

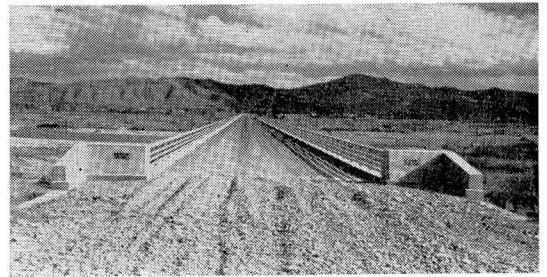
上湧別橋架換工事について

—— BBRV 工法によるプレストレストコンクリート長径間連続桁 ——

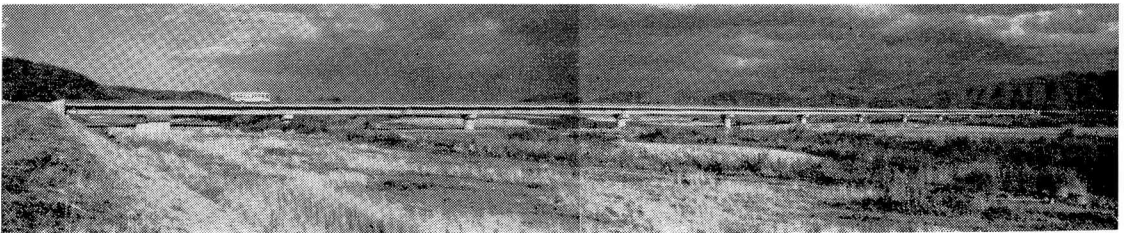
正員 工 藤 和 雄*
 正員 ○畑 山 齊**
 正員 遠 峰 孝 栄***
 正員 岡 部 一 宏***

ま え が き

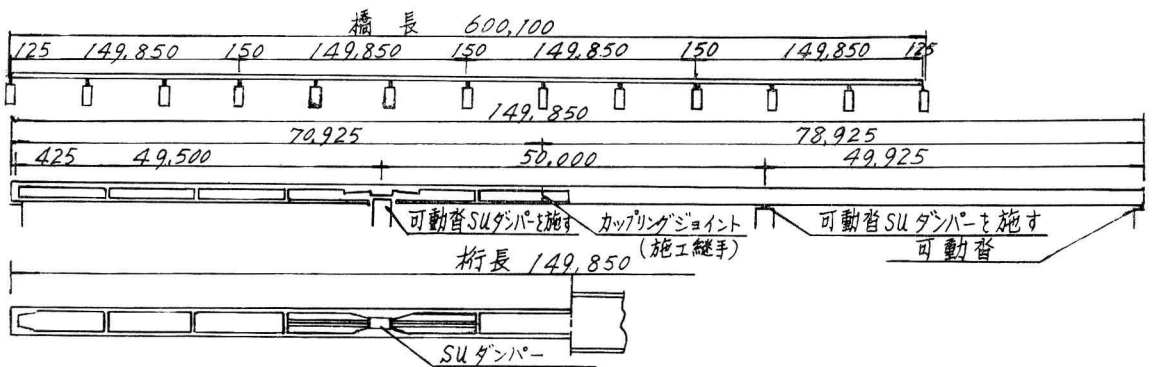
一般に PC 構造物にあっては、PC 鋼材の使用量はその構造物の経済性に多大な影響を及ぼす。特に長径間連続桁に於いては長大な PC ケーブルを用いるためプレストレス導入に際し、PC 鋼線応力度の摩擦による損失が著しく増大し、所要の PC 鋼材断面決定上、摩擦係数の適切なる選択は重大な意義を持つものである。この度1径間 50 m の3径間連続桁を施工するにあたり、観測窓及び歪計によりこの点を中心として、本構造物の種々の特性考察を試みたので工事報告を兼ね、その結果をとりまとめた。



写真—1



写真—2



図—1 一般図

* 道，土木部道路課
 ** 道，網走土木現業所
 *** 北海道 PS コンクリート KK

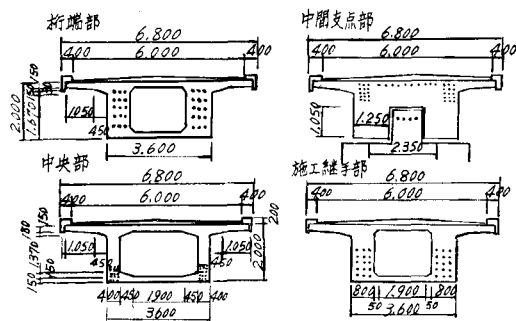


図-2 一般図 (断面)

