14年を経過した繊維補強集成材桁橋「千樹橋」

14 year-old "Senju Bridge", a pedestrian girder bridge constructed using aramid–reinforced plastic glulam

○飯村 豊*、小林辰美**
IIMURA Yutaka, KOBAYASHI Tatsumi

*博（農） 宮崎県木材利用技術センター （〒885-0037 都城市花繰町 21-2 ）
**株式会社江間忠ホールディングス （〒104-8551 中央区晴海 3-3-3）

ABSTRACT Senju Bridge constructed in March 1994 is a 32.5m span bridge over the Tonebetsu river that flows in the central part of Iwamizawa City. It was the first bridge in Japan that was supported by high strength fiber reinforced plastic glulam. The glulam was imported from the United States along with design processing technology to enable the main girder to be located within 1.0m of the ground in consideration of the road height and river water-level. For transportation purpose, a 32.4m digit was divided into three parts, which required a joint with a fiber reinforced plastic layer to be newly designed and produced through Japan-U.S. cooperation. This new technology to produce the glulam and joints was introduced under the condition of 10-year guarantee against defects with risk management based on project management (PM) method. In December 2008, an inspection by watching was conducted of the 14-year-old bridge, which showed satisfying performance with the planned level of quality in design, production and construction, without flaking-off of aramid-reinforced laminate layers, though there was a decrease in camber due to increased transformation of the joints.

Keywords：繊維補強集成材、耐久性、リスク管理、システム設計
fiber reinforced plastic glulam, durability, risk management, system design

1．はじめに

千樹橋は岩見沢市中心部を流れる利根別川に1994年3月に架設されたスパン32.5mの単純桁橋である。本橋は、道路の計画高さと河川の計画水位から主桁の高さを 1.0m 以内に抑える必要があったため、主桁には日本で初めて高強度の繊維補強集成材が米国から設計製造技術を伴って導入された。32.4mの桁は輸送上の制限から3分割されたため、繊維補強層を伴う継ぎ手が必要となり、日米が協力して継ぎ手の設計施工技術などを新たに生み出した。繊維補強集成材に関わる新設計・施工技術の採用に際しては、発注者と上部工製作者の間の取り決めで10年の瑕疵担保保証が条件とされ、リスク管理にはプロジェクトマネジメント（PM）手法が用いられた。架設から14年が経過した2008年12月に実施された目視調査の結果、当初の設計・製作・施工の品質計画を満足していることが確認された。本稿では、千樹橋の概要に加え、本橋に採用された繊維補強集成材の特徴、新技術採用に当たってのリスク管理方法および本橋の安全性を改めて確認する目的で実施した米国の繊維補強集成材梁設計基準に基づく中桁断面設計計算の照査について述べてみたい。

2．千樹橋の概要

2．1 岩見沢市の構想

岩見沢市は1992年度に新たな市民の憩いの場となるように利根別川を整備する拠点として、

川沿いに広がる都市計画緑地の「はぎぞの緑地」と対岸に位置する市民会館・文化センターの前庭「こぶし広場」の整備計画を策定し[1)]、翌年度から始まる整備工事に合わせて建設を予定している、緑地と市民会館・文化センターを結ぶ人道橋を、周辺景観等との調和も考慮して木造の単純桁橋とすることに決定した[2)]。この整備計画は岩見沢市が全国に先駆けバブル崩壊直後の景気浮揚対策として[1)]、また良好な住環境の維持・発展に向けて策定したもので、木造の単純桁橋を「はぎぞの緑地」のランドマークとして架設する構想であった。後に千樹橋と命名される木造橋の基本デザインは、従来の造園工事や橋梁工事では例のない市民からの公募の手によって進められた。デザインは、親柱と橋体を一体化し、橋体と高欄の一部をレンガタイルで化粧を施し、照明灯も木造にして高欄と一体化させ、左右千鳥に配置するというものであった[3)]。

