代市）から集成木材けたの提供を受けた。ここに同社の御好意に対して深謝するものである。

参考文献

- 1) メラン：橋梁工学 木橋編、山内寛一訳、工元社版、1937.
- 2) 福田武雄：木構造学、土木学会監修、壮文社、1949.
- 3) Ontario Ministry of Transportation and Communications: Ontario Highway Bridge Design Code, Downsview, Ontario, Canada, 1983.
- 4) Scarisbrick, R.: Laminated Timber Logging Bridges in British Columbia, Proc. of ASCE, Vol.102, No. ST1, 1976.
- 5) 薄木征三：アメリカ・カナダで見直されてきた木造橋、林業技術、No.531、6月、1986.
- 6) Dorton, R.A.:1. The Sioux Narrows Bridge, Ontario (Canada), pp.42-43, IABSE PERIODICA 3/1988.

(1991年9月30日受付)