

# 士狩大橋の施工

池田 憲二\*1・佐々木 秀男\*2・一宮 利通\*3・山本 徹\*4

## 1. はじめに

士狩大橋は、帯広・広尾自動車道が一級河川十勝川を渡る地点に架設された橋梁である(図-1)。帯広・広尾自動車道は、北海道横断自動車道の帯広JCT(仮称)から分岐し、広尾町に至る延長約80kmの高規格幹線道路であり、帯広空港・十勝港にアクセスすることによって十勝管内の交通体系の向上や産業の活性化が期待されている。

本橋の構造形式として、経済的に有利であること、桁高を低くすることにより路線の計画高を下げるができるため隣接するICの用地面積および土工量が節減できること、景観性に優れることなどから、大偏心外ケーブル方式(エクストラドーズド)5径間連続PC箱桁橋が採用された。また、多径間連続構造とすること、偏向塔を低くして圧迫感を与えないことによって、高速走行性の向上を図っている。

本橋の構造的・施工的特徴としては、大偏心定着外ケーブルと大偏心連続外ケーブルの2種類の大偏心外ケーブルを採用したこと、反力分散型積層ゴム支承のひずみ調整方法として調整量を適切に選択できる後ひずみ調整を採用したことなどが挙げられる。

士狩大橋の設計・施工に関しては一部報告しているが<sup>1)~3)</sup>、本文では、大偏心外ケーブルの施工および支承の後ひずみ調整について報告する。

## 2. 工事概要

工事名：帯広・広尾自動車道芽室町士狩大橋上部工事  
 構造形式：大偏心外ケーブル方式5径間連続PC箱桁橋  
 橋長：610.0m  
 支間長：94.0m+3@140.0m+94.0m  
 幅員：総幅員23.0m～30.0m(P3～A2間で拡幅あり)  
 主要数量を表-1に示す。

## 3. 大偏心外ケーブルの施工

### 3.1 外ケーブルの構造

本橋の大偏心外ケーブルは19S15.2Bを使用しており、10段が偏向塔で定着されている。そのうち、上7段は片側が主桁で定着される大偏心定着外ケーブルであり、張出し施工中に緊張される。下3段は床版を通過してボックス内で偏向され、隣接する偏向塔または端横桁で定着される大偏心連続外ケーブルであり、主桁連結後の支間の正曲げと支点上の負曲げに対し合理的に配置されている(図-2、写真-1)。

外ケーブルの構造は、裸線をPE管に挿入し、緊張後セメントグラウトを注入する仕様である。PE管は、グラウトの充填性を確保するため、直線部は肉厚5mmのPE管内面に高さ5mmの螺旋状の突起を設け、曲線部はPC鋼材が片寄り重なっても裏側からグラウトが回り込むように、肉厚10.5mmのPE管に深さ5mmの螺旋状の溝を設けた。

フレットング疲労対策として、PC鋼材の配置精度を高め、交差重なりを防ぐために、偏向部と偏向塔の出口にスペーサーを配置した(図-3)。また、その効果を確認するため、本橋で最も応力変動が大きい偏向塔曲線部を想定して、フレットング疲労試験を行っている<sup>4)</sup>。

### 3.2 大偏心定着外ケーブルの施工と緊張時計測

#### (1) 施工方法

ケーブルの架設は、橋面上に据え付けたプッシングマシーンによって偏向塔側からPC鋼材を挿入して行った。PC鋼材の配置精度を確保して曲線部での交差重なりを防ぐため、アンカーディスクの孔と同位置のスペーサーの孔にPC鋼材を通すようにし、下側の孔から順に挿入した。

大偏心定着外ケーブルは、偏向塔で上に凸の曲線配置、主桁側で直線配置であるため、張力を効率よく導入できるように主桁側ボックス内での緊張となっている。定着端が新設ブロックに近いことから、緊張作業を効率よく行うため、シングルストランドジャッキで下側のPC鋼材から順に

