

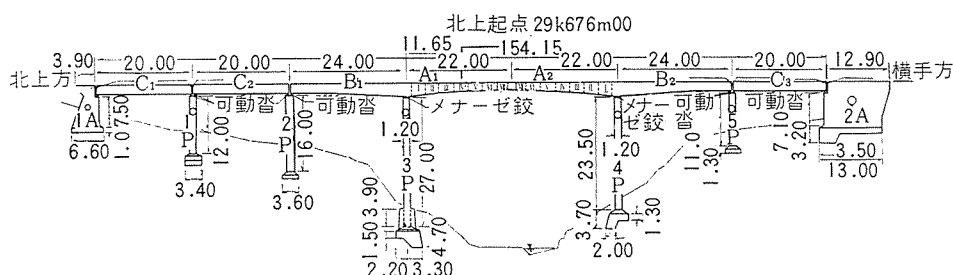
横黒線PC橋梁の長期ひずみ測定

小 寺 重 郎*
山 本 強**
宮 口 尹 秀**

1. ま え が き

国鉄横黒線付替工事で、鷺の巣川橋梁と第2和賀川橋梁の二つのPC橋梁を製作した。前者は、すでに本誌^{1),2)}で紹介したように国鉄では最初のディビダーク式PC橋梁で、全体の構造は図-1に示すとおりである。後者は、支間19.2mのフレシネー式PC単純桁21連からなる長大橋梁である¹⁾。

図-1



PC桁において、コンクリートのクリープと乾燥収縮によるひずみ量の大きさは、有効プレストレスに直接関係するので、設計においてこれを適確に推定することが大切である。特に不静定構造の場合は、クリープによる不静定応力にまで関係するので、その影響はきわめて大であると考えられる。また鷺の巣川橋梁のように、その施工の特殊性から、プレストレス導入を数回に分けて行なう場合は、緊張時の材令によるクリープ量の相異も重要な問題となってくる。

この二橋梁について、国鉄盛岡工事局では長期ひずみ測定を続けてきたが、測定開始後二、三年経過し、ひずみの進行も大体横ばいになってきたので、ここにその結果を整理し、気づいたことなどを述べることにする。なお両橋ともダム完成後はその下に水が満たされるようになるが、測定期間中は水はなかった。

2. 設計施工の概要

(1) 鷺の巣川橋梁

連続桁部の上部構造の施工はつぎのような順序でおこなった(図-1参照)。まず横手方側径間 B₂ 桁を、支保

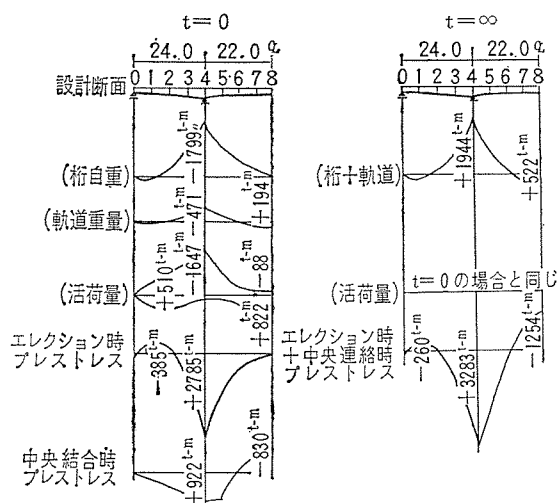
工上でコンクリートを打設し、鋼棒の一部を緊張して、単純ばりとして完成してから中央径間の半分 A₂ 桁を、1カット3mづつ、7回に分けて片持ばり式架設を行なった。北上方は横手方より少し遅れて、まず側径間 B₁ 桁を支保工上で作ってから、A₁ 桁を片持ばり式架設した最後に、中央径間に残した1.5mのせめにコンクリートを打ち、プレストレスを導入して連続ばりを完成した。

このように施工の過程にしたがって、桁の構造が単純ばり、張出しばり、連続ばりと変化してゆくの、鋼棒もこれに応じて配置されており、プレストレスも構造の変化にしたがって、3段階に分けて導入することになる。またせめのコン

クリート打設により、構造が静定より不静定に変わるので、自重その他による応力がクリープにより漸次変化することになる。

この点についてはすでに本誌に報告した²⁾のでここでは省略し、 $t=0$ (連続桁完成時)と $t=\infty$ (クリープ終了後)の設計曲げモーメントを図-2に示す。

