

雪沢大橋（仮称）の設計と施工

越前谷 宏昭*1・長谷川 政裕*2・立花 勝利*3・布下 浩*4

1. はじめに

雪沢大橋が建設される大館十和田湖線は樹海ラインとして親しまれており、秋田県大館市から小坂町を経由して十和田湖に至る延長約42kmの主要幹線道路である。現在は観光道路としての性格が強いが、大館能代空港を軸とした幹線交通網整備の対象となっている県北地域の重要路線である（図-1）。

本橋は橋長177.1m、構造形式は主塔が独立2本柱の3径

間連続エクストラードードPC橋である（表-1、図-2）。斜材にはポリエチレン被覆された工場製作ケーブル（SEEF F500PH）を採用し、主塔部の斜材定着構造は斜材が主塔部を貫通して固定するサドル構造とした。そして、この固定構造にはエクストラードードPC橋では初めて、現場組立ての鋼製スリーブを用いたねじ定着方式を採用し、施工の省力化とサドル部疲労性能の確保を図っている。

本稿は、雪沢大橋の計画、設計、施工の概要と、サドルシステムの性能試験について報告するものである。

2. 基本構造の選定

2.1 橋梁形式の選定

本橋は、秋田県が指定する「長木溪谷緑地環境保全地域」

表-1 工事概要

路線名	主要地方道大館十和田湖線
工事場所	秋田県大館市雪沢地内
道路規格	第3種3級B規格
構造形式	3径間連続エクストラードードPC箱桁橋
荷重	B活荷重
橋長	177.1m
支間	70.3m+71.0m+34.4m
幅員	車道7.0m～8.5m 歩道(2.0m～2.25m)×2
平面線形	R=400m～A=150m～∞
横断勾配	4.0% (片勾配)～2.0% (山勾配)
主桁形式	2室箱桁
主塔形式	独立2本柱
斜材ケーブル	ファン型2面吊り19S15.2 (F500PH)