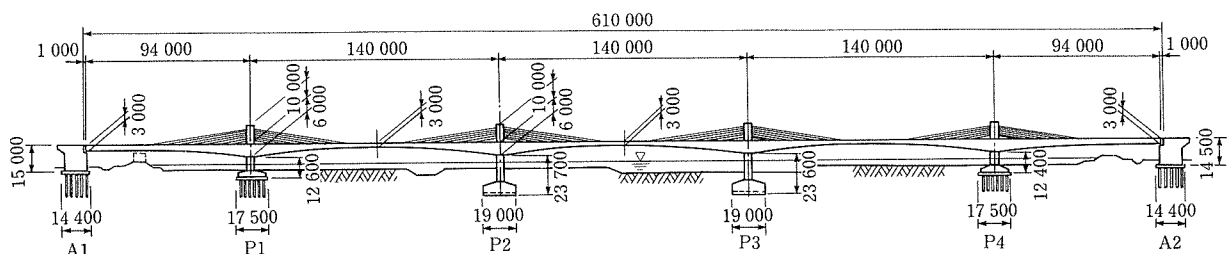


図-1 一般図

\*1 Kenji IKEDA: 北海道開発局 開発土木研究所 構造部 構造研究室 室長

\*2 Hideo SASAKI: 北海道開発局 帯広開発建設部 帯広道路事務所 第三工事課 課長

\*3 Toshimichi ICHINOMIYA: 鹿島建設(株) 技術研究所 土木技術研究部 構造・耐震グループ 主任研究員

\*4 Toru YAMAMOTO: 鹿島建設(株) 土木設計本部 第二設計部 設計長

表-1 主要工事数量

コンクリート (40N/mm <sup>2</sup> )	16 253 m <sup>3</sup>
鉄筋 (SD295A)	2 161 t
P C 鋼材 (19S15.2B)	404 t
〃 (12S12.7)	508 t
〃 (12W8)	122 t
P C 鋼棒 (1B32B2)	104 t