この木造千樹橋の構想を実現に移すには、幾つかの課題が浮上したが、市はその解決策を以下のように整理した[3)]。

課題①：木造橋架設は道内でも数ヵ所しかなく、岩見沢市では全く実績がない。

解決策：木橋の製作メーカや施工実績等の情報を収集、数社に条件を提示して架設の可能性を具体的に検討する。

課題②：通常の集成材による単純桁橋は桁高が 1.3m なため、デザイン通りに桁高が 0.91m の橋を木で製作するのは無理がある。

解決策：桁高を当初デザイン通りの 0.91m まで低く抑える新技術として製作メーカ（三井木材工業㈱）から提案された繊維補強集成材桁の採用を検討する。

2．2　千樹橋の特徴

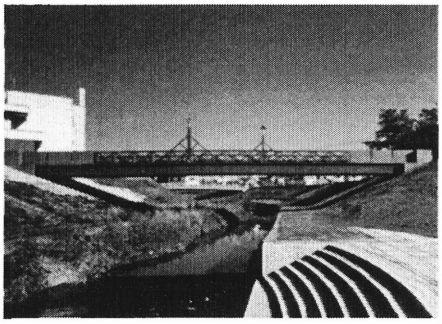

写真 1「千樹橋」の全景（完成時）

架設場所の「はぎぞの緑地」は、JR 岩見沢駅からおよそ 1km に位置し、国道 12 号と中心市街地を流れる石狩川水系の支流利根別川に挟まれた緑地で、木、石、レンガなど自然の素材を用いた彫刻が随所に配置されている。木造千樹橋はこの緑地の中央部に架設された（写真 1）。千樹橋の概要を表 1、図 1、2 に示す。世界でも例のない長スパン（橋長 32.5m、支間長 31.6m）木造の単純桁橋が実現した技術的背景には、バブル期に日本の設計・施工技術が高度発展を遂げていたことに加え、1992 年には三井木材工業が日米の技術を融合して「用倉大橋」を完成させていたこと[4)]、さらには欧米で最先端の設計製造技術の開発が進んでいたことがある。こうした日本と世界の技術が岩見沢市の千樹橋に結実している。米国における新技術とは、ティンバーエンジニア、木材研究者、集成材メーカの三者が協働して開発・実用化に成功した、桁高を約 70%まで低く抑えることができる繊維補強集成材の設計製造技術であった。ただ、この技術の利点でもあるが、橋桁の断面が減少するため小断面の中で剛性と強度を維持しなくてはならず、継ぎ手接合に高度な技術が要求される。米国内の在来技術でこれに対応するのは難しかったため、米国側はドイツで開発された単位体積あたりの接合効率を向上させる BVD（ Bertsche-Verpreß-Dübel の略）金物の採用を勧めた。温湿度の影響を受け難い繊維補強材は、長期の寸法安定性に優れるため、BVD 金物の持つ高強度性能も維持しやすい。

表1　千樹橋の概要

架設場所	北海道岩見沢市9条西5丁目　はぎぞの緑地内
架設河川	一級河川石狩川水系幾春別川支流利根別川
発注者	北海道岩見沢市
設計者	シビテック株式会社
上部工設計協力	三井木材工業(株)・Western Wood Structers.Inc.,
施工者	大林組・及川産業・松浦建設共同企業体
製作・上部工工事	Western Wood Structers.Inc.,・三井木材工業(株)
施工方法	クレーンベント
工期	1993年10月～1994年3月
橋格	人道橋
橋梁構造:上部型式	木造単純桁橋
下部型式	逆T型
基礎形式	鋼管杭基礎
橋長(L)	32.50m
支間長	31.60m
有効幅員(W)	3.00m
実幅	4.18m
平面線形	直線
斜角	90° 00'
縦断勾配	+2.00%、-2.00%
横断勾配	なし
舗装	なし

3分割された橋桁には継ぎ手部に大きな応力が生じるが、繊維補強層部で補強層に生じる引張り応力には添え鋼板を、集成材部に生じる引張り応力にはBVD金物をバランスよく配置することで高度な接合設計が可能になった。

長期性能を担保しなくてはならない三井木材工業は、米国側のこの提案を受け入れ、架設地の荷重条件と使用環境を設計与条件として米国側に提示した。併せて、相互にリスクを最小化するためにも米国の生産管理や保証、保険制度などの体制に関する情報の提供を求めた。こうして三井木材工業は米国側と相互に条件提示などを繰り返していく中、国際ルールに基づきプロジェクトマネジメント手法の下に建設プロセスを進める共通ルールを採用し、総合的な視点から日米独の最先端技術を迅速に融合させる管理体制を整えていった。

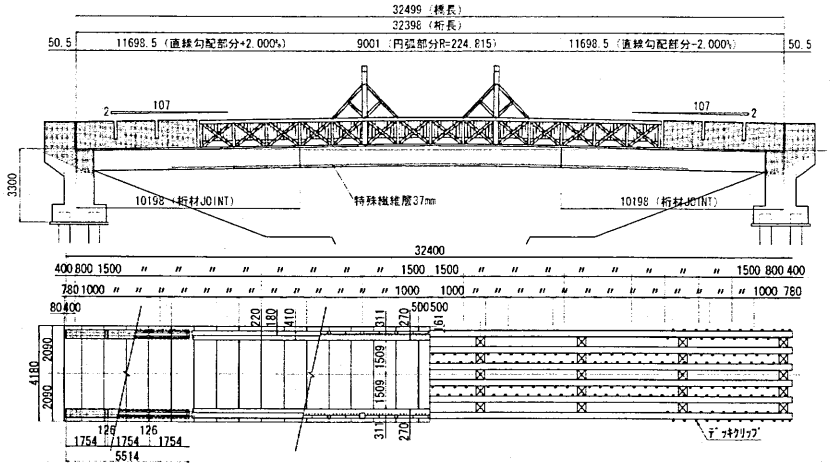

図1 千樹橋の一般図

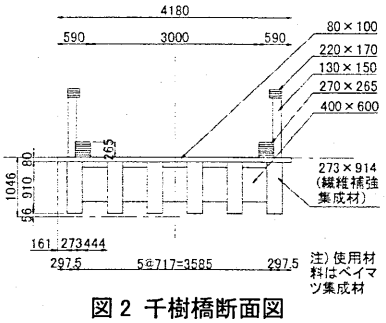

図2 千樹橋断面図

3．繊維補強集成材の特徴

本橋で採用した繊維補強集成材は、米国の木材研究者Dr. D. Tingleyが中心となって1993年にTaylor Lake Bridge (支間長24.38m、幅員1.829m、活荷重4.1kPa、風荷重145km/h) で最初の実用化に成功した技術を基本にしている。Dr. D. Tingleyは、研究開発を進める中で、開発成果を特許として出願する一方、1992年にはアメリカン・ラミネイター社（オレゴン州スイスホーム）とライセンシー契約を締結している。同氏によれば、繊維補強集成材は通常使う集成材桁と比べ、断面が31.7%、重量が31.7%、コストが26.3%、保存処理費が31.7%、とそれぞれ合理化できることから市場競争力がある[5)]。

