

幌 別 橋 の 架 設 に つ い て

—— プレストレスド・ランガーガーダー ——

正 員 三 本 松 順 一*

(1) 概 要

本橋は、2級国道網走稚内線の幌別川に架設された橋梁で稚内開発建設部により昭和 38 年、39 年にわたり施工された。下部工は井筒基礎、上部工はプレストレスド・ランガーガーダーである。橋梁の諸元は次のようになっている。

橋 格	1 等橋
橋 長	150.0 M
幅 員	7.0 M
鋼 重	ランガー桁 224 t (342 kg/m ²)
	合 成 桁 53 t

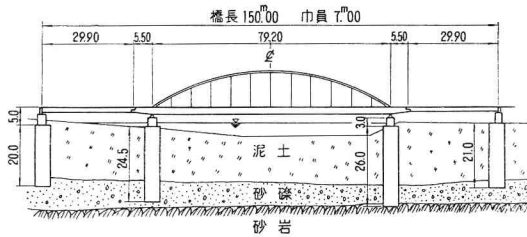


図-1 一 般 図

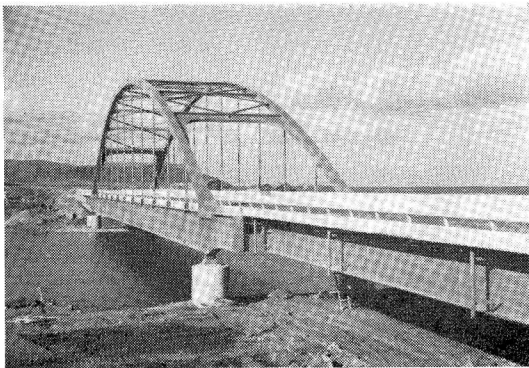


写真-1

(2) 設 計 要 旨

設計計算は、「Langer Girder 橋の迅速計算法と断面決定法」北大助教授 渡辺 昇 (工学研究 34. 11~35. 1) によって行なった。バランスドランガーの片持梁部の長さは、

主として、ランガー支点部の断面が構造上適当なものであることと、側径間の合成桁の経済性から定められた。

次に、プレストレス導入であるが、近年ランガー桁に、プレストレスを導入して、補剛桁に逆曲げを加え、桁の上縁、下縁の応力をバランスさせるとともに、断面の経済性をはかることが、しばしば行なわれている。開発局においてもすでに、深川橋、沼田大橋に応用して成果を、おさめているが、本橋にもこのプレストレス導入工法を採用した。

プレストレス導入量については、アーチクラウンに加える軸力をプレストレスと考えれば、プレストレス導入により、補剛桁上核心モーメント及び下核心モーメントともその負の領域は増加し、正の領域は減少するが、この減少量と増加量の差がプレストレスの導入効果となるわけで、プレストレス導入量を夫々 5 t、10 t、15 t、20 t、について計算し、種々検討の結果導入量を 10 t と決定した。核心モーメントの変化とプレストレス導入量との関係は、表-1 に、プレストレス導入効果とプレストレス導入量との関係は、図-2 に示めす。

表-1

アーチクラウン P.S. 指入量	5.0	10.0	15.0	20.0
下核心モーメント負の増	964	2,057	3,294	4,803
下核心モーメント正の減	719	879	319	15
上核心モーメント負の増	204	422	650	903
上核心モーメント正の減	1,334	2,622	3,852	5,011
P.S. 導入 効果	885	1,022	223	-680