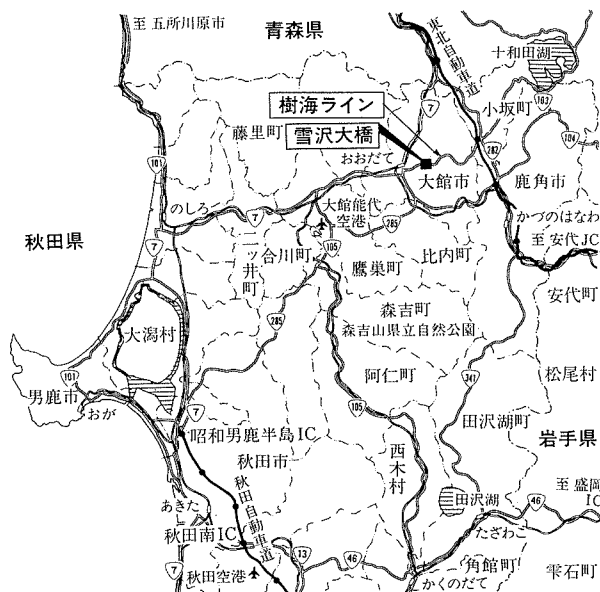


図-1 橋梁位置図

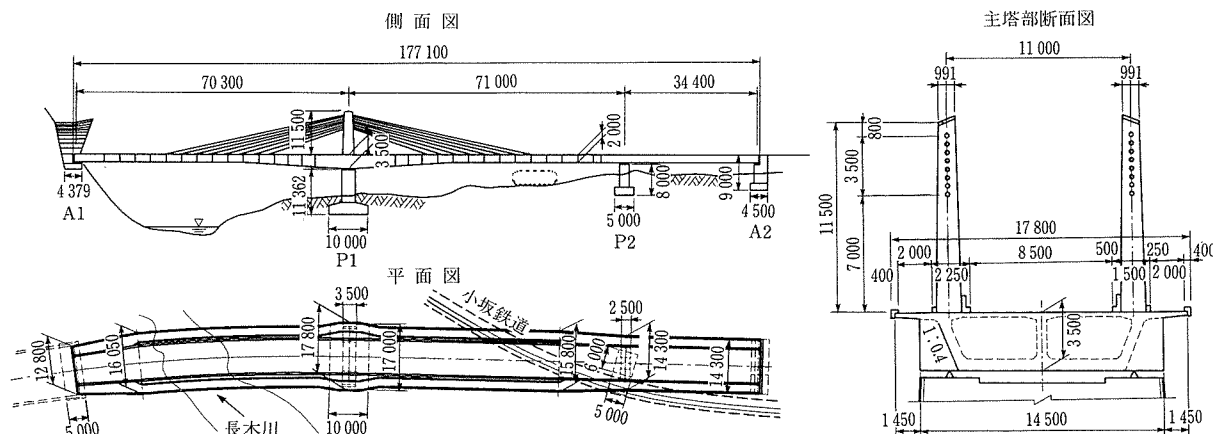


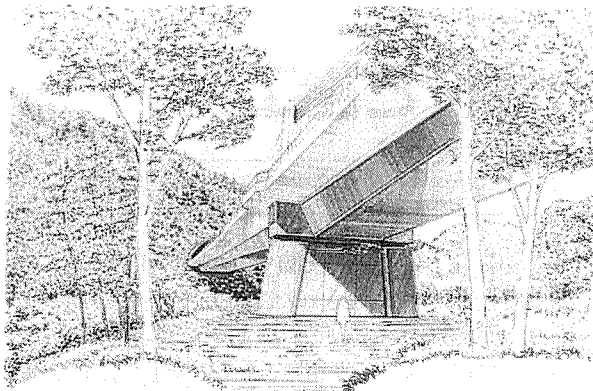
図-2 全体構造一般図

*1 Hiroaki ECHIZENYA: 秋田県北秋田土木事務所

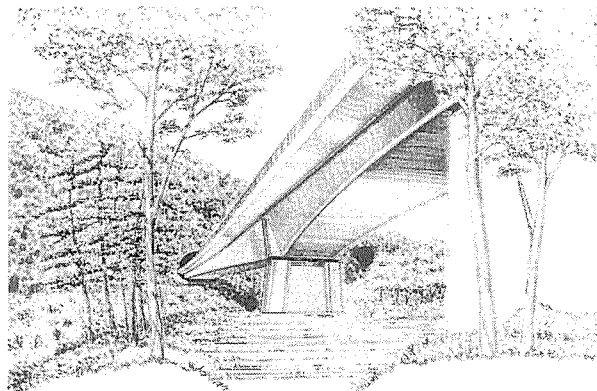
*2 Masahiro HASEGAWA: アジア航測(株) 道路橋梁部

*3 Katsutoshi TACHIBANA: 銭高・ピー・エス建設工事共同企業体 所長

*4 Hiroshi NUNOSHITA: (株)銭高組 土木本部 技術部



(1) エクストラードズドPC橋



(2) PC連続箱桁橋

図-3 橋梁形式比較

内に位置し、樹海ラインの中でもとくに自然豊かで景観的にも優れた地域に建設されるため、路線景観上の要となるように周囲との調和に細心の注意を払って計画する必要があった。

第1ステップとして、詳細な植生調査と現地踏査を行い、周辺地域が潜在的にもっている環境資源を抽出すると同時に、景観上とくに重要となる視点や景観整備のポイントを整理した。第2ステップとして、整備手法の原則として、「見える部分を少なくする」「見えるものを小さくする」「見えるものをきれいにする」という観点から、パース、模型、CGなどを作成して、あらゆる角度から本橋の「見え方」を検証した。最終的に本橋の橋梁形式として3径間連続エクストラードズドPC橋を選定した理由として、

- ① 自然と調和する適当なボリューム感がある
- ② 桁高が低く桁下の公園利用者への圧迫感が少ない
- ③ 主塔高が低く山の稜線や鳥の飛翔経路を侵さない
- ④ 斜材を架設に利用できる合理的な構造である

などが挙げられる。図-3に、エクストラードズドPC橋とPC連続箱桁橋の中間支点部を比較したパースを示す。

2.2 主桁、主塔、橋脚の結合方法の選定

すべてを剛結構造とした場合、固有周期が短くなり地震時応答加速度が大きくなるため、主桁と主塔を剛結構造とし、これを橋脚上でゴム支承により支持する連続形式を選定した。

詳細設計の結果、P1の支点反力は最大5万1000kNとなり、反力分散型のゴム支承を橋脚上に2基設置した。

2.3 斜材およびサドル構造の選定

斜材には、施工の省力化と少しでも斜材を細く見せたいという景観性への配慮から、あらかじめ防錆用のポリエチレン被覆が施されている工場製作ケーブル（SEEE F500PH）を採用した。

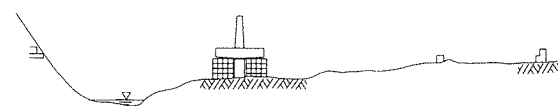
また、主塔サドル部の定着構造には、「単純で疲労性能に優れる構造」という観点から、従来の構造とは異なる新しいサドル構造を採用した。なお、このサドル構造については、4章にて詳述する。

3. 上部工の設計

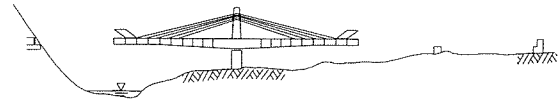
3.1 主桁の設計

完成系における断面力は平面骨組モデルにより詳細な施

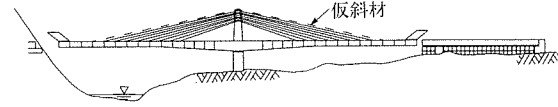
① 柱頭部支保工施工後、主塔施工



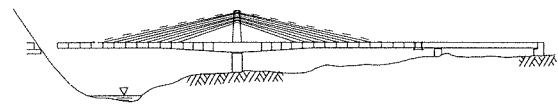
② 斜材を架設・緊張しながら、張出し架設施工



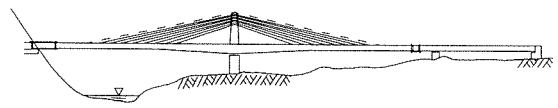
③ P2-A2側径間支保工施工



④ 移動作業車撤去、P1-P2間吊り支保工施工



⑤ A1側径間吊り支保工施工



⑥ 仮斜材解放、仮固定解放

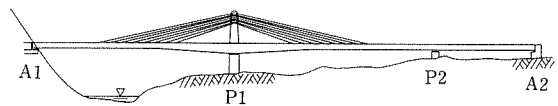


図-4 施工順序図

表-2 主要工事数量

区分	種別	仕様	単位	数量
主桁	コンクリート	$\sigma_{ck}=40\text{ N/mm}^2$	m ³	1 577
	鉄筋	SD295A	t	216
	PC鋼材	12S12.7, 1S28.6ほか	t	52
主塔	コンクリート	$\sigma_{ck}=40\text{ N/mm}^2$	m ³	76
	鉄筋	SD295A	t	16
斜材ケーブル		19S15.2 (F500PH)	m	821