繊維補強集成材の引張り補強部に使用するアラミド繊維は一般ラミナと同様に製造ラインに組み込み安いことから選定されており、ハンドリングの面から樹脂で約2 mm厚のシート状に成型（ARP : Aramid Reinforced Plastic ）される。原板（ラミナ）とARP、接着剤、表面処理法などを組合せながら実大曲げ試験を繰り返して現行の集成材製造基準に適合する最適管理値が得られている。

また、現行の機器・工具類による組立が可能になるように、積層アラミド繊維板を集成材ラミナ（ベイマツ）と同等の接着性能、比重に近づけようと、積層アラミド繊維板には表面を毛羽立たせるなどアラミド繊維板に木材と同等の品質を付加し、加工や接合がし易いように工夫がされている。こうして耐久性などでも木材接着と同様の接着性能が担保された繊維補強集成材は、設計者が断面を設計することができる集成材製品として製造されている。

アラミド繊維の特徴は、高強度・高弾性率の物性を有していることである。アラミド繊維は、ナイロンの一種で、ナイロンやポリエステルなどの合成繊維の原料ポリマーを高分子量化したことで伸度が小さい。それは、原料の高分子PPTA（poly-p-phenylene terephthalamide）が、通常のナイロンと違いベンゼン環を含み、アミド結合で結んだ固い構造となっているからである。アラミド繊維はこの原料を硫酸で溶かして紡糸して得られる。引張り強度は、スチール繊維の8倍、比重はスチール繊維のわずか5分の1と小さいが、紫外線による劣化が早いという欠点もある。

4．繊維補強集成材採用のリスク管理

4．1　保証体制の構築に向けたシステム設計

岩見沢市は、繊維補強集成材を用いた単純桁橋を提案した三井木材工業に対し、提案の採用条件としてこのアラミド繊維を補強材とする木橋上部工の瑕疵担保 10 年保証を求めた。

本橋を実現する新技術の中心は、繊維補強と継ぎ手であり、具体的には設計から、製作、施工、維持管理に至る設計製造のシステム技術である。このシステム技術を現場へ適用するには、日米それぞれが当時持っていた集成材橋の設計施工システムの下で、世界レベルに達する長スパン桁橋のランドマークとしての価値を最大化し、その一方で新たな技術の採用に伴う諸問題やリスクを最小化することが求められる。米国側パートナー（Western Wood Structers.Inc.,）の設計施工システムには、この技術の特許を持つ Dr. D. Tingley に加えて同氏とライセンシー契約を結んでいるアメリカン・ラミネイター社も含まれることを意味する。

開発後期、実用化初期とも言える新技術の採用にはリスクが全く無いとは言えない。そこで、発注者に対する瑕疵担保保証の管理体制づくりは、用倉大橋の例を参考に、10 年後、20 年後を見据えて、維持管理プログラムまで含める一連のシステムとして捉え、プロジェクトのプロセスに合わせながら進めて行くことにした。そのため日米関係者間で新技術採用に伴うリスクを最小化する仕組みづくりには PM 手法が採用された。

PM 手法の特徴はプロジェクトを進める上で、スコープ、タイム、コスト、品質、組織、コミュニケーション、リスク、調達の 8 つの判断基準を設けている点にある。PM の業務範囲は通常のコンストラクションマネジメント（CM）の業務範囲に企画・計画、維持保全を加えたものだ。

表 2 のプロセスと担当は、本橋を実現するために構想・企画を練った時点における組織を表している。全プロセスの中では製作段階で最も多くの関係者が同時に関わり、それぞれの作業を進めることになる。

表 2 プロセスと担当（構想企画時点）

	プロセス / 担当		構想	企画	基本設計	断面・接合設計	詳細設計	製作	確認試験	施工現場調整	瑕疵担保	維持管理
日本	岩見沢市役所	発注者	→	→	⇢	⇢	⇢	⇢	⇢	→	⇢	→
	(株)シビテック	設計者			→	→	→					
	三井木材工業(株)	上部工設計・供給	→	→	→	→	→	→	→	→	→	→
	日本通運(株)	上部工工事								→		
米国	WWS社	上部工設計	→	→	→	→	→	→	→	→	→	→
	Dr. D.Tingley	部材・接合設計	⇢	⇢	→	→	→	→	→	→	→	⇢
	Americn Laminator社	集成材製造		⇢	⇢	→	→	→	→	⇢	→	⇢
	RLD社	加　工						→				
	リチャードソン社	金物製造						→				
	Keith M. Wright	BVD金物供給						→				
	PWT社	保存処理						→				
日本	(未定)	施　工						→	→	→	⇢	⇢

4．2　ＰＭ手法の利用

表 3 ではこの PM 手法に沿った本プロジェクトのリスクマネジメントを示している。X 軸は判断基準、Y 軸はプロセス（段階）である。

表 3　PM 手法を利用したプロセスと判断基準

判断基準 / プロセス	コミュニケーション	スコープ	品質	リスク	コスト	調達	タイム	組織	備考
1. 構想(現状分析・課題整理)	◎			○				△	事例調査、根拠資料
2. 企画		◎	○		△				事業範囲決定
3. 基本設計	○		◎				△		性能仕様書作成
4. 断面・接合設計			○	◎				△	設計製造
5. 詳細設計			○	◎		△			サブシステムの結合
6. 製作・確認試験			△		◎	○			接着性能の確認
7. 施工現場調整での調整			△		○	◎			施工手順
8. 瑕疵担保保証			△				◎	○	適用範囲
9. 維持管理		○		△				◎	責任分担
備考	関係者間の意思疎通	対象範囲、用途、規模	長期性能	変更処理	開発コスト	海外、国内	納期、工期	持続性	

