

(37) 鋼補剛集成材木橋に関する設計と解析

Design and analysis of bridge composed of timber and steel girder

寺田 寿^{*}、薄木 征三^{**}、佐々木 貴信^{***}、別所 俊彦^{****}

Terada Hisashi, Usuki Seizo, Sasaki Takanobu, Bessyo Toshihiko

^{*}(株)日本製鋼所 室蘭製作所 鉄構製品部 橋梁グループ (〒051-8505 室蘭市茶津町4)

^{**}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)

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

^{****}(株)日本製鋼所 室蘭製作所 鉄構製品部 橋梁グループ (〒051-8505 室蘭市茶津町4)

Recently, a new timber bridge with glued-laminated timber that is structural large section for high strength and stable quality has been developed and served, because it is beautiful to fit surrounding scenery. But glued-laminated timber is inapplicable to bridge for roadway, because it is difficult to manufacture such a large section and secure high rigidity. Therefore we developed the hybrid structure of glued-laminated timber and steel plate to dissolve this difficulties. And we introduce this applicable example as bridge for roadway in this report. Accordingly, we introduce the design method and foundational experiment and also the analysis result of the timber bridge of a new type.

Key Words: composite section, glued-laminated timber bridge, reinforcing by steel

1. はじめに

21世紀は環境の世紀と言われ、人と自然の共生が地球規模で叫ばれている。鋼橋とコンクリート橋が主となる橋梁の分野においても貴重な循環資源であり、建設する際に消費するエネルギー量の少ないことから地球温暖化の防止ができる木を使用した木橋が注目されるようになった。また、木橋は、人と自然に優しく、周りの景観に調和できる点からも採用に至ることがある。

近年、これまでの丸太や角材を使用した木橋に変わり、安定した品質が保証される高強度な構造用大断面集成材を使用した近代木橋が数多く建設され、供用されるに至っている。しかし、このような木橋は、歩道橋や林道橋のように活荷重の少ない形式や支間が短い場合がほとんどであり、その理由としては、一般の車道用橋梁に必要な剛性を集成材単独断面のみで確保するための大断面集成材を製作することが難しいからである。

そこで、対策として、集成材の上下面に鋼板を挿入し、集成材を鋼板で補剛して合成断面とすることにより曲げ剛性とした。また、本橋梁形式の特徴として主要部材である構造用集成材を雨水から防ぐことを主目的とし鋼橋で多くの実績がある鋼床版を採用した。ここで、鋼板挿入による剛性の向上は実験により実用に十分な効果が確認でき、本形式の木橋を実橋に適用したのでその設計方法に関して、ここに紹介する。また、設計・施工に際して実施した基礎実験および解析につ

いて併せて紹介する。

2. 構造の概要

鋼補剛集成材木橋の基本構造を図1に示す。本橋梁は、主桁部材である構造用集成材が木材面として露出しており高欄および地覆等に木材を用いる事により外見上は木橋と何ら変わる事のない景観となっている。構造用集成材の材料は、地域密着型の木材地場産業振興に貢献する目的から主に地元産材を採用している。構造は、主桁である構造用集成材の上部に鋼床版の補剛鋼板を、下部に補剛鋼板をそれぞれ表面プラスト処理¹⁾を施した後挿入し、ポキシ樹脂系接着剤を用いて構造用集成材と接合し合成している。また、鋼床版を採用しているため、上部工の死荷重を軽減されるとともに、木質構造物に対し悪影響とされている降雪や雨水から構造用集成材を保護している。鋼材には、メンテナンスを考慮し耐候性鋼材を用いることとしている。

