

## ハイブリット木桁橋の支点近傍の桁幅の増幅の必要性について

### Necessity of enlarging beam width near supports of timber-steel hybrid bridge

○薄木征三\*, 篠原義則\*\*, 千田知弘\*\*\*, 後藤文彦\*\*\*\*

USUKI Seizo, SINOHARA Yosinori, CHIDA Tomohiro and GOTOU Fumihiko

- \*工博 秋田大学工学資源学部土木環境工学科 (〒010-8502 秋田市手形学園町 1-1)  
\*\*学士 明治コンサルタント (株) (〒134-0086 東京都江戸川区臨海町 3-6-4)  
\*\*\*工修 秋田大学工学資源学研究科博士後期課程 (〒010-8502 秋田市手形学園町 1-1)  
\*\*\*\*博 (工) 秋田大学工学資源学部土木環境工学科 (〒010-8502 秋田市手形学園町 1-1)

**ABSTRACT** The cross section of timber bridge is designed for the bending moment of mid span, due to the dead and live loads and ordinaly the maximum shearing stress at near the supports is below the allowable shear stress. The height of beam however become so large, comparing the steel girder bridge and so on. The timber-steel hybrid bridge presented in this paper comprises an orthotropic steel deck, two glulam main beams with one upper and two lower, vertically inserted glued-in steel ribs. For a pedestrian bridge having a span of 20.0m, the height of main beams is reduced to one half of normal timber beam height, due to composite effect of timber beam and steel deck. The shearing stress near supports however exceeds the allowable one. This is overcome by enlarging beam width near supports. The beam width between the beam ends and the cross section detached by beam height from supports has the enlarged beam width.

**Keywords:** 木橋, ハイブリット, 鋼床版, 挿入鋼板, せん断力  
*timber bridge, hybrid, steel deck plate, inserted steel plate, shear force*

#### 1. まえがき

集成材を主桁とする単純橋を考える場合、通常は死荷重や活荷重によるスパン中央点での曲げモーメントで断面形が支配されることが多い。この場合、せん断力が卓越する支点近傍のせん断応力度もクリアーできる。ただし木アーチ橋や木トラス橋で床桁も集成材とする場合は、床桁のスパンが短くなるため、支点近傍のせん断応力度で床桁の断面形が支配されることもある。

これは集成材のみならず一般に木桁の許容せん断応力度が曲げのそれに比べて、非常に小さいことに由来する。日本建築学会の木質構造設計基準・同解説<sup>1)</sup>によって概略算定してみると、樹種や曲げ強度によらず、許容せん断応力度の値は許容曲げ応力度の値の 1/9~1/10 になっているのである。鋼材では鋼種に依らずこの比はほぼ 1/1.7 であるから、如何に木質材料の許容せん断応力度が小さいか理解できよう。

集成材主桁の剛性を高めると共に、木質桁の特性である曲げ引張縁からの木繊維の劇的な脆性破壊を防止し、併せて雨水を遮断して高い防腐性能を付与するために、床版に鋼床版を用いたハイブリット木橋が提案されており架設事例<sup>2)</sup>や実験結果<sup>3)</sup>もある。剛性が高いということは桁高を低く抑えることができるということである。実際、高水位の問題や取付道路の制限から、桁高に制約を受ける事例は多い。このような場合、桁高を低く抑えることができるというメリットは

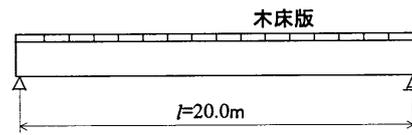
大きいと言えるのである。勿論このハイブリット形式（以下木—鋼ハイブリット桁形式と称す）では、集成材主桁と鋼床版は合成断面を構成していることが前提となっている。

木—鋼ハイブリット桁形式では曲げ剛性が高まる結果、床版を木質系とした形式に比べて、主桁数も低減される。主桁数の低減は、鋼橋と同様に構造系全体の単純化、ひいては維持管理の容易化をもたらすものであり、歓迎されるものである。ところが以上に述べた桁高および桁数の低減の結果、支点付近でのせん断応力度が増加して、前述した相対的に小さなせん断許容応力度に抵触する事態が発生し得る。これは鋼桁橋ではほとんど考えられない現象なのである。