工段階を考慮して算出した。また、平面線形の影響によるねじりモーメントは立体骨組モデルにより算出した。

図-4に詳細設計により決定した施工順序図を示す。

3.2 ウェブのせん断分担率

本橋の主桁断面は2室箱桁で3ウェブ構成である。斜材

は桁内の傾斜した外ウェブ近傍で定着される2面吊り構造であり、横桁は斜材定着位置ごとには設けられていない。このため、斜材張力の影響などで外ウェブと中ウェブの応力分布が異なることが懸念された。とくにせん断力については十分な安全性を確保するため、3次元FEM解析により各ウェブのせん断力分担率を確認した。

解析の結果、斜材張力による中・外ウェブのせん断力分担比率は、完成系、施工時系ともにほぼ0.8倍～1.2倍程度の範囲内で分布しており、桁橋でのばらつきと同程度であるため、本橋では主桁検討時にせん断力の割増しは行わなかった。

3.3 斜材の設計

斜材の許容引張力を桁内PC鋼材と同様の $0.6 P_u$ (P_u : 引張強さ) に設定できる目安値は、一般に活荷重による応力変動が 50 N/mm^2 以下と言われている。本橋での活荷重による斜材の応力変動量は $20 \text{ N/mm}^2 \sim 43 \text{ N/mm}^2$ であり、許容引張力を $0.6 P_u (=2969 \text{ kN})$ と設定した。

なお、斜材許容値の妥当性については疲労試験により確認した。

4. サドル構造の設計

4.1 構造概要

はじめに述べたとおり、主塔部の斜材定着構造は斜材が主塔を貫通して固定するサドル構造とし、この固定構造にはエクストラードード橋として初めて、現場組立ての鋼製スリーブを用いたねじ定着方式を採用した(図-5)。

本構造のねじ部には、PC定着工法として使用実績の多い、外周にねじ加工を施した鋼製スリーブ(呼称、F型マンション)が使用されている。斜材緊張後に半割りにした鋼製スリーブを斜材に組み立て、スリーブ内に注入するエポキシ樹脂によってケーブルとスリーブが一体化される。なお、スリーブ取付け部のポリエチレン被覆はあらかじめ施されていない。(株)エスイーにより開発されたシステムであり、以下本文中では、この定着装置をエポキシマンションと呼称する。

エポキシマンションを用いたサドル構造の概念図を図-6に示す。斜材張力導入直後にサドル両端がねじ定着される

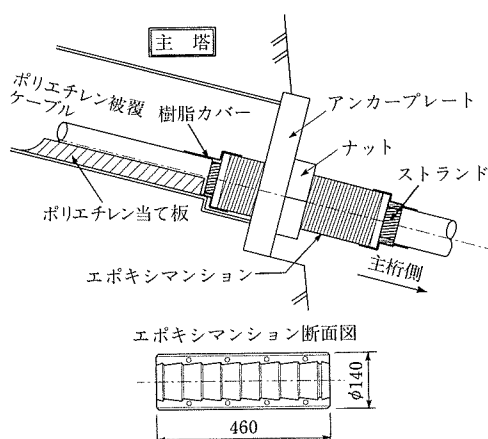


図-5 サドル部構造図

ため、サドル内部には導入時の斜材張力が残留する。斜材自由長部では、施工ステップの進捗やクリープにより導入時の張力が減少するため、完成時においてサドル内部は自由長部より高い斜材張力が保たれる状態となる。したがって、斜材に生じる応力変動はエポキシマンション部分で吸収され、サドル内部は応力変動の影響を受けない構造となる。以下に本構造の特徴を示す。

- ① サドル内部は応力変動の影響を受けない。
- ② 斜材は比較的小さいヤング係数をもつエポキシ樹脂で固定されるため、固定部の応力集中が緩和される。
- ③ 単管構造であるため、グラウトや二重管構造の必要がない。
- ④ ねじ定着であるので、斜材の交換や再緊張が容易である。

4.2 エポキシマンションの設計

このサドル構造では、サドル内部と自由長部の張力差をエポキシマンションが負担することになる。本橋における最大張力差は、最下段の斜材においてクリープ終了時に $\Delta P = 545 \text{ kN}$ となる。また、硬化したエポキシ樹脂の最低付着強度は $\sigma \tau = 15.5 \text{ N/mm}^2$ であり、エポキシマンション設計付着強度は以下の式により算出した。

$$P \tau = \sigma \tau \times \phi_s \times \pi \\ = 15.5 \times 76 \times \pi = 3700 \text{ N/mm} \dots\dots\dots (1)$$

