

## 合成集成材桁の弾塑性解析と実験

## ELASTIC-PLASTIC ANALYSIS AND TESTS OF COMPOSITE GLUED-LAMINATED TIMBERS

長谷部 薫\*, 薄木 征三\*\*

By Kaoru HASEBE and Seizou USUKI

This paper presents an elastic-plastic analysis of composite glued laminated timbers. The glulam girder and the concrete slab are connected by using steel plates and stud shear connectors. The deflections in the elastic-plastic range due to bending and shear are calculated by using the virtual work principle. For Japanese cedar and concrete, bi-linear stress-strain relationships are assumed. The distribution of shearing stresses in the composite girder is investigated. The numerical solutions are compared with the test results.

## 1. まえがき

近年アメリカ北部およびカナダにおいて、集成材桁と集成材床版パネルを用いることにより、木橋の近代化を計っていることが報告されている<sup>1)</sup>。この集成材床版パネルに関する研究成果は、アメリカ道路橋示方書<sup>2)</sup>(AASHTO)の基本となっている。AASHTOの基準にはないが、カナダで研究開発が進められているプレストレス木橋は、ひき板を橋軸方向に配置し接着剤を用いずに横方向からプレストレッシングする床版橋であり、1976年に釘打ち積層床版を補修する方法に初めて使用された<sup>3)</sup>。その後多くの研究が重ねられ、オンタリオ州の道路橋示方書<sup>4)</sup>(OHBD C)に取り入れられている。この床版橋は、短支間でクリアランスが問題となる場合に有効な構造形式である。また、床版剛性を増加するために、釘打ち積層床版とコンクリート床版を合成した床版橋についてもOHBD Cで規定されている。一方わが国においても集成材を主要部材とした歩道橋<sup>5) 6)</sup>および林道橋<sup>7) 8)</sup>の架設例が報告されている。

集成材を主桁に用い、床版パネルを橋軸直角方向に配置した桁橋は、最近架設されている木橋の中で最も多く用いられている形式である。この桁橋の場合、ラグボルトかブラケットにより床版が桁に固定されるが、木材の繊維に直角方向の弾性係数は平行方向のその1/25<sup>9)</sup>と小さく、桁と床版のずれも大きいために橋軸方向の合成効果は期待できない構造となっている<sup>10)</sup>。

\* 正会員 工修 秋田大学助手 鉱山学部土木工学科(〒010 秋田市手形学園町1-1)

\*\* 正会員 工博 秋田大学教授 鉱山学部土木工学科( 同 上 )

本報告では、集成材桁とコンクリート床版を鋼ずれ止めで合成した合成桁橋を想定し、T形断面を対象として弾塑性解析を行った。集成材を含む木桁の終局曲げ強さに関する研究報告<sup>11)~17)</sup>によると、圧縮試験と引張試験による応力-ひずみ曲線を基に、木桁のひずみ分布の直線性を仮定することにより終局曲げ強さが評価できるとされているが、文献16)と17)を除いて弾塑性状態のはりの変位には言及していない。橋梁部材として木材を用いる場合は、曲げ耐力と変位限界を明らかにしておく必要がある。ここでは、圧縮側のコンクリート材の応力-ひずみ関係は完全弾塑性とし、引張側の木部では破断点まで直線関係とするモデルを用い、破壊に至るまでの曲げによるはりの変位を求めた。また、直応力とつり合うせん断応力を用いてはりのせん断による変位を求め、塑性域におけるせん断応力の影響を評価した。さらに模型実験を行い、実験値との比較により本解析法の検証を行った。

## 2. 応力分布と塑性域

一軸対称断面を対象とし、曲げとせん断を受ける鋼-コンクリート合成集成材桁を考える。弾塑性状態にある断面内の任意点のひずみは、弾性部分の受け持つ軸力、曲げモーメントおよび弾性部分の断面定数で表示できるが、ここでは図-1に示すように弾塑性状態における断面内の応力分布を基に、中立軸の移動を示す変数 $\eta$ と弾塑性境界を示す変数 $c$ を用いてひずみを表現する。

図-2(a)は、コンクリート材の圧縮側の応力-ひずみ関係を示しており、完全弾塑性モデルを仮定する。図-2(b)は、スギ材の応力-ひずみ関係を示しており、圧縮試験と引張試験結果<sup>18)</sup>より、圧縮側では完全弾塑性、引張側では破断点まで直線関係とする bi-linear 型のモデルを採用する。また、破壊に至るまで曲げによる断面内直ひずみ分布は線形と仮定する。

図-1に弾塑性状態における断面内の応力とひずみ分布を示している。(a)に示すようにはりの上縁のコンクリートの応力度が圧縮強さ $-\sigma_c$ になるまでは弾性であるが、荷重を増加すると(b)に示すように圧縮側塑性域で $\sigma_z = -\sigma_c$ となり、引張縁の木部が引張強さ $\sigma_t$ に達するとき、あるいは圧縮縁のコンクリートのひずみが図-2(a)の $\epsilon_{cu}$ になると崩壊する。断面のコンクリート部が全塑性化するまでは、図の応力分布から弾性部の応力と塑性部の応力 $\sigma_z$ が次式で示される。

$$\sigma_z = -\sigma_c \quad (-e \leq x \leq -c) \quad (1)$$

$$\sigma_z = \frac{(x - \eta)\sigma_c'}{(\eta + c)} \frac{E_i}{E_w} = \frac{(x - \eta)\sigma_c}{(\eta + c)} \frac{E_i}{E_c} \quad (-c \leq x \leq c_w) \quad (2)$$