本研究はこの問題に対処するための支点付近での断面変化の方法について述べたものである。対象としてスパン 20.0m の歩道橋を取りあげ、支点付近のせん断力に対応するために支点付近での集成材主桁の桁幅の増幅を提案し、この桁幅の増幅の橋軸方向への変化を設計例の形で述べている。木—鋼合成梁理論<sup>2)</sup>を基本としており、鋼—コンクリート合成梁理論<sup>4)</sup>と同程度の精度を有するものである。

## 2. 木歩道橋

図-1 に対象とする木歩道橋を示す。スパン 20.0m の単純桁橋で多雪地域に架設され、冬期間は積雪深 2.0m で除雪されないものとする。



図—1 単純木歩道橋

### 2.1 荷重

主桁断面を仮定して各死荷重を算定すると表—1 のようになる。高欄には地覆木を含む。図—2 は仮定断面であり、集成材パネル床版の上に 30mm の舗装を施し、主桁の幅を 180mm としている。横桁も集成材とし、支点部のほかに、スパンの 1/3 点にも配置している。

その結果、死荷重の合計  $w_d$  として

$$w_d = 4.94 \text{ kN/m}$$

を得る。なお 2 主桁を想定している。

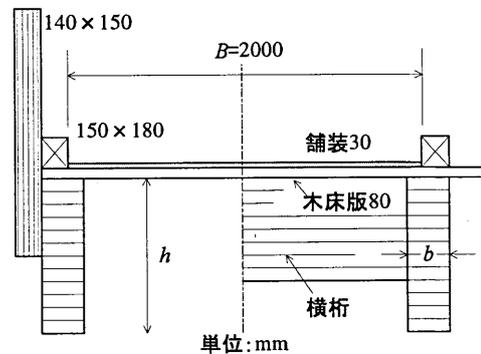


図-2 木歩道橋断面

表—1 1 主桁当たりの死荷重

	厚(高)	幅 (片側)	密度	個	長さ(奥行)	荷重
舗装	$t=30\text{mm}$	1.0m	$22.5\text{kN/m}^3$			$22.5 \times 1.0 \times 0.03 = 0.675\text{kN/m}$
木床版	$t=80\text{mm}$	1.15m	$8\text{kN/m}^3$			$8 \times 1.15 \times 0.08 = 0.736 \text{ kN/m}$
横桁	800mm	970mm	$8\text{kN/m}^3$	4	180mm	$8 \times 0.8 \times 0.18 \times 0.97 \times 4/20 = 0.223 \text{ kN/m}$
主桁	1600mm	180mm	$8\text{kN/m}^3$		20500mm	$8 \times 1.60 \times 0.18 = 2.304 \text{ kN/m}$
高欄						1.0kN/m
				計		$w_d = 4.94 \text{ kN/m}$

架設地点である仮想の多雪地域において、50年に一度起こる積雪深を  $d_0=2\text{m}$  とする。日本建築学会の基準<sup>5)</sup>によると、この積雪深に対する雪の密度は  $p_0=3.4\text{kN/m}^3$  となる。一方主桁を設計するための活荷重は  $3.5 \text{ kN/m}^2$  である。これらを基に、1 主桁に作用する荷重を求めると表—2 のようになる。 $B'$  は高欄支柱幅 150mm を含む橋の全幅員であ

表—2 雪荷重と活荷重 (1 主桁当たり)

$$\begin{aligned} \text{雪荷重: } w_s &= d_0 \times p_0 \times B'/2 \\ &= 2.0 \times 3.4 \times 1.3 \approx 9.0 \text{ kN/m} \\ \text{活荷重: } w_l &= 3.5 \times 1.0 = 3.5 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