図-2

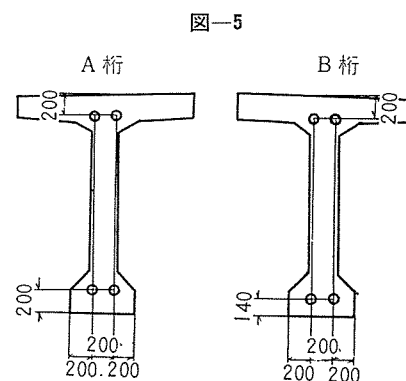
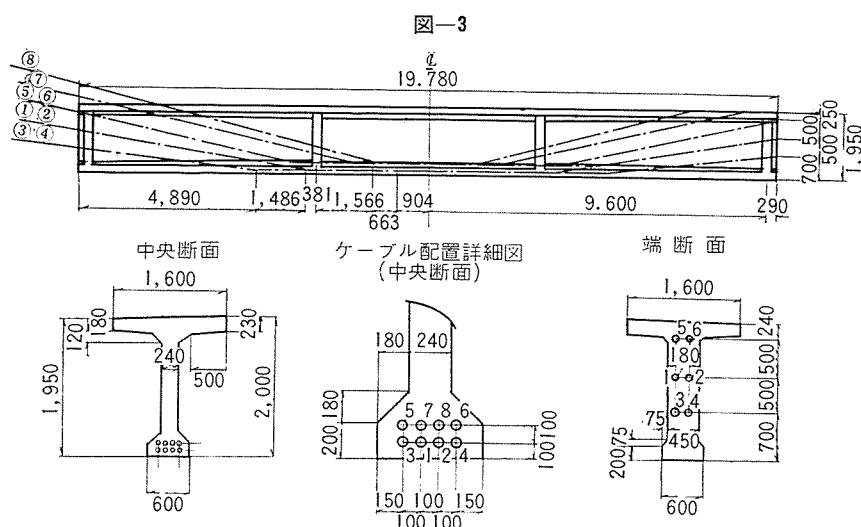


(2) 第2和賀川橋梁

主桁の設計の概略は図-3に示すとおりである¹⁾。

* 前国鉄技師、現八千代エンジニアリングKK

** 国鉄技師、盛岡工事局

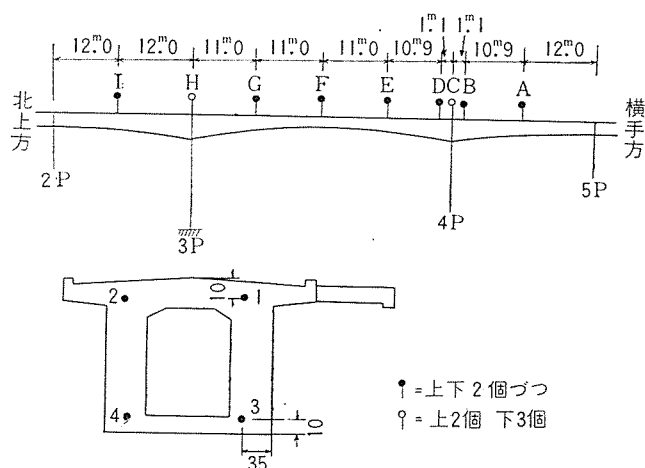


測定した桁のコンクリートの配合、緊張時材令、施工時期等は、表—1 のとおりである。表—1 で、第1次、第2次、第3次の緊張は、それぞれ側径間の緊張、フォルバウ時の緊張、中央連結後の緊張のことである。

3. 測定の準備と計画

ひずみ測定にはカールソン型ひずみ計を使用した。鷹の巣川橋梁については、図—4 に示す各位置に、カールソンひずみ計を埋め込んだ。第2和賀川橋梁では、一緒にならべて架設する2本の主桁の中央断面に、図—5 のような配置で埋め込んだ。

図—4 鷹の巣川橋梁カールソンひずみ計埋込み位置



4. 和賀川橋の測定結果とその検討

上段に入れたカールソン位置での、緊張時に生ずる応力は、ほとんど0に近く、その後の荷重によって生じる応力も小さいので、最初上段カールソンのひずみは、すべて乾燥収縮によるものと仮定して、下段のカールソンのひずみからこれを差し引いて、仮のクリープひずみとクリープ係数を、各測定値ごとに計算した。つぎにこのクリープ係数を用いて、上段カールソン位置の測定ひずみからクリープひずみを分離したものを真の乾燥収縮とした。またこれより真のクリープ量も求めた。このように各測定値を整理し、乾燥収縮とクリープを分離してその進行状態を示したのが、図—6, 7 である。図—7 ではその後加わった荷重の影響はとりのぞいてある。

図—6 より、A桁、B桁とも大体同じような増加傾向をたどり、1年後に160 μ の乾燥収縮を生じ、その後徐々に増加して2年6ヵ月後に約190 μ となっている。12～3月の冬期間にはほとんど乾燥収縮がなく、5～9月の

夏季を中心とした5ヵ月間に大半の乾燥収縮を生じていることに気づく。

図—8 でクリープひずみの増加は緊張後20日間が特に急激で、この短期間に最初の1年間の40%のクリープをおこしている。以後の増加傾向は、乾燥収縮の場合と同様冬季間には進行がおそく、夏季に急であることがわかる。冬季に乾燥収縮、クリープの進行が停滞するのは橋梁およ