X 軸の 8 つの判断基準の並べ方を、ここでは本プロジェクトの課題が運用を進めるに従って解決に向かうように、最初にコミュニケーション、最後に組織としている。さらに、図を見やすくするためできる限りシンプルにして各プロセスでは優先する判断基準を 3 つに絞り、順位（◎→○→△）付けした。

例えば、プロセスの最初となる構想の段階では、新技術導入のための緊密な連携体制の構築に向けて日米関係者、特に発注者の岩見沢市、米国 Dr. D. Tingley、そしてアメリカン・ラミネイター社との意思疎通（コミュニケーション）を図ることが優先される。次のプロセス「企画」では、それぞれが取り組む対象範囲（スコープ）の明確化に重点を置く。基本設計のプロセスでは、瑕疵担保保証の下で長期性能を維持する仕様（品質）の確保を優先する。ディテールを変更した時には性能変化（リスク）の有無を先ず判断する。その際、設計製造に生じる発生金額（コスト）を直ちに確認する。施工・維持管理を含め、必要な部材・部品・工具類は施工手順を考慮して海外または国内で入手（調達）する。瑕疵担保では、期間 10 年（タイム）を確実なものにする。最後の維持管理プロセスで、判断基準の「組織」が◎となっており、構想の段階で△なのは、維持管理がシステムそのもので支えられるように、プロジェクトが進行して各段階を経ることで各関係者の運用しやすいシステム技術が構築されていくことを狙っている。

表 4 準拠基準類

道路橋示方書・同解説	日本道路協会 1990年
立体横断施設技術基準・同解説	日本道路協会 1979年
木質構造設計規準・同解説	日本建築学会 1995年
Timber Construction Manual	AITC 1985
The Uniform Building Code	ICBO 1992

5．繊維補強集成材桁の設計法

千樹橋の繊維補強集成材桁の設計は、1992 年から日米の準拠基準類を基に関係者の協働によって進められ（表 4、5）、最終的には設計者のシビテックによってまとめられた後、三井木材工業の性能保証の下に、岩見沢市に 1993 年度に提出された。

日本で千樹橋が完成したことは米国でも大きく取上げられ、米国の繊維補強集成材梁の設計法の整備に大きく貢献することになる。

1997 年には、全米規格協会に認定された ICBO Evaluation Service, Inc.によって、繊維補強集成材梁（Fiber-Reinforced Plastic Glulam Beam）の設計判定基準が UBC(Uniform Building Code) のセクション 2303 アイテム 2 に規定された。次いで 1999 年に BOCA NBC(National Building Code)のセクション 2304.1 に、続いて SBC (Standard Building Code)のセクション 2301.2.5、2301.4.2 に、2000 年には IBC (International Building Code)のセクション 2303.1.2 にそれぞれ規定された。これらに基づいて ICBO (International Conference of Building Offcials)は、繊維補強集成材梁の設計判定基準を ES 評価報告書（Evaluation Report PFC-5100 Reissued April 1, 2001)として公表する。このデータは 2003 年 5 月 1 日に Legacy Report PFC-5100 として再発行されている。この間、1999 年には繊維補強集成材梁が AASHTO（American Association of State Highway and Transportation）の標準仕様にもなっている。

ここでは千樹橋に採用された繊維補強集成材桁の安全性について、評価書 Legacy Report PFC-5100[6] の繊維補強集成材梁の設計判定基準に従い（表 6、7）、中桁断面の設計計算を照査して計算に間違いがないことを改めて確認した。

表 5 設計荷重

積雪荷重	1,000 N/m^2
活荷重：床版	5,000 N/m^2
主構造	3,500 N/m^2
集成材の単位重量	5,500 N/m^3
製材の単位重量	5,500 N/m^3
高欄	1,000 N/m
地覆	500 N/m
金具重量	2,000 N/m
添架物重量	0 N/m

表 6 使用材料－構造用集成材

構造用集成材：AITC 117-93；Design Table 2		
同一等級構成5、ベイマツ、強度等級L1		
曲げ弾性係数	$MOEx$	13.80 kN/mm^2
	$MOEy$	13.80 kN/mm^2
許容曲げ応力度	F_b	16.56 N/mm^2
許容せん断応力度	F_s	1.138 N/mm^2
許容圧縮応力度	F_c	16.56 N/mm^2
荷重期間係数	C_D	1.10(長期)
湿潤状態係数	C_M	1.00 (通常)
温度係数	C_T	1.00(通常)
強化集成材断面：PFC-5100		
梁幅	b	273.0mm
梁せい	h	851.6mm
バンプ層	BTt	25.4mm
総高	d	914.0mm

表 7 使用材料－繊維補強層

繊維補強層（Aramid Reinforced Plastic (ARP)）：PFC-5100 Table 4		
弾性係数	MOE_{rt}	80.04 kN/mm^2
引張り強度	ST_{rt}	986.7 N/m^2
繊維補強層厚（11層）	T_{rt}	37.0 mm
繊維補強層断面積	A	10,101 mm^2