る。この結果、雪荷重  $w_s=9.0$  kN/m を採用する。

## 2.2 基準許容応力度と設計用許容応力度

集成材主桁の断面設計に当たって、曲げおよびせん断に関する許容応力度が必要となるが、これの基本となる値が基準許容応力度であり、これは次のように定義されている<sup>6)</sup>。

$$\begin{aligned} \text{基準許容応力度}(q_f) &= \text{安全係数}(K_f) \times \text{基準化係数}(K_0) \times \text{基準材料強度}(F) \\ &= \frac{2}{3} \times \frac{1}{2} \times \text{基準材料強度}(F) = \frac{1}{3} \times \text{基準材料強度}(F) \quad (1) \end{aligned}$$

基準材料強度( $F$ )は材料強度の5%下限値であり、基準許容応力度( $q_f$ )の値と共に数表化されている。表—3に基準許容応力度( $q_f$ )の一部を弾性係数と共に掲げる。なお上記の係数  $K_f=2/3$  は弾性限度、 $K_0=1/2$  はクリープ限度を表す係数である。

表—3 集成材の基準許容応力度( $q_f$  N/mm<sup>2</sup>)および弾性係数(一部のみ)

等級	$q_{fc}$ (圧縮)	$q_{fb}$ (曲げ)	$q_{ft}$ (引張)	$q_{fs}$ (せん断)	$E_{b,0.5}$ (kN/mm <sup>2</sup> )	$G_{b,0.5}$ (kN/mm <sup>2</sup> )
E85-F255	6.4	8.4	5.6	0.90	8.5	0.57
E75-F240	5.8	8.0	5.0	0.90	7.5	0.50

曲げヤング係数およびせん断弾性係数の下サフィックス 0.5 は平均値であることを表し、 $G_{b,0.5}=E_{b,0.5}/15$  の関係がある。これら基準許容応力度に使用状況に応じた係数を乗じて、最終的な設計用許容応力度( $f$  N/mm<sup>2</sup>)が得られる。すなわち

$$f = K_d K_z K_s K_m \times q_f \quad (2)$$

ここで  $K_d$ =荷重継続期間影響係数、 $K_z$ =寸法効果係数、 $K_s$ =システム係数、 $K_m$ =含水率影響係数である。今の場合これらの値は

$$K_d=1.43 \text{ (積雪など中長期荷重に対して)}$$

$$K_z=(300/1600)^{1/9}=0.830$$

$$K_s=1.0 \text{ (集成材に対して)}$$

$$K_m=0.8 \text{ (使用環境 II、断続的に湿潤状態となる環境)}$$

よって表—3の等級 E75-F240 に対して

$$f_s = K_d K_z K_s K_m \times q_{fs} = 1.43 \times 1.0 \times 0.8 \times 0.9 = 1.0 \text{ N/mm}^2$$

$$f_b = K_d K_z K_s K_m \times q_{fb} = 1.43 \times 0.83 \times 1.0 \times 0.8 \times 8.0 = 8.0 \text{ N/mm}^2$$

となる。ただしせん断許容応力度に関しては寸法係数は適用しない<sup>7)</sup>。

## 2.3 所要断面

スパン中央での曲げモーメントを  $M$ 、断面係数を  $W$  とすると、 $f=M/W$  の関係より桁高  $h$  を求めると、桁幅を  $b=180$  mm とし、 $w$  を死荷重と雪荷重の和として

$$h = \sqrt{\frac{3}{4} \frac{w l^2}{b f_b}} = \sqrt{\frac{3}{4} \frac{(4.94 + 9.0) \times 20000^2}{180 \times 8.0}} = 1700 \text{ mm}$$

を得る。表—1で仮定した桁高 1600 mm と小差なので表—1の死荷重は変更しないことにする。なお桁幅  $b=180$  mm のラミナは特に東北地方では中径木(中目材)から製材され、最も経済効率の良いラミナ幅とされている。

