

鋼・集成材ハイブリッド連続桁の中間支点近傍の弾塑性挙動

Elastic and plastic behavior of hybrid timber-steel deck roadway bridge

畠山健治* 薄木征三* 佐々木貴信**
HATAKEYAMA Kenji, USUKI Seizo, SASAKI Takanobu

1. まえがき

戦後植林されたスギを中心とする人工林は、間もなく迎える21世紀初頭には60年生となり伐採時期に入る。すなわち大量に安価に供給される時期がやってくることが確実である。木材を集成材などエンジニアド・ウッドと呼ばれる品質保証され、かつ強度にばらつきの少ない工業製品に仕上げる技術は現時点でも完成している。これを木橋に使用する場合の問題点は言うまでもなく、耐腐朽性である。そこで床版に鋼床版を採用し集成材主桁と合成させたハイブリット構造とすることによって、断面性能と耐腐朽性の向上を計れないかと考え、実橋の1/2部分模型を製作し、耐荷力の実験を行った。

2. モデル実験

図-1は実橋(坊中橋、秋田県藤里町藤琴川に架設)の中間支点部における1/2部分模型一般図である。Uリブの部分は車道側を、平リブの部分は歩道側を想定している。いずれの側も、実橋の有効幅を考慮してその幅を決めている。今回の実験では供試体の上下を逆にし、床版側を下に設置することにより実橋中間支点部の断面状況を再現した(図-2参照)。実橋はトラスで補剛されているが、1/2模型のスパンを決めるにあたってはトラスの効果を無視した。すなわち実橋はスパン長 $L=27.0\text{m}$ の2径間連続桁の各径間をトラスで補剛しているが、これを二径間連続桁と見なす。すると中間支点部で曲げモーメント図が三角形になる領域は、「道示」によって $0.2L \times 2 = 0.2 \times 27 \times 2 = 10.8\text{m}$ となる。よって模型のスパンはこの1/2の5.4mとした。表-1は支点部からスパン中央部までの断面性能の変化

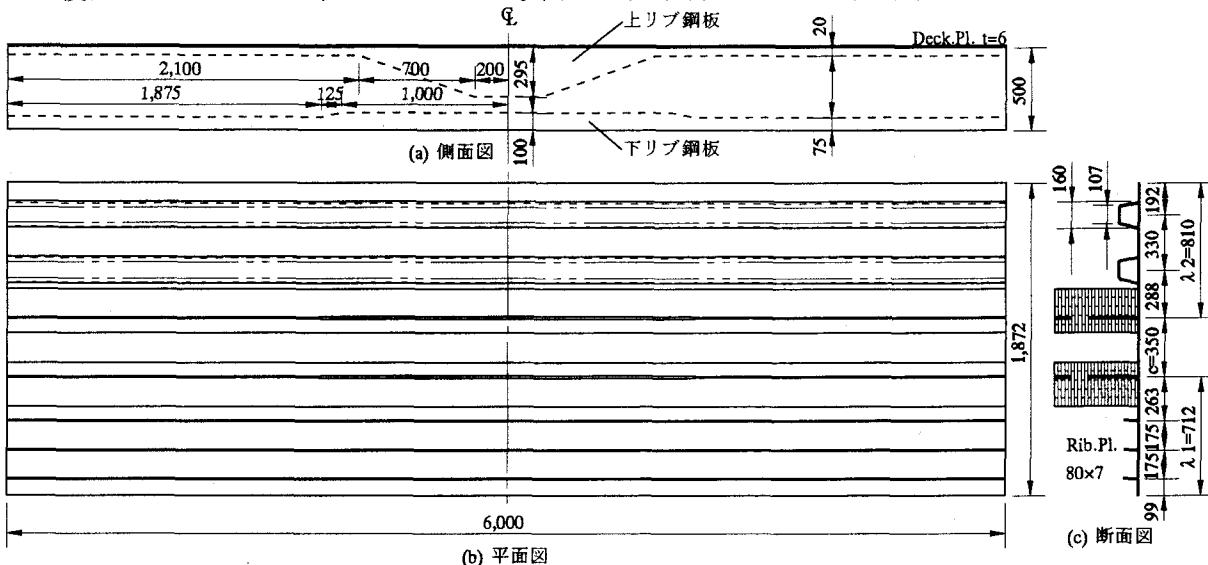


図-1 供試体一般図

*国立秋田大学工学資源工学部 (〒010-8502 秋田県秋田市手形学園町1-1)