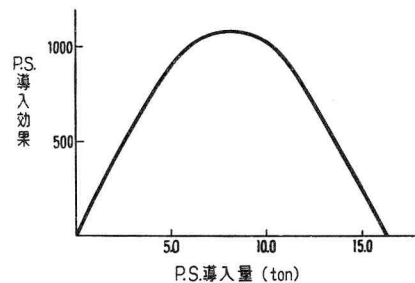


図-2

* 北海道開発局稚内開発建設部

又プレストレス導入量 10t のときの上下核心モーメントの変化を図-3 に示す。

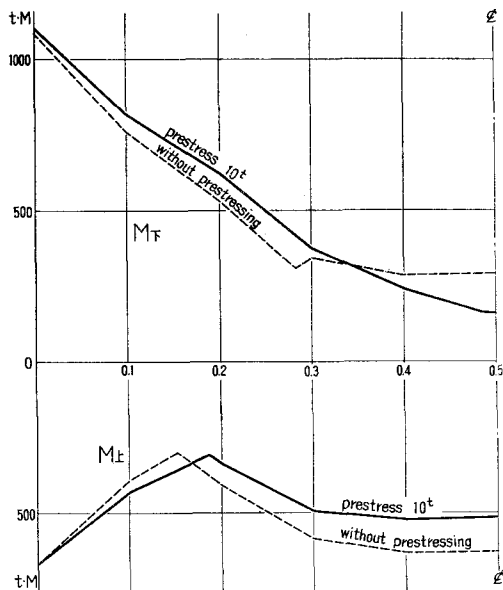


図-3 核心曲げモーメント図

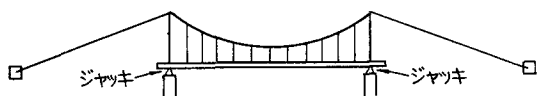
次にプレストレス導入方法については、架設の工程を利用して、導入補助部材等の経済性をはかるとともに、軟弱地盤であるため、アンカーブロックの移動があっても容易に、プレストレスを調整できるように考慮して次のような方法によった。

(A) ケーブルエレクション工法によって補剛桁を計画施工高よりあらかじめ高く架設して、鉸鉸を行なう。この場合両支点にジャッキを装置できるようにしておく。

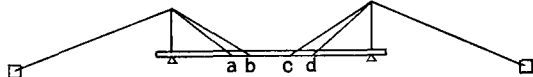
(B) エレクションケーブルを、タイバック方式に切替える。

(C) アーチリブを組立て、両支点をジャッキダウンして、

A. ガーダー架設 鉸鉸



B. 斜吊切替



C. アーチリブ架設、ジャッキダウン、部材挿入、鉸鉸、斜ザイル撤去

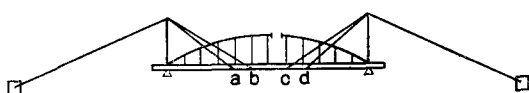


図-4 架設概要図解

アーチクラウン部に閉合部材を挿入し、斜めザイルを開放してプレストレス導入を完了する。

このタイバック方式とジャックダウンを併用してプレストレスを導入する方法は、すでに神納橋（斜張橋）架設工事（技術資料第 19 号記載）において実用されて居り、理論的にいっても明解で、また架設作業の難易の点から見ても比較的容易かつ確実な方法である。とくに本橋のように軟弱地盤でアンカーブロックの移動が予想される場合、ジャックダウンの量を変えとか、ケーブル張力を調整することにより、正確にプレストレスの導入ができる。

(3) 架設計算

架設応力の検討は、バックスティ方式にした場合の斜めザイル及び補剛桁の応力を、ジャックダウン前と後について行ったがその内容を示す。

ジャックダウン前の応力は、補剛桁と斜めザイルによって構成される斜張橋として解けばよく、この場合の死荷重は、補剛桁とアーチリブの重量になる。

ザイル応力を不静定力に選ぶと、解法は次式のようになる。

X : 斜めザイル応力

L : 斜めザイル長

α : 斜めザイルと補剛桁との角度

E : ザイルのヤング率

A : ザイルの断面

$$\frac{L_a}{E A_a \sin \alpha_a} X_a = \delta_a - \sum_n \delta_{an} X_n \sin \alpha_n \quad (n=a, b, c, d)$$

$$\frac{L_b}{E A_b \sin \alpha_b} X_b = \delta_b - \sum_n \delta_{bn} X_n \sin \alpha_n$$

$$\frac{L_c}{E A_c \sin \alpha_c} X_c = \delta_c - \sum_n \delta_{cn} X_n \sin \alpha_n$$

$$\frac{L_d}{E A_d \sin \alpha_d} X_d = \delta_d - \sum_n \delta_{dn} X_n \sin \alpha_n$$