せん断は支点から桁高だけ離れた位置の断面で、この間の積載荷重を無視して照査する<sup>8)</sup>(図—6(a)参照)。よってこの位置でのせん断力  $V$  とせん断応力度  $\tau_b$  は

$$V = \frac{1}{2} w(l-2h) = \frac{1}{2} \times (4.94+9.0) \times (20.0-2 \times 1.7) = 116 \text{ kN}$$

$$\therefore \tau_b = \frac{3V}{2A} = \frac{3 \times 116 \times 10^3}{2 \times 180 \times 1700} = 0.57 \text{ N/mm}^2 < f_s = 1.0 \text{ N/mm}^2$$

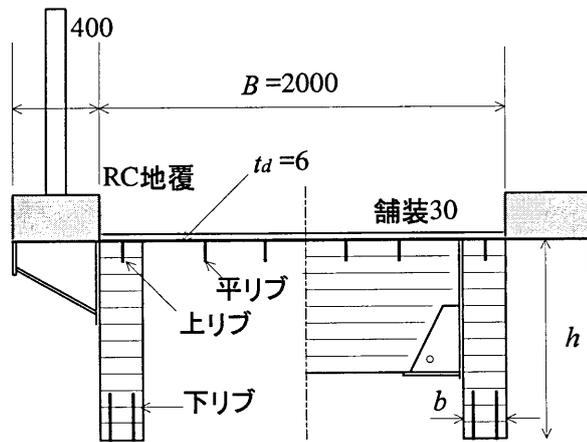
ここで  $A$  は 1 主桁の断面積である。結局、断面はせん断で支配されない。

### 3. 木—鋼ハイブリット桁

#### 3.1 荷重

図—3 に前節で述べた木歩道橋と同スパン、同幅員に対する木—鋼ハイブリット桁橋の断面の 1 例を示す。デッキプレート厚は 6mm とし、鋼製高欄と RC 地覆は暫定的な構造であり、高欄は支柱や横梁などを木製カバーで覆うこともあり得る。

鋼床版の細部構造は、既存の鋼床版歩道橋に関するデータベース<sup>9)</sup>を利用できるので、本研究では細部に言及しない。通常の鋼床版との大きな違いは鋼床版に溶接され、集成材主桁上部のスリットにエポキシ樹脂で接着された上リブ(130×10mm)の存在である。これは隣接している平リブ(100×8mm)と共に橋軸方向の剛性に寄与するほかに、ずれ止めの役割を果たし、もって合成断面の構成のために必須の部材である。



図—3 木—鋼ハイブリット桁橋

下リブ(2×210×16mm)も断面の剛性の増加に寄与すると共に、集成材引張縁の脆性破壊の緩和に貢献する。下リブの存在はまた、合成断面の図心を主桁断面下方へ移動させ、引張縁応力度の低減をもたらす。表—4 に 1 主桁当たりの死荷重を示す。

結局、死荷重として

$$w_d = 8.06 \text{ kN/m}$$

が得られる。これは前節の木歩道橋のほぼ 60% 増しとなる。なお横桁の数が 9 個 (2.5m 間隔) と多くなっているのは、鋼床版の横リブの役割を担っているためである。前節の木歩道橋では、単に主桁の横方向の安定性のために設置されている。主桁と横桁の桁幅は前節と同様に 180mm

表—4 1 主桁当たりの死荷重

	厚(高)	幅 (片側)	単重	個	長さ(奥行)	荷重
舗装	$t=30\text{mm}$	1.0m	$22.5\text{kN/m}^3$			$22.5 \times 1.0 \times 0.03 = 0.675 \text{ kN/m}$
横桁	550mm	820mm	$8\text{kN/m}^3$	9	180mm	$8 \times 0.55 \times 0.18 \times 0.82 \times 9/20 = 0.292 \text{ kN/m}$
主桁	900mm	180mm	$8\text{kN/m}^3$		20500mm	$8 \times 0.90 \times 0.18 = 1.296 \text{ kN/m}$
地覆	130mm	400mm	$24.5\text{kN/m}^3$	1		$24.5 \times 0.13 \times 0.40 = 1.274 \text{ kN/m}$
高欄			$0.4\text{kN/m}$	1		0.400 kN/m
鋼重			$8.25 \text{ kN/m}$	全幅		4.125 kN/m
						計 $w_d = 8.06 \text{ kN/m}$