**秋田県立大学木材高度加工研究所 (〒016-0876 秋田県能代市海詠坂11-1)

表-1 断面性能

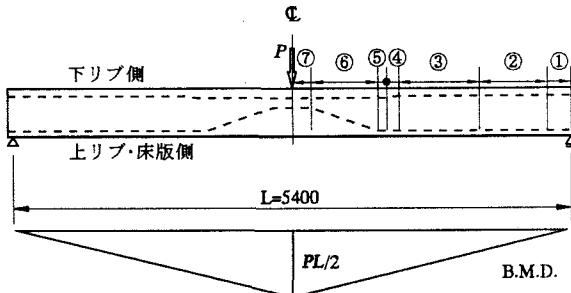


図-2 試験モデル図

断面位置	区間距離 $l[\text{cm}]$	図心位置 $e[\text{cm}]^*$	木換算断面 2次モーメント $I_z[\text{cm}^4]$	$I_x \times l$
支点 ①	20	-15.4	1,476,814	29,536,280
②	60	-14.4	1,665,851	99,951,060
スパン1/4点 ③	77.5	-13.5	1,842,959	142,829,323
④	22.5	-11.8	2,257,852	50,801,670
⑤	35	-11.9	2,211,885	77,415,975
⑥	35	-11.7	2,142,428	74,984,980
スパン中央 ⑦	20	-11.4	2,147,317	42,946,340
$2 \times \Sigma$	540			1,036,931,255
平均値			$\Sigma (I_z \times l) / \Sigma l =$	1,920,243

*図心位置 e は集成材桁中心からの座標で、中心から下を負としている。

を表し、複合断面については木材を基準に鋼材を木材値に換算している。このとき、杉集成材のヤング係数は標準値 $E_w=75\text{tf}/\text{cm}^2$ を仮定し、鋼のヤング係数 $E_s=210\text{tf}/\text{cm}^2$ との弾性係数比 $n=E_s/E_w=28$ を採用している。

集成材に挿入されているリブ鋼板(鋼床版に溶接されるものを上リブ、溶接されていないものを下リブと称する)は、サンドブラスト処理(Rz80)されており、これらリブと集成材はエポキシ樹脂(E6264D、サンスター技研(株)製)によって接着接合されている。

3. 解析方法

解析では剛性法を用い、せん断変形の影響を考慮した係数 k を含む剛性行列を用いており、全体座標で表すと以下のようになる。モデル解析では断面変化位置により節点を設けている。

$$KD = F$$

ここで、 K :剛性行列、 F :外部荷重行列、 D :変位行列。

$$K = \begin{bmatrix} k_{aa1} & k_{ab1} & & & \\ k_{ba1} & k_{bb1} + k_{aa2} & \ddots & & \\ & \ddots & \ddots & \ddots & \\ & & k_{ab(n-1)} & & \\ k_{ba(n-1)} & k_{bb(n-1)} + k_{aa(n)} & k_{ab(n)} & & \\ & k_{ba(n)} & k_{bb(n)} & & \end{bmatrix} \quad F = [f_{a(1)} \ f_{b(1)} \ f_{a(2)} \ \dots \ f_{b(n-1)} \ f_{a(n)} \ f_{b(n)}]^T$$

$$D = [d_{a(1)} \ d_{b(1)} \ d_{a(2)} \ \dots \ d_{b(n-1)} \ d_{a(n)} \ d_{b(n)}]^T$$