§1. 工事概要

本橋は一般道々上社名淵上湧別線に湧別町地内にあり、旧橋は木造ポネートラス橋 (8@ 21.00 m + 2@ 7.50 m = 183.00 m) で近年老朽はなはだしく、路線々形等種々の条件を考慮し現橋位置に永久橋を計画し、昭和 37 年 8 月着工し、同 40 年 10 月完成したもので、下部工は 12 m の井筒基礎で良質な砂利層に達している。上部工は PC 3 径間連続箱桁で地震時橋軸方向水平力は SU ダンパーを配置し、各橋脚に分散する構造としてある。橋体へのプレストレス導入及び SU ダンパーには BBRV 工法を採用した。

§2. 設計概要

[I] 設計条件

- 種別 PC 道路橋 (2 等橋)
- 形式 BBRV 式ポストテンショニング連続桁
- 荷重 TL-14+100 kg/m² (雪荷重)
- 衝撃係数 $i = \frac{20}{50+L}$
- 橋長 600.10 m (3 径間連続 4 群)
- 桁長 4@ 149.850 m
- 有効幅員 6.00 m
- コンクリート

圧縮強度 (材齢 28 日) $\sigma_{28} = 400 \text{ kg/cm}^2$

(導入時) $\sigma_{cut} = 340 \text{ "}$

許容曲げ圧縮応力度

(設計荷重時) $\sigma_{ca} = 130 \text{ "}$

(導入時) $\sigma_{cat} = 170 \text{ "}$

許容曲げ引張応力度

(設計荷重時) $\sigma_{ca} = 0 \text{ "}$

(導入時) $\sigma_{cat}' = 15 \text{ "}$

許容斜引張応力度

$\sigma_{ta} = 9 \text{ "}$

許容支圧応力度

$\sigma_{ba} = 110 \text{ "}$

i) PC 鋼線 ($\phi 5$)

引張強度 $\sigma_{pu} = 165 \text{ kg/mm}^2$

許容引張応力度 $\sigma_{pa} = 99 \text{ "}$

引張応力度 (引張端) $\sigma_{pi} = 128 \text{ "}$

j) 安全度

1.3 (静荷重) + 2.5 (動荷重)

k) 震度

k_H (水平) = 0.2 k_V (垂直) = 0.1

l) 鉄筋

許容引張応力度 $\sigma_{sa} = 1400 \text{ kg/cm}^2$

腹鉄筋許容引張応力度 $\sigma_{sa}' = 2400 \text{ "}$

[II] 設計要旨

設計方法は 3 径間連続桁を 2 ブロックに分割施工する方法を採用し、第 1 施工区間 (70.925 m) を施工後 BBRV 工法の特徴であるケーブル連結装置 (カップリング) により、第 2 施工区間のケーブルの連結を計り、第 2 施工区間を施工し 3 径間連続桁を完成する様にした。

これにより第 1 区間のストレス導入に関しては静定構造となり、プレストレスによる 2 次反力を減少することが出来、又 PC 鋼線の摩擦による応力の減少を合理的に配分することが出来た。施工上からは型枠、支保工の転用が出来又出水等を考慮すると施工の経済性と安全性を期待することが出来た。プレストレスは BBRV ケーブル 44 $\phi 5$ を全長にわたって配置し桁端にて定着し、中間支点部は 44 $\phi 5$ を配置し、プレストレスの不足分を補っている。

曲げモーメントの算出は主桁には 3 連モーメント法を、床版には Pucher 及び Bittner の方法を用い、床版の横方向に対しては箱型断面に於ける横方向プレストレスの分布が不明なので在来を考え方をとり、鉄筋コンクリート構造とした。支保はダンパー使用の関係と工費の関係でロッカー、ローラーの使用をさけケルメット沓を用いている。

尚、本橋の特徴である SU ダンパーについては文献 2) を参照されたい。

§3. 施工

(1) 支保工

支保工は基礎地盤が砂利層であり、出水による被害の恐れのないところは捨てコンクリート基礎とし、他は杭打基礎とした。脚は木構造とし、桁は 300×150×9 の I ビーム 9 本を用い 5.0 m の径間長とした。本橋の場合、長大スパンなのでコンクリート打設による落着や、脚の不等沈下による橋体工への影響を考えて荷重工として橋体重量の 1/2 程度を荷載した。荷重工を施した場合の落着き量は 1.0~1.5 cm で荷重工を施さない場合は 2.0~4.0 cm であったが後述のコンクリート打設順序を考えると、この程度では不要と思われる。