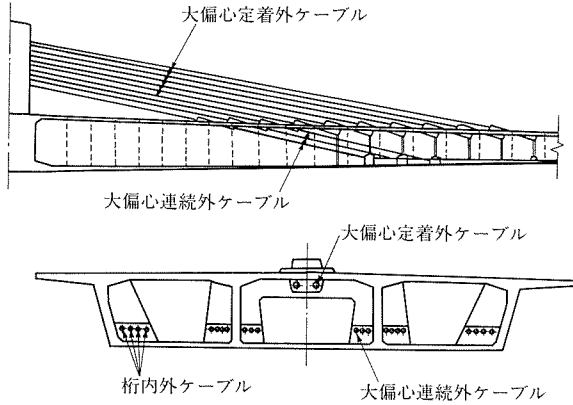


図-2 外ケーブルの配置

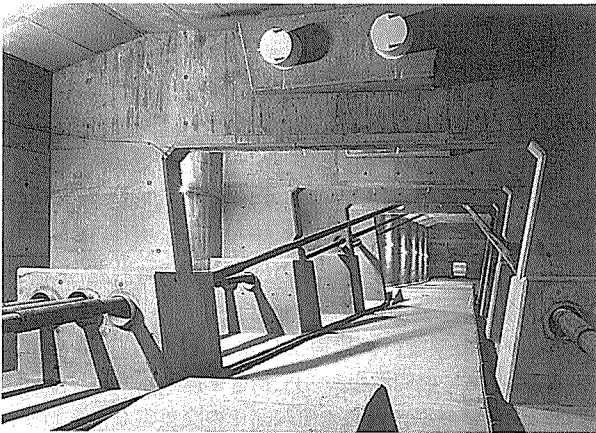


写真-1 大偏心外ケーブル配置状況

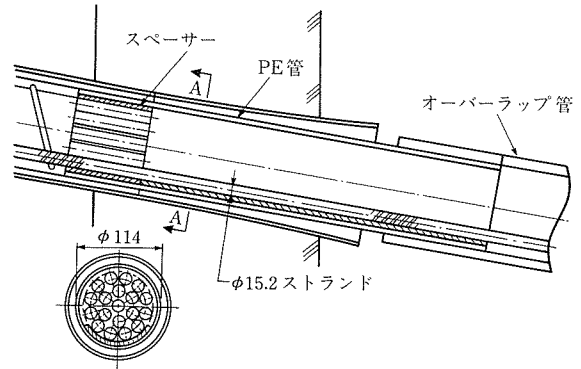
1本ずつ緊張した(写真-2)。また、導入力を精度よく管理するため、緊張ポンプの油圧を0.1N/mm<sup>2</sup>単位で計測できるデジタル指示計を用いて緊張した。

(2) 緊張時の計測

本橋は一面吊りで、中央ボックスの床版下面に定着突起が配置されているため、中央ボックスには隔壁を設けてスムーズな応力伝達を図った。設計時には、立体FEM解析を行い、① 隔壁の応力伝達状況と引張応力に対する補強、② 床版の応力分布状況と外ケーブル緊張による軸力の有効範囲、などを検討している。そこで、大偏心定着外ケーブルの緊張時において、その妥当性を確認するために、① 3軸ひずみゲージを用いた隔壁の応力状態、② コンクリートひずみ計を用いた床版の応力分布を計測した。

① 隔壁の応力計測

計測値と解析値の比較を図-4に示す。図は引張応力が大きい定着体の背面側について示している。荷重作用位置付近では主応力の方向と大きさが計測と解析で若干異なる



A-A 断面

図-3 大偏心外ケーブル偏向塔の出口部構造

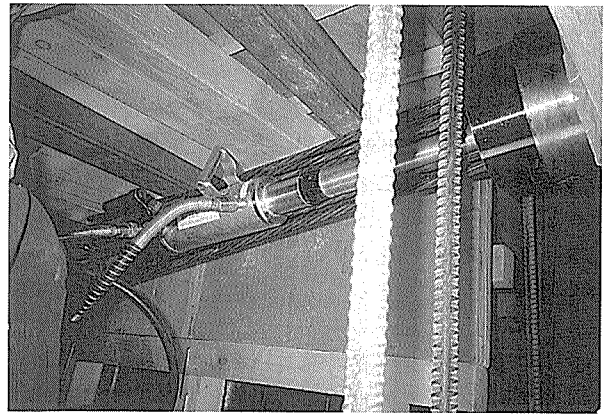


写真-2 シングルストランドジャッキによる緊張

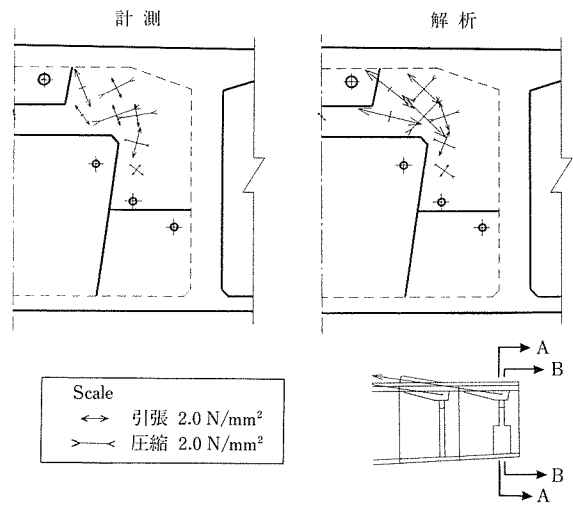


図-4 隔壁表面の応力状態

が、その他の領域では同様な傾向を示している。引張応力の最大値は定着体横の位置で計測値が3.0N/mm<sup>2</sup>、解析値が4.5N/mm<sup>2</sup>であった。