表—1

	コンクリート打設時期	緊張時材令			配 合		備 考
		第1次 (日)	第2次 (日)	第3次 (日)	W/C (%)	単位セメント量 (kg/m ³)	
第2和賀A桁	35.10.20	15	—	—	31	440	普通セメント
〃 B桁	35.10.24	12	—	—	〃	〃	〃
鷹の巣断面A	35.11.10	8	260～320	390	34	〃	〃
〃 C	〃	—	260～320	390	〃	400	〃
〃 E	36.9.3	—	3～30	100	〃	〃	早強セメント
〃 F*	36.12.10	—	—	3～10	〃	〃	〃
〃 G	36.11.11	—	3～17	30	〃	〃	〃
〃 H	36.10.10	—	7～50	60	〃	〃	〃
〃 I	〃	6	7～50	60	〃	〃	〃

* F断面の底床版は鋼材が密に配置されているので配合は砂を多くし、セメント 610 kg/m³、水 189 kg/m³、W/C=31%とした。

図-6 和賀川橋乾燥収縮

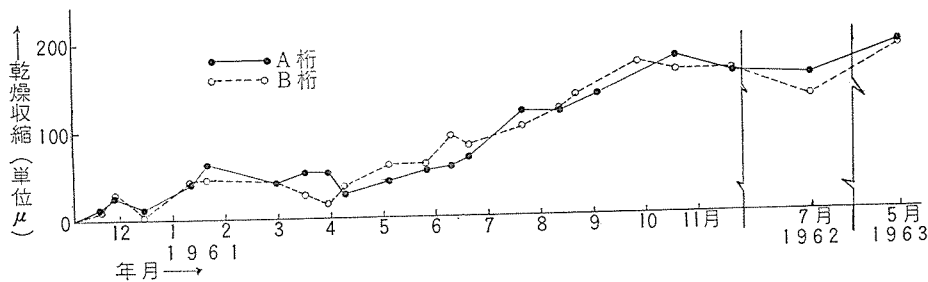


図-7 和賀川橋クリープひずみ

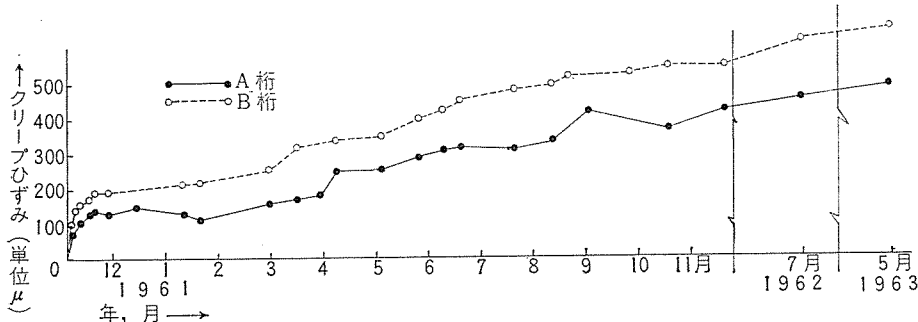
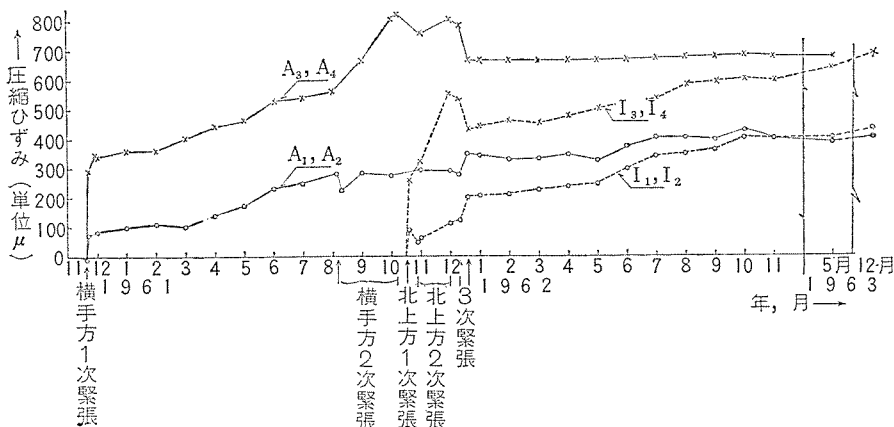
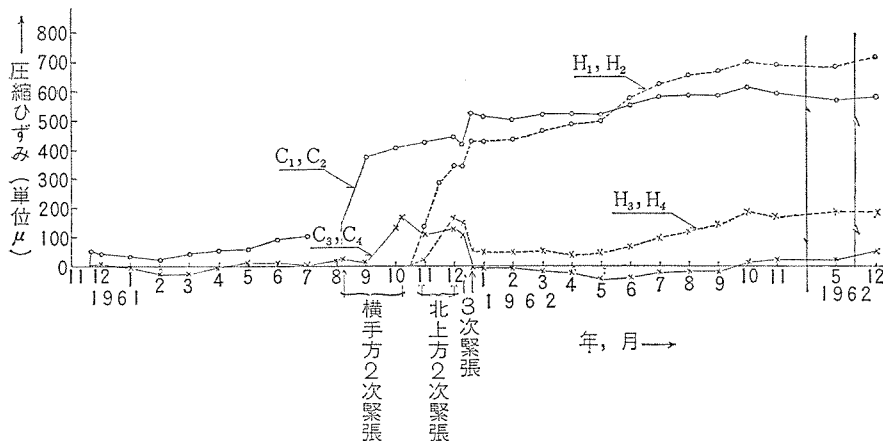