ここで、 $c(z)$ =弾塑性境界の位置、 $\eta(z)$ =断面重心から中立軸までの距離、 $e$ 、 $c_w$ =重心からコンクリート上縁と木材下縁までの距離、 $E_i = E_c$ 、 $E_s$ 、 $E_w$ でコンクリートと鋼と木材のヤング係数である。

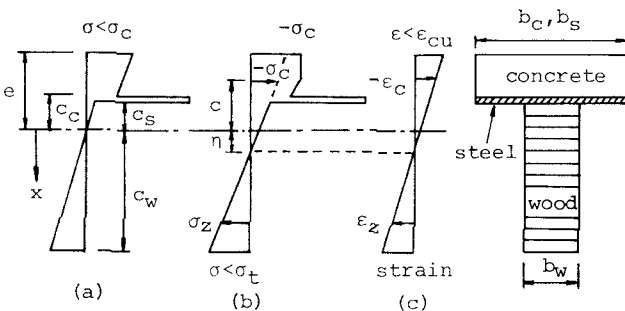


図-1 合成桁の応力とひずみ分布

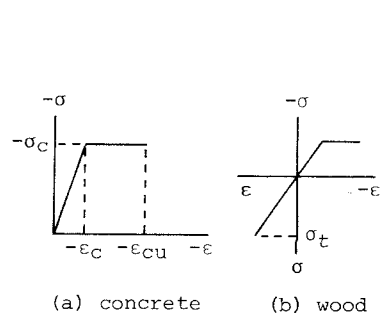


図-2 応力-ひずみ関係

ひずみは上記の仮定より弾性部と塑性部において

$$\varepsilon_z = \frac{(x-\eta)\sigma_c'}{(\eta+c)E_w} = \frac{(x-\eta)\sigma_c}{(\eta+c)E_c} \quad (-e \leq x \leq c_w) \quad (3)$$

断面に生じる軸力 $N(=0)$ と曲げモーメント $M$ は図-1(b)の弾塑性状態に対して式(1),(2)を用いると

$$N = \int_F \sigma_z dF = \int_{-e}^{-c} -\sigma_c b_c dx + \int_{-c}^{-c_c} \frac{(x-\eta)\sigma_c}{(\eta+c)} b_c dx \\ + \int_{-c_c}^{-c_s} \frac{(x-\eta)\sigma_c}{(\eta+c)} n_1 b_s dx + \int_{-c_s}^{c_w} \frac{(x-\eta)\sigma_c}{(\eta+c)} n_2 b_w dx = 0 \quad (4)$$

$$M = \int_F \sigma_z x dF = \int_{-e}^{-c} -\sigma_c x b_c dx + \int_{-c}^{-c_c} \frac{(x-\eta)\sigma_c}{(\eta+c)} x b_c dx \\ + \int_{-c_c}^{-c_s} \frac{(x-\eta)\sigma_c}{(\eta+c)} n_1 x b_s dx + \int_{-c_s}^{c_w} \frac{(x-\eta)\sigma_c}{(\eta+c)} n_2 x b_w dx = M(z) \quad (5)$$

ここで、 $F$ =断面積、 $n_1=E_s/E_c$ 、 $n_2=E_w/E_c$ 、 $b_c$ 、 $b_s$ 、 $b_w$ =合成桁のコンクリートと鋼と木部の幅、 $c_c$ と $c_s$ は重心から鋼の上縁と下縁までの距離である。

式(4)から $\eta$ を求め式(5)に代入し積分すると $\eta$ と $c$ が次式で与えられる。

$$\eta = \frac{c^2 - 2ec + B}{A} \quad (6)$$

$$A b_c \sigma_c c^3 - (D - 6M)c^2 - \{3A b_c \sigma_c e^2 - 2De + 6(2e - A)M\}c - BD \\ + 6BM - 2A \sigma_c \{c_c^3 b_c (n_1 m_1 - 1) + c_s^3 b_s (n_2 m_3 - n_1) + c_w^3 b_w n_2\} = 0 \quad (7)$$

ここで

$$A = 2\{e - c_c + n_1 m_1 (c_c - c_s) + n_2 m_2 (c_s + c_w)\} \\ B = c_c^2 + n_1 m_1 (c_s^2 - c_c^2) + n_2 m_2 (c_w^2 - c_s^2) \\ D = 3 \sigma_c \{c_c^2 b_c (n_1 m_1 - 1) + c_s^2 b_s (n_2 m_3 - n_1) - c_w^2 b_w n_2 + e^2 b_c\} \\ [m_1, m_2, m_3] = [b_s/b_c, b_w/b_c, b_w/b_s] \quad (8)$$

