

東北機械製作所 正員 ○古木 善直
秋田大学 正員 長谷部 薫
秋田大学 正員 薄木 征三

1. はじめに

集成材は、厚さ5cm以下のひき板を互いに繊維の方向が部材長さ方向へほぼ平行になるように積層し、接着剤をもって一体的に接着合成した部材で、大断面のはりやアーチおよび変断面ばりの製作も容易とされており、これまでは主に建築資材として用いられてきた。秋田営林局土木課において計画、建設した大断面集成材を使用した坊川林道橋が、昭和62年10月架設完了した。この集成桁橋は幅員4.0m、支間5.6mの単純格子桁橋で、設計荷重は道路橋示方書のTL-14を用いている。本報告では、鋼製横桁を有する木製格子桁の変形挙動を明らかにするために、従来用いられている剛性法を用いて格子構造の解析を行った。横桁取付部における木製主桁と丸鋼の合成断面部材の剛性評価は、モデル化を行うことにより可能とした。さらに、本解析方法を確認するため模型実験および集成材床版パネルを設置する前に現場実験を行い、実験との比較により検証を行った。

2. 横桁の力学モデル

木製主桁に鋼製横桁が上下とも主桁を貫通する丸鋼で取り付けられた場合を考える。横桁と主桁取付点において曲げモーメントMが作用した場合、変形後の横断面と応力分布を図-1に示す。ここで、主桁に接している垂直材（山形鋼）は十分剛であって、曲げモーメントMによって剛的に回転すると仮定している。そして、垂直材と主桁接触面における反力分布は垂直材の変位に比例し、この反力分布は主桁内部に45°の角度で直線分布を保持しながら伝達し、かつ一軸応力状態であると仮定する。以上の仮定より、横桁垂直材下部の丸鋼孔から応力度が零となる点までの長さaを求める。木材と丸鋼の合成断面としてのひずみエネルギーは、主桁のひずみエネルギーと丸鋼のひずみエネルギーの和に等しいので、これより鋼換算合成断面二次モーメント I_v が次式で与えられる。

$$I_v = \frac{3A_s \frac{1}{n} h(z-t)(a + \frac{2}{3} z)^2}{4A_s \log \left\{ \frac{z(t+h)}{t(z+h)} \right\} + \frac{3}{n} (z-t)h} \quad (1)$$

ここで、 $n = E_s/E_L$ 、 E_L は木材の繊維直角方向のヤング係数であり、 E_s と A_s は丸鋼のヤング係数と断面積である。図-2に横桁の解析モデルを示す。

3. 大断面集成材を使用した坊川林道橋の現場実験

本橋は、秋田営林局鷹巣営林署管内坊川林道の起点から4.8 kmの地点に位置し、秋田営林局土木課において計画、建設されたものである。主桁および床版の材質は樹齢71年の秋田杉で、2.5 cm厚のひき板を接着積層した集成材を用いている。床版厚12.5 cmで、75x440 cmの床版パネル8枚がラグボルトによって主桁に取り付けられている。また、支間中央に横桁を1本配置し、主桁を貫通するボルトで主桁に取り付けた構造となっている。実験時における床版設置

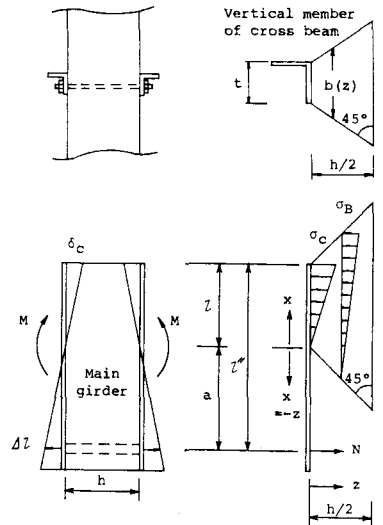


図-1 主桁の応力分布

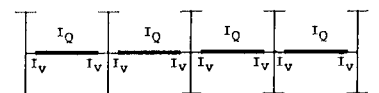


図-2 横桁のモデル化

前の一般図は図-3に示すとおりである。解析は主桁のねじり剛性を考慮し、剛性法を用いて行った。式(1)から得られる鋼換算合成断面二次モーメント I_0 は 331 cm^4 である。