各要素における剛性行列は以下のように表され¹⁾、せん断変形の影響の割合を示す係数 ϕ を含む。この係数 ϕ はせん断係数 k を含み、これは断面形状により異なっている。

$$\begin{bmatrix} k_{aa} & k_{ab} \\ k_{ba} & k_{bb} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{E_w A_z}{l} & 0 & 0 & -\frac{E_w A_z}{l} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12E_w I_z}{(1+\phi)l^3} & \frac{-6E_w I_z}{(1+\phi)l^2} & 0 & \frac{-12E_w I_z}{(1+\phi)l^3} & \frac{-6E_w I_z}{(1+\phi)l^2} \\ 0 & \frac{-6E_w I_z}{(1+\phi)l^2} & \frac{(4+\phi)E_w I_z}{(1+\phi)l} & 0 & \frac{6E_w I_z}{(1+\phi)l^2} & \frac{(2-\phi)E_w I_z}{(1+\phi)l} \\ -\frac{E_w A_z}{l} & 0 & 0 & \frac{E_w A_z}{l} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{-12E_w I_z}{(1+\phi)l^3} & \frac{6E_w I_z}{(1+\phi)l^2} & 0 & \frac{12E_w I_z}{(1+\phi)l^3} & \frac{6E_w I_z}{(1+\phi)l^2} \\ 0 & \frac{-6E_w I_z}{(1+\phi)l^2} & \frac{(2-\phi)E_w I_z}{(1+\phi)l} & 0 & \frac{6E_w I_z}{(1+\phi)l^2} & \frac{(4+\phi)E_w I_z}{(1+\phi)l} \end{bmatrix}$$

$$\phi = \frac{12kEI}{GAl^2} = \frac{12kE_w I_z}{G_w A_w l^2}$$

ここで、 $k=1.2$:せん断係数(矩形断面)、 I_z :木材換算断面 2 次モーメント、 $E_w=75,000[\text{kgf}/\text{cm}^2]$:木材弾性係数、 $G_w=E_w/20=3,750[\text{kgf}/\text{cm}^2]$:木材せん断弾性係数、 A_w :木材断面面積、 l :要素長。

4. 実験結果

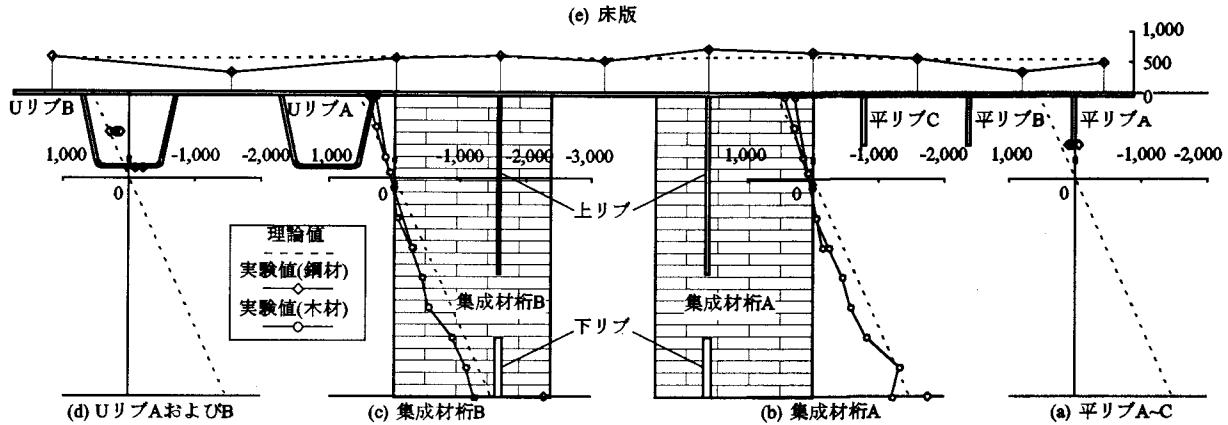


図-3 ひずみ分布図($P_{\max}=48.5\text{tf}$)