に統一している。主桁の桁高 900mm はこの時点での仮定である。

次に雪荷重であるが、図—3 から分るように総幅が  $B'=2.0+0.4\times 2=2.8\text{m}$  となり、図—2 の場合と若干異なる。再計算してみると

$$w_s = d_0 \times p_0 \times B'/2 = 2.0 \times 3.4 \times 1.4 \approx 9.8 \text{ kN/m}$$

となる。活荷重は表—2 と同じ  $w_l=3.5\text{kN/m}$  であり、雪荷重が支配するのは前節と同様である。

### 3.2 曲げに対する所要断面

図—4 の左側(a)に試行断面を示す。桁断面を  $h=850\text{mm}$ ,  $b=180\text{mm}$  とし、鋼部を集成材に換算して断面定数を算出する。このとき鋼と木のヤング係数比が必要となるが、表—3 の等級 E75-F240 のヤング係数として  $E_w = 75 \text{ tf/cm}^2 = 7.35\text{kN/mm}^2$  を用いることにする。すると

$$n = \frac{E_s}{E_w} = \frac{200}{7.35} = 27.2$$

となる。すなわち鋼部分の断面積や二次モーメントなどは  $n=27.2$  倍して木に換算される。

表—5 の左側に断面諸量を掲げる。 $e$  は図心の位置、 $I_z$  は二次モーメントである。表中にはスパン中央部の曲げモーメントおよび支点から桁高  $h$  離れた断面でのせん断力も掲げてある。これより図—4 (a) の断面の下縁の木部および下リブの曲げ応力度をそれぞれ  $\sigma_w$  および  $\sigma_s$  とすると

$$\sigma_s = 179 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ta} = 185 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_w = 6.6 \text{ N/mm}^2 < f_b = 8.0 \text{ N/mm}^2$$

となる。ここで  $\sigma_{ta} = 185 \text{ N/mm}^2$  は鋼種 SM490 (下リブのみ) の許容引張応力度、 $f_b = 8.0\text{N/mm}^2$  は、2.2 項で述べた集成材の設計用許容曲げ応力度である。圧縮縁の応力度はこれらより小さい。結局、主桁断面は  $h=850\text{mm}$ ,  $b=180\text{mm}$  で十分ということになる。

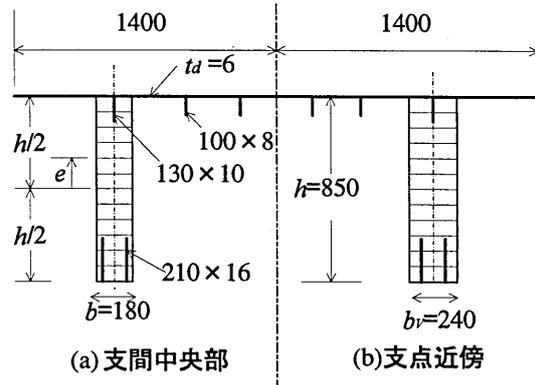
つまり 2. で述べた純粋木桁に比べて、桁高が  $h=1700\text{mm}$  から丁度その 1/2 に縮小される。

### 3.3 せん断の照査

図—4(a)の断面のせん断応力度の分布は薄肉断面梁理論に基づく近似的に計算できる<sup>2)</sup>。デッキプレート部は水平方向に、主桁部は鉛直方向にせん断流が発生する。この時、主桁部では桁幅  $b$  方向へは一定のせん断応力度を仮定する。また平リブ (Uリブもあり得る) はデッキプレートの板厚に換算する。すなわち表—5 の左欄に記載の二次モーメント  $I_z$  に等しくなるような、図—5 に示す板厚  $t_d'$  に換算する。結果のみを記すと