δ_a : 死荷重を受けた場合の単桁としての a 点の撓み

δ_{an} : n 点に -1 なる力を加えたとき単桁としての a 点の撓み

又ジャックダウン後のザイル張力の増加量は次式によって求められる。

$$\delta_2 = 2(X_a \sin \alpha_a \delta_{l/2a} + X_b \sin \alpha_b \delta_{l/2b})$$

$$\delta_1 + \delta_2 = \frac{L_a X_a}{E_a A_a} \operatorname{cosec} \alpha_a + X_a \sin \alpha_a \delta_{aa} + X_b \sin \alpha_b \delta_{ab} + X_b \sin \alpha_b \delta_{ac} + X_a \sin \alpha_a \delta_{ad} + \frac{X_b \sin \alpha_b l \sec^3 \theta}{E_0 A_0}$$

$$\delta_1 + \delta_2 = \frac{L_b X_b}{E_b A_b} \operatorname{cosec} \alpha_b + X_a \sin \alpha_a \delta_{ba} + X_b \sin \alpha_b \delta_{bb} + X_b \sin \alpha_b \delta_{bc} + X_a \sin \alpha_a \delta_{bd} + \frac{X_b \sin \alpha_b l \sec^3 \theta}{E_0 A_0}$$

δ_2 : ジャックダウン後の $l/2$ 点の反り (既知)

δ_1 : ジャックダウン後の $l/2$ 点のザイルの伸びによる降下量 (未知)

- X_a : ジャックダウン後の a ザイルの引張力増加量 (未知)
- X_b : ジャックダウン後の b ザイルの引張力増加量 (未知)
- E_0 : バックステイケーブルのヤング率
- A_0 : " " の断面
- l : " " の長さ
- θ : " " の傾斜角

上式によりザイルの引張力と補剛桁 $l/2$ 点の降下量が判り、 $l/2$ 点の所要反り量と合わせて、ジャックダウン量が決まる。ジャックダウン前後の補剛桁曲げモーメントの変化は、図-5 に示す。又ジャックダウン後のザイル引張力の増加量は、 $X_a=5,240\text{ kg}$ 、 $X_b=3,970\text{ kg}$ であり $l/2$ 点の降下量は 5.8 cm である。