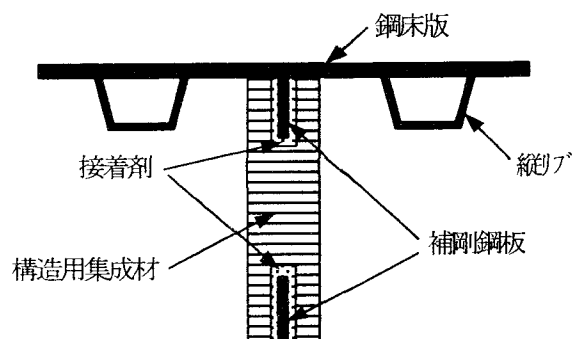


図1 構造図

3. ひずみと応力

構造用集成材の上下面に垂直な溝を加工し、補剛鋼板を接着剤で固定し合成された鋼補剛集成材橋は、合成梁理論²⁾を基礎としている。

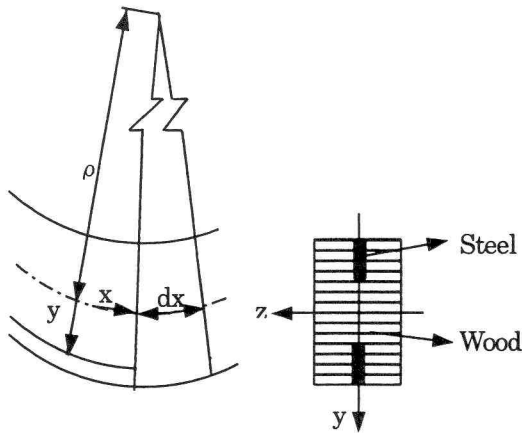


図2 変形と合成断面

合成後において、平面保持の仮定すれば、断面内の任意点のひずみ ε と応力 σ は、式1および式2の通りである。

$$\varepsilon = \frac{y}{\rho} \quad (\text{式1}) \quad \sigma = E \varepsilon \quad (\text{式2})$$

但し、 ρ は、図2に示すように中立軸の曲率半径であり、座標 y は中立軸に原点をおき、 E を材料のヤング係数、 I を断面二次モーメントとすると、断面に生ずる応力の z - z 軸に対する曲げモーメント M は次式で示される。

$$M = \frac{E}{\rho} \int_A y^2 dA = \frac{EI}{\rho} \quad (\text{式3})$$

ここで、 E_s を鋼のヤング係数、 E_w を構造用集成材のヤング係数とし、

$$n = \frac{E_s}{E_w} \quad (\text{式4})$$

とおくと、合成断面二次モーメント I_v は、

$$I_v = \frac{E_s}{E_w} \Sigma I_s + I_w = n \Sigma I_v + I_w \quad (\text{式5})$$

となる。ここで、 I_s 、 I_w はそれぞれ鋼部、構造用集成材の断面二次モーメントである。よって、応力は、

$$\sigma = E \varepsilon = \begin{cases} n \frac{M}{I_v} y & (\text{鋼の応力}) \\ \frac{M}{I_v} y & (\text{構造用集成材の応力}) \end{cases} \quad (\text{式6})$$

せん断応力 τ は、 b を構造用集成材の幅として上式を用いると次式で示される。

$$\tau b = \frac{V}{I_v} (Q_w + n Q_s) \quad (\text{式7})$$

ここで、 Q_s 、 Q_w は、鋼および構造用集成材の材料のそれぞれの断面全体の中立軸に関する断面一次モーメントである。

4. 基礎実験

4.1 せん断強度に与える接着層厚さの影響

鋼補剛集成材木橋の製作は、構造用集成材の上下に溝を設けておき、その溝に補剛鋼板を挿入し接着剤で固定する方法で行われる。一般的に製作部材長は10m程度の長さとなるため、溝の幅と挿入する補剛鋼板に適度なクリアランスが必要となる。一般的に接着剤は、接着層の厚さを薄くし加圧養生を行うことで所定の接着強度が得られる。本構造の接着方法は、接着養生中の加圧も行えないため、接着層の厚さがこのクリアランスに依存することとなる。そこで、接着層の厚さと接着強度の関係を把握するために、接着層を1mm, 2mm, 3mm, 5mmとして実験を行った。補剛鋼板の表面処理の条件は、サトブラスト処理とするが、試験的に3mmの接着層の試験体のみサトペーパーでの表面処理とした。

試験体は、以下の要領で製作した。

- ① 鋼板は接着面を脱脂し、集成材の接着面はワイエスでから拭き処理を施す。
- ② 鋼板と集成材の間に所定の厚さのスペーサーを挟み、上面を除き下面と両側面に布製粘着テープを貼る。
- ③ スペーサーを抜き、上面より接着剤を流し込む。