式(7)は $c$ に関する3次式であるので、弾塑性境界 $c$ はニュートン法を用いて求める。

断面のコンクリート部が全塑性化すると、鋼が塑性化するまでは $c$ は定数となる。この場合、式(2)と(3)で $\sigma_c'$ ( $\neq \sigma_c E_w/E_c$ )を未知数とし、式(4)、(5)から次式のように $\eta$ と $\sigma_c'$ が得られる。

$$\eta = \frac{m_2 \{c_s^2 - c_c^2 + n_3 m_3 (c_w^2 - c_s^2)\} \sigma_c' - 2 n_3 m_3 c_c \sigma_c (e - c_c)}{2 m_2 \{c_c - c_s + n_3 m_3 (c_w + c_s)\} \sigma_c' + 2 n_3 m_3 \sigma_c (e - c_c)} \quad (9)$$

$$\sigma_c' = \frac{H_2}{H_1} \quad (10)$$

ここで

$$H_1 = -4 m_2 \{c_c - c_s + n_3 m_3 (c_w + c_s)\} \{c_c^3 - c_s^3 + n_3 m_3 (c_s^3 + c_w^3)\} \\ + 3 m_2 \{c_s^2 - c_c^2 + n_3 m_3 (c_w^2 - c_s^2)\}^2 \\ H_2 = 2 n_3 m_3 (e - c_c) \sigma_c [n_3 m_3 \{2(c_s^3 + c_w^3) - 3c_c(c_s^2 - c_w^2)\} - (c_c - c_s)^2 (2c_s + c_c)] \\ + 3 n_3 m_3 \{\sigma_c (e^2 - c_c^2) - 2M/b_c\} \{c_s^2 - c_c c_s + n_3 m_3 (c_w + c_s)(c_w - c_s + c_c)\}$$

$$n_3 = E_w / E_s \quad (11)$$

### 3. 曲げによる変位

前節で求めた結果を用い、弾塑性状態にある合成桁の曲げによる変位を求める。

図-3の単純ばりに2点集中荷重が作用するときの、支間中央の曲げによる変位を $u_b$ 、はりの内部の応力とひずみを $(\sigma, \varepsilon)$ とし、支間中央に仮想単位力 $P=1$ を作用させた弾性はり内部の応力とひずみを $(\bar{\sigma}, \bar{\varepsilon})$ とすると、弾塑性状態での補仮想仕事の原理は

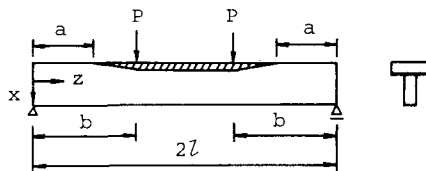


図-3 弾塑性境界

$$1 \cdot u_b = \int_V \bar{\sigma} \varepsilon \, dV = 2 \int_0^a \int_F \bar{\sigma} \varepsilon \, dF \, dz + 2 \int_a^b \int_F \bar{\sigma} \varepsilon \, dF \, dz + 2 \int_b^l \int_F \bar{\sigma} \varepsilon \, dF \, dz \quad (12)$$

ここで $V$ =体積、 $a$ =弾塑性境界の位置、 $b$ =支点から荷重点までの距離である。弾性域 $0 \leq z \leq a$ において、合成断面の木材に換算した断面二次モーメント $I_u = \sum_i \int_F x_i^2 \cdot (E_i / E_w) \, dF$ ;  $i = c, s, w$ を用いると、ひずみは $\varepsilon = x \cdot M / (E_w \cdot I_u)$ 、弾塑性域 $a \leq z \leq l$ において式(3)が成り立つ。仮想の状態での曲げモーメントを $\bar{M}$ とすると、 $0 \leq z \leq l$ において $\bar{\sigma} = x \cdot \bar{M} \cdot E_i / (E_w \cdot I_u)$ であるからこれらを式(12)に代入すると

$$\begin{aligned} u_b &= 2 \int_0^a \frac{\bar{M} M}{E_w I_u} \, dz + 2 \int_a^b \frac{\bar{M} \sigma_c}{E_c (\eta + c)} \, dz + 2 \int_b^l \frac{\bar{M} \sigma_c}{E_c (\eta_b + c_b)} \, dz \\ &= \frac{P a^3}{3 E_w I_u} + \frac{\sigma_c}{E_c} \int_a^b \frac{z}{\eta + c} \, dz + \frac{\sigma_c (l^2 - b^2)}{2 E_c (\eta_b + c_b)} \end{aligned} \quad (13)$$