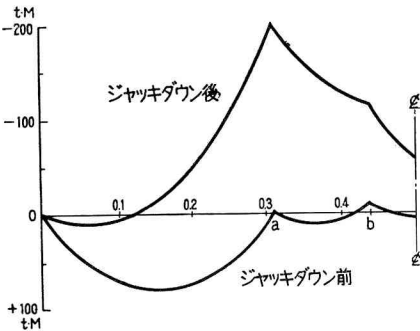


図-5 曲げモーメント図

(4) 架設設備

(i) 門型鉄塔

橋脚の形状の関係で橋脚内側に門型鉄塔を立て、上梁を張出しとした。

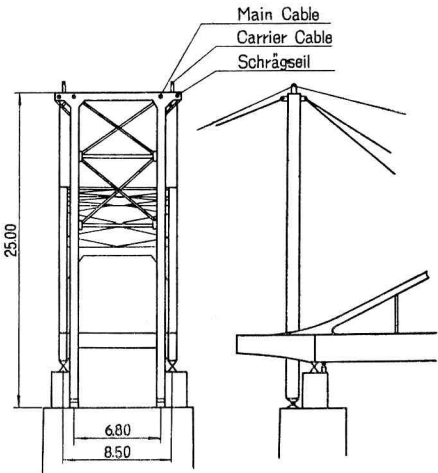


図-6

(ii) アンカー

地質は、泥炭でオランダ貫入値は、右岸 $C=6$ 、左岸 $C=2$ の軟弱地盤の為、アンカーブロックは簡易井筒とし自重

による沈下に備えた。又前面には原地盤では、相当の圧密移動が予想されたため、砂置換を施した。

又バック・ステイ・ケーブルにも或る程度のアンカーブロックの移動を予想して緊張装置を取りつけた。

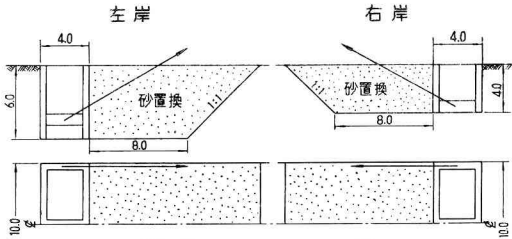


図-7 アンカー図

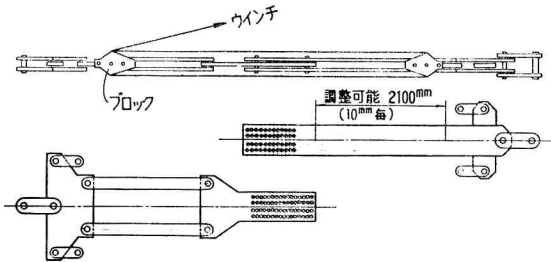


図-8 バック・ステイ・ケーブル緊張装置

(iii) 斜めザイル緊張装置

斜めザイルの切替時や切替後のキャンバー調整にザイル長を伸縮しなければならないので、2種類の緊張装置を設

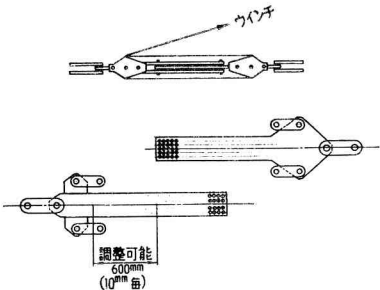


図-9

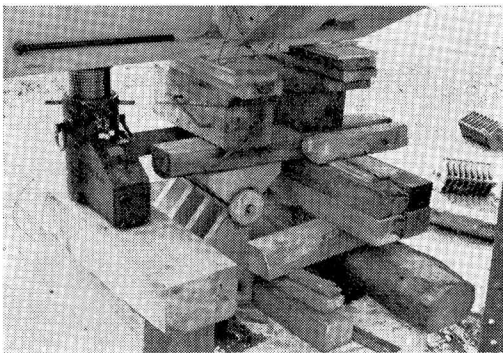


写真-2

けた。内側は、8車ブロックの組み合わせ、外側は、調整板付特殊滑車によった。

(iv) ジャッキ及びサンドル

ジャッキは、戻り防止装置付きの手動 100 t 油圧式を用いた。サンドルには、枕木と堅木製の楔を使用した。

(v) 斜めザイル取付部

斜めザイル取付部は、受け台を下フランジにボルト止めし、これに Eye Bar を連結し斜めザイルにとりつくようになっている。

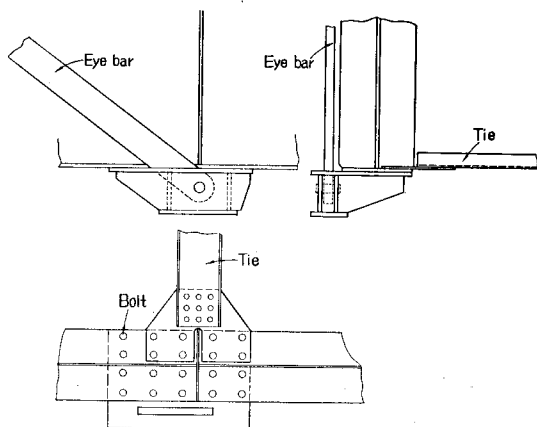


図-10 斜めザイル取付金具

(5) 架設詳細

(i) 補剛桁の架設

補剛桁の鉸接まで、普通のケーブルエレクションにより行なう。この場合支点は、ジャックダウンやキャンバー調整のため 360 mm 上げ越しておいた。360 mm の内容は次のようである。

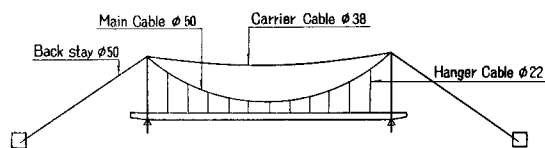


図-11

ジャッキダウンによる降下量	106 mm
その時のザイルの伸びによる降下量	58 mm
斜ザイルに切替時の撓み調整量	50 mm
アーチリブ重量による撓み調整量	100 mm
その他の余裕	36 mm
	360 mm