中桁断面の照査

主作用荷重

死荷重

床版	0.08	×	0.717	×	5,500	=	315 N/m
金具	200	×	1	÷	6	=	33 N/m
中桁	0.273	×	0.914	×	5,500	=	1,372 N/m
横桁	730					=	730 N/m
合計						=	2,450 N/m
積雪荷重	1	×	1,000			=	717 N/m
群集荷重	1	×	3,500			=	2,510 N/m
作用荷重合計(W_{TL})						=	5,677 N/m

作用曲げモーメント

死荷重(M_{DL})	2,450	×	$(31.6)^2$	÷	8	=	306 kN·m
積雪荷重(M_{SL})	717	×	$(31.6)^2$	÷	8	=	89 kN·m
群集荷重(M_{LL})	2,510	×	$(31.6)^2$	÷	8	=	313 kN·m
合計(M_{TL})						=	709 kN·m

作用せん断力

死荷重(S_{DL})	2,450	×	32	÷	2	=	39 kN
積雪荷重(S_{SL})	717		32	÷	2	=	11 kN
群集荷重(S_{LL})	2,510	×	32	÷	2	=	40 kN
合計(S_{TL})						=	90 kN

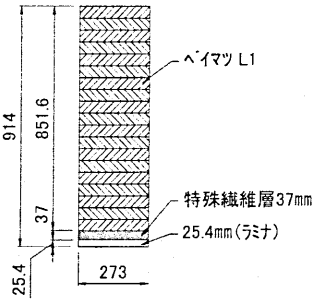

図 3 繊維補強集成材断面図

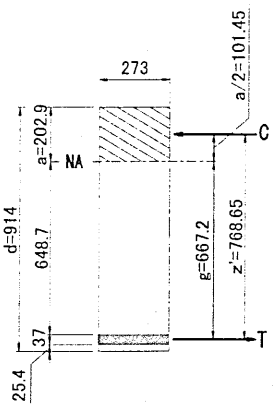

図 4 繊維補強集成材応力図

中立軸位置の算定

木材の引張弾性係数: MOE_{wT} = 13.80 kN/mm² (2.0×10⁶ psi)

木材の圧縮弾性係数: MOE_{wc}

繊維補強集成材の曲げ弾性係数: MOE_{roxx}

MOE_{roxx} = 14.48 kN/mm² (2.1 x10⁶psi) (PFC-5100 Table 2 より)

n 弾性係数比 = MOE_{wT} / MOE_{wc} = 1.06 (PFC-5100 Table 3 より)

n' 弾性係数比 = MOE_{rt} / MOE_{wc}

a' 中立軸までの距離 = $\dfrac{d\sqrt{n}}{1+\sqrt{n'}}+M-N$

ここで、

$$M_t = n\cdot(n'-1)^{0.63}\cdot T_{rt}$$

$$N_t = n\cdot(n'-1)\cdot R_t\cdot\frac{T_{rt}}{a'}$$

$$MOE'_{roxx} = MOE_{roxx}\cdot(C_M)\cdot(C_t) = 14.48\cdot(1.00)\cdot(1.00) = 14.48 \text{ kN/mm}^2$$

$$MOE_{WC} = \frac{2(MOE'_{roxx})}{1+n} = \frac{2(14.48)}{1+1.06} = 14.058 \text{ kN/mm}^2$$

$$n' = \frac{MOE_{rt}}{MOE_{wc}} = \frac{80.040}{14.058} = 5.693$$

$$a' = \frac{d\sqrt{n}}{1+\sqrt{n'}} = \frac{914\sqrt{1.06}}{1+\sqrt{5.693}} = 277.9 \text{ mm}$$

$$M_t = n(n'-1)^{0.63}(T_{rt}) = 1.06(5.693-1)^{0.63}(37) = 103.8 \text{ mm}$$

$$R_t = B_t+\frac{T_{rt}}{2} = 25+\frac{37}{2} \fallingdotseq 43.5 \text{ mm}$$

$$N_t = \frac{n(n'-1)(R_t)(T_{rt})}{a'} = \frac{1.06(5.693-1)(43.5)(37)}{277.9} = 28.8 \text{ mm}$$

中立軸位置の算出

$a = a' + M_t - N_t$ = 277.9 - 103.8 + 28.8 = 202.9 mm (梁上端より)

$c = d - a'$ = 914 - 202.9 = 711.1 mm

補強断面の断面係数の算出

$$I_0 = \frac{b\cdot(d)^3}{12} = \frac{273(914)^3}{12} = 17{,}370.8\text{x}10^6 \text{ mm}^4$$

$h_c = a - BT_c - T_{rc}$ = 202.9 - 0 - 0 = 202.9 mm

$h_t = d - a - BT_t - T_{rt}$ = 914 - 202.9 - 25 - 37 = 649.1 mm

$$I_r = \frac{b\cdot h_c^3}{3}+\frac{b\cdot n\cdot h_t^3}{3}+b\cdot n'\cdot T_{rt}\left[\frac{T_{rt}^2}{12}+(c-R_t)^2\right]+b\cdot n\cdot BT_t\left[\frac{BT_t^2}{12}+\left(c-\frac{BT_t}{2}\right)^2\right]$$

$$= \frac{273\cdot 202.9^3}{3}+\frac{273\cdot 1.06\cdot 649.1^3}{3}+273\cdot 5.693\cdot 37\left[\frac{37^2}{12}+(711.1-43.5)^2\right]$$

$$+273\cdot 1.06\cdot 25\left[\frac{25^2}{12}+\left(711.1-\frac{25}{2}\right)^2\right] = 35061.9\text{x}10^6 \text{ mm}^4$$