$$t_d' = 6.79 \text{ mm}$$

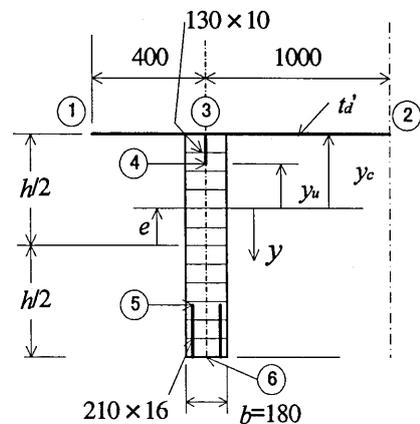
$$e = 107.3 \text{ mm}$$



図—4 支間中央部と支点近傍の断面

表—5 断面諸量

図—4 (a)の断面	図—4 (b)の断面
$e = 110.3 \text{ mm}$	$e = 102.1 \text{ mm}$
$I_z = 7.264 \times 10^{10} \text{ mm}^4$	$I_z = 7.628 \times 10^{10} \text{ mm}^4$
$Q = -1.012 \times 10^8 \text{ mm}^3$	$Q = -1.073 \times 10^8 \text{ mm}^3$
$b = 180\text{mm}$	$b_v = 240\text{mm}$
$M = (w_d + w_s)l^2/8 = 8.95 \times 10^8 \text{ N} \cdot \text{mm}$	
$V = (w_d + w_s)(l-2h)/2 = 164 \text{ kN}$	



図—5 等価デッキ厚  $t_d'$

を得る。本来のデッキプレート厚  $t_d = 6.0 \text{ mm}$  より 13.1% 増となる。図心も 3mm 降下する。せん断応力度は図心で最大値を取り、その値は

$$\tau_b = -\frac{V}{I_z b} \cdot Q, \quad Q = nA_f y_c + \frac{1}{2}(y_u^2 - y_c^2)b_u - \frac{1}{2}y_u^2 b \quad (3)$$

ここで  $b_u$  は図—5 の③から④の区間での木換算桁幅で

$$b_u = b + (n-1)t_u \quad (4)$$

で与えられる。 $y_c, y_u$  は図—5 に示す図心からの  $y$  座標であり、 $A_f$  はデッキプレートの断面積、 $t_u$  は上リブの板厚(10mm)である。式(3)の  $Q(\text{mm}^3)$  は図心から上部の断面の木換算一次モーメントを表す。図中の丸数字は各部の一次モーメントを算定するときの起点となる位置を示す。

表—5 の左欄には  $Q$  の値も掲げてある。これらの値を用いると結果として

$$\tau_b = 1.26 \text{ N/mm}^2 > f_s = 1.0 \text{ N/mm}^2$$

となる。 $f_s = 1.0 \text{ N/mm}^2$  は 2.2 項で述べた、集成材の設計用許容せん断応力度である。結局スパン中央部の曲げで設計された断面は、支点部のせん断で不合格となる。

#### 4. せん断に対する所要断面

##### 4.1 桁幅 $b_V$

図—6 (a) にせん断を照査するための死荷重と雪荷重の載荷法を示す。支点から桁高  $h$  離れた位置を原点とする座標  $x$  を設定する。同図(b)は支点近傍の集成材主桁の平面と側面の拡大図である。

すなわち桁端から、支点から桁高  $h$  離れた位置までの区間では、せん断で定まる桁幅  $b_V$  とし、座標  $x$  と共に低下するせん断力に対応するように桁幅を減少せしめ、 $x = l_V$  で前節で定めた桁幅  $b = 180 \text{ mm}$  に擦り着くようにする。つまり  $x = 0 \sim l_V$  で桁幅が  $b_V$  から  $b$  へと変化させることを考える。

図—6 (b) に示すように、桁幅の拡幅は  $b = 180 \text{ mm}$  に二次接着することにより実現する。桁幅  $b_V$  および変化長  $l_V$  を求めるのが本節の目的である。

支点から桁高  $h$  離れた位置での橋断面の右半分を示したのが図—4 (b) である。桁幅を  $b = 180 \text{ mm}$  から  $b_V$  と変えることによって、表—5 の左欄に記載の二次モーメント  $I_z$  およびせん断に関する式(3), (4)の値も変化する。 $b_V$  を種々変えて試算すると結果として

$$b_V = 240 \text{ mm} \text{ とき、 } e = 102.1 \text{ mm}, \quad I_z = 7.628 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