隔壁部は形状が複雑であり、応力状態も複雑であるため、解析値はモデル化の影響を受けやすい。また、計測値については、ゲージ長や計測位置のずれなどの影響を受ける。これらを考慮すると、計測と解析はよく一致しており、立体FEM解析および解析をもとに決定した補強は妥当であったと言える。また、緊張後、隔壁の表面を調査した結果、有害なひび割れは発生していなかった。

② 応力分布の計測

計測値と解析値の比較を図-5に示す。図は12ブロックに定着されるS6ケーブル緊張時における10ブロックの増分応力度であり、定着端と計測位置の距離は約7mである。中央ボックスでは計測値の方が若干大きくなっているが、外ボックスの応力分布状況はほぼ一致しており、立体FEM解析は妥当であったと言える。

3.3 大偏心連続外ケーブルの施工と緊張時計測

(1) 施工方法

ケーブルの架設は、大偏心定着外ケーブルと同様、橋面上に据え付けたプッシングマシンによってストランドを下から順番に挿入した。大偏心連続外ケーブルは偏向塔内部、床版通過部およびボックス内偏向部の6カ所で偏向されており、10個のスペーサーを通過している。また、ケーブル長は約145m、最大高低差は約7mあるが、1台のプッシングマシンでとくに問題なく挿入することができた。

緊張は、マルチストランドジャッキを用いて両引きで行った(写真-3)。1径間に6本の大偏心外ケーブルがあるが、同一径間のケーブルを2本連続して緊張すると、条件によっては偏向塔の下端に許容値を超える応力度が生じるため、各径間1本ずつ均等に緊張した。

(2) 緊張時の計測

大偏心連続外ケーブルは通常の外ケーブルに比べて偏向角が大きく、偏向箇所も多いため摩擦の影響を受けやすいと考えられる。そこで、設計で仮定した張力が導入されていることを確認するために、偏向部前後のケーブル張力を計測して摩擦の影響を調べた。また、コンクリート有効応

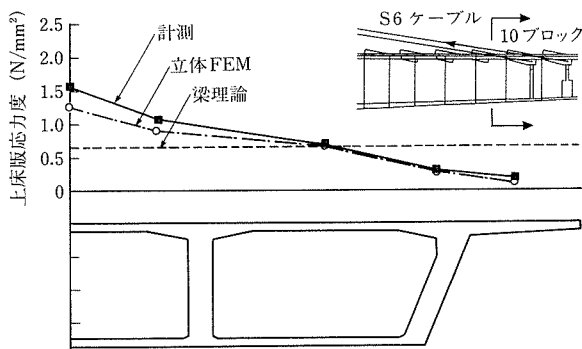


図-5 大偏心定着外ケーブル緊張による上床版応力分布

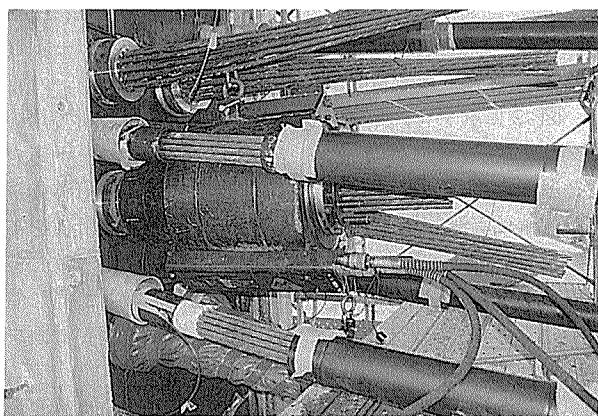


写真-3 マルチストランドによる緊張

力計を用いて主桁応力度を計測し、大偏心連続外ケーブルの緊張によって生じる主桁応力度が設計で想定したとおりとなっているか否かを確認した。

① 摩擦係数の計測

計測位置と計測結果を図-6に示す。導入力はマンメーターで油圧を計測して求め、中間のケーブル張力はケーブルの上下左右にあたる4カ所の素線のひずみをひずみゲージで計測することによって求めた。図-6には、設計で用いた角変化に関する摩擦係数が0.3の場合の緊張計算結果も併せて示す。