キャンバーの調整は、支点のジャッキアップと、ハンガーケーブルのターンバックルと併用して行った。鉸接完了時のキャンバー図は、次に示す。

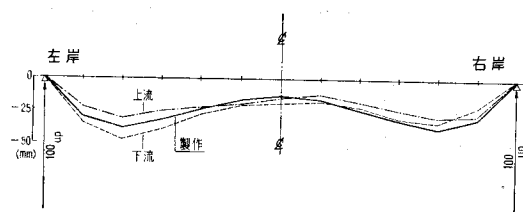


図-12 補剛桁鉸接完了時のキャンバー図

(ii) 斜吊ザイルに切替

Main Cable で補剛桁を吊ったまま b と c の斜ザイルを取り付ける。この時ザイルの長さは取付部上下流 b, c, b', c' 点が同じ高さになるように、鉄塔頂部の取付ピンから実測し、前記緊張装置により固定した。

次に同じく a, d のザイルを取り付け、同じ高さになるよう緊張装置により固定した。

後ハンガーケーブルを開放して斜吊りに切り替えた。切り替え後桁中央部の撓みが多いので、支点を 70 mm ジャックダウンし、26 mm 上げ越してアーチリブ組み立てに備えた。切替後およびジャックダウン後のキャンバー図は、図-14 に示す。

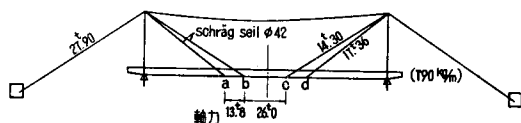


図-13

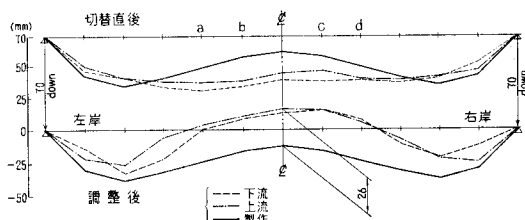


図-14

(iii) アーチリブの組み立て

アーチリブの組み立ては、吊材を支保工にして組み立てた。吊材は、STK 41, 外径 140 mm のものを使用している。アーチリブの組み立てにより約 100 mm 撓みが生じた

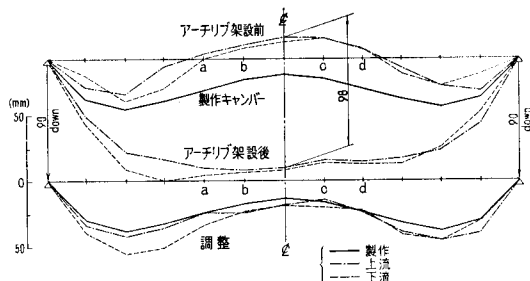


図-15

ので、これを 90 mm ジャックダウンして製作キャンパーに近くなるよう調整して、鉸鉸を行なった。アーチリブ組み立て前後および調整後のキャンパー図は、図-15 に示す。

(iv) ジャックダウン

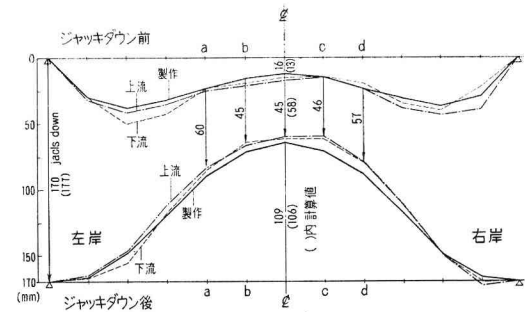


図-16

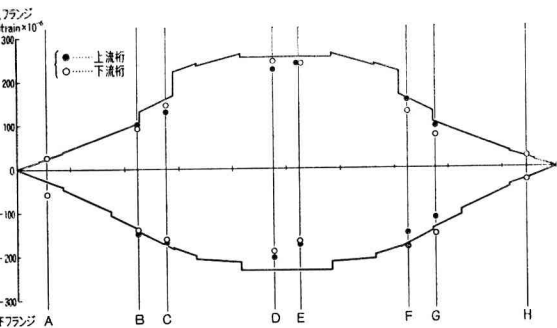


図-17 補剛桁のジャックダウンによるひずみ

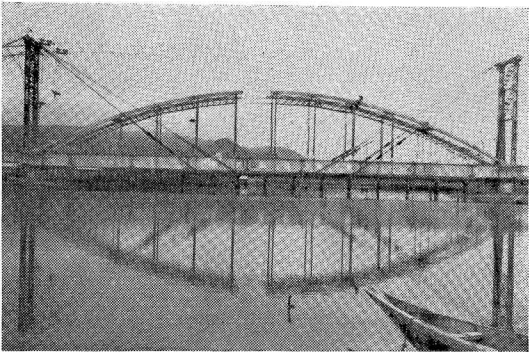


写真-3

表-2 アーチクラウンの開き (mm)