ここに、

ϕ_s : ストランド径

以上より、安全率 $\gamma = 3$ とした場合のエポキシマンションの必要長は以下のとおりとなる。

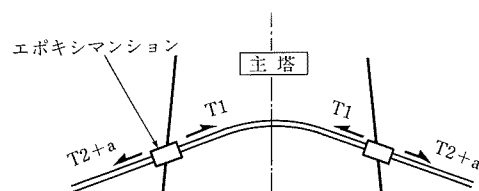
$$l = \Delta P / P \tau \times \gamma = 545000 / 3700 \times 3 \\ = 442 \text{ mm} \dots\dots\dots (2)$$

なお、本橋においてはエポキシマンション長を460mmとした。

5. サドル構造の性能試験

5.1 被覆ポリエチレン圧縮クリープ試験

斜材ケーブルは防錆材を塗布した後、ポリエチレン被覆 ($t=10 \text{ mm}$) を施しているため、保護管の配置やグラウトが不要となる。しかし、サドル部ではケーブルに大きな腹圧力が作用し、ポリエチレン被覆には高い圧縮力が作用することになる。この腹圧力によりポリエチレン被覆に損傷が生じると、長期的な防錆が確保できなくなる恐れがある。このため、ポリエチレンの圧縮強度試験および長期圧縮耐力に関して圧縮クリープ試験を実施した。



T1: 緊張時の斜材張力
T2: クリープ終了時斜材張力
a: 変動応力

※ 斜材の変動応力はサドル内部に伝わらない。

図-6 サドル構造概念図

概念図

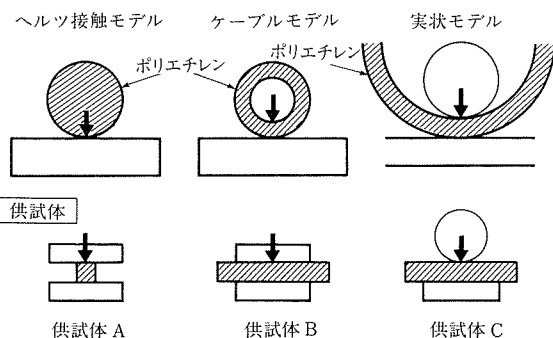


図-7 圧縮強度試験供試体

表-3 圧縮強度試験結果

(単位: N/mm²)

	供試体A	供試体B	供試体C
圧縮降伏耐力	18	21	17

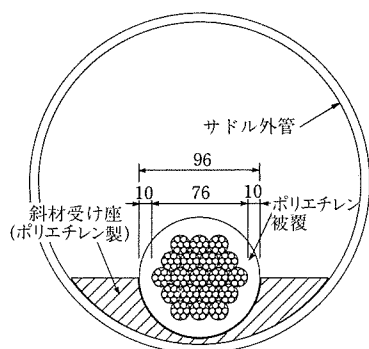


図-8 サドル部断面図

(1) 圧縮強度試験

圧縮強度試験の供試体は図-7に示す3タイプとし、試験結果を表-3に示す。

また、ケーブルのポリエチレン被覆に作用する設計支圧応力度はヘルツ理論により算出した。なお、ヘルツ理論により圧縮力を受ける材料は降伏圧縮力に達するまでは弾性接触状態にあると仮定している。

$$\sigma_{PE} = W / (2 \times a) \dots \dots \dots (3)$$

$$W = P / R \dots \dots \dots (4)$$

$$a = \left\{ \frac{4}{\pi} W \frac{R1 \times R2}{R1 - R2} \left(\frac{1 - \nu_1^2}{E1} + \frac{1 - \nu_2^2}{E2} \right) \right\}^{1/2} \dots \dots \dots (5)$$

ここで、

R : サドルの曲げ半径 ($R = 3\text{ m}$)

P : ケーブル張力 ($P = 0.6 P_u = 3\,000\text{ kN}$)

a : 材料1, 2がヘルツ接触する幅は $2a$ となる。

$R1, R2$: 材料1, 2の曲げ半径

$E1, E2$: 材料1, 2の弾性係数

ν_1, ν_2 : 材料1, 2のポアソン比

上式によると、鋼管とケーブルが直接接触する場合のポリエチレン被覆の支圧応力度は $\sigma_{PE} = 40\text{ N/mm}^2$ 程度になり、試験値としての降伏圧縮応力度を上回ることになる。

表-4 圧縮クリープ試験概要

試験項目	圧縮クリープ試験
測定項目	時間-ひずみ曲線
試験温度	23℃
試験応力	12 N/mm ² , 18 N/mm ² , 21 N/mm ²
試験数	各 $n = 2$
試験時間	300 時間
試験寸法	サイコロ型試験片 10 mm × 10 mm × 10 mm

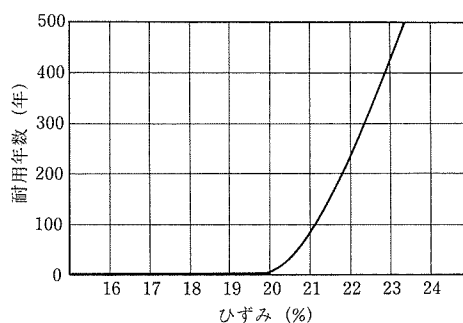


図-9 耐用年数-ひずみ関係グラフ

本システムでは、斜材のポリエチレン被覆に作用する圧縮応力度を低減させるため、サドル内部にポリエチレン製の斜材受け座を配置することにした(図-8)。これにより、ポリエチレン被覆に生じる設計支圧応力度は、降伏圧縮応力度以下の $\sigma_{PE} = 10\text{ N/mm}^2$ 程度に抑えることが可能となった。