偏向部前後における張力変化から摩擦係数を逆算した結果、床版通過部では摩擦係数は0.20であるが、ボックス内偏向部では摩擦係数は0.46であり、設計で仮定した摩擦係数よりも大きくなっていた。摩擦係数の違いは、曲げ半径または曲げ角度の違いなどによると思われるが(表-2)、今回の計測では特定できなかった。しかし、すべての箇所計測値が設計値を上回っていることから、本橋については、す

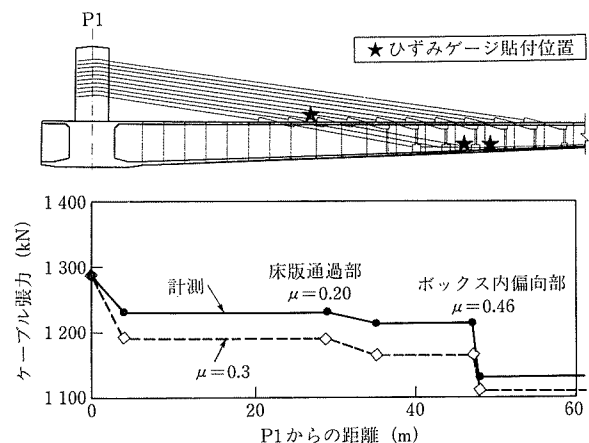


図-6 計測位置および導入力分布

表-2 計測摩擦係数と偏向部諸元

偏向箇所	床版通過	桁内偏向
曲げ半径 (m)	8	3
偏向角 (度)	4.2	9.2
摩擦係数	0.20	0.46

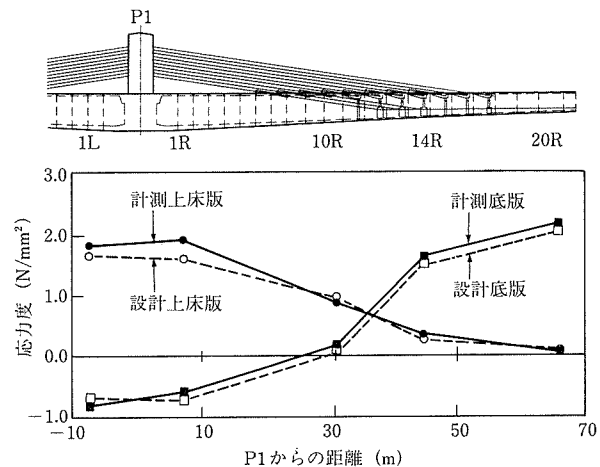


図-7 大偏心連続外ケーブル緊張による主桁応力度変化

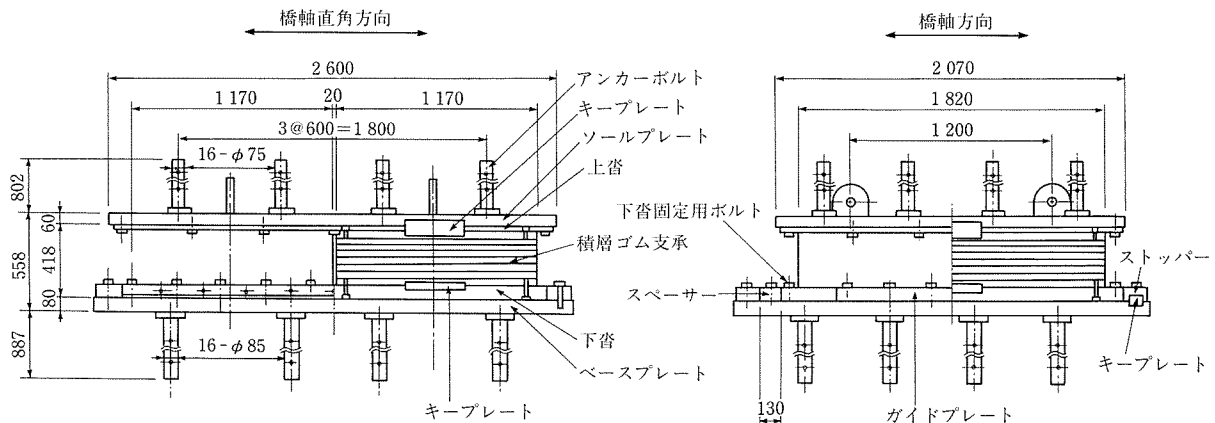


図-8 支承構造図

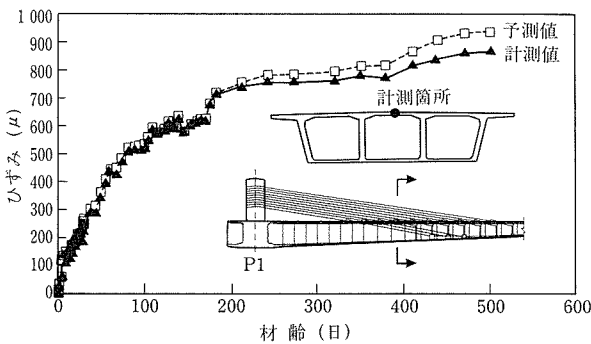


図-9 コンクリートひずみ経時変化

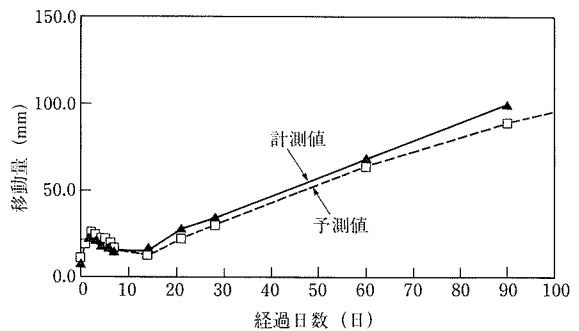


図-10 P1橋脚における主桁移動量

すべての設計断面において設計で仮定した導入力が確保されていると考えられる。

#### ② 主桁応力度の計測

大偏心連続外ケーブル緊張による主桁応力度分布を図-7に示す。ただし、主桁応力度は、大偏心連続外ケーブル全数の緊張によって生じた応力度を示しており、設計値はフレーム解析によって求めた応力度である。両者はよく一致しており、大偏心連続外ケーブル緊張による応力度変化はほぼ計画どおりとなっていることが確認された。