ここで $c_b$ と $\eta_b$ は $z = b$ における値である。はり上縁の応力が圧縮強さ $\sigma_c$ に達するとき、弾塑性境界位置 $a$ におけるモーメントは $M = P a = \sigma_c n_2 I_u / e$ となり、これより $a$ は

$$a = \frac{\sigma_c n_2 I_u}{P e} \quad (14)$$

式(13)の積分は積分区間を分割し、各区間で式(6)と(7)より $\eta$ と $c$ を求めその平均値を用いて行う。

### 4. せん断による変位

2節で示した直応力分布を用いてつり合い条件を満たすせん断応力を求め、弾塑性状態にある合成桁のせん断による変位を求める。

#### (1) せん断応力分布

はり断面部材の微小要素の $z$ 方向の力のつり合い条件より、せん断応力 $\tau_{xz}$ は

$$\frac{a(\tau_{xz} b_i)}{a x} = - \frac{a(\sigma_z b_i)}{a z} \quad (15)$$

ここで  $b_i = b_c, b_s, b_w$  である。上式を積分し、 $x = -c$  で  $\tau_{xz} = 0$  より積分定数を決定すると

$$\tau_{xz} b_i = - \int_{-c}^x b_i \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} dx \quad (16)$$

式(16)に式(2)を代入し積分を行い整理すると、弾塑性状態にある断面内のせん断応力  $\tau_{xz}$  が次式で与えられる。

$$\tau_{xz} = 0 \quad (-e \leq x \leq -c) \quad (17)$$

$$\tau_{xz} = -\frac{S_1}{2}(x^2 - c^2) - S_2(x + c) \quad (-c \leq x \leq -c_c) \quad (18)$$

$$\tau_{xz} = \frac{\tau_1}{m_1} - \frac{S_1 n_1}{2}(x^2 - c_c^2) - S_2 n_1(x + c_c) \quad (-c_c \leq x \leq -c_s) \quad (19)$$

$$\tau_{xz} = \frac{\tau_2}{m_3} - \frac{S_1 n_2}{2}(x^2 - c_s^2) - S_2 n_2(x + c_s) \quad (-c_s \leq x \leq c_w) \quad (20)$$

ここで

$$S_1 = S_{10} \frac{dc}{dz} = - \frac{A \sigma_c (A + 2c - 2e)}{\{c^2 + (A - 2e)c + B\}^2} \frac{dc}{dz} \quad (21)$$

$$S_2 = S_{20} \frac{dc}{dz} = - \frac{A \sigma_c (c^2 - B)}{\{c^2 + (A - 2e)c + B\}^2} \frac{dc}{dz} \quad (22)$$

$\tau_1$  と  $\tau_2$  はコンクリートと鋼、鋼と木部の境界におけるせん断応力で、式(18)と(19)で  $x = -c_c$ 、 $x = -c_s$  より得られる。断面に生じているせん断力  $Q$  は

$$Q = \int_{F_p} \tau_{xz} dF + \int_{F_E} \tau_{xz} dF = \int_{F_E} \tau_{xz} dF \quad (23)$$

ここで、 $F_p$  と  $F_E$  は断面内の塑性部分および弾性部分の断面領域を示す。上式に(18)～(20)を代入すると、(21)と(22)の  $dc/dz$  は次式のように得られ、せん断応力がせん断力と断面定数で表示できる。

$$\begin{aligned} \frac{dc}{dz} = & \left[ -\frac{S_{10} n_2}{2} \left\{ I_E - c^2 F_{Ec} - \left( c_c^2 - \frac{c_c^2 - c^2}{m_1 n_1} \right) F_{Es} - \left( c_s^2 - \frac{c_c^2 - c^2}{m_1 m_3 n_2} - \frac{c_s^2 - c_c^2}{m_3 n_2 / n_1} \right) F_{Ew} \right\} \right. \\ & \left. - S_{20} n_2 \left\{ Z_E + c F_{Ec} + \left( c_c + \frac{c - c_c}{m_1 n_1} \right) F_{Es} + \left( c_s + \frac{c - c_c}{m_1 m_3 n_2} + \frac{n_1 (c_c - c_s)}{m_3 n_2} \right) F_{Ew} \right\} \right]^{-1} Q \end{aligned} \quad (24)$$

ここで断面定数は以下のような、木材に換算した弾性部のコンクリート、鋼、木部の断面積、弾性部の断面一次および二次モーメントである。

$$[F_{Ec}, F_{Es}, F_{Ew}] = \int_{F_E} \left[ \frac{1}{n_2}, \frac{1}{n_3}, 1 \right] dF \quad (25)$$

$$[Z_E, I_E] = \sum_i \int_{F_E, i} \left[ \frac{E_i}{E_w} x, \frac{E_i}{E_w} x^2 \right] dF \quad (26)$$

(2) せん断による変位

曲げによる変位を求める方法と同様にして補仮想仕事の原理を用い、せん断による変位を求める。

図-3の単純ばりに2点集中荷重が作用するときのはり中央点のせん断による変位を $u_s$ 、はりの内部のせん断応力とせん断ひずみを $(\tau, \gamma)$ とし、支間中央に仮想単位力 $P=1$ を作用させた弾性はり内部のせん断応力とせん断ひずみを $(\bar{\tau}, \bar{\gamma})$ とする。 $b \leq z \leq l$ の荷重点間において、曲げモーメントが一定ゆえに式(16)で $a \sigma_z / a z = 0$ となり、荷重点間でせん断ひずみは零となる。これより、弾塑性状態での補仮想仕事の原理は

$$1 \cdot u_s = \int_V \bar{\tau} \gamma dV = 2 \int_0^a \int_F \bar{\tau} \gamma dF dz + 2 \int_a^b \int_F \bar{\tau} \gamma dF dz \quad (27)$$