抵抗モーメントの照査

ボリューム係数 $C_V = \left(\dfrac{130}{b}\cdot\dfrac{300}{h}\cdot\dfrac{6400}{L}\right)^{\frac{1}{10}}$ (NDS©-97)

$$\left(\frac{130}{273}\cdot\frac{300}{914}\cdot\frac{6400}{31600}\right)^{\frac{1}{10}} = = 0.708$$

FJQ: End joint qualification stress level

FJQ = 37.605 N/mm² (5450 psi) (PFC-5100 Table 1より)

繊維補強集成材の許容圧縮応力度: F_C'

$F_C' = F_C\cdot C_D\cdot C_M\cdot C_t\cdot C_V = 16.560\cdot 1.10\cdot 1.00\cdot 1.00\cdot 0.708 = 12.897$ N/mm²

FJD: エンドジョイント設計応力レベル

$$FJD = \frac{F_C\cdot a\cdot(FS_C)}{(n'\cdot T_{rt})+\frac{c}{2}} = \frac{12.897\cdot 202.9\cdot(1.9)}{(5.693\cdot 37)+\frac{711.1}{2}} = 8.781 \text{ N/mm}^2$$

ここで、Compression Safety Factors: FS_C=1.9 (PFC-5100 2.4.6 より)

曲げモーメントによる圧縮力: C

$C = F_C'\cdot a\cdot b$ = 12.897·202.9·273 = 714.387 kN

モーメントアーム: Z'

$$Z' = d-\frac{a}{2}-R_t = 914-\frac{202.9}{2}-43.5 = 769.1 \text{ mm}$$

梁のスタビリティ係数 C_L = 1.00 と仮定

エンドジョイント設計応力: FJQ'を算出

$FJQ' = FJQ\cdot C_D\cdot C_M\cdot C_t\cdot C_L$

= 37.605·1.10·1.00·1.00·1.00 = 41.366 N/mm²

$$M_r\ (F_{bx}^*) = C\cdot Z'\cdot\left(\frac{FJQ'}{FJD}\right) = 714.387\text{x}10^3\cdot 769.1\cdot\left(\frac{41.366}{8.781}\right)$$

= 2588.307 kN-m

$$F_{bx}^* = \frac{M_r\cdot c}{I_r} = \frac{2588.307\text{x}10^6\cdot 711.1}{35061.9\text{x}10^6} = 52.494 \text{ N/mm}^2$$

$$R_B^2 = \frac{L_{e1}\cdot d}{b^2} = \frac{4500\cdot 914}{(273)^2} = 55.18$$

ここで、L_{e1} :Unsupported length = 4500mm

$$F_{bEX} = \frac{K_{bE}\cdot MOE'_{rorr}}{R_B^2} = \frac{0.609\cdot 14.48\times 10^3}{55.18} = 159.81\ \mathrm{N/mm^2}$$

ここで、K_{bE} = 0.609 (PFC-5100 より)

$$C_L = \frac{1+\frac{F_{bE}}{F_b^*}}{1.9} - \sqrt{\left(\frac{1+\frac{F_{bE}}{F_b^*}}{1.9}\right)^2 - \frac{\frac{F_{bE}}{F_b^*}}{0.95}}$$

$$= \frac{1+3.044}{1.9} - \sqrt{\left(\frac{1+3.044}{1.9}\right)^2 - \frac{3.044}{0.95}} = 0.977$$

C_Lの計算結果より、FJQ'を再計算

$FJQ' = FJQ\cdot J_C\cdot C_M\cdot C_F\cdot C_L$

$= 37.605\cdot 1.10\cdot 1.00\cdot 1.00\cdot 0.977 = 40.414\ \mathrm{N/mm^2}$

抵抗モーメント M_rを算定

$$M_r = \left(\frac{C\cdot Z\cdot FJQ'}{FJD}\right) = \left(\frac{714.387\times 10^3\cdot 769.1\cdot 41.366}{8.781}\right) = 2588.3\ \mathrm{kN\text{-}m}$$

M_r = 2588.3 kN-m > M_{TL} = 708.603.1kN-m <u>OK</u>

<u>補強材カットオフの照査</u>

T_{rt}は 4.6mm 以下の場合ではフィラーを使用しない。

S_r = 1.0 (PFC-5100 §2.4.7 より)

$$S_0 = \frac{b\cdot d^2}{6} = \frac{273\cdot(914)^2}{6} = 38.0105\times 10^6\mathrm{mm^3}$$

C_x = C_L または C_V(小さい方) C_L 0.977、C_V 0.708 より、C_x=0.708

$F_b' = F_b^*\cdot C_D\cdot C_M\cdot C_t\cdot C_x$ = 12.42・1.10・1.00・1.00・0.708=9.673 N/mm²

$$M_{ro} = \frac{F_b'\cdot S_0}{S_r} = \frac{9.673\cdot 38.0105\times 10^6}{1.0} = 367.676\ \mathrm{kN\text{-}m}$$

梁のモーメントが $M = M_{ro}$となる位置(x)を求める。

$$0 = \frac{W_{TL}}{2}\cdot x^2 - \frac{W_{TL}}{2}\cdot L\cdot x + M_{ro} = \frac{5677}{2}\cdot x^2 - \frac{5677}{2}\cdot 31.6\cdot x + 367.676\times 10^3$$