図-8(a) 鷺の巣川橋梁側径間測定値



注：弾性ひずみ，クリープ，乾燥収縮の緩和，(b) 以下同様

図-8(b) 鷺の巣川橋梁中間支点上測定値



びその付近の積雪の影響と考えられる。

緊張後2年半でのクリープひずみは，A桁で約500μ，B桁で約650μである。 $E_c = 3.5 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ ， $\varphi = 2.0$ ，プレストレス損失率15%として計算したクリープひずみはA桁で480μ，B桁で510μとなり，上記実測ひずみの計算値に対する比は，それぞれ1.04, 1.27となる。このようにクリープ量が比較的大きくなったのは，一つにはプレストレス導入時の弾性係数が低かったためである。導入時の弾性ひずみは，A桁で470μ，B桁で497μあり，それぞれ $E = 3.5 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ として計算したひずみ量の約1.6倍になり， $E = 2.2 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ に相当する。これはA, B桁の現場養生供試体で桁緊張時の材令で測定した E の値とほぼ一致する(表-2参照)。

桁の反り量から推定した緊張時の E は和賀川橋全体を平均して約 $2.6 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ となる。このように測定値から逆算したみかけの E が小さい一因としては桁自重が完全に作用しなかったことも考えられる。

5. 鷺の巣川橋の測定結果とその検討

(1) 測定結果

緊張直前の値を0として整理したひずみの値を図-8に示す。縦軸が圧縮ひずみ，横軸が年月である。ひずみ量は上段，下段とも2個の平均値だが，2つの値はよく一致していて信頼できるものと思われる。実際の測定はもっと細かくおこなった。図-8には

図-8(c) 鷺の巣川橋梁中央径間 $L/4$ 点測定値

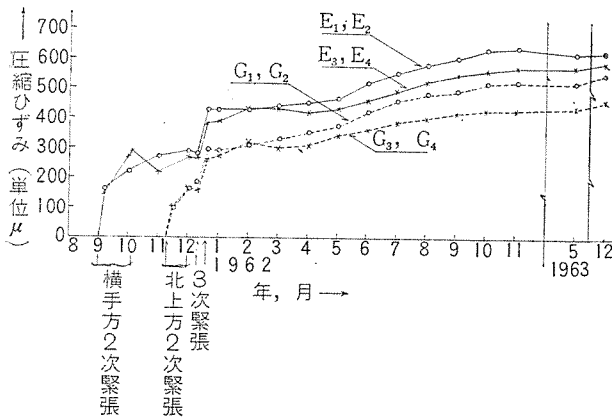


図-8(d) 鷺の巣川橋梁中央径間スパン中央測定値

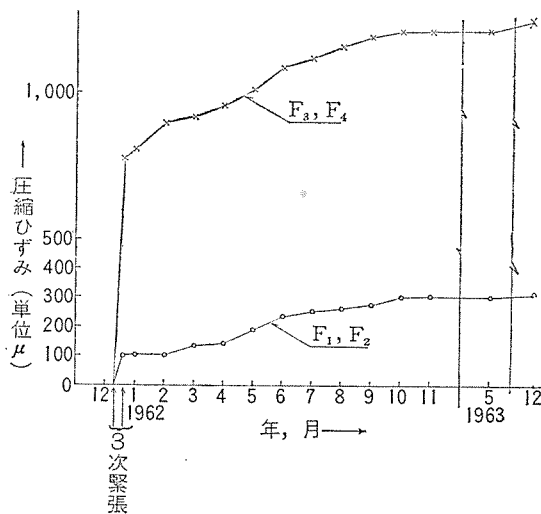


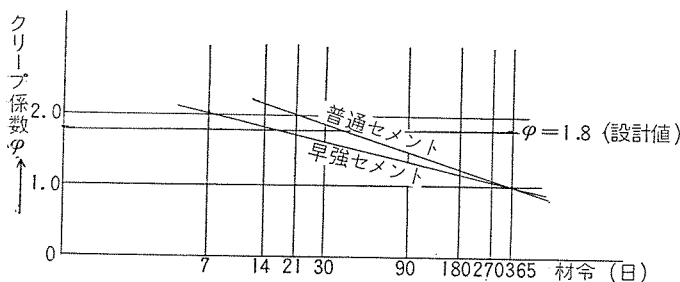
表-2 第二和賀川供試体強度と弾性係数

養 生 方 法	A 桁		B 桁	
	標準 養生	現場 養生	標準 養生	現場 養生
供試体強度 kg/cm^2	463	338	446	326
弾性係数 $\times 10^5 \text{kg/cm}^2$	2.68	2.15	2.64	2.07

表われていないが、片持ばり架設時には、死荷重とプレストレスによるモーメントが反対方向に交互に作用するので、応力もジグザグに変化することになるが、実測の結果も計算どおりの変化状態を示した。