図-3に示すトラスの場合、鋼トラスの横桁としての断面二次モーメント I_0 は

$$I_0 = \frac{A_1 h'^2 / 2}{1.0 + \frac{3 A_1 h'^2 / 2}{A_2 a'^2 \sin \theta}} = 1740 \text{ cm}^4$$

横桁取付部の断面二次モーメント I_v は $1/5.3$ に減少する。

防腐処理を行う前に実物桁の曲げ試験を行い、繊維平行方向のヤング係数 $E_{\parallel}$ を求めた。各主桁に対する $E_{\parallel}$ を表-1に示す。実験荷重は 20 kg と 30 kg の土嚢を $60 \times 60 \times 150 \text{ cm}$ のボックスに積み重ねたものを用いた。載荷方法は、ユニックを用いて土嚢入りブロックを2本の主桁上部の支間中央に同時載荷させた。

図-4は垂直変位に及ぼす主桁のねじり剛性の影響を示したものである。図中の破線は主桁のねじり剛性を考慮した場合で、1点鎖線は無視した場合の計算値である。また実線は後述の実験値である。ここで、木構造設計規準によりすぎを用いた集成材に対するせん断弾性係数 $G = 4000 \text{ kg/cm}^2$ を用いた。図より、変位に及ぼす主桁のねじり剛性の影響は載荷点付近で約5%に過ぎない。

図-5はb桁とc桁の支間中央に $P = 285 \text{ kg}$ および 640 kg 載荷した場合の、支間中央における各主桁の変位を示したものである。図中の実線は実験値であり、破線は計算値を示している。また一点鎖線は、横桁のモデル化を行わずに $I_v = I_0$ とした場合の計算値である。実験値は、支点部に用いたゴム製ネオプレンパッドによる支点変位を補正した値であり、支点変位量は支間中央における変位の約15%であった。図-5の垂直変位図を見ると、本解析結果は実験値とよく一致しており、横桁部材のモデル化が妥当であることが確認された。

表-1 主桁のヤング係数 $E_{\parallel}$

Girder No.	$E_{\parallel}$ kg/cm ² (MPa)
a	77362 (7581)
b	74188 (7270)
c	75924 (7441)
d	74410 (7292)
e	77447 (7590)
Mean	75866 (7435)
Standard deviation	1391 (136)
Coefficient of variation	0.018

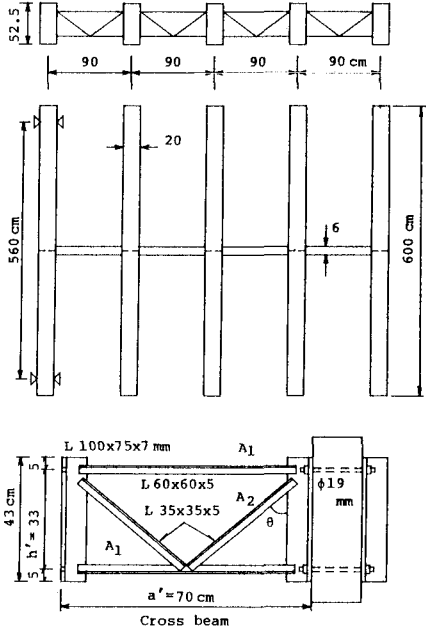


図-3 坊川橋の一般図

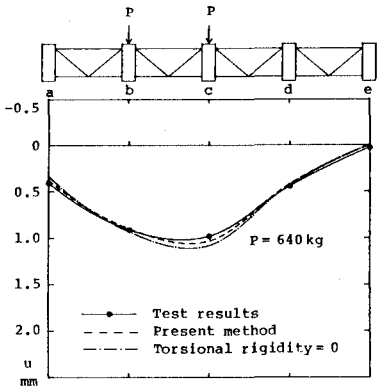


図-4 ねじり剛性の影響

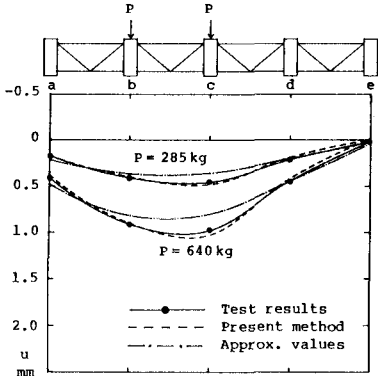


図-5 支間中央における変位曲線