弾性域 $0 \leq z \leq a$ においてせん断ひずみは $\gamma = \tau / G$ を仮定して

$$\gamma = - \frac{Q}{G_i I_u b_i} s_x, \quad s_x = \int_{-e}^x x b_i \frac{E_i}{E_u} dx \quad (28)$$

ここで、 $G_i = G_c, G_s, G_w$ でコンクリートと鋼と木材のせん断弾性係数である。また、弾塑性域 $a \leq z \leq b$ において、塑性部と弾性部のせん断ひずみは式(17)~(20)から求めることができる。

仮想の状態でのせん断力を $\bar{Q}$ とすると、 $0 \leq z \leq b$ において $\bar{\tau} = -s_x \bar{Q} / (I_u \cdot b_i)$ であるからこれらを式(27)に代入すると支間中央のせん断による変位は

$$u_s = 2a(u_{SEC} + u_{SES} + u_{SEW}) + 2 \int_a^b (u_{SPC} + u_{SPS} + u_{SPW}) dz \quad (29)$$

ここで

$$\begin{aligned} u_{SEC} &= \frac{P b_c}{120 I_u^2 G_c n_2^3} (-3 c_c^5 + 10 e^2 c_c^3 - 15 e^4 c_c + 8 e^5) \\ u_{SES} &= \frac{P b_s}{8 I_u^2 G_s n_3} \left\{ \frac{\alpha^2 \beta}{n_2^2 m_1^2} - \frac{2 \alpha \beta^2}{3 n_2 n_3 m_1} (c_s + 2 c_c) \right. \\ &\quad \left. + \frac{1}{15 n_3^2} (-3 c_s^5 + 10 c_c^2 c_s^3 - 15 c_c^4 c_s + 8 c_c^5) \right\} \\ u_{SEW} &= \frac{P b_w}{8 I_u^2 G_w} \left\{ \delta^2 \gamma + \frac{c_w^5}{5} - \frac{2}{3} c_s^2 c_w^3 + c_s^4 c_w + \frac{8}{15} c_s^5 + \frac{2}{3} \delta \gamma^2 (c_w - 2 c_s) \right\} \\ u_{SPC} &= \frac{b_c}{8 I_u G_c n_2^2} \left[ \frac{S_1}{15} \{-3 c_c^5 + 5(c^2 + e^2) c_c^3 - 15 e^2 c^2 c_c - 2 c^5 + 10 e^2 c^3\} \right. \\ &\quad \left. + \frac{S_2}{6} (3 c_c^4 - 4 c c_c^3 - 6 e^2 c_c^2 + 12 e^2 c c_c + c^4 - 6 e^2 c^2) \right] \\ u_{SPS} &= \frac{b_s}{4 I_u G_s n_3} \left\{ -\frac{\tau_1 \alpha \beta}{m_1^2 n_2} + \frac{S_2 \alpha \beta^2}{2 m_1 n_3} - \frac{S_1 \alpha - 2 \tau_1}{6 m_1 n_3} \beta^2 (c_s + 2 c_c) \right. \\ &\quad \left. + \frac{S_1 n_1}{30 n_3} (-3 c_s^5 + 10 c_c^2 c_s^3 - 15 c_c^4 c_s + 8 c_c^5) \right. \\ &\quad \left. + \frac{S_2 n_1}{12 n_3} (3 c_s^4 - 4 c c_c^3 - 6 c_c^2 c_s^2 + 12 c c^3 c_s - 5 c c^4) \right\} \end{aligned}$$

$$u_{SPW} = \frac{b_w}{4 I_U G_w} \left\{ -\frac{\tau_2}{m_3} \delta \gamma - \frac{\gamma^2}{6 m_3} (2 \tau_2 - S_1 n_2 m_3 \delta) (c_w - 2 c_s) \right. \\
+ \frac{S_2 n_2 \delta}{2} \gamma^2 + \frac{S_1 n_2}{30} (3 c_w^5 - 10 c_s^2 c_w^3 + 15 c_s^4 c_w + 8 c_s^5) \\
\left. + \frac{S_2 n_2}{12} (3 c_w^4 + 4 c_s c_w^3 - 6 c_s^2 c_w^2 - 12 c_s^3 c_w - 5 c_s^4) \right\} \\
\alpha = c_c^2 - e^2, \quad \beta = c_c - c_s, \quad \gamma = c_w + c_s, \quad \delta = \frac{\alpha}{n_2 m_2} + \frac{c_s^2 - c_c^2}{n_3 m_3} \quad (30)$$