図-8 で共通している特徴は、和賀川橋の場合と同様に 12~3 月の冬季間は、プレストレスした直後でもひず

図-9



みの増加が少なく、5~9 月の夏季を中心とした数年のひずみの増進が急激なことである。

図-8 には橋梁の対称位置にある断面のひずみの進行状態を比較するため、これらを一緒に記入してある。これによると、先にフォルバウした横手方と、後から施工した北上方では、第 3 次緊張後のひずみの増加は、材令の若い後者の方が明らかに急で、緊張時材令によって、クリープ量がかなり相異なることがわかる。

図-8 の横手方側径間のひずみをみると材令 2 年までは増加しているが、3 年目はほとんど横ばい状態になっているのがわかる。北上方側径間、中央径間のひずみはまだ図では 3 年目に入っておらず横ばい状態になっていない。

(2) クリープ量の計算

測定結果を検討するために、各測点の弾性ひずみ、クリープ量を実際の施工の過程に応じてつぎのようにして求めた。

鷺の巣川橋梁では、前述のごとく、プレストレス導入を 3 回に分けて行なったし、横手方と北上方では施工時期が異なるため、いろいろな材令でプレストレスが導入された。各断面の緊張時材令は表-1 に記してある。各材令でのクリープ係数は図-9 にしたがうものと仮定した。図-9 は早強セメントでは材令 7 日、普通セメントでは材令 21 日で大体設計 σ_{28} の 85% の強度がでると考えられるので、このときのクリープ係数を指針にしたがって 2.0 にとり、1 年後のクリープ係数を 1.0 とし、この間は日数を対数目盛でとった半対数グラフで直線変化するものとしている。

2 次緊張は、フォルバウ (片持ばり式架設) しながらほぼ 2 ヶ月間にわたって徐々に導入されるので、クリープ係数はフォルバウ期間のちょうど中間の材令に相当するものを、図-9 より求めた。またフォルバウ時には、設計荷重の他に重量約 30 t ものワーゲンが載荷されるが、ワーゲン撤去後に残留するクリープひずみとして、最終クリープ量の 1/5 を計上した。

計算に用いたコンクリートのヤング率は $E_c = 3.5 \times 10^5 \text{kg/cm}^2$ 、乾燥収縮は $\epsilon_s = 150 \times 10^{-6}$ である。プレストレスの減少によるひずみ量は、

$$\Delta \epsilon_p = -\epsilon_{E_p} V (1 + \phi/2)$$

$$V = \frac{E_p/E_c \cdot \phi (\sigma_{cpt} + \sigma_{d0}) + E_p/E_c' \cdot \phi' \sigma_{d'} + E_p \epsilon_s}{\sigma_{cpt} + E_p/E_c \cdot \sigma_{cpt} \times (1 + \phi/2)}$$

で計算されるが、鋼線の重化位置がプレストレス導入ごとに漸次変化していき、計算が煩雑なので、設計計算書を参照して全体を通じての平均値 $V = 0.15$ と仮定したが、大過ないものと思う。

連続桁完成直後 $t=0$ とクリープ終了後の $t=\infty$ で

表-3 鷺の巣橋ひずみの計算値

(+) : ちじみ (-) : のび

	断面-A		断面-I		断面-C		断面-H		断面-E		断面-G		断面-F		備 考
	上段	下段	上段	下段	上段	下段	上段	下段	上段	下段	上段	下段	上段	下段	
(1) ϵ_{EV1}	-23	234	-23	234	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	側径間のプレストレスによる弾性ひずみ
(2) ϵ_{Ed1}	96	-121	96	-121	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	側径間緊張時作用する死荷重による弾性ひずみ
(3) ϵ_{E1}	73	113	73	113	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	(1)+(2)
(4) φ, ϵ_{E1}	146	226	146	226	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	(3) のクリープひずみ
(5) $-\epsilon_{EV1} \nu \left(1 + \frac{\varphi_1}{2}\right)$	7	-70	7	-70	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	クリープにともなうプレストレス低下によるひずみ
(6) ϵ_{Ev2}	143	-42	143	-42	376	-105	376	-105	141	-37	141	-37	—	—	フォルパウ時のプレストレスによる弾性ひずみ
(7) ϵ_{Ed2}	-121	153	-121	153	-137	152	-139	152	-53	68	-58	68	—	—	フォルパウ時の死荷重による弾性ひずみ
(8) ϵ_{E2}	22	111	22	111	237	47	237	47	88	31	88	31	—	—	(6)+(7)
(9) $\varphi_2 \epsilon_{E2}$	24	122	40	200	261	52	426	85	159	56	159	56	—	—	(8) のクリープひずみ
(10) $-\epsilon_{EV2} \nu \left(1 + \frac{\varphi_2}{2}\right)$	-33	10	-41	11	-87	24	-107	30	-40	11	-40	11	—	—	クリープにともなうプレストレス低下によるひずみ
(11) ϵ_{EW}	-24	30	-24	30	-27	30	-27	30	-27	34	-27	34	—	—	フォルパウ時のワーゲンによる弾性ひずみ
(12) $\varphi_2 \epsilon_{EW}$	-5	7	-9	11	-8	9	-10	11	-10	12	-10	12	—	—	ワーゲンによる残留クリープひずみ
(13) ϵ_{EV3}	65	-84	65	-84	76	-83	76	-83	87	116	82	116	69	420	中央径間プレストレスによる弾性ひずみ
(14) ϵ_{Ed3}	0	0	0	0	-7	10	-9	10	-8	10	-8	10	0	0	中央径間緊張時に作用する死荷重による弾性ひずみ
(15) ϵ_{E3}	65	-84	65	-84	67	-73	67	-73	74	126	74	126	69	420	(12)+(14)
(16) $\varphi_3 \epsilon_{E3}$	65	-84	104	-135	67	-73	107	-117	100	170	118	202	138	840	(15) のクリープひずみ
(17) $-\epsilon_{EV3} \nu \left(1 + \frac{\varphi_3}{2}\right)$	-15	19	-18	23	-17	19	-21	22	-21	-29	-22	-31	-21	-126	プレストレス低下によるひずみ
(18) ϵ_{Ed2}	-5	7	-5	7	-39	42	-39	42	4	-5	4	-5	35	-47	道床砂利による弾性ひずみ
(19) $\varphi_4 \epsilon_{Ed2}$	-5	7	-5	7	-39	42	-39	42	4	-5	4	-5	35	-47	(18) のクリープひずみ ($\varphi_4=1.0$)
(20) $d\epsilon$	-7	9	-7	9	-8	9	-8	9	-13	18	-13	18	-17	+23	$t=0 \rightarrow \infty$ の応力変化による付加ひずみ
(21) ϵ_s	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	乾燥収縮
(22) $\Sigma \epsilon$	482	543	522	580	584	248	762	248	494	535	512	565	389	1213	全ひずみ