上記方程式の解より、X=4.84m、26.76m(補強はこの 2 点間)である。梁端部に最低 305mm を加え数値を丸めた結果、FiRP 補強材のカットオフを桁端から 4.362mm と定めた。

補強材長 23.676m はスパン(31.60m)の 74.9%。モーメント 0 ポイント間長(21.92m)に対する最低必要長さ 40%を満たし、モーメント 0 ポイント間長の 60%も上回るので、安全係数 FS_c(1.9)が許容される。(PFC-5100 §2.4.6.1)。

<u>軸力に対する補強の照査</u>

$g = c - R_t$ = 711.1 - 43.5 = 667.6 mm

$$ST_{rt} = \frac{M_t\cdot\left(g+\frac{T_{rt}}{2}\right)}{I_r}n' + f_t\cdot\frac{MOE_{ri}}{MOE_{rorr}}$$

$$= \frac{2588.3\times 10^6\cdot\left(667.6+\frac{37}{2}\right)}{35061.9\times 10^6}\cdot 5.693 + 0\cdot\frac{80.04}{13.80} = 228.34\ \mathrm{N/mm^2}$$

ST_{rt}= 228.34N/mm² < $ST_{rt\ allowable}$ = 986.7N/mm² <u>OK</u>

<u>せん断力の照査</u>

梁断面に対する補強材の割合

$x = \frac{T_{rt}}{d} = \frac{37}{914}(100\%) = 4.048\% > 0.25\%$ <u>OK</u>

$F_{rv} = Dv + 0.138\cdot Ln(x)$ < $F_{rv(max)}$

= 1.918+0.138·Ln(0.0448)= 1.475 N/mm² < $F_{rv(max)}$ = 1.863N/mm² <u>OK</u>

$F_{rv}' = F_{rv}\cdot C_D\cdot C_M\cdot C_t$

= 1.475 ·1.10 ·1.00 ·1.00 = 1.622 N/mm² < $F_{rv(max)}$ = 1.863N/mm² <u>OK</u>

全長にわたる補強を避け、補強されていない梁の支承部に生じる最大せん断力を超えないこと。

$F_{v0}' = F_{rvb}\cdot C_D\cdot C_M\cdot C_t = 1.656\cdot 1.10\cdot 1.00\cdot 1.00 = 1.821$ N/mm²

$V_G = \frac{2}{3}F_{v0}'\cdot b\cdot d = \frac{2}{3}1.821\cdot 273\cdot 914 = 302.92$ kN > S_{TL} = 89.697 kN <u>OK</u>

<u>たわみの計算</u>

部分的補強梁の等分布荷重たわみは次式により求める。

$$\Delta = \frac{W}{MOE_{rorr}\cdot I_r}\left[\frac{5L^4}{384} - \frac{L_0^3}{24}\cdot(4L-3L_0)\left(1-\frac{I_r}{I_0}\right)\right]$$

活荷重たわみの照査

Δ_{LL}

$$= \frac{2.510}{13.80\times 10^3\cdot 35061.9\times 10^6}\left[\frac{5(31600)^4}{384} - \frac{3962^3}{24}\cdot(4\cdot 31600 - 3\cdot 3962)\left(1-\frac{35061.9\times 10^6}{17370.8\times 10^6}\right)\right]$$

= 68.92mm < L/400=79mm <u>OK</u>

キャンバー量

Δ_{LL+SL}

$$= \frac{(2.450+0.717)}{13.80\times 10^3\cdot 35061.9\times 10^6}\left[\frac{5(31600)^4}{384} - \frac{3962^3}{24}\cdot(4\cdot 31600 - 3\cdot 3962)\left(1-\frac{35061.9\times 10^6}{17370.8\times 10^6}\right)\right]$$

= 66.96 mm

縦断勾配を 0 とした場合のキャンバーは 1.5× $\Delta_{DL\text{-}SL}$(100.44mm)とした。

6．接合部の設計

継ぎ手は、図 1 に示したように、32.4m 桁が中央 12.0m、両端 10,2m で 3 分割されることから 2 箇所となる。継ぎ手に生じる応力は、集成材部で、M : 2782.8 kN·m、T : 784 kN、Q : 31.9 kN、補強層で T : 946 kN である。繊維補強集成材桁の接合設計では接合部の作用応力に応じた接合検討に加えて補強層に生じる引張り力の検討も必要となる。図 5 に接合詳細を示す。接合金物は、