図3に、試験体の形状寸法と接着後の写真1に接着層の外観を示す。

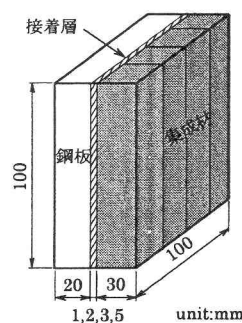


図3 試験体形状

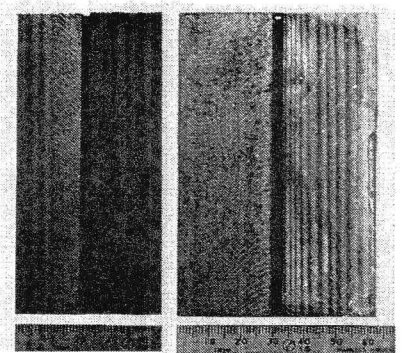


写真1 接着層状況

試験方法の概念図を図4で示す。せん断試験機は集成材の繊維方向について行った。押具は接着層を避け集成材のみに接触するように取付けた。試験機は油圧式サーボハイドラリック試験機を使用し、作動油圧式の変位計で鉛直方向の変位を、またロードセルで荷重を測定しデジタルレコーダに記録した。負荷速度は全て1mm/minで行なった。

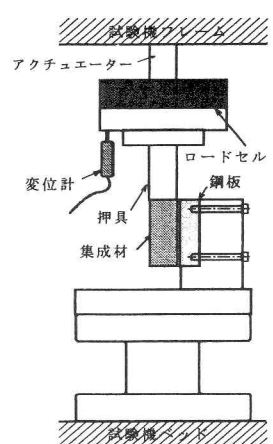
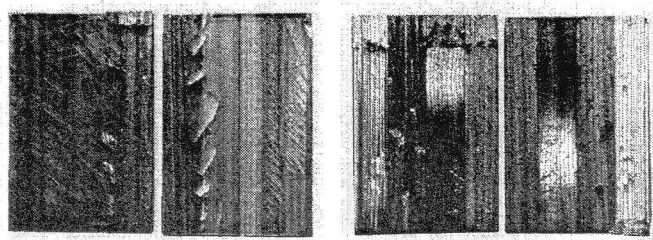


図4 試験の概念図

せん断試験の結果を表1に、また写真2に接着層厚さ3mmにおいて破断応力が最大および最小となった試験体の破断面を示す。S3-1試験体において大部分(75%以上)が鋼板と接着材の界面で破断しているのは、集成材の強度が高かったことと、鋼板側接着面がサトペーパー処理により滑らかになり接着力が低下したためと考えられる。表1の平均値をみると接着層が厚くなるに従い破断時の変位は大きくなる。また、接着層の厚さが5mmになると、破断までの変位は接着層厚さ3mm以下の場合と比較して約2~4倍にもなる。

せん断試験から得られた結果を以下に示す。

- ①破断強度は集成材の強度に依存し、接着層厚さの影響はみられない。その破断応力は最低応力値で1.6MPa、最大値で6.2MPaであった。(杉材の許容せん断応力³⁾は、0.8MPaである。)
- ②接着層の厚さが5mmになると、荷重—変位曲線の傾きは小さく(剛性が小さく)なり破断時の変位は大きくなる。
- ③サトペーパー掛けをした場合(3mm)は、鋼板—接着剤界面から傾構が見られる。接着層の厚さが5mmになると、鋼板—接着剤界面にかわり接着層での破壊が見られる。



a) S3-1 (最大) b) S3-3 (最小)

写真2 試験体の破断面

試験体および試験方法は、接着層厚さ試験で行ったと同様とした。ここで、せん断疲労試験は、正弦波を使用し片振り応力で行った。試験の打ち切りは繰返し数 2×10^6 回とした。

せん断試験より得られた荷重—変位曲線を図4に示す。また、写真3に破断状況の一例を示す。破断を見るといずれの試験体も集成材部分で破断する結果となっており、破断強度のばらつきの原因は集成材の強度の違いによるものである。