(2) 圧縮クリープ試験

圧縮クリープ試験の試験概要を表-4に示す。この試験の結果から、設計支圧応力度に安全率 $\gamma = 1.2$ を考慮した $\sigma_{PE} = 12\text{ N/mm}^2$ の圧縮応力下におけるポリエチレン被覆の寿命予測を行った。なお、寿命予測は試験データをもとにラルソン・ミラー法により行った。図-9に耐用年数-ひずみの関係グラフを示す。100年後の圧縮ひずみは21.3%となり、被覆厚さの1/4のひずみが発生するには400年以上を必要とする結果が得られた。これらの結果から、設計応力レベルにおけるケーブルの被覆ポリエチレンの耐久性は十分であると判断することができた。

5.2 サドル構造耐力試験

一般にはエクストラードPC橋のサドル部は、フレットティング疲労を伴うことから斜材の疲労強度を低下させることが知られている。そこで、本橋では新しいサドルシステムを採用するにあたり、実物大モデルを対象にした疲労耐力試験を実施した。

試験装置を図-10に、試験条件を表-5に示す。アクチュエーター直下に取り付けた供試体ブロックは2段目の斜材をモデル化したもので、ケーブルの曲げ半径を3.0 m、斜材角度を17.5度としている。載荷荷重は、ケーブルの下限応力度を引張強度の60% ($0.6 P_u$) に設定し、斜材の応力振幅は設計最大応力変動 ($\Delta \sigma = 43\text{ N/mm}^2$) に安全率 $\gamma = 1.5$ を考慮し $\Delta \sigma = 70\text{ N/mm}^2$ とした。

(1) ケーブル耐力

200万回繰返し載荷後、ストランドの破断およびフレットティング・コロージョンの発生は確認されなかった。また、疲労試験終了後にストランドの引張試験を実施した結果、全ストランドにおいて引張強度の規格値を満足していた。

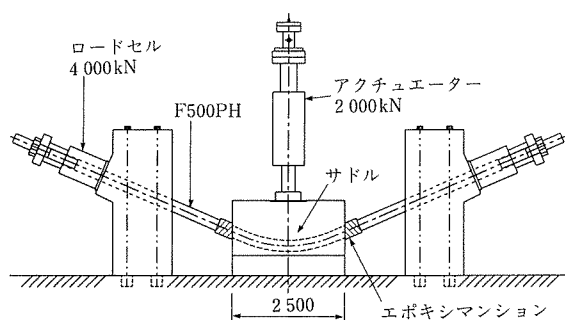


図-10 疲労耐力試験装置



写真-1 疲労試験状況

表-5 疲労耐力試験条件

試験装置	曲げ半径	3.0 m
	偏向角	17.5 度
載荷条件	ケーブル引張荷重	下限 3 000 kN 上限 3 200 kN
	応力振幅	70 N/mm ²
	載荷繰返し回数	200 万回
	試験項目	1) ケーブル耐力 2) エポキシマンション耐力 3) ケーブル被覆ポリエチレン耐力

(2) エポキシマンション耐力

疲労試験終了後にエポキシマンション部分を取り出し、ケーブル引抜き試験を実施した結果、エポキシマンションの残留引抜き強度は830kNと測定された。これは設計作用荷重に対して、約1.5倍の安全率となる。

また、一方のエポキシマンションを解体し内部を観測した結果、マンション円周方向に亀裂が認められ、ストランドとの付着面に剥離による空隙が見られた。これらは、施工不良によるエポキシ樹脂の注入量不足が原因と考えられ、実施工では現場作業となるエポキシ樹脂の注入方法の改善改良が課題となった。