は、前述のように、この間におこるクリープによって応力状態が異なるが、これについては、 $t=0$ と $t=\infty$ の不静定反力の差による弾性ひずみのみを計算に考慮したが表-3 にみるようにその値は小さい。道床荷重によるひずみとしては弾性ひずみのほかにクリープ係数 1.0 としてクリープを加えた。以上のごとき仮定にしたがって各断面の最終ひずみ量（弾性ひずみとクリープ乾燥収縮の総和）を計算したのが表-3 である。施工時期が異なれば対称断面でも当然最終ひずみ量が異なるわけで、この比較がわかりやすいように、これらをならべて記した。

(3) 計算値と実測値の比較

プレストレス導入時の弾性ひずみの計算値と緊張中に生じたひずみの実測値を比較したのが表-4 である。側径間の中央断面 A, I とともに、1 次緊張時の下段の実測ひずみが計算よりかなり大きく、上段のひずみは大体等しくなっている。これは、緊張時の材令が小さいため（表-1 参照）、コンクリートのヤング係数が計算で仮定した $3.5 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ よりずっと下まわっていることと、支保工の構造上緊張時に桁の自重が十分に働かなかったことによると思われる。実際に作用した死荷重モーメントのフルに作用した場合に対する割合 α と弾性係数 E を A, I 断面の上, 下測定値と計算値から逆算して求

表-4 緊張中に生ずるひずみ

		1 次 緊 張		2 次 緊 張		3 次 緊 張	
		実 測 ひずみ	計 算 ひずみ	実 測 ひずみ	計 算 ひずみ	実 測 ひずみ	計 算 ひずみ
断面-A	上段	80	73	10	22	70	65
	下段	300	113	145	111	-115	-84
" I	上段	85	73	55	22	80	65
	下段	260	113	210	111	-100	-84
" C	上段	—	—	295	237	105	67
	下段	—	—	80	47	-110	-73
" H	上段	—	—	205	237	85	67
	下段	—	—	130	47	-100	-73
" E	上段	—	—	270	88	145	74
	下段	—	—	220	31	120	126
" G	上段	—	—	185	88	105	74
	下段	—	—	155	31	100	126
" F	上段	—	—	—	—	105	69
	下段	—	—	—	—	780	420

注：実測ひずみには緊張中に生じる乾燥収縮、クリープを含むが、計算ひずみは $E=3.5 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ として求めた弾性ひずみだけである。

めると、A では $E=1.8 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$, $\alpha=0.67$ I では $E=1.9 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$, $\alpha=0.73$ となる。2 次緊張の場合も、実測値が計算値より大きい、これは緊張期間が長い、この間にかなりのクリープひずみ乾燥収縮を生

表—5 計算値と実測値の比較

断 面 測 点	A		I		C		H		E		G		F	
	上	下	上	下	上	下	上	下	上	下	上	下	上	下
(1) 計算ひずみ	482 (409)	543 (430)	522 (449)	580 (467)	584	248	762	248	494	535	512	565	389 (320)	1213 (793)
(2) 実測ひずみ	410 (330)	670 (370)	435 (350)	695 (435)	585	55	720	190	630	590	560	465	320 (215)	1250 (475)
(3) (2)/(1) %	85 (81)	123 (86)	83 (78)	120 (93)	100	?	95	77	128	110	109	82	82 (67)	103 (60)