図-3 はモデルスパン中央における断面図、及び各ひずみ分布図である。それぞれの分布図において、破線の理論値に近い値を示していることがわかる。特に、桁部床版側(図中(b),(c)参考)で見られるような木鋼両材料の直線的ひずみ分布は合成一体化を示しており、複合材料が一つの部材として働いていると言える。これは同時に接着剤の接着強度をも立証している。

しかし、一方で下リブ鋼材のひずみは特に桁 B において理論値より遥か大きな値を示している。このことについては後の図-5.(a),(b)について述べているが、図では同座標位置の木材ひずみが理論値に近い値を示していることから、木鋼両材料一体化の解放、つまり接着剤の剥離などは考えられない。その原因として載荷方法によるものが考えられ、本実験では実橋と同様の状況を再現するため桁部支間中央に支圧鋼板を介して一点載荷を行ったが、下リブ鋼材への極所的な負荷によって起きた現象ではないかと考えられる。

また、デッキプレートにおけるひずみ分布(図中(e)参考)を見てみると、載荷位置となった桁部及び床版中央付近が最も変位量が大きいのに対して、平リブ側及びUリブ側両端部ではひずみ量が減少していることがわかる。これは載荷位置から離れていることからせん断遅れ現象であると考えられる。また、実橋を対象にモデル化した際に横リブ鋼材を省略したことにより、床版端部における反りが観測されており、これらについては現在その影響及び原因を解明中である。