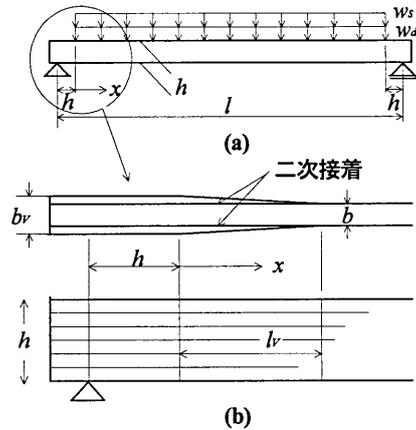
を得る。この  $I_z$  に等しくなる換算板厚  $t_d'$  (図—5) を求め、図心を求め直すと

$$t_d' = 6.79 \text{ mm}, \quad e = 99.1 \text{ mm}$$

を得る。すなわち換算板厚は 3.3 項の値と変わらない。支点から桁高  $h$  離れた位置でのせん断力は表—5 の下欄に掲げた  $V = 164 \text{ kN}$  であり、式(3), (4)による最大せん断応力度を求め直すと(一次モーメント  $Q$  は表—5 の右欄)

$$\tau_b = 0.96 \text{ N/mm}^2 < f_s = 1.0 \text{ N/mm}^2$$

となり、設計用許容せん断応力度を下回る。以上をまとめて掲げたのが表—5 の右欄である。結局、図—4 (b) に示すように、支点近傍ではスパン中央部の桁幅  $b = 180 \text{ mm}$  に 60mm 加えた、 $b_V = 240 \text{ mm}$  が必要ということになるのである。



図—6 (a)荷重, (b)桁幅の変化

#### 4.2 変化長 $l_V$

図—6(a)に示したように、木桁のせん断力の算定に当たっては、支点から桁高  $h$  離れた位置までの全ての荷重を無視することになっている。よってこの間ではせん断力は一定値に保たれるため、桁幅  $b_V = 240 \text{ mm}$  も一定でよい。座標  $x$  におけるせん断力  $V_x$  は

$$V_x = \frac{1}{2}w(l-2h-2x) \quad (5)$$

座標  $x$  における所要桁幅を  $b_x$  とすると、式(3)の最大せん断応力度  $\tau_b$  を設計用許容せん断応力度  $f_s$  に等しいと置いて

$$f_s = -\frac{V_x}{I_z b_x} \cdot Q_x \quad (6)$$

二次モーメント  $I_z$  も座標  $x$  に依存する。 $Q_x$  は式 (3)、(4)において、幅  $b$  を  $b_x$  に置換したものである。図—6(b)に示したように、 $x = l_V$  で桁幅は  $b_x = b$  となるとして式(5)を式(6)へ代入すると

$$f_s = -\frac{w(l-2h-2l_V)}{2I_z b} \cdot Q \quad (7)$$

これに表—5 の左欄の諸量、再記すると

$$w = w_d + w_s = 8.06 + 9.80 = 17.9 \text{ N/mm}$$

$$I_z = 7.264 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$Q = -1.012 \times 10^8 \text{ mm}^3$$

並びにスパン  $l = 20000 \text{ mm}$ 、桁高  $h = 850 \text{ mm}$ 、桁幅  $b = 180 \text{ mm}$ 、許容応力度  $f_s = 1.0 \text{ N/mm}^2$  を代入して