## 5. 実験結果と数値計算

模型実験で用いた2本の合成桁は、集成材桁とコンクリート床版を鋼ずれ止めで合成したものである。主桁に用いた集成材は、2.9×15×520cmの秋田杉のひき板14層をレゾルシノール樹脂接着剤で接着積層した15×40cmの長方形断面である。鋼ずれ止めは、図-4に示すように、0.45×50×520cmの鋼板の上下にφ13のスタッドと10×12×0.6cmの鉛直鋼板を溶接した鋼パネル板で、型枠と主鉄筋の役目を持っている。鋼パネ

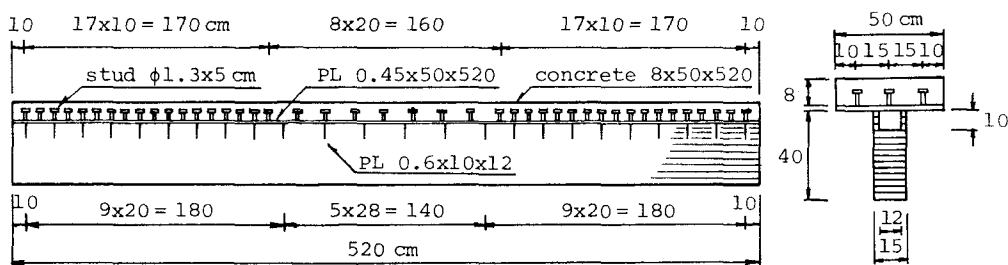


図-4 合成桁の側面図と断面図

ル板に8cm厚のコンクリートを打込み、屋外で30日間の養生後、集成材の上部溝孔にエポキシ樹脂接着剤を流し込みコンクリート-鋼パネル板の鉛直鋼板を挿入した。図-4に示すように2本の模型桁のスタッドと鉛直鋼板の間隔は同じであるが、b桁は集成材の引張側のひき板2枚にφ5のP C鋼線を2本ずつ挿入したものである。集成材を制作する前にひき板の溝孔にP C鋼線を埋め込み、プレストレスを与えないでエポキシ樹脂接着剤で充填した。引張側を補強するためにP C鋼線を挿入したのではなく、集成材が引張側で曲げ破壊するときの破壊状態を調べるためであり、数値計算においてP C鋼線の剛性は考慮せずに解析を行った。模型実験は、支間を5 mとして2点集中荷重を作用させて曲げ破壊実験を行い、支間中央における垂直変位と直ひずみを測定した。

### (1) ヤング係数Eの測定

集成材の上部溝孔を加工する前に曲げ試験を行い、2本の集成材のE<sub>w</sub>を求めた。試験方法は支間を5 mとし、図-5に示すようにH形鋼を用いて集中荷重を作用させ、支間中央における変位を測定した。支間と桁高の比L/h=500/40=12.5<18(JAS規格<sup>18)</sup>)でせん断力の影響を無視できない桁と

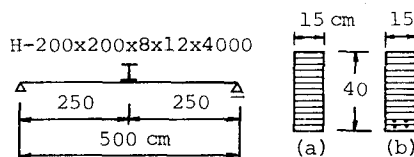


図-5 集成材の曲げ試験

なり、次式の長方形断面に対する曲げとせん断による変位の式を用い  $E_w$  と  $G_w$  を求めた。

$$u = \frac{P L^3}{48 E_w I} \left\{ 1 + \kappa \frac{(2h)^2}{L^2} \frac{E_w}{G_w} \right\} \quad (31)$$

ここで  $\kappa = 1.2$  であり、右辺第 2 項でスギ集成材に対し  $E_w / G_w = 80000 / 5000 = 16$ <sup>9)</sup> と仮定した。得られた  $E_w$  は図-7

に示してある。なお、b 桁の集成材の  $E_w$  は、上記のように PC 鋼線の断面積を近似的に無視して求めた。

集成材と合成させる前にコンクリート-鋼パネル板の曲げ試験を行いコンクリートの  $E_c$  を求めた。図-6 に示すように支間を 3 m とし、集中荷重を作用させて支間中央における変位を測定した。鋼の  $E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$  を用い、鉛直鋼板とスタッドを考慮せずにコンクリートと鋼を合成桁として  $E_c = 3.0 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$  が得られた。コンクリートのせん断弾性係数は、道路橋示方書<sup>10)</sup>により  $G_c = E_c / 2.3$  とした。

## (2) 実験結果と数値計算

図-7 は 2 本の桁の支間中央における荷重と変位の関係を示している。a 桁は支間中央付近の木部の引張側で曲げにより破壊し、b 桁は中立軸付近において木部のせん断により破壊した。図中の白丸は実験値を示しているが、実験値の比例限界荷重を降伏限界荷重  $P_v$  とし、降伏モーメント  $M_v = P_v b = \sigma_c n_2 I_u / e$  よりコンクリートの圧縮強さ  $\sigma_c$  を推定した。ここで、主桁からの突出幅と支間の比  $17.5 / 500 = 0.035 < 0.05$  より、道路橋示方書に従い床版有効幅は全幅有効とし  $I_u$  と  $e$  を求めた。実線は曲げとせん断による変位の解析値で、破線はせん断による変位を示している。2 本の桁ともに実験値が計算値より 5% 程度大きい値となっているが、可能性としてコンクリートと鋼および鋼と集成材のずれによるものと考えられる。図より、塑性化が進行すると変位に及ぼすせん断の影響が小さくなるのがみられ、終局荷重時のせん断による変位は、a 桁の場合曲げとせん断による変位の 23%、b 桁で 21% となっている。なお、a 桁の終局荷重が低いのは、引張側の節から破断したためである。