図-4.(a)は、スパン中央におけるたわみの履歴曲線、(b)は最大荷重時($P_{\max}=48.5\text{tf}$)の挙動を示す。

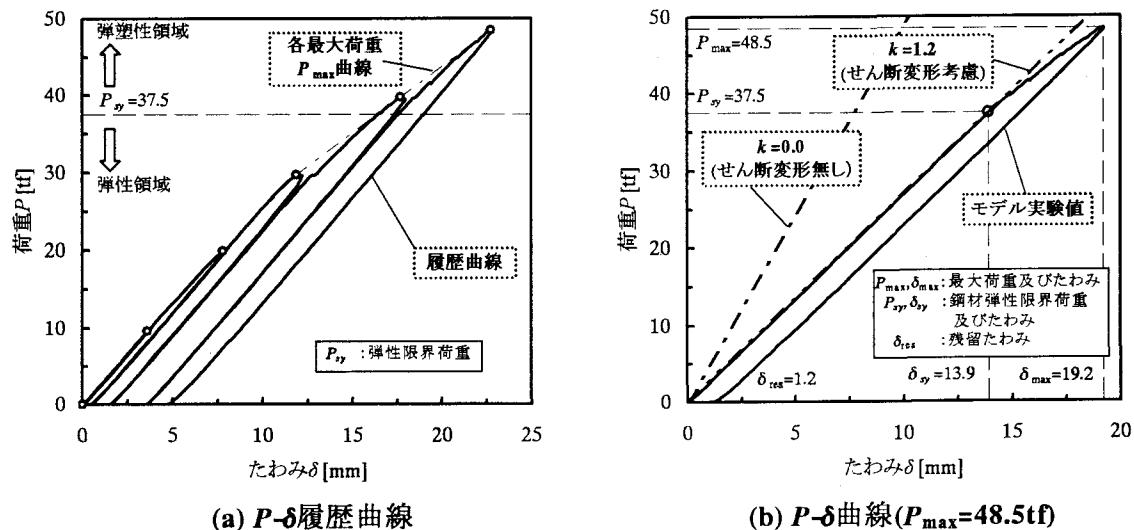


図-4 スパン中央部たわみ

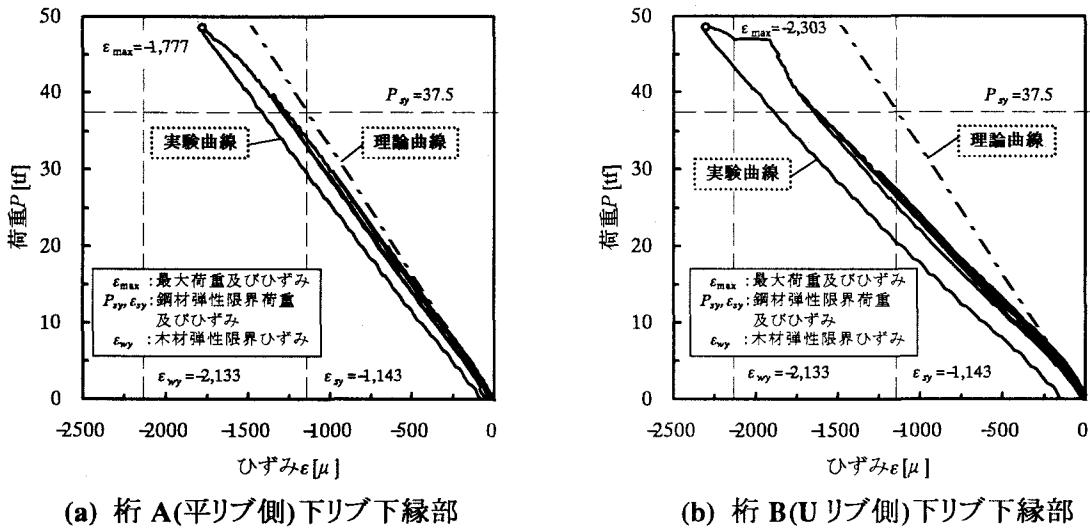


図-5 P - ϵ 履歴曲線

ここで、 $P=50\text{tf}$ は実橋では 200tf の反力に相当し、この値は設計反力にほぼ等しい。図-4.(a)では、 $P=10\text{tf}, 20\text{tf}, \dots$ と載荷-除荷を繰り返しており、 $P > 30\text{tf}$ では残留変位が発生、また鋼材の理論弾性限界 $P_{sy}(=37.5\text{tf})$ を基準に考えると弾塑性領域に達していることが解る。図-4.(b)では、せん断変形影響を考慮した場合($k=1.2$)と考慮しない場合($k=0.0$)とを比較しており、せん断変形を考慮しない場合、実験値とは約 2 倍の開きがあることからせん断変形の影響はかなり大きいことが伺える。実験値が弾性領域($P < P_{sy}$)の場合、せん断影響を考慮した理論値とほぼ一致していることが解る。また、理論弾性限界を超えた時点($P > P_{sy}$)からたわみ δ に差が生じており、塑性の影響によるものと考えられる。

図-5.(a)及び(b)は、桁部に合成された 2 つの鋼材リブの荷重-ひずみ履歴曲線である。たわみと同様、弾性限界($P > P_{sy}$)を超えていることから一部が弾塑性領域に達していることを示している。特に、図-5.(b)では理論値よりかなり大きい挙動を示しており、木材の弾性限界を超えていることが解る。その原因は載荷方法によるものと思われ、載荷初期段階から実験値が理論値より大きいことからも、載荷面でリブ鋼材が最も負荷を受けたため挙動が不自然になったと考えられる。

5. まとめ

これらの実験結果を踏まえ、木鋼両材料の合成一体化が証明されたのと同時に、せん断による影響の割合が非常に大きいことが明確になった。

しかし、実橋を再現するにあたり本実験で行った載荷方法、中央一点線荷重では鉛直変位量が大きいことから、その改良方法を考案し、実橋における支点部分の木鋼材料の合成を解明する必要がある。また同時に、せん断遅れ現象による力学的影響、せん断係数を適用する際の有効断面の確立も必要である。

モデル実験では曲げ破壊にまで至らなかったが、本構造の弾塑性曲げ解析を行い、終局強度を予想し、かつそれらと設計強度の比から、梁構造の安全率を求める仕事が残されている。

参考文献

- 1) 土木学会:構造力学公式集, pp.86-90