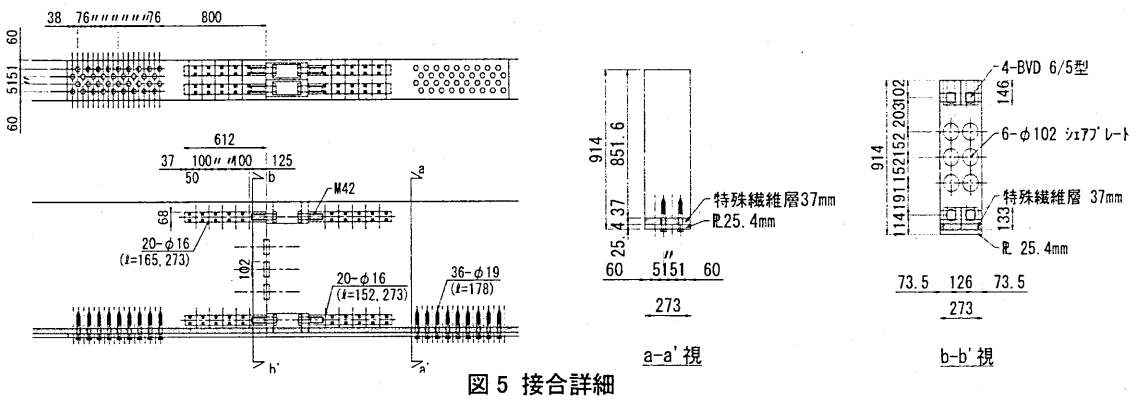

図 5 接合詳細

BVD6/5 型（ドリフトピンφ16 を 20 本、許容引張り耐力 433kN）と鋼板（25.4mm、ASTM A36）、接合具は、シェアプレートφ102（許容せん断耐力 5.444kN）とラグボルトφ22（長さ 178mm、許容せん断耐力 29.0kN；PFC-5100 Table6 より）である。BVD の連結には、箱金物を介してボルト M42 が用いられている。BVD 金物とドリフトピンの隙間にはモルタルグラウトが充填されている[7]。

写真 2　14 年経過後：全景

写真3　14 年経過後：接合部

7．品質確認

千樹橋上部工の瑕疵担保期間 10 年は、2004 年 3 月に終了している。この間、竣工翌年の 1995 年 5 月に日米の関係者が協力し合って点検とキシラデコールの再塗装を実施し、1998 年には主に維持管理の面から高欄の塗装工事が行われている。

昨年 12 月に現地で目視調査をして 14 年経過後の品質確認をした結果を表 8 にまとめた。設計・製作時点で狙った品質が予定どおり造り込まれていることが明らかになった（写真 2、3 参照）。

表 8 完成から 14 年経過後の品質確認

対 象	内 容	設計・製作時点		14年経過時点
		品質計画	品質確認	現場での確認
接 着	耐久性	ベイマツと繊維補強層の接着強度が、ASTMに定める集成材の接着性能物理試験に合格すること	物理試験成績書と破壊サンプルで確認	構造上問題となる接着層の剥離は無かった
補強集成材	工場検査	生産者アメリカン・ラミネイター社で繊維補強材の受入基準と積層方法、繊維補強集成材製造の品質管理基準などが社内基準ちして整備されていること	各段階で、品質記録が残されることを確認	構造上問題となる異常は無かった
	モデル試験体による試験	アメリカン・ラミネイター社で製作した曲げ試験用モデル試験体が設計性能を満足すること	オレゴン州立大学で試験、強度・剛性・破壊状況を確認	
継手接合	設計法	接合部の構造計算書は米国で作成、日米双方でチェックすること	米国の設計法を日本が受け入れられることの確認	構造上問題となる異常な変形は無かった。接合部のわずかな変形により、キャンバー量が減少した。
	BVDなど特殊金物	BVD金物など特殊なものは、金物メーカが用意している技術資料を関係者間で共有すること	参考となる実績を確認	
上部工	生物劣化	保存剤は米国の在来仕様(PCP)とし、加工工場でプレハブ化した後で圧入処理すること	保存処理(品質)証明を確認	構造上問題となる腐朽は無かった

8．おわりに

日米の関係者の協働で実現した千樹橋は、14 年余りを経過した現在も基本構想に沿って「はぎぞの緑地」のシンボル的な施設として多くの市民に利用されている。

繊維補強集成材という当時の新材料を導入し、継ぎ手接合では日本の技術が生かされているが、基本的には米国の長い伝統を誇る在来技術に支えられている。使用された木材は全てベイマツ集成材で、PCP を加圧注入する米国の伝統的な保存処理技術が用いられている。岩見沢市は北緯 43 度に位置し、この繊維補強集成材が最初に実用化されたオレンゴン州ポートランド市は北緯 45 度にあり、両地域共梅雨がなく、似通った気候である。ポートランド市にある Westernn Wood Structers.Inc.,は、この繊維補強集成材を現在も橋梁や建築用途に販売しているが、今までに繊維補強集成材に起因する問題が発生したことはないと述べている。

【引用文献・参考資料】 1) 北海道新聞：岩見沢市の新年度予算案「建設事業費 26%の伸び―総額は 5.5%増、景気浮揚へ積極型」,平成 5 年 2 月 17 日
2) 岩見沢新聞：「はぎぞの緑地」整備へ－利根別川に人道橋建設－、市民会館と結ぶ木製桁橋、親水へ施設も,平成 5 年 8 月 3 日
3) 北海道岩見沢市建設部都市計画課緑化・都市整備推進室,大町俊,小林辰美,清水賢二,堀田裕：千樹橋－新素材を使用した木造橋－,月刊橋梁,97(5),pp.54-64.
4) 飯村豊：「用倉大橋」を支えるシステム技術,第 6 回木橋技術に関するシンポジウム論文報告集,土木学会鋼構造委員会,2007,pp.1-8.
5) Robert J. Leichti, Paul C. Gilham and Daniel A. Tingley ：The Taylor Lake bridge: A reinforced-glulam structure, Wood Design Focus,Vol.4,No.2,1993
6) LEGACY REPORT：Fiber-Reinforced Plastic Reinforced Glued-laminated Wood Beam, ICC Evaluation Service, Inc., May 1, 2003
7) 志田聡,槌本啓太,長屋定政,曽我良樹喜,飯村豊,小林辰美,安井文規：モルタル充填ハンガー金物による集成材接合部の強度試験,橋梁,1995(6),pp.88-91.