(3) ケーブル被覆ポリエチレン耐力

サドル部ポリエチレン被覆の亀裂検測、肉厚測定の結果、異常はなく、十分な耐力が確認できた。

5.3 エポキシマンション施工試験

サドル部耐力試験の結果、施工不良によるエポキシの注入不足が確認された。また、現場でのエポキシマンション組立て作業は主塔上の狭い空間という厳しい施工条件下で

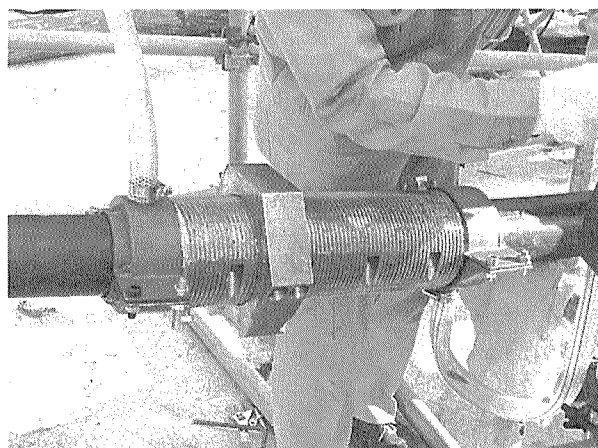


写真-2 エポキシ樹脂注入

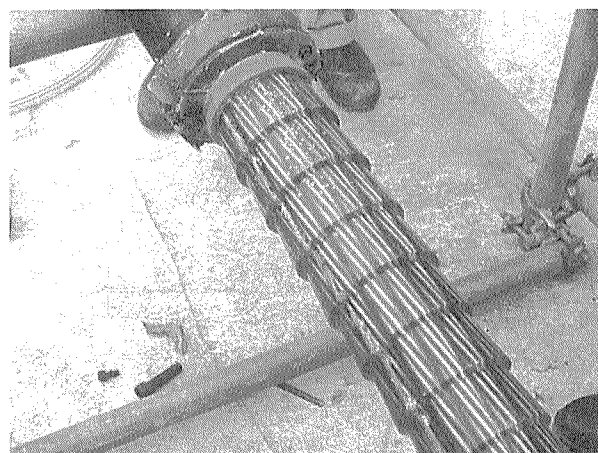


写真-3 エポキシ樹脂充填状況

の作業となるため、実施工に先立ち現場での施工試験を実施した。また、施工試験を実施するにおいて耐力確認試験時から下記の箇所を改良した。

- ① エポキシ樹脂注入孔を大きくした。また、止水処理を施すためスリーブ両端にねじ切りなしの部分設けた。
- ② 2分割されたスリーブの接合精度を向上させるため、外径ねじがずれないようノックピンを取り付けた。
- ③ マンションの接合ボルト径をランクアップし本数を増やした。

エポキシ樹脂の注入(写真-2)は上下に取り付けたホースのうち下側の注入ホースから漏斗により自然流下で行い、注入確認は注入側と排出側のホース内水位によって行った。養生方法はバンドヒーターによる加熱養生とし、養生時間は約40℃で24時間とした。養生終了後に硬化したエポキシマンションを解体し充填状況(写真-3)を確認したところ、マンション内に空隙は観測されず、確実にエポキシ樹脂が充填されていることが確認できた。

6. 上部工の施工

雪沢大橋の上部工は、平成11年4月に脚頭部の構築を開始し、10月から移動作業車による主桁の張出し施工、12月から斜材架設を行った。橋体工は平成12年7月に完了し、工事竣工は平成13年1月の予定である。

6.1 斜材工

(1) ケーブル架設工

斜材は本斜材8段、仮斜材1段の全9段(18本)を架設する。斜材長は43mから最も長いもので110mとなる。ドラムに巻き取られて現場に搬入されたケーブルをサブライスタンドにセットし、ドラムを強制回転させクレーンとワイヤーウインチで引出し架設する(写真-4)。図-11に斜材架設要領図を示す。

また、架設時での斜材ポリエチレン被覆の損傷を防止するため、下記の対策を立て架設を行った。

- ① クレーンでのケーブル吊上げ用にはゴム被覆された吊り金具を使用した。
- ② コンクリート面に直接接しないよう橋面上にローラー架台を配置した(写真-5)。
- ③ サドル鋼管の出入口に、ガイド用の引込みローラー