図-8 は、終局荷重時における荷重点近傍の断面内の a 桁の直応力と b 桁のせん断応力分布の解析値を示しており、破線は弾性解である。曲げ破壊した a 桁の場合、図の直応力分布より引張強さは  $\sigma_t = 213 \text{ kg/cm}^2$  である。JAS の材質基準および木構造計算基準<sup>9)</sup>によると、曲げを伴う引張材の a 桁の許容引張応力度は  $65 \text{ kg/cm}^2$  であるので安全率は 3.3 となっている。また、せん断破壊した b 桁の場合、せん断応力分布図から  $x = 8 \text{ cm}$  の位置で最大せん断応力が生じ  $\tau_{xz} = 33 \text{ kg/cm}^2$  であり、許容せん

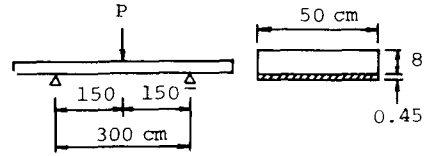
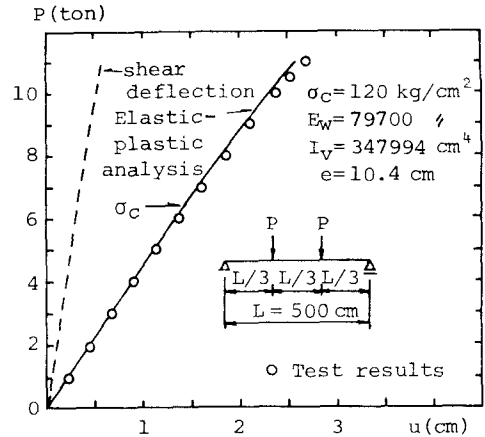
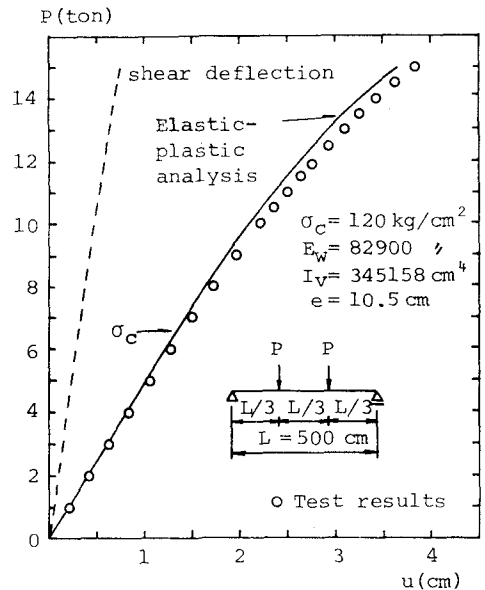


図-6 コンクリート-鋼板の曲げ試験



(a) a 桁



(b) b 桁

図-7 荷重-変位曲線

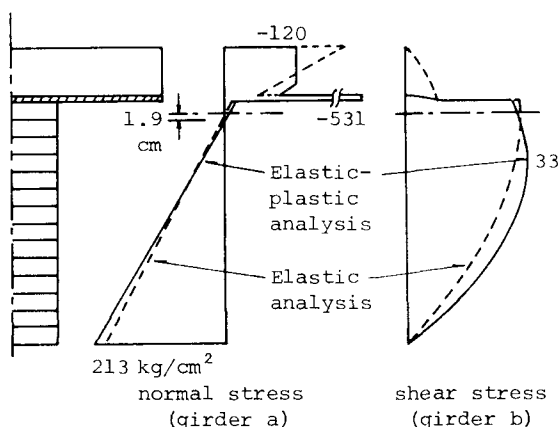


図-8 直応力とせん断応力分布（実線）

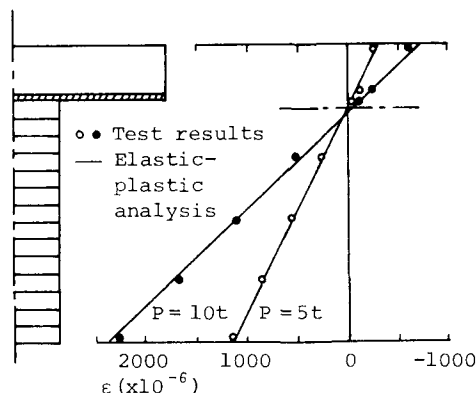


図-9 断面内ひずみ分布

断応力度  $9 \text{ kg/cm}^2$ <sup>9)</sup> で割ると安全率は3.7である。

a桁の支間中央における弾性状態と弾塑性状態の断面内ひずみ分布を図-9に示しているが、式(3)から得られる計算値は実験値とほぼ等しい値となっている。図より、弾塑性状態でもずれの影響は小さく、断面内のひずみ分布を直線とみなし合成桁として解析してよさそうである。