() は最初のプレストレス導入時の弾性ひずみをのぞいたもの

ずるためである。E, G 断面では緊張時の材令が若いのでとくにこの影響がいちじるしい。なおEの方がGよりも緊張中のひずみ量が多いのは、緊張期間がGの14日間に比してEでは27日間と長かったことと、緊張時期がEでは9月、Gでは11月で前者の方が前述したように乾燥収縮、クリープの進行が早いと考えられる。フォルバウ中の、各ロットごとのプレストレスおよびコンクリートの打設によるひずみの実測値は、計算値とかなりよく一致していた。3次緊張では断面Fをのぞいて、実測ひずみと計算ひずみはほぼ等しい。実測ひずみがやや大きいのは、緊張に7日間かかったため、この間のクリープひずみが加わっているためだと思われる。このことを考慮すると、プレストレスが正確に導入され、この結果プレストレスによる不静定応力も計算どおり生じたものと推察される。断面Fで実測値が大きいのは、やはり材令が若くてコンクリートのヤング係数が小さかったのと初期のクリープ乾燥収縮のためだろう。

弾性ひずみとクリープ、乾燥収縮の最終値との和について計算値(表—3)と実測値とを比較すると表—5のようになる。断面A, I, Fについては、前述のように、最初のプレストレス導入時の実測ひずみと計算ひずみの差が大きいので、これを除外したものと一緒に記した。総ひずみについての実測値と計算値との比は77~128%で、平均して100%であるが、最初のプレストレス導入時のひずみをのぞくと両者の比はこれよりも低くなる。断面A, I, Fでカッコ内の値は60~86%で平均72%である。

総ひずみについての実測値が計算値に比して大きくなるのは、一つにはプレストレス導入時の弾性係数が計算に仮定した値より小さくて、弾性ひずみが大きくなるためもあるが、その他にもとくに最初のプレストレス導入時の材令、すなわちひずみ測定開始の材令の早いもの(E, F, G断面)では、測定開始後に生じる乾燥収縮が計算に仮定した値より大きくなること、計算では緊張期間中の平均材令に相当するクリープ係数をとったが、実際には若い材令のクリープの影響がより強くでることが原因として考えられる。しかしながらクリープ、乾燥収縮

によるプレストレスの損失が問題となるときには平均材令の最終クリープ係数、乾燥収縮を考えればよからう。

6. あとがき

両橋の測定結果からつぎのようなことがいえる。

a) 弾性ひずみの計算値と実測値とがかなり異なる場合があったが、その原因としてはつぎの3点が考えられる。

① 計算値では $\sigma_{28}=400 \text{ kg/cm}^2$ のコンクリートに対して一般に $E_c=3.5 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ として緊張時のひずみを求めているが実際の E_c はそれよりも低い。とくに普通セメントを用いた場合、温度の低い場合にその影響が大きくあらわれるものと考えられる。和賀川橋の測定桁では緊張時の $E_c=2.2 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ と推定された。

② 緊張中に桁の自重が完全に作用しない。とくに鷺の巣橋の側径間では支保工上で腹部硬化後に上床版を打ったために、上床版の自重の一部は緊張前にすでに腹部に作用していたことと、支点付近で桁が支保工からはなれなかったことが考えられる。

③ 緊張時間が長いほどみかけの E_c は減ずる。これは緊張期間中に生じるクリープの影響である。とくに鷺の巣橋の第2次緊張中の実測ひずみは約2ヵ月の間に生じたもので、クリープ、乾燥収縮をふくんだものである。これらの影響を設計計算ではクリープとしてではなく、緊張作業中のみかけの E_c の値を低くとることによって考慮するのが実用的であろう。

b) この地域は12~3月に積雪があり、その間はクリープ、乾燥収縮の進行はほとんど停滞している。

c) 第二和賀川の測定桁(普通セメント使用, $\sigma_{28}=400 \text{ kg/cm}^2$, 材令12~15日で緊張)から推定される緊張後の乾燥収縮量は2.5年間で190 μ に達した。この乾燥収縮を分離して求めた2.5年間のクリープ量は $E_c=3.5 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$, $\varphi=2$ として計算した値よりも4%もしくは27%大きかった。このようにクリープ量が大きくなった第一の原因はa)にあげたように緊張時の E_c が低かったためと考えられる。

d) 鷺の巣川橋の北上方側径間の施工は都合によって、横手方よりもほぼ一年間おくれた。そのため最終緊張後のひずみの増加は両者でかなりの差がある。すなわち材令の少ない北上方のひずみの増加は横手方に比して多く、ひずみの総計でも年月がたつにつれて漸次横手方をしのいでいる。

e) 鷺の巣川橋の測定ひずみは材令2年までは増加しているが、3年目ではほとんどよこばい状態になっている。

f) 鷺の巣川橋では緊張が一年間にわたって行なわれたが、各緊張時の平均材令のクリープ係数を図-9(0.85 σ_{28} で $\phi=2.0$) のように仮定し、 $E_c=3.5 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ 乾燥収縮を 150μ として求めた長期ひずみ(弾性ひずみもふくむ)の計算値に対していままでの実測総ひずみ量は77~128%に達しているが、最初の緊張時の弾性ひずみ(E_c が低いために計算値より大きくなる)とプレストレスの損失にあまり影響しない最初の緊張の前半の乾燥収縮、クリープを除外すると測定値は計算値以下となる。