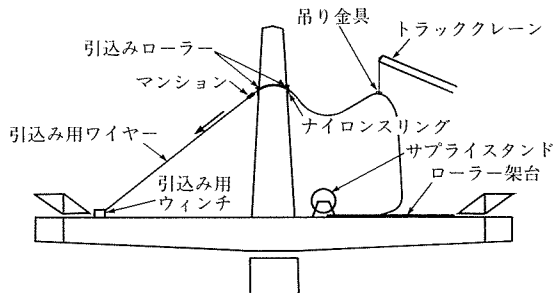


図-11 斜材架設要領図

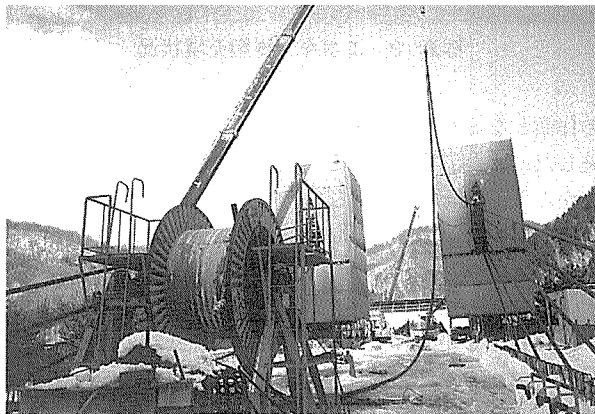


写真-4 斜材架設状況

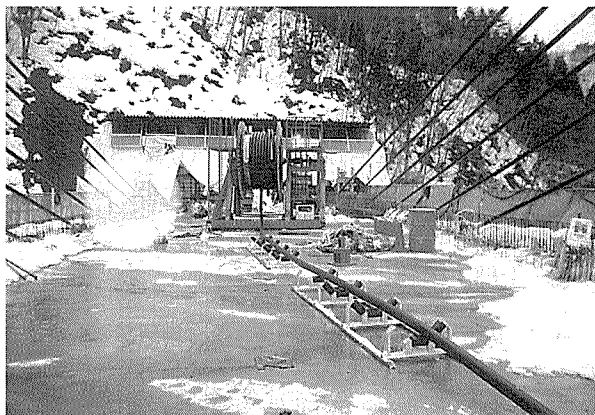


写真-5 斜材引出し状況

を設置した。

- ④ サドル鋼管内を通過する際、鋼管内面で損傷しないようにナイロンスリングを鋼管内に配置した。

(2) エポキシマンション取付け工

ケーブルの引出しが始点側のエポキシマンション取付け部まで完了したら、クレーンにより斜材ケーブルを吊り上げて、半割り鋼製スリーブをケーブルに取り付ける。この際、斜材ケーブルおよびスリーブ内側の油分をよく拭き取り、接合面が上下になるようにセットする(写真-6)。エポキシマンションの止水処理を行った後、エポキシマンションをサドル鋼管内に引き込む。始点側の引込みが完了したら、同様に終点側のエポキシマンションを取り付け、エポキシマンションが所定の位置に収まるように設置位置の調整を行う。



写真-6 エポキシマンション取付け状況

(3) 斜材緊張工

斜材の緊張は、ケーブルを箱桁内に引き込んだ後、300tfジャッキとポンプユニット4組により1段分の斜材を4カ所同時に緊張した。この際、主塔部における左右でのアンバランスを生じさせないため、圧力の増加は段階的にを行い、ジャッキの圧力をデジタルひずみ計で計測して緊張管理の精度を確保した。また導入張力は、設計値に対し温度の影響、鉄筋組立て量および一時的な作業荷重に対する補正を行い決定した。

(4) サドル内部緊張力の確認

本サドル構造は斜材の応力変動がサドル内部に伝達されないため、斜材の疲労性能に優れた構造である。しかし、この構造が成り立つためには、次の条件を満たしていることが必要条件となる(図-12)。

- ① サドル内部と自由長部の張力差が、斜材の応力変動量以上であること。

$$\Delta P_{\min} > \Delta P +$$

- ② かつ、張力差がエポキシマンションの付着強度以下であること。

$$P_{\tau} > \Delta P_{\max}$$

ここに、

$\Delta P +$: 活荷重、温度荷重などによる、斜材張力の増加量

$\Delta P -$: 活荷重、温度荷重などによる、斜材張力

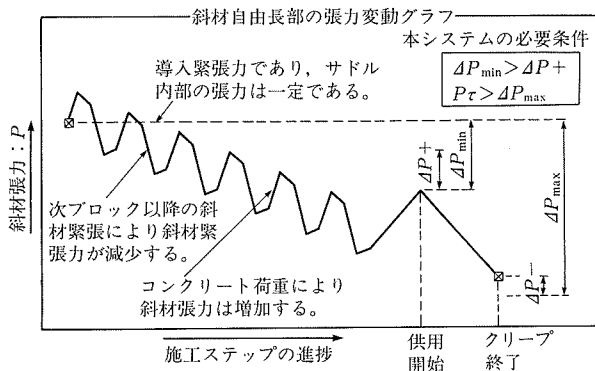


図-12 斜材張力差の関係図

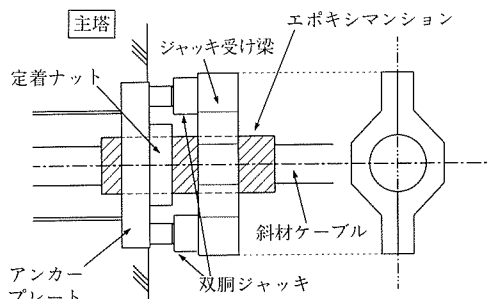


図-13 斜材張力確認装置

の減少量

 ΔP_{\max} : サドル内部と自由長部の張力差の最大値 ΔP_{\min} : サドル内部と自由長部の張力差の最小値

本システムは、本橋において初めて採用されたものであり、施工時において構造上の必要条件である上記の項目が満足しているかを確認した。

サドル内部緊張力の確認は、橋体完成後に図-13に示す装置を用いて行った。まず、エポキシマンションに半割りのジャッキ受け梁を取り付け、2台の双胴ジャッキで受け梁を押し上げ、サドル内部の斜材を再緊張する。ジャッキ圧力が張力差を超えた時点で定着ナットの支圧力が解放されるため、ダイヤルゲージにて変位量を測定して張力差を確認する。

6.2 主桁張出し架設工

(1) 概要

張出し架設はP1柱頭部から14ブロック行う。3ブロックまでは斜材定着はなく、4～12ブロックまでが斜材定着ブロックとなる。図-14に斜材定着ブロックの施工サイクルを示す。本橋では、コンクリート打設前に斜材ケーブルを架設できたため、コンクリート打設後はケーブルを主桁内部に引き込み、移動作業車移動後、直ちに斜材緊張を行うことができた。

(2) 鉄道近接施工

P2側の張出し架設は、地域の産業鉄道（小坂鉄道）を跨ぐ施工となる。また、このときの鉄道建築限界と桁下のクリアランスは最小で1.4mしかなく、非常に近接した位置での張出し施工となった。ここでは、鉄道近接施工に対して実施した対策について報告する。