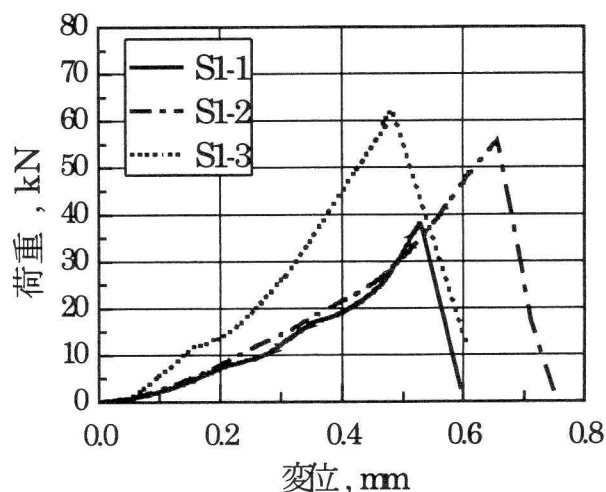
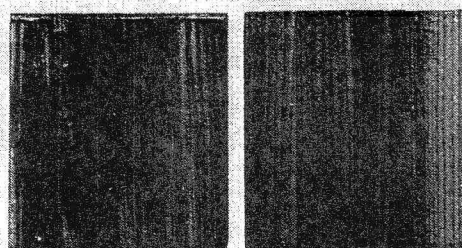


図4 せん断試験時の荷重—変位曲線



S1-3

写真3 試験体の破断面

4.2 疲労強度の確認

鋼板と集成材接着部の疲労強度を確認するために、橋軸方向のせん断疲労試験を行った。

表1 せん断試験結果

接着層厚さ mm	試験体 No.	破断荷重 kN	破断応力MPa	変位 mm	破断部位
1	S1-1	38.1	3.8	0.53	木部97%, 鋼板/接着剤界面3%
	S1-2	55.7	5.6	0.66	木部100%
	S1-3	62.4	6.2	0.48	木部100%
	平均	52.1	5.2	0.05	
2	S2-1	15.7	1.6	0.45	木部100%
	S2-2	19.8	2.0	0.69	木部100%
	S2-3	38.3	3.8	0.48	木部99%, 鋼板/接着剤界面1%
	平均	31.5	3.1	0.54	
3	S3-1	48.9	4.9	0.89	木部25%, 鋼板/接着剤界面75%
	S3-2	39.8	4.0	0.70	接着剤0.5%, 鋼板/接着剤界面99.5%
	S3-3	30.7	3.1	0.55	木部99.3%, 鋼板/接着剤界面0.7%
	平均	39.8	4.0	0.71	
5	S5-1	42.8	4.3	2.34	木部97%, 接着剤3%
	S5-2	18.6	1.9	1.59	木部100%
	S5-3	28.0	2.8	1.92	木部99%, 接着剤1%
	S5-4	49.3	4.9	2.18	木部98%, 接着剤2%
	平均	34.7	3.5	2.01	

せん断疲労試験結果を表2、S-N 線図を図5に示す。

図5のS-N 線図では強度の高いグループと低いグループに分かれている。これは、せん断試験の場合と同様に集成材の強度に依存するところが大きいと考えられる。ここで、図5において▼、▲印は鋼板-接着剤界面が10%以上破壊していた試験体を示している。

表2の破断状況を見ると木部で破壊する割合を示す木破率が95%および100%であっても鋼板-接着剤界面の15~55%が破壊(剥離)している結果が出ており、集成材の強度に拘わらず鋼板-接着剤界面でも破壊が進行していることを示している。以上のことからせん断疲労強度の下限値は1.5~1.7MPaと推定される。

表2 せん断疲労試験結果

T.P.No.	応力範囲 Mpa	周波数 Hz	破断回数 Nf	破壊状況
No1	2.0	5	> 2118373	—
No2	3.4	5	2399	木部100%
No3	2.9	10	134646	木部100%
No4	3.1	10	659429	木部95%, 鋼板界面15%
No5	2.5	10	20	木部100%
No6	2.7	10	60921	木部100%, 鋼板界面10%
No7	2.5	10	40571	木部100%
No8	2.4	10	423025	木部80%, 鋼板界面20%
No9	2.2	10	1390	木部100%
No10	2.2	10	1189	木部95%, 鋼板界面5%
No11	2.0	10	51475	木部100%
No12	2.2	10	567127	木部95%, 鋼板界面60%
No13	1.8	10	104293	木部98%, 鋼板界面2%
No14	1.8	10	1080569	木部95%, 鋼板界面35%