I ビームの支保はストレス導入の際の影響を考慮し、ジャッキ又は砂箱を使用する計画であったが、支保工の構造が複雑になるので木製架を使用し、プレストレス導入時には文献 3) の方法によることにした。実際、後述の歪計による結果より判断すると 50 m 程度の径間では危険性はない

と考えられる。

次に支保工の上げ越量は径間が長大になると第2径間の張出し長が大きくなるため、その先端の撓みは大きくなるので、支保工の沈下及びストレス導入による弾性変形等を考慮し慎重に決める必要がある。本橋の場合上記の点を考慮して第1径間で10mm下越、張出部先端に於て70mm上越したが、プレストレスが計算より多く導入された関係上、その先端で3~4cm程度撓んだ。

(2) 型枠、鉄筋及びケーブルの配置

型枠は木製とし表面に防水ベニヤを粘付け、その転用によりペーストもれやコンクリート表面の美観をそこなわないようにした。又長径間になると、コンクリートの弾性変形、クリープによる変形及び温度変化による移動量が多いので、沓の据付位置、型枠底版の上越及び伸縮目地幅の決定には慎重を期した。

鉄筋は溶接組立とし碇着端は集中応力を受けるため文献6)を参照し、特に入念に配筋した。

ケーブル、特に不静定構造物では、その製作、保管及び配置はPC鋼線応力度の摩擦による減少及びストレス導入

によって生ずる2次反力に関係があるので、この点に注目しPC鋼線、シースを充分管理しケーブルの製作及び配置作業を迅速にし、ケーブルホルダーを1.0m間隔に配置し、ケーブルの位置、線形の正確さを期した。

この結果、摩擦係数は後述の如く相当小さな値を得た。

(3) コンクリート、緊張及びグラウト

骨材は札内産砂利北浜産砂を使用し、配合は文献3)によった。打設順序は図-3、歪計による硬化温度は図-4である。その他詳しくは文献2)を参照されたい。

§ 4. 摩擦係数の測定

一般にPC鋼線の摩擦係数は鋼線及びシースの種類、その管理状態、製作されたケーブルの種類、その配置状態及びコンクリート打設方法等の要因により異なる。BBRV工法による摩擦係数は文献6)等によると $\mu = 0.2 \sim 0.13$, $\lambda = 0.0016 \sim 0.00065$ と規定され、この範囲内で設計施工されている。本邦で施工された最初のBBRV工法による連続桁(両神橋)は、スイスの設計によるもので $\mu = 0.2$, $\lambda = 0.0012$ を採用している。本橋のケーブルは長大なるため摩擦によるPC鋼線の減小は著しい。このため上記の値を採用するか否かを検討したが実施例も少なく、これを使用することは危険性を伴うので、プレストレスコンクリート設計施工指針の標準値、 $\mu = 0.3$, $\lambda = 0.004$ としたのであるが、大幅に小さいことが予想されるので、摩擦測定を行ないこれを確認したものである。

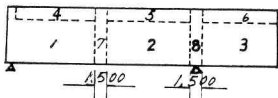


図-3 コンクリート打設順序

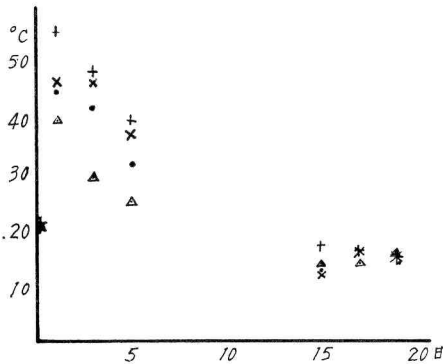


図-4 コンクリートの温度と時間の関係

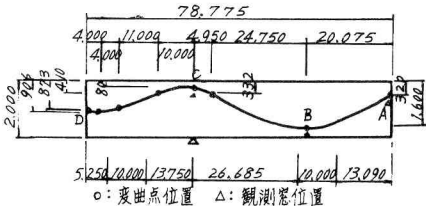


図-5 観測窓位置

試験は第2施工区間の最上段内側ケーブル(図-6の3, 4ケーブル)で行なった。図-5に示す3箇所(位置)に長さ60cmの観測窓を設け、端部の緊張力0~110tに至る迄、10t刻みに各点に於ける伸びを測定した。桁端緊張力110tに於ける各点の伸びの平均値を下記に示す。