### 4. ゴム支承の後ひずみ調整

#### 4.1 支承の構造

本橋では、主桁連結後に生じるゴム支承の変形を除去する方法として、実測値に則して適切な調整時期と調整量を選択できる後ひずみ調整方式を採用した。後ひずみ調整は、油圧ジャッキで下沓を引っ張り、ベースプレート上を滑らせて行うこととした。

支承の構造図を図-8に示す。支承の設計反力は1支承あたり28MNと大きく、摩擦と引き越しを考慮すると調整時の設計最大引張力は5.4MNとなった。調整は、φ32PC鋼棒を9本使用して行うこととし、下沓の正面にPC鋼棒をねじ込むための雌ねじ加工を事前に施した。

支承は、P1とP4で最大130mm、P2とP3で最大45mmの調整が可能な構造とした。ただし、P1とP4では32.5mmピッチ、P2とP3では22.5mmピッチで下沓をベースプレートにボルト固定できる構造とし、溶接によらずとも適切な調整量の選択ができるようにした。

表-3 後ひずみ調整計画

	P1	P2	P3	P4
予測主桁移動量	158 mm	57 mm	-41 mm	-142 mm
調整量	130 mm	45 mm	-45 mm	-130 mm
調整による主桁移動量	137 mm	52 mm	-38 mm	-123 mm
予測残留変形量	21 mm	5 mm	-3 mm	-19 mm
調整時期 および 支承数	連結後 9週目			3基
	〳 10週目	4基		
	〳 11週目			2基
	〳 13週目		4基	
	〳 14週目		4基	