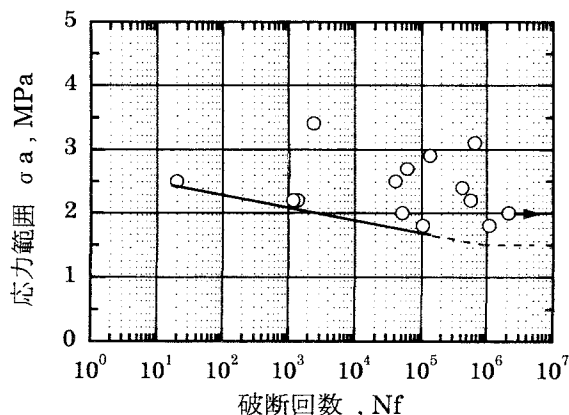


図5 S-N 線図

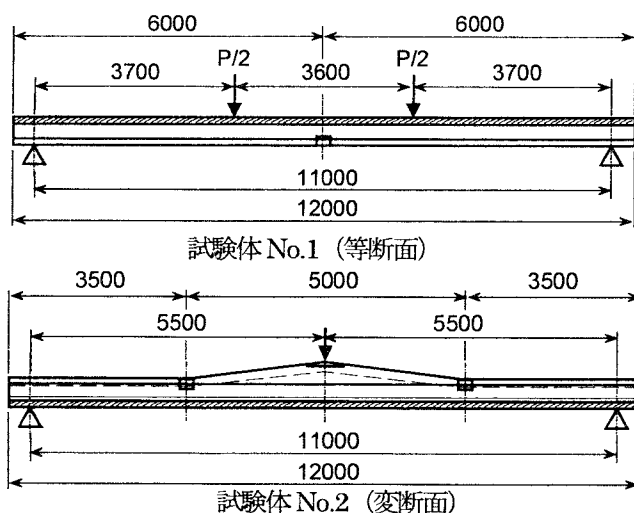


図6 曲げ試験体

4.3 1/2 モデル鋼補剛木材橋の載荷実験

基礎実験結果に基づいて設計した橋長60mの2径間連続鋼補剛集成材木橋を対象として、1/2 モデル試験体の曲げ載荷実験を行い、曲げ性能および継手部の強度について実験を行った。

試験体は図6に示すように、端支点部(試験体No.1)および中間支点(試験体No.2)のモデル各一体で行なった。両試験体とも部材長は12mであり、試験体No.1では6m+6m、試験体No.2では3.5m+5.0m+3.5mの部材要素から構成されている。各部材は175×500mm断面の2本の集成材桁に幅1100mm、厚さ8mmの鋼床版が連結された構造となっている。断面図を図7に示す。

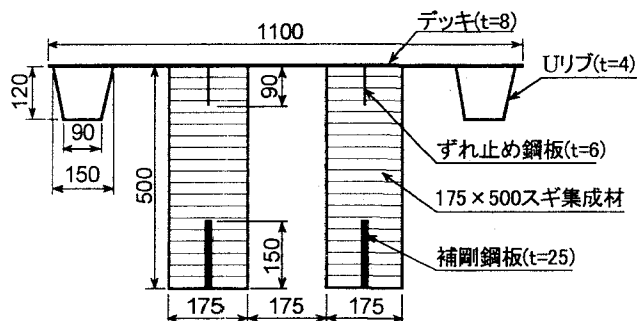


図7 試験体の断面図

製作において、集成材と補剛鋼板の固定方法は基礎実験時同様にポキシ樹脂系接着剤で行い、鋼板表面処理はサンドブラストを施した。表3に各使用材料の仕様を示す。

表3 材料仕様

材 料	仕 様
集 成 材	スギE75-F240、JAS異等級対称構成
鋼 材	SS400、サンドブラスト処理
接 着 剤	エポキシ樹脂

曲げ試験法は、図6に示すように、試験体No.1では支点間11m、荷重点間3.6mの4点曲げ載荷とし、試験体No.2では鋼床版側を下とし、支間11mの中央点への集中荷重載荷とした。試験体No.2の試験方法は、連続桁の中間支点部に生じる負の曲げを作用させるためのものである。