本橋の測定結果はクリープ、乾燥収縮、弾性ひずみを

分離していないので、個々の値について検討できないが、全般的にみた感じでは、本橋の設計で緊張時の最終クリープ係数として一様に $\phi=1.8$ をとった²⁾ことは妥当であったが、乾燥収縮量として 54μ しか考えなかったこと²⁾は過小であったと思う。

なおクリープによる不静定反力の変化が桁のひずみにおよぼす影響は小さいので(表-3の(20))、本測定からは不静定反力のクリープによる変化に関する資料はえられなかった。

最後に、この測定に御協力下さった鹿島建設KK、国鉄盛岡工事局試験室、大石工事区の方々に感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) 杉田秀夫：湯田ダム建設にともなう各種PC橋(その2、鉄道橋)PC技術協会会誌 Vol. 3, No. 6, 1961
- 2) 小寺、百島、浅沼：わしのす川橋梁設計上の問題点、PC技術協会会誌 Vol. 4, No. 4, 1962

1964. 1. 20・受付

BBRV 工 法 に よ る 道 路 橋

営 業 案 内

並びにタンク
一、ポストテンションング(P・S)橋梁反び建築
一、プレテンションング(P・S)桁並びに版その他
一、コンクリート・ポール、コンクリート・パイ
一、藤式V型ブロック、その他セメント二次製品



橋長 58m, 型式ラーメン

建設業者登録 建設大臣(ホ)第5257号



北海道ピー・エス・コンクリート株式会社

本社・東京営業所
札幌営業所
札幌別工場
掛川工場

東京都豊島区巣鴨6の1344(大塚ビル4階) TEL (983) 4176~9
札幌市北三条4丁目(第一生命ビル) TEL (4) 5121(代表)
北海道札幌別郡札幌別町字千歳 TEL 札幌66・220
静岡県掛川市富部(34年9月1日操業開始) TEL 掛川1420・1421

豊田コンクリート株式会社

(旧) 宇ノカズレコン株式会社

プレストレスト・コンクリート
プレキャスト・コンクリート

P C 矢板 施行 状況



本社・工場

豊田市トヨタ町 6

TEL 798

東京営業所・工場

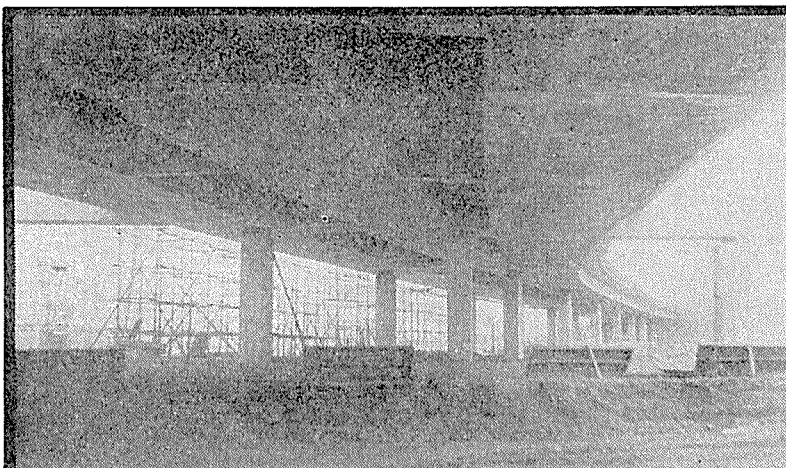
東京都大田区古市町 18

TEL (731) 4047

名古屋営業所

名古屋市中村区笹島町 豊田ビル517号

TEL (54) 9369・8842



首都高速 高架橋新設工事

第106工区(その1) 高架橋上部新設工事

発注先 首都高速道路公団

橋 長 526.00m

有効巾員 16.40m

桁 長 56.60~94.40m

桁 高 1.40m

P.C2室箱型連続桁

3径間連続5連, 2径間連続2連,
単桁1連

プレストレスト コンクリートB.B.R.V.工法 橋梁、タンク等の設計施工



東亜コンクリート株式会社

取締役社長 巽 榮 吉

本 社
大 宮 工 場
大 阪 営 業 所
名 古 屋 出 張 所
福 岡 出 張 所

東 京 都 新 宿 区 南 元 町 8 番 地 (多 土 ビル)
大 宮 市 日 進 町 2 丁 目 1 9 5 0 番 地
大 阪 市 北 区 梅 田 町 4 3 番 地 (大 和 ビル)
名 古 屋 市 昭 和 区 高 辻 通 り 3 の 1 5 (三 富 ビル)
福 岡 市 長 浜 町 1 の 1 6 (東 亜 ビル)

TEL 東 京 (341) 4226 (代)
TEL 大 宮 (42) 1385~6
TEL 大 阪 (361) 6826
TEL 名 古 屋 (87) 7311~5
TEL 福 岡 (75) 5436~9