本橋と小坂鉄道は、図-2に示すとおり斜めに緩やかに交



図-14 斜材定着ブロック施工サイクル

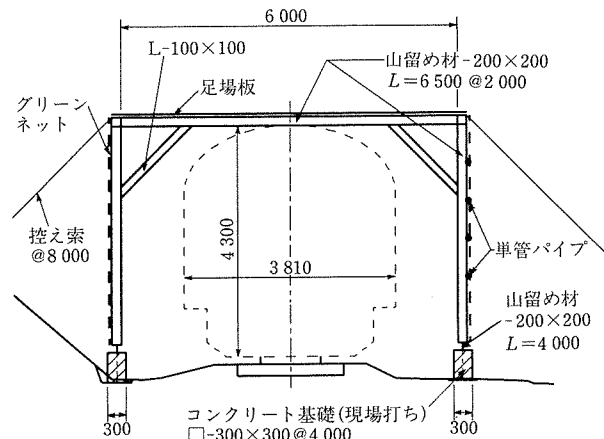


図-15 列車防護工

差し、その範囲が長いので列車防護工の設置を行った。なお、防護工設置区間はP1橋脚からA2橋台までの主桁と鉄道が交差する区間とし、防護工の高さについては桁下空間の確保から使用する鋼材のサイズを小さくし、鉄道建築限界を侵さない範囲で極力、低く抑える構造とした。図-15に列車防護工の構造図を示す。

主桁下面と列車防護工とのクリアランスは最小1.2m以下となった。通常の低床移動作業車では施工不可能となるため、1.2m以内のクリアランスで施工できる移動作業車に改良することが必要となった。移動作業車の超低床化を図るために、次の3カ所の改良を図った。

- ① 作業台をなくし、前方足場および後方足場を下部型枠横梁に並列して組み込んだ。
- ② 通常、下部型枠縦梁は横梁の上に載る構造となるが、この縦梁を下部型枠横梁内に半分ほど納め、ピン連結とした。
- ③ 下部型枠横梁の上下移動は、移動作業車上部横梁より鋼棒で吊る構造とし、部材の低減を図った。

以上を実施した結果、型枠の厚さに移動作業車移動時の遊間を200mmと仮定すれば、1010mmのスペースでの施工が可能となった。図-16に移動作業車の構造図を、写真-7に張出し架設状況を示す。

7. おわりに

現在、雪沢大橋の上部工工事は平成13年1月の工事竣工を目指し、A1側径間を施工中である(写真-8)。

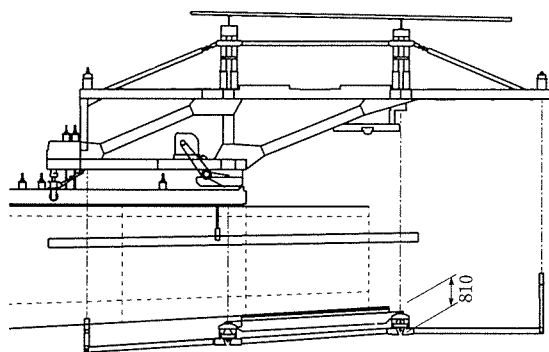


図 - 16 超低床移動作業車

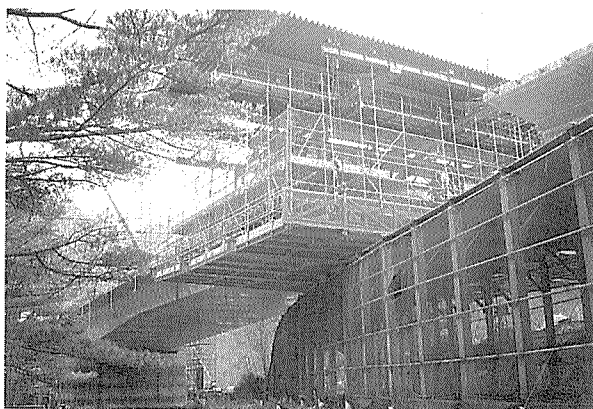


写真 - 7 張出し架設状況

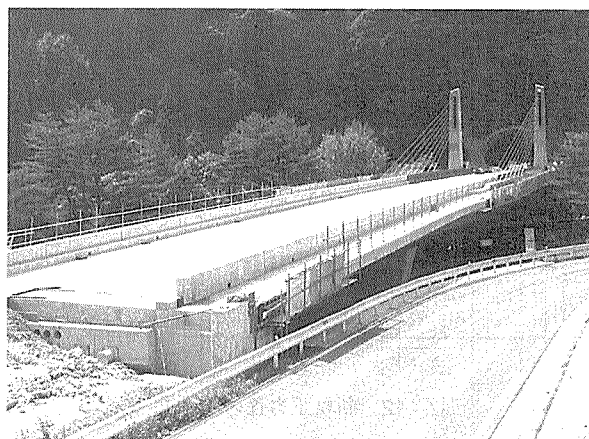


写真 - 8 現状写真

本橋では、サドル構造にこれまでにない新しいシステムを採用した。エクストラードPC橋において、サドル構造の疲労性能を向上させることは重要な技術課題である。本橋における成果が、同形式橋梁のより一層の発展において一助になれば幸いである。

また、本システムの開発および性能試験を実施していただいた(株)エスイーならびにご指導、ご助言をいただいた関係各位に深く感謝の意を表する次第である。

【2000年7月4日受付】

◀ 刊行物案内 ▶

プレストレストコンクリート橋脚の 耐震設計ガイドライン

(平成11年11月)

頒布価格：3 000円 (送料 500円)

社団法人 プレストレストコンクリート技術協会