#### 4.2 後ひずみ調整計画

本橋では、クリープ、乾燥収縮および温度変化による主桁の伸縮量を精度よく把握し、後ひずみ調整を行う適切な時期と調整量を決定するため、主桁移動量(橋脚と主桁の相対変位)、コンクリートひずみ、コンクリート応力度、主桁温度などの計測を行った。P1系で計測したコンクリートひずみを図-9に、主桁移動量を図-10にそれぞれ示す。ただし、図-9に示すコンクリートひずみの予測値は設計で用いたクリープ・乾燥収縮の条件、実測したコンクリート応力度と温度を用いて予測しており、図-10に示す主桁移動量の予測値は実測したコンクリート温度を用いて設計値を補正した値である。両者とも計測値と予測値がほぼ一致していることから、クリープ変形に関する条件は設計と同じ値を用いて将来の主桁移動量を予測し、後ひずみ調整計画を行うこととした。

後ひずみ調整計画を表-3に、P1橋脚における支承変形量の予測を図-11、12に示す。許容変形量は上部工反力の

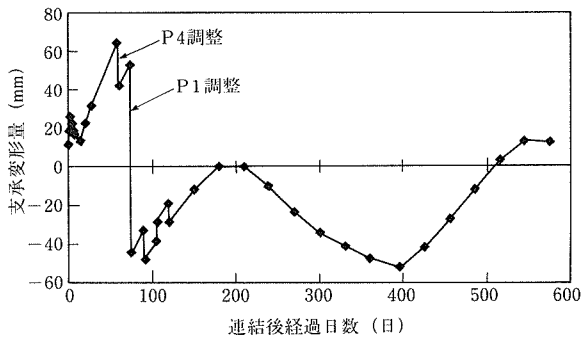


図-11 P1橋脚における後ひずみ調整による支承変形量予測

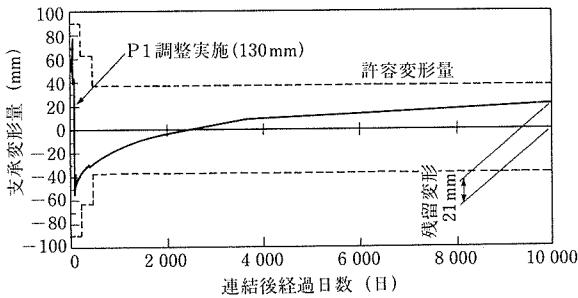


図-12 P1橋脚における支承変形量予測(長期)

大きさによって異なるため、施工時、橋面工施工後かつ供用開始前、供用開始後の3段階に分けて設定し、それぞれの段階における支承変形量が許容値内に収まるように計画した。調整作業は、P4橋脚から行うこととしたが、P4橋脚のひずみ調整に伴ってP3橋脚の変形量が大きくなるため、P4→P1→P4→P3→P2の順で調整を行うこととした。調整は各支承の必要調整量を一括して調整することとしたが、P1以外の橋脚についても図-12と同様であり、すべての橋脚において、支承変形量は許容値内に収めることができた。

#### 4.3 後ひずみ調整方法

本橋では、下沓を引っ張る油圧ジャッキの反力を、支承のソールプレートとベースプレートに直接とることができるコンパクトな治具を開発した(図-13、写真-4)。治具は、鉛直材と水平材からなる逆L形で、鉛直材の下端でベースプレートに反力を取り、水平材の先端でソールプレートに反力をとる構造である。この治具を9本のPC鋼棒を挟むように設置し、鉛直材の背面に設置した2本の溝形鋼にセンターホールジャッキの反力をとった。

調整作業には9台のジャッキを使用した。下沓の左右でスケールを用いて移動量を計測し、移動が偏らないようにポンプの圧力を調整しながら行った。調整作業は計画どおりに終了することができ、支承変形量もほぼ計画どおりに推移した<sup>6)</sup>。