表3に示す試験体に用いたスギ集成材はJAS(日本農林規格)で定められた強度等級の集成材である。この等級の集成材では、曲げヤング係数が75tf/cm²、曲げ強度が240 kg f/cm²になる。また、鋼床版および補剛鋼板などの鋼材の材質は全てSS400である。ここで、鋼材と集成材のヤング係数比を $n=2100/75=28$ とした合成断面として試験結果を評価した。図8は各試験体における荷重-変位曲線である。最大荷重は、それぞれ526kN(試験体No.1)、581kN(試験体No.2)であった。鋼材の許容引張応力度を140MPaとして計算した合成桁の許容対耐力(No.1:232kN、No.2:386kN)に対する、最大荷重の比はそれぞれ $526/232=2.26$ 、 $581/386=1.50$ である。

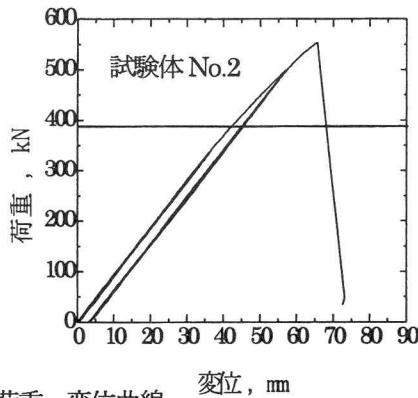
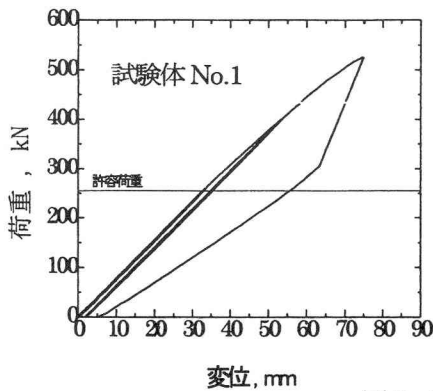


図8 荷重—変位曲線

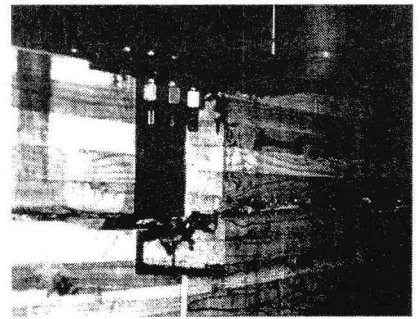


写真4 破壊状況

このことにより、集成材と鋼床版および補剛鋼板には十分な合成効果の得られる事が確認できた。本試験においても、鋼板—集成材間に高い接着性能が確認された。破壊性状は、両試験体とも支点部付近から集成材の水平せん断力方向に生じた。写真4は破壊状況を示す。

5 実橋施工の概要

5.1 坊中橋

「坊中橋」⁴⁾は、秋田県山本郡藤里町において建設されており、主要部材の集成材に、地元の秋田杉を使用している。架橋位置が世界遺産の白神山地から、山並みと調和を図り2径間連続鋼床版キングポストトラスの形式を採用しランドマーク的存在となっている。橋梁概要は以下の通りである。

- ①活荷重 A 活荷重
- ②橋 長 55.0m
- ③支間長 $2 \times 27.0\text{m} = 54.0\text{m}$
- ④幅 員 7.0m (車道部) + 2.0m (歩道部)
- ⑤集成材 秋田スギ、E75-F240
- ⑥鋼 材 耐候性鋼材

本橋梁の形状および寸法に関して、図9は断面図、図10は側面図に示す。

本橋梁は、鋼補剛集成材木橋の構造特性および供用化における長期性能や集成材の耐久性評価する目的でモニタリングシステム⁵⁾を当初より導入している。合成断面部材については、温湿度変動下での接着強度、疲労強度あるいは接着層厚の試験結果から、各種条

件の下に十分な接着強度が確認されている。しかしながら、橋梁全体に関して実橋を対象とした実験データの収集による構造特性の把握が不可欠であり、種々の影響を定量的に評価するために各種センサーを各部位に設置し毎時自動計測している。センサーとしては、ひずみ、温度、集成材の含水率および湿度を設置している。また、経年変化を定量的に把握する目的も含め初期データ収集のため振動実験⁶⁾も実施されている。

