

プレストレスト コンクリート桁のクリープの現場測定

菅 原 操*

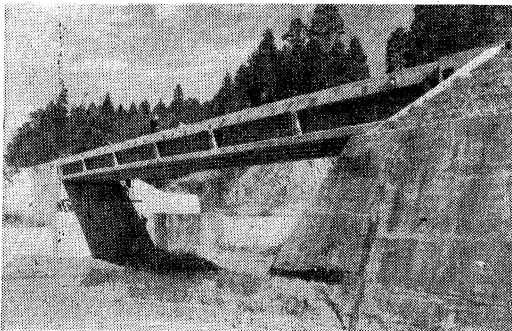
要 旨 プレストレスト コンクリートにおけるコンクリートのクリープ、乾燥収縮によるプレストレスの減少量については、土木学会制定「プレストレスト コンクリート設計施工指針」に、クリープ係数、収縮度などが示されているが、国鉄では 1954 年に信楽線に施工したスパン 30 m の PC 鉄道橋について、クリープ係数、乾燥収縮度の測定を続けているので、その測定方法と測定値について報告する。

1. はしがき

コンクリートに一定の応力度を生じさせておくと、時日の経過とともに、コンクリートのクリープによりヒズミが増加してゆく。プレストレスト コンクリートの設計計算においては、コンクリートのクリープによる PC 鋼線の引張力の低下、したがってプレストレスの減少量を慎重に考慮する必要がある。

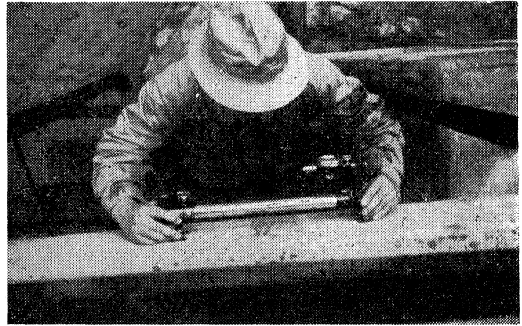
また PC 鋼線を緊張して、両端を固定しておくと、時日の経過とともに引張力が減少し、これはレラクセーションと呼ばれる。PC 鋼線引張力の減少は、PC 鋼線自体のレラクセーションと、コンクリートのクリープ、乾燥収縮とが組合わされて生ずるものである。これらの量については、国内でも多くの研究結果があり^{1),2),3)}、またその標準値が、土木学会制定「プレストレスト コンクリート設計施工指針」33,34,35 条に示されている^{4),5)}。33 条は PC 鋼線のレラクセーションに関するものである。34,35 条に示されたコンクリートのクリープ係数、乾燥収縮度は、過去の実験結果と、ドイツにおける PC 設計示方書「DIN 4227」の数値を参考にして定められたものである^{6),7)}。国鉄では、1954 年 4~9 月の間に信楽線第一大戸川橋梁の災害復旧工事として、スパン 30 m の

写真-1 信楽線第一大戸川 PC 鉄道橋



* 正員 国鉄技師，施設局土木課（元大阪工事局環状線課）

写真-2 技研式ヒズミ計によるコンクリートのクリープ測定



ポストテンション式 PC 鉄道橋を架設した。この橋梁の設計、施工およびこれに関連して行なつた実験研究については、さきに仁杉博士により報告されているが⁸⁾、この PC 桁には、クリープ測定用埋込金具を設置し、施工後適宜の時間間隔をおいて、クリープ係数、乾燥収縮度を測定しているため、その測定方法と、現在までの測定結果について報告する（写真-1,2）。

2. 測定の概要

信楽線第一大戸川 PC 鉄道橋の設計にあつて、プレストレスト コンクリートのクリープが研究問題の一つであつた。

当時国内における多くの研究は、いずれもその理論と、室内実験とを主としていたため、これらの実験結果と、DIN 4227 とを参考にして、当時の設計者、F.K.K. 猪股博士により、クリープ係数が仮定された。すなわちクリープ係数として、DIN 4227 の「一般の室外の場合」の最大値 $3k$ をとり、 k の値としては、プレストレスを与えるときおよび静荷重積載時のコンクリートの強度をそれぞれ終極強度の 80%、85% と仮定し、これより $k=0.875$ および $k=0.75$ とした。したがってクリープ係数は

$$\text{プレストレスを与えた後 } \varphi_1 = 3 \times 0.875 = 2.6$$

$$\text{静荷重積載後 } \varphi_2 = 3 \times 0.750 = 2.3$$

となり、これらの値を用いて、コンクリートのクリープによるプレストレスの減少量が算出された。

以上の計算をチェックし、また今後の設計資料をうるために、実際施工の桁について、クリープの現場測定が必要が生じ、プレストレスを与えた直後より、現在にわたつて測定がつけられている。なおこの桁のコンク

リートの配合は表-1のとおりであつて、型ワク振動機および内部振動機によつて十分に締固めを行なつた。

表-1 コンクリートの配合

配合 番号	粗骨材の 最大寸法 (mm)	スランプ (cm)	単位水量 W(kg)	セメント C(kg)	位置	水セメント比 w/c(%)	絶細骨材 率(%)	単細骨材 量(kg)	位置	単粗骨材 量(kg)	位置
I	25	3	162	450		36	31	549		1263	
II	25	2	156	430		36	31	560		1292	

セメント：アサノペロセメント

細骨材：野川産天然砂，比重 2.58，空ゲキ率 35.7%，F.M. 3.36，吸水率 1%

粗骨材：愛知川産天