		ジャッキ ダウン前	ジャッキ ダウン後	開　き
実　測　値	上　流	4593	4693	100
	下　流	4596	4696	100
工場仮組時	上　流	4596	4693	97
	下　流	4600	4696	96

表-3 ジャッキダウンによる斜めザイル
応力増加量

計 算 値	測 定 値		
5.24 t	上 下	流 流	11.46 t 8.55
3.97	上 下	流 流	6.41 1.46
3.97	上 下	流 流	2.33 4.08
5.24	上 下	流 流	8.55 7.38

ジャックダウンの必要量は設計では、次の通りである。

- 13 mm 1/2 点の初期撓み
- 58 mm ザイルの伸びによる降下量
- 106 mm 所要反り

177 mm 合 計

実際には 170 mm で所要のアーチクラウンの開きが得られた。170 mm の内容は、50+50+40+30 の 4 段階に分けて行ない最後の 30 mm は、桁キャンパーとアーチクラウンの開きを測定しながら、微降下した。ジャックダウン時には、補剛桁のキャンパー、アーチクラウンの開き、斜めザイルの歪み、補剛桁フランジ応力を測定した。図-16, 17, 表-2, 3 にそれらの結果を示す。

(6) 結 び

プレストレス導入を行なう橋梁は、一般に通常のものに比し、荷重の増加に対する部材応力度の増加の勾配は急になるので、過大荷重に対する安全率は低くなるが、これに更に架設応力を残したり、プレストレス導入量が不足したりすると、設計荷重内でも安全率が低下する。(図-18 参照)

この意味から、架設においては、架設応力を残さないことと、プレストレス導入を正確に行なうことが最も大切である。

斜吊りザイル方式に支点のジャックダウンを併用すると

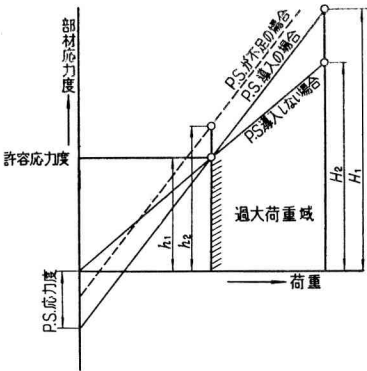


図-18

キャンバーの調整が自由自在であり、通常のケーブルエクシジョンのように、ケーブルのクリープによって架設応力が残留するというような心配は全くない。

プレストレス導入量については、事前に工場内で仮組み時にハイテンボルトで仮締めし、ジャックダウンの量とアーチクラウンの開き量との関係を調べて置いたが、現場においてもこれと大差がなかったので、所期の通り施工できたものと思われる。

本橋の架設は、プレストレス工法が最も重要なことであるが、その他に軟弱地盤におけるケーブルエクシジョン工法としても、問題があった。軟弱地盤に普通のようにコンクリートアンカーブロックを置くと、アンカーブロックの沈下と前方への圧密移動により、桁のキャンバー調整が困難となり、場合によっては、架設応力を残したまま橋が出来るようなこともある。本橋のようにアンカーブロックとして井筒を用いれば、沈下に対しては、支圧面積当りの重

量が少ないので、安全であり、桁が架設されて、バックステイクケーブル力の垂直分力が加わった場合は、必要な丈井筒内に土砂を投入してやればよく、常に一定の安全度を保つことができる。

又前方への圧密移動に対しては、井筒の場合は多量のコンクリートを要せずに、抵抗土圧面積を多くとれる。本橋の場合、支圧面の土の内部応力は比較的小さいが、尚圧密移動が予想されたので、前方を砂で置き換え、砂の抵抗土圧でバックステイクケーブルの水平分力を持たせるようにした。この結果エクシジョン中殆んどアンカーの移動も見られず無事工事を完了できた。

最後に本工事について、適切な御指導を戴いた土木試験所土質研究室、構造研究室の各位ならびに終始変らぬ熱意をもって工事に当られた東京鉄骨橋梁 K. K. の各位に深甚の謝意を表します。