5.2 八丁平つなぎ橋

「八丁平つなぎ橋」は、北海道室蘭市において建設されており、主要部材の集成材に、「坊中橋」同様に地元産材である道産カツ材を使用している。架橋位置の周辺は、学校および住宅街となっており歩行者の利便性を図る目的で木橋としては長大橋の3径間連続橋として建設されている。

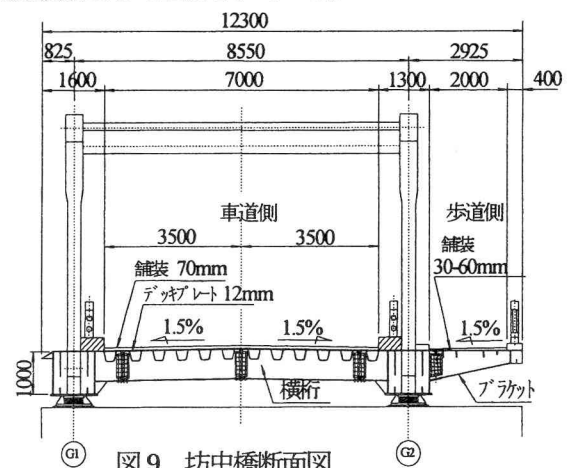


図9 坊中橋断面図

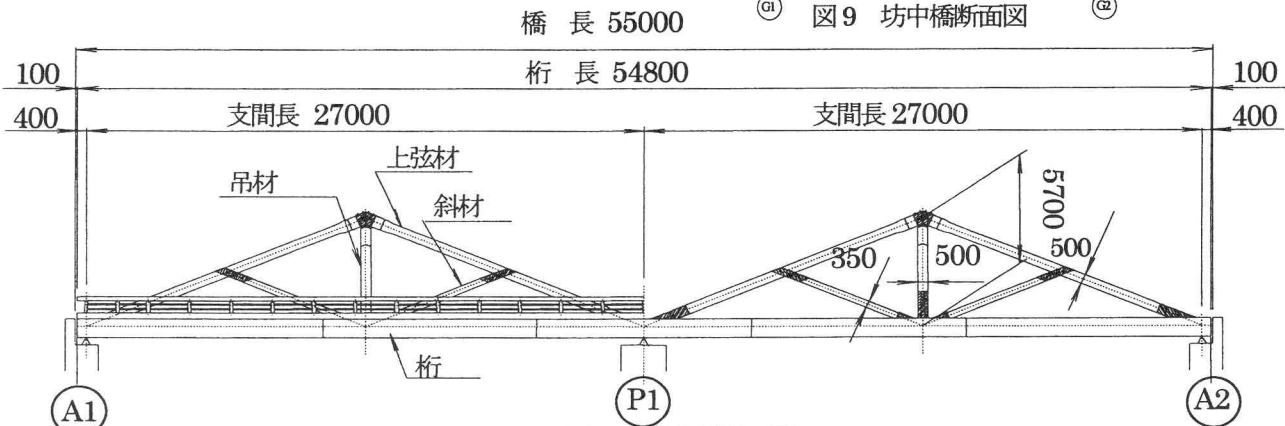


図10 坊中橋側面図

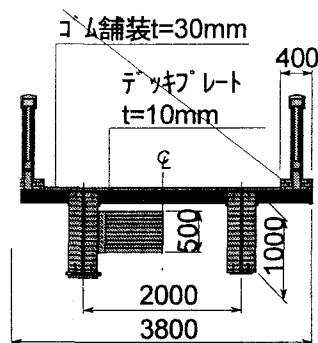


図 11 八丁平つなぎ橋断面図

橋梁概要は以下の通りである。

- ①活荷重 群集荷重
- ②橋 長 70.00m
- ③支間長 19.0m+27.0m+23.0m
- ④幅 員 3.0m
- ⑤集成材 道産カツ材、E105-F300
- ⑥鋼 材 耐候性鋼材