## 6. あとがき

弾塑性状態における合成集成材桁の変位を求める手法を示した。圧縮側のコンクリート材の応力-ひずみ関係は完全弾塑性とし、引張側の木部では破断点まで直線関係とするモデルを採用した。断面内の応力分布を基に、軸力および曲げモーメントとのつり合いより中立軸の移動と塑性域分布を求めた。

曲げを受ける弾性はりの補仮想仕事の原理を弾塑性状態のはりへ適用し、曲げによる合成桁の変位を求めた。ここで、はりの内部のひずみは中立軸の移動を示す変数 $\eta$ と弾塑性境界を示す変数 $c$ で表示した。断面内の直応力分布とつり合うせん断応力を用いて、曲げによる変位を求めるのと同様な手法でせん断による変位を求めた。

秋田杉集成材とコンクリートを鋼ずれ止めで合成した合成桁に2点集中荷重を作用させた曲げ破壊実験と比較するために、曲げとせん断による変位の解析解を求め比較検討を行った。垂直変位の実験値と理論値はほぼ一致しており、本解析法は実験結果をよく説明し得るものと思われる。数値計算より、変位に及ぼすせん断変形の影響はa桁で23%、b桁で21%と大きくせん断の影響を無視できないことが確認された。ここで用いた2本の合成桁の破壊形態は、木部の引張側での曲げ破壊および木部のせん断破壊であるが、安全率は曲げとせん断に対して3以上<sup>9)</sup>を確保している結果が得られた。

断面内ひずみ分布の計算値は実験値とほぼ等しい値となっており、弾塑性状態でもずれの影響を無視することができ合成桁として解析してよさそうである。

以上のように、模型実験の結果、実験の範囲内において本解析法の妥当性が認められた。コンクリー床版の代わりに集成材床版パネルを用いた合成桁の解析および実験結果については別の機会に譲りたい。

最後に、模型桁制作にあたってお世話をいただいた(株)東北機械製作所製造部長 高屋征照氏ならびに同社関係各位に感謝いたします。

#### 参考文献

- 1) Gutkowski, R.M. and Williamson, T.G. : Timber Bridges : State-of-the-Art, Jour. of the Struct. Engrg., ASCE, Vol.109, No.9, pp.2175-2191, 1983.
- 2) American Association of State Highway and Transportation Officials: Standard Specifications for Highway Bridges, 13th edition, 1983.
- 3) Taylor, R.J., Batchelor, B.D. and Dalen, K.V. : Prestressed Wood Bridges, Proc. Int. Conf. Short and Medium Span Bridges, Toronto, pp.203-218, 1982.
- 4) Ontario Ministry of Transportation and Communications : Ontario Highway Bridge Design Code, Downsview, Ontario, Canada, 1983.
- 5) 林野庁林産課監修：大断面集成材建築物の手引き，1985.
- 6) 鈴木基：矢ヶ崎大橋（軽井沢町），NIKKEI ARCHITECTURE, pp.154-158, 1988年8月8日号.
- 7) 長谷部薫，薄木征三：集成材を主桁とした格子桁の解析と実験的研究，土木学会論文集，第397号／VI-9, pp.85-94, 1988.
- 8) 長谷部薫，薄木征三：集成材格子桁橋鶴養林道橋の現場実験と解析，構造工学論文集，Vol.35A, pp.879-887, 1989.
- 9) 日本建築学会：木構造計算規準・同解説，1988.
- 10) 長谷部薫，薄木征三：集成材格子桁橋の合成作用に関する解析と実験，土木学会論文集，第403号／VI-10, pp.269-272, 1989.
- 11) 今俊三：木材の曲げ破損法則について，北海道大学工学部研究報告，pp.1-28, 1949.
- 12) Robinson, H. and Cooper, D.W. : The ultimate strength in bending of solid beams of structural grade European redwood, J. Inst. Wood Sci.1(2), pp.40-65, 1958.
- 13) Moe, J. : The Mechanism of Failure of Wood in Bending, Publication International Association for Bridge and Structural Engineering 21, pp.163-178, 1961.
- 14) Zakic, B.D.: Shearing Failure in Plastic Bending of Wood Beams, Holz-Forschung und Holzverwertung, Vol.36, pp.85-93, 1984.
- 15) Malhotra, S.K. and Bazan, I.M.M : Ultimate Bending Strength Theory for Timber Beams, Wood Sci. Vol.13, No.1, pp.50-63, 1980.
- 16) 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, pp.861-870, 1989.
- 17) 長谷部薫，薄木征三：曲げとせん断をうけるひずみ軟化はりの弾塑性変位解析，土木学会論文集，第410号／I-12, pp.351-358, 1989.
- 18) 日本合板検査会：構造用大断面集成材の日本農林規格，1987.
- 19) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，III コンクリート橋編，1978.

（1989年10月2日受付）