- A点の伸び $\Delta l = 434 \text{ mm}$
- B $\Delta l = 284$
- C $\Delta l = 148$

なお桁端に於ける緊張力はダイナモメーターにて測定し正確を期した。

引張端に於けるPC鋼線の伸びによって摩擦係数を定める方法は次の如くである。引張端に於ける伸びを Δl とすると

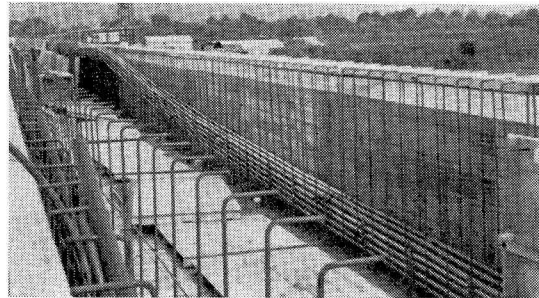


写真-3

$$\Delta l = \int_0^l \frac{\sigma_p(x)}{E_p} dx = \frac{\sigma_p(0)}{E_p} \int_0^l e^{-\mu \left(\alpha + \frac{\lambda}{\mu} x \right)} dx \quad (1)$$

σ_{p0} : 引張端に於ける引張応力度

摩擦がないものとしての引張端に於ける伸びは

$$\Delta_0 l = \frac{\sigma_p(0)}{E_p} \cdot l \quad (2)$$

式(1), (2)より

$$\Delta l = \beta \cdot \Delta_0 l \text{ 若しくは } \beta = \frac{\Delta l}{\Delta_0 l} \quad (3)$$

ここに

$$\beta = \frac{1}{l} \int_0^l e^{-\mu \left(\alpha + \frac{\lambda}{\mu} x \right)} dx \quad (4)$$

よって、式(2)により摩擦のないとした場合の伸び $\Delta_0 l$ を計算しておき、現場測定 of PC 鋼線の伸び Δl との比 $\Delta l / \Delta_0 l$ を求めると β が定まる。 β は μ, λ の函数であるから、多数の方程式により μ, λ が定まる。よって本測定に於いて各観測窓に於ける β を求め、これにより μ, λ を求めるものとする。 β を求めるに当って (4) 式を次式の如く変形する。

$$\begin{aligned} \beta &= \frac{1}{l} \int_0^l e^{-\mu \left(\alpha + \frac{\lambda}{\mu} x \right)} dx \\ &= \frac{1}{l} \left\{ e^{-\mu \left(\bar{\alpha} + \bar{\gamma} \bar{l} \right)} \cdot l \right\} = e^{-\mu \left(\bar{\alpha} + \bar{\gamma} \bar{l} \right)} \end{aligned} \quad (5)$$

ここに $\bar{\gamma} = \lambda / \mu$

$\bar{\alpha}$: 引張端 (A) から固定端 (D) 迄の角変化量と観測点迄の角変化量の平均値

$\bar{l}$: 引張端 (A) から固定端 (D) 迄のケーブル長と観測点迄のケーブル長の平均値

各測点に於ける $\bar{\alpha}, \bar{l}, \beta$ は表-1 に示す。

表-1 β の算出表

点	$\bar{\alpha}$ (rad)	$\bar{l}$ (m)	Δl (mm)	$\Delta_0 l$ (mm)	β
A	0.336	39.45	434	490	0.885
B	0.41	51.43	289	341	0.847
C	0.499	64.39	148	180	0.822

式(5)により各観測点につき次式が成立する。

$$\left. \begin{aligned} \text{A 点: } \beta_A &= e^{-\mu (\bar{\alpha}_A + \bar{\gamma} \bar{l}_A)} & \text{(I)} \\ \text{B 点: } \beta_B &= e^{-\mu (\bar{\alpha}_B + \bar{\gamma} \bar{l}_B)} & \text{(II)} \\ \text{C 点: } \beta_C &= e^{-\mu (\bar{\alpha}_C + \bar{\gamma} \bar{l}_C)} & \text{(III)} \end{aligned} \right\} (6)$$

式(16)を変形すると

$$\left. \begin{aligned} \log_e \frac{1}{\beta_A} &= \mu (\bar{\alpha}_A + \bar{\gamma} \bar{l}_A) & \text{(I')} \\ \log_e \frac{1}{\beta_B} &= \mu (\bar{\alpha}_B + \bar{\gamma} \bar{l}_B) & \text{(II')} \\ \log_e \frac{1}{\beta_C} &= \mu (\bar{\alpha}_C + \bar{\gamma} \bar{l}_C) & \text{(III')} \end{aligned} \right\} (7)$$