本橋梁の形状および寸法に関して、図 11 は断面図、図 12 は側面図に示す。

本橋梁は、供用後における歩行者の制限度および固有振動特性把握のため初期データを取得することを目的として振動実験⁷⁾および振動解析⁸⁾を実施している。

6. 結果および考察

6.1 基礎実験

(1) セン断強度に与える接着層厚さの影響

鋼補剛集成材木桁製作時の観点から、溝幅を変え実験を行なったが、接着層の厚さが最大 5mm までの範囲で、破断応力は最低応力値で 1.6MPa、最大値で 6.2MPa であった。このことは、集成材の許容せん断応力度の 0.8MPa に対し強度保証があることが判明した。また、破壊面の性状は、補剛鋼板表面処理をサトーパーで試験的に行なった結果、鋼板—接着剤界面よりの破壊が起きることより、表面処理は、サトブラストにより表面処理を行なう必要がある。

(2) 接着剤の疲労強度の確認試験

鋼板と集成材接着部のせん断疲労強度を把握するために試験を行った。S—N 図線において強度の高いグループと低いグループとに分かれた。これは、集成材の強度に依存するものと考えられる。しかし、試験体の破断状況より木破率が高い (95~100%) 場合でも鋼板—接着剤界面の破壊 (剥離) が見受けられことから、集成材の強度にかかわらず鋼板—接着剤界面から破壊が進行していることがわかった。このことから、S—N 図線よりせん断疲労強度の下限值は、1.5MPa~1.7MPa 推測できる。この値は、許容せん断応力度内であることが判明した。

(3) 1/2 モデル鋼補剛木材橋の载荷実験

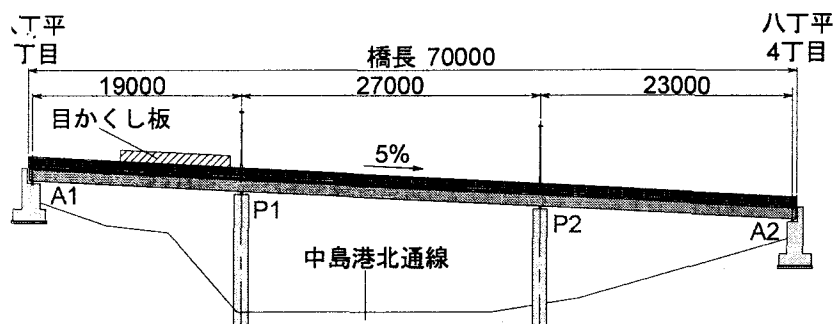


図 12 八丁平つなぎ橋側面図

実橋の施工にあたり、2 径間連続鋼補剛集成材木橋を対象として、曲げ载荷実験を行い、曲げ性能および継手部の強度についての確認を行った。正および負の曲げモーメント性状に対して確認できる 2 試験体で行った結果、鋼板の許容応力度に換算した許容荷重に対し、1.5~2.3 倍での破壊となり十分な合成構造であることが判明した。

7. まとめ

基礎実験を行い満足できる結果の下、鋼補剛集成材木橋は数橋が建設されている。しかしながら、木橋全般に関しては、施工技術や設計法が未だ整備されていない状況にあり、その作業が急務と考えている。従って、今後は、維持管理の観点からもモニタリングおよび振動実験等を行い基礎データの蓄積を図り、その一助となる活動をして行きたいと考えている。

参考文献

- 1)坪野、蛇川、松沢、薄木：SW 桁の曲げ耐力力に関する基礎的研究、土木学会第 53 回年次学術講演回概要集、
- 2)薄木、村井、長谷部、佐々木、長谷川：垂直型ストリッチ梁の応力解析、構造工学論文集、Vol.45A,1999.3.
- 3)日本建築学会、木質構造設計規準・同解説、1995.1
- 4)薄木、佐々木、別所、寺田：坊中橋の製作・架設—鋼・集成材ハイブリッド木橋—、木橋技術に関するシンポジウム論文報告集、2001.7.
- 5)佐々木、薄木、後藤、飯島：集成材・鋼床版ハイブリッド木橋の温度・ひずみ測定に関する考察、構造工学論文集、2003.3.
- 6)草薙、本田、寺田、佐々木：ハイブリッド型スラブトラス木車道橋の構造特性の評価、第 2 回木橋技術に関するシンポジウム論文報告集、2003.7.
- 7)奥野、岸、小室、巽、三上：鋼補剛木歩道橋の固有振動数解析、土木学会北海道支部論文集、Vol.58,2002.2.
- 8)岸、寺田、巽、三上、小室：人力加振によるつなぎ橋の固有振動特性評価、土木学会北海道支部論文集、Vol.58,2002.2.