#### 5. おわりに

本橋は橋梁の本体工事を終え、現在、橋面工を施工中である(写真-5)。最後に、本橋の設計・施工にあたり、ご指導をいただいた「土狩大橋技術検討委員会」の各委員をはじめ、貴重なご意見やご協力をいただいた関係者の方々に感謝の意を表する次第である。

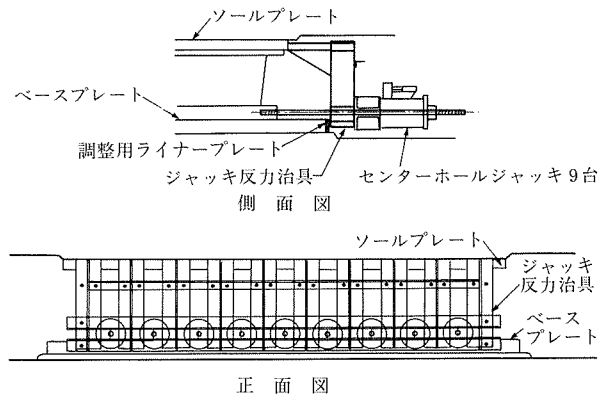


図-13 後ひずみ調整方法

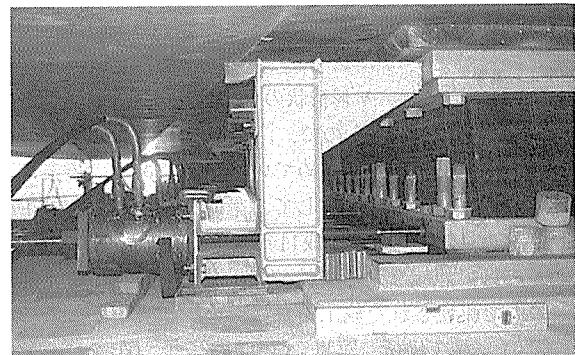


写真-4 後ひずみ調整状況

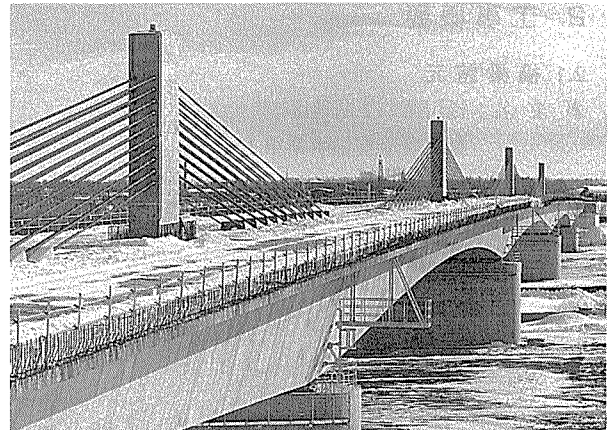


写真-5 全 景

#### 参 考 文 献

- 1) 渡邊、戸松ほか：土狩大橋の計画と設計、プレストレストコンクリート、Vol.39, No.2, pp.93~99, 1997
- 2) 渡邊、本田ほか：土狩大橋の設計と施工、第7回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集、pp.587~592, 1997.10
- 3) 阿部、水尾ほか：土狩大橋の施工、第8回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集、pp.563~568, 1998.10
- 4) 斎藤、佐藤ほか：大偏心外ケーブルPC橋におけるケーブルのフレッキング疲労試験、第8回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集、pp.599~604, 1998.10
- 5) 阿部、池田ほか：土狩大橋における大偏心外ケーブルの施工と計測、土木学会北海道支部論文報告集、第56号、pp.764~767, 2000.2
- 6) 酒向、近藤ほか：土狩大橋における水平反力分散ゴム支承の後ひずみ調整、土木学会北海道支部論文報告集、第56号、pp.768~771, 2000.2

【2000年7月4日受付】