$$l_V = 1900 \text{ mm}$$

を得る。

$x = 0 \sim l_V (=1900 \text{ mm})$  で桁幅が  $b_V = 240 \text{ mm}$  から  $b = 180 \text{ mm}$  へと変化することになるが、この変化の仕方を決めなければならない。正確にはせん断力の式(5)を式(6)に代入して、座標  $x$  を与えてその都度桁幅  $b_x$  について代数方程式を解かなければならない（一次モーメント  $Q_x$  および二次モーメント  $I_z$  も  $b_x$  の関数）。ところが表—5 左右の欄を比較すると、桁幅が  $b = 180 \text{ mm}$  から  $b_V = 240 \text{ mm}$  と 33%増加しても、二次モーメント  $I_z$  は 5%しか増加していない。これは言うまでもなく二次モーメントは桁幅に鈍感なためである。図心  $e$  の変化も 7.4%である。そこで二次モーメント  $I_z$  は変わらないとし、一次モーメント  $Q_x$  (式(3), (4)で桁幅  $b$  を  $b_x$  に置換) を桁幅  $b_x$  の一次式と見なすことが出来よう。すると式(6)の両辺に桁幅  $b_x$  を乗じると分るように、 $b_x$  は座標  $x$  の一次式となる（せん断力  $V_x$  が一次式だから）。よって図—6(b)において  $x = 0 \sim l_V (=1900 \text{ mm})$  で桁幅が  $b_V = 240 \text{ mm}$  から  $b = 180 \text{ mm}$  へと直線的に変化すると見なして差し支えないと言える。

式で記すと

$$b_x \approx \frac{bx + b_V(l_V - x)}{l_V} = \frac{180x + 240(1900 - x)}{1900} \quad (\text{mm}) \quad (8)$$

となる。

#### 5. あとがき

スパン 20.0m、幅員 2.0m の歩道橋を対象に、主桁、横桁および床版は集成材から成るいわば純粋な木桁橋と、床版は鋼床版とした木—鋼ハイブリット桁橋を取りあげ比較検討を行なった。荷重は両者とも死荷重と除雪されない積雪深 2m の雪荷重とした。また両者ともに許容応力度設計法に依るとともに、桁幅  $b = 180 \text{ mm}$  の二主桁形式とした。その結果以下のような結論を得た。

- (1) 曲げから定まる純粋木桁橋の桁高は  $h = 1700 \text{ mm}$  となり、スパンに対する桁高の比は  $h/l \doteq 1/12$  である。支点から桁高離れた断面の設計せん断応力度は、集成材の許容応力度以下となる。
- (2) 上リブを介してデッキプレートが集成材主桁に合成された木—鋼ハイブリット桁橋の曲げに対する必要桁高は  $h = 850 \text{ mm}$  となり、スパンに対する桁高の比は  $h/l \doteq 1/24$  と低下する。しかし

支点から桁高離れた断面では許容せん断応力度を上回る

- (3) 許容せん断応力度から定まる必要桁幅は  $b=240\text{mm}$  となり、桁端から支点から桁高離れた断面まではこの幅を保持し、この断面位置からスパン中央へ向かって  $l_p=1900\text{mm}$  まで直線的に桁幅  $b=180\text{mm}$  に変化させることで、せん断に対応可能となる。

#### 参考文献

- 1) 日本建築学会：木質構造設計基準・同解説—許容応力度・許容耐力設計法—, 技報堂, pp.343-345, 2002.
- 2) 薄木征三, 佐々木貴信, 熱海明彦, Mohan P.Sharma：集成材・鋼床版ハイブリット桁リブ鋼板のせん断応力度, 構造工学論文集, Vol.47A, pp.1221-1227, 2001.
- 3) Kiss, L., Sasaki, T. and Usuki, S.: Behavior of glulam beam-orthotropic steel deck hybrid bridge structure, 第5回木橋技術に関するシンポジウム論文報告集, pp.101-106, 2006.
- 4) 橘 善雄, 中井 博：橋梁工学第4版、共立出版、1996等。
- 5) 日本建築学会：建築物荷重指針・同解説, 丸善, pp.243-249, 2004.
- 6) 1) に同じ。pp.150-157.
- 7) American Institute of Timber Construction: Timber Construction Manual, Third edition, pp.5-108, 1985.
- 8) 7) に同じ。pp.5-152.
- 9) 建設省土木研究所編：土木構造物標準設計第5巻 横断歩道橋・地下横断歩道, 全日本建設技術協会, 1985.