式(7)の各項に表-1の数値を代入し、 μ について整理すれば式(8)を得る。

$$\left. \begin{aligned} \mu &= \frac{1}{2.758 + 323.89 \bar{\gamma}} & \text{(I') より} \\ \mu &= \frac{1}{2.459 + 308.51 \bar{\gamma}} & \text{(II') より} \\ \mu &= \frac{1}{2.529 + 326.3 \bar{\gamma}} & \text{(III') より} \end{aligned} \right\} (8)$$

式(8)の3項を満足する $\mu, \bar{\gamma}$ が求まる $\mu, \bar{\gamma}$ である(8)式を考察すると、摩擦係数 μ の性質とケーブルの配置状態とを考えると μ は全長に亘り一定と考えられ、一方 $\bar{\gamma}$ については各点にばらつきが考えられる。又 (I') 及び (II') の項は観測状態から見て、(III') の項に比して精度が劣る。従って (I'), (II') の項の平均値が (III') の項に等しいと考え、方程式 (III') = (I' + II') / 2 をたて $\bar{\gamma}$ を求めると $\bar{\gamma} = 0.008$ を得る。よって (8) 式の [(III)'] 項に上記の $\bar{\gamma}$ の値を代入し μ を求めば $\mu = 0.194$

故に $\mu = 0.194, \lambda = \mu \bar{\gamma} = 0.00154$ となる。以上の結果第2施工区間に於ける最上段内側のケーブルについての μ, λ を求めることが出来たわけであるが、第1施工区間の同位置ケーブルについて確認して見る。即ち初年度の工事に於いては、ケーブルの両引が出来たので緊張端と他端の緊張力の差を測定した。この場合の摩擦係数測定式は

$$\frac{p_1}{p_2} = e^{-\mu \left(\alpha + \frac{\lambda}{\mu} l \right)} = e^{-\mu (\alpha + \bar{\gamma} l)} \quad (9)$$

(9)式より

$$\log_e \frac{p_2}{p_1} = \mu (\alpha + \bar{\gamma} l) \quad (10)$$

ここに p_1 : 固定端に於ける緊張力

p_2 : 引張端に於ける緊張力

α : 引張端より固定端迄の角変化量

l : 引張端より固定端迄のケーブル長

2 ケーブルの測定結果の平均値は

$$p_1 = 100 \text{ t} \quad p_2 = 78 \text{ t}$$

図-5 より

$$\alpha = 0.5826 \quad l = 70.775 \text{ m}$$

式(10)に上記の値を代入し、その値を μ'_1 値とすれば

$$\mu'_1 = \frac{1}{2.345 + 284.927 \bar{\gamma}_1} \quad (11)$$

式(11)に、前述により求めた $\bar{\gamma} = 0.008$ を $\bar{\gamma}_1$ に代入れば

$$\mu'_1 = 0.216$$

$\mu'_1 = 0.216$ として式(11)より $\bar{\gamma}_1$ を求めれば

$$\bar{\gamma}_1 = 0.0098$$

従って、 $\mu, \mu'_1, \bar{\gamma}, \bar{\gamma}_1$ の平均値を $\mu_1, \bar{\gamma}_1$ としてこれを求めれば

$$\mu_1 = 0.205, \gamma_1 = 0.0089, \lambda = \mu_1 \gamma_1 = 0.0018$$

となる。

上記2者を比較すると第1、第2施工区間の $\mu_1 \lambda$ に幾分相異はあるが、工事を振り返って見ると、これはPCケーブルの管理状態の違いから生じたものと思われる。

いずれにしても摩擦係数は設計値よりも大幅に小さいことがわかった。表-2はGrund Lagen, 及び日本 BBR ビューローに於いて基準としている摩擦係数と本橋に於ける実測値を示すものである。

表-2 摩擦係数表

	G. Lagen	日本 BBR. Br.	上湧別橋
μ	0.13~0.2	0.15~0.25	0.194
λ	0.00065~0.0016	0.001~0.002	0.0015

§5. 緊張管理

前節の観測窓による試験結果より $\mu \approx 0.2, \gamma = 0.008$ が確認されたので、本節に於いては実際に緊張した30ケーブル

ルについて μ の値が0.2に対して、その誤差がどの程度のものであるかを考察する。

その方法はPC鉄道橋で行なっている方式に習った。先ず図-6の各段のケーブルについて $\mu=0.3, \lambda=0.0024$ 及び $\mu=0.1, \lambda=0.0008$ とした時の伸びを計算し、その伸びと実測伸びを各ケーブル毎に比較、対照し比例配分により各ケーブルの μ を算出した。表-3は実測値と $\mu=0.3, 0.2, 0.1$ の場合の計算値を示し、表-4は表-3の結果より上記の方法により求めた各ケーブルの μ の値を示す。表-4に基づき各段毎を1グループとし、1グループ6ケーブルの μ の平均値をその段の μ 値とし、5グループの μ の平均値を求めると、 $\mu=0.212$ となった。

図-7はこの結果を図示したものである。

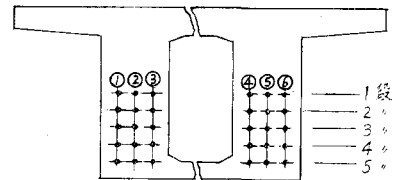


図-6 ケーブル番号

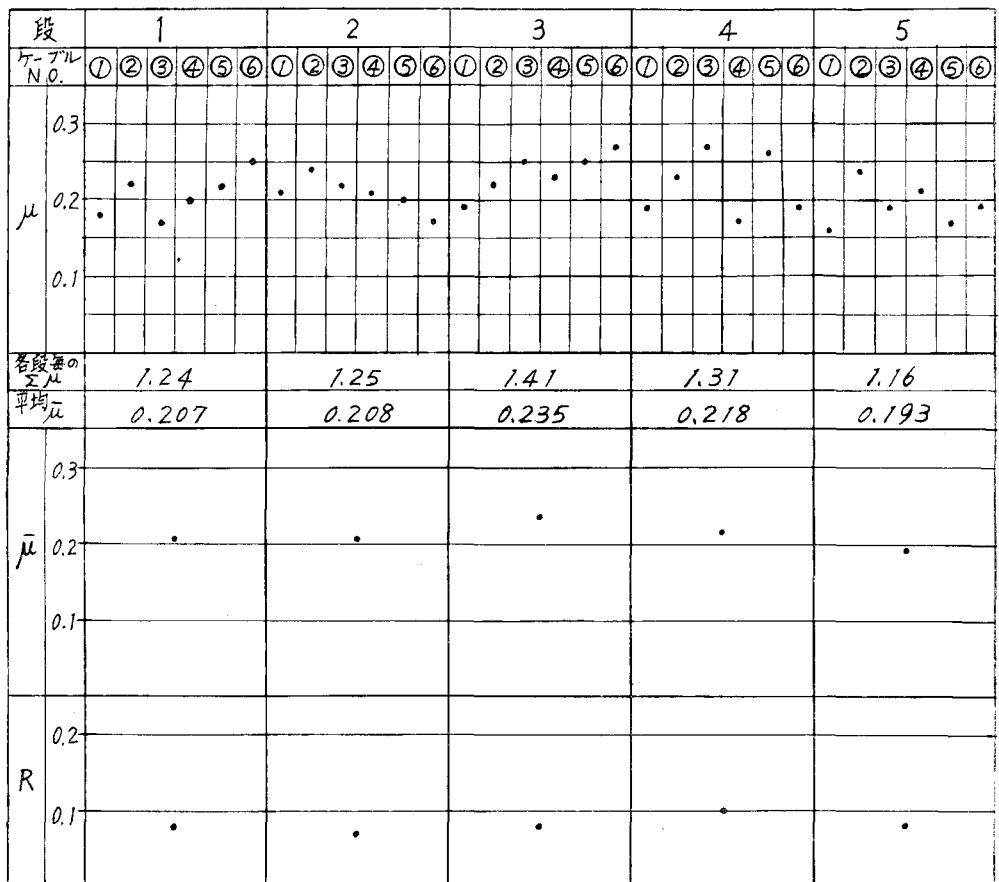


図-7

表-3 ケーブル伸び測定表

段	μ	計算伸 (mm)	実 測 伸 (m)						$\mu=0.2$ の 計算伸
			①	②	③	④	⑤	⑥	
1	0.1 0.3	460 408	440	429	442	435	430	421	432
2	0.1 0.3	468 410	433	425	430	433	435	443	434
3	0.1 0.3	461 411	439	431	423	429	425	418	435
4	0.1 0.3	463 415	440	431	421	445	425	442	437
5	0.1 0.3	463 415	447	430	440	435	446	440	437

表-4 各ケーブルの値

	ケ ー ブ ル					
	①	②	③	④	⑤	⑥
1 段	0.18	0.22	0.17	0.20	0.22	0.25
2 段	0.21	0.24	0.22	0.21	0.20	0.17
3 段	0.19	0.22	0.25	0.23	0.25	0.27
4 段	0.19	0.23	0.27	0.17	0.26	0.19
5 段	0.16	0.24	0.19	0.21	0.17	0.19

以上の結果、各ケーブル共実測伸びは $\mu=0.2$ の計算伸びに対して +2.3%～-3.9% の誤差内に入り、前項の観測窓の試験結果と大差のないことを確認することが出来た。

§6. 応力測定

1) 測 定

次の目的で歪計を埋設し、応力の測定を行なった。

1. 摩擦係数 μ 、 λ 値推定のための観測窓による緊張実験及び緊張管理結果の妥当性を確認する (I～III)。
2. 本橋床版の設計計算に用いた N. Pucher 及び Bit-tner の表の適合性を確認する (IV)。

3. プレストレスの分布及びクリープの性状を確認する (他の点)。

計器は図-8の位置に I (計器番号 21～29, 9 点), II (30～37, 8 点), III (38～45, 8 点), 及び IV (46～53, 7 点) の 4 箇所に埋設し、その位置についてはストレス導入時に問題になると考えられる箇所とした。この他にはクリープ測定用として (1～18, 18 点), 計器の特性及びコンクリートの硬化温度を測定するため無応力計を別に埋設した。

計器の埋設に当たっては、

1. 長期間測定に適合する。
2. 脱型作業等によりリード線が切損しないこと。
3. コンクリート打設により位置及び方向が変動しないこと、又損傷しないこと。

等、以上の点に特に注意を払って行なった。

計器は下記のものを使用した。

歪 計: カールソン歪計 (CS-10 D, 共和電業製)

測定器: インデケーター (CM-4F ")

測定はコンクリートの品質管理も兼ねて打設後 3, 6, 24 及び 72 時間、緊張前、プレストレス 60% 導入、支保工撤去後及びプレストレス 100% 導入後、コンクリート打設後 140, 170, 200, 450 日の計 12 回を各点について行なった。表-5 はその結果をとりまとめたものである。

2) 測定に対する考察

§4 及び §5 で述べた如く、摩擦係数を $\mu=0.2$, $\lambda=0.0016$ とし、計器埋設点の断面力について詳細な計算を行ない、表-5 に実測値と比較対照した。

①は、ストレス導入前で支保工の影響による死荷重によって生ずる応力であるが、この程度では問題ないと思う。

②は、ストレス 60% 導入し支保工上にある状態である。この項は計算不可能であるが、測定値はコンクリートの許容応力度に対し充分安全であるが、③を考えると、支保工の影響を考慮しながら (何らかの測定法を用い)、ストレスの導入を行なうことが必要である。

③, ④により目的 1) が確認された。

⑤は、クリープの影響を考慮したもので、計算値はクリ

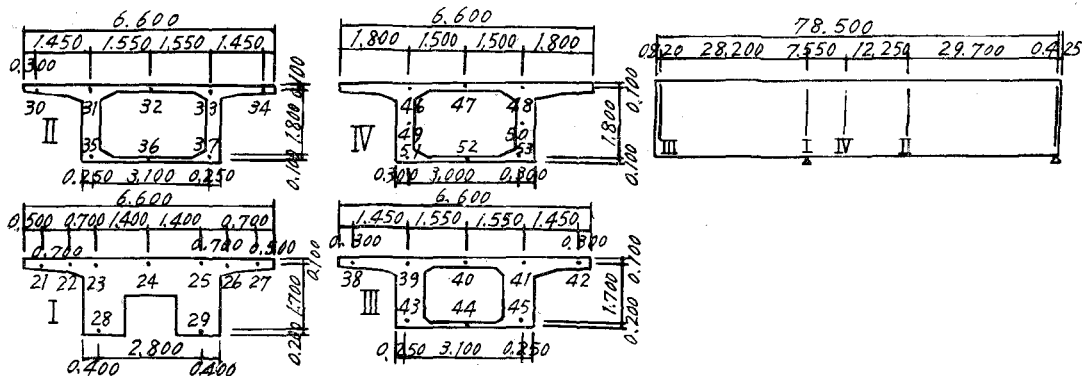


図-8 計器埋設位置

表-5 測定値と計算値の比較 (プレストレス+死荷重)

埋設 位置	計器 番号	①	② プレストレス 60% 導入後 (支保工撤去前)		③ 同 左 (支保工撤去前)		④ プレストレス 100% 導入後		⑤ プレストレス 導入 180 日後		摘 要
		プレス トレス 前 導入ス	計算値	測定値	計算値	測定値	計算値	測定値	計算値	測定値	
I (上 縁)	21	+12		- 33		- 32		-132		-138	
	22	+ 6		- 37		- 24		-104		-109	
	23	+10		0		+ 17		- 59		- 40	
	24	+ 1		+ 4		+ 9		- 41		- 34	
	25	+ 8		0		+ 19		- 43		- 30	
	26	+11		- 9		- 1		- 70		- 66	
	27	+12		- 22		- 19		- 87		-105	
	平均	+ 8	—	- 19	+ 1	- 4	- 79	- 73	- 69	- 67	
I (下 縁)	28	- 7		-132		- 59		- 31		- 37	
	29	-13		-152		- 67		- 34		- 44	
	平均	-10	—	-142	- 68	- 63	- 35	-32.5	- 40	-40.5	
II (上 縁)	30	- 7		- 51		- 72		- 97		- 68	
	31	- 1		- 29		- 44		- 32		- 36	
	32	- 2		- 43		- 68		- 77		- 68	
	33	+ 2		- 23		- 39		- 30		- 36	
	34	- 2		- 39		- 72		- 77		- 82	
	平均	- 6	—	- 35	- 58	- 56	- 61	- 55	- 60	- 54	
II (下 縁)	35	- 3		- 82		- 60		-146		-119	
	36	-25		- 47		- 42		- 29		-100	変質したものと考えられる
	37	- 5		- 86		- 69		-144		-115	
	平均	-14.5	—	- 66	- 60	- 65	-132	-145	-113	-117	
III (上 縁)	38	-29		- 88		-113		—		-110	
	39	+ 6		+ 11		- 3		+ 3		- 4	
	40	-12		- 56		- 71		- 69		- 74	
	41	- 1		- 15		- 27		- 14		- 35	
	42	- 6		- 24		- 45		- 50		—	
	平均	- 6	—	- 29	- 37	- 34	- 44	- 36	- 43	- 50	
III (下 縁)	43	+ 2		- 15		- 32		- 65		- 65	コンクリート打設時の損傷 有りと考えられる " "
	44	- 5		- 22		- 39		- 56		- 83	
	45	+ 3		- 9		- 30		- 55		- 63	
	平均	- 1	—	- 18	- 50	-35.5	- 91	- 58	- 85	- 74	

注 単位は kg/cm² で - の符号は圧縮

+ の符号は引張

平均値は橋体断面積を考慮し、按分したもの

ーブ係数 $\varphi=1.0$, $\varepsilon_s=7.5 \times 10^{-5}$ を用いたもので測定値に比較してほぼ妥当であると考えられる。

3) 測定雑感

測定値と計算値の不一致に関しては種々のことが考えられる。先ず電機抵抗型歪計の精度であるが、文献3)等の経験から今回は無応力計や供試体中に歪計を埋設し、圧縮力を加えその特性を把握してデータの補正を行なったが、この方法でも絶対と云う程の自信を持てなかった。それは同一条件のもとでも同一の値が出ないためである。その他にも実際の構造物と設計計算に用いる断面との間には少なからぬ差異があり、又断面の変化及び人孔等による応力集中の影響等、まだまだ多くの未解決の要素が上げられると思われる。本稿の測定値も亦定性的な判定の域を越えていないが、著者等は機会あるごとにこれ等の問題を解決する要素を見い出すべく探究して行きたいと考えている。

む す び

以上 BBRV 工法による長径間連続桁の施工に当り、試みた各種測定結果の概要について述べたが、著者等が当初計画したことがらの適合性が確認された。

ここで特に注目すべき点は摩擦係数 μ , λ の値が極めて小さいと云うことである。従って今後 BBRV 工法によるこの種の橋梁を設計するに当っては $\mu=0.2$, $\lambda=\lambda/\mu=0.008$ を基準とし実情に応じ表-2を参照して、その係数を定めることが望ましいと思われる。

尚、応力測定の項の目的2), 3)については紙面の都合もあり、又現在測定継続中なので次の機会に発表させて戴く所存である。

参 考 文 献

- 1) 北海道開発コンサルタント：上湧別橋設計計算書。
- 2) 北海道ビーエスコンクリート：上湧別橋設計施工について、講演会パンフレット (1964)。
- 3) 工藤・畑山・遠峰：PC不静定橋の施工について、土木学会北海道支部技術資料第19号。
- 4) 猪股俊司：プレレストコンクリートの設計および施工について。
- 5) 倉西正嗣：弾性学 (1957, 日本機械学会)。
- 6) Stahl Ton AG: Grundlagen (1964)。
- 7) M. R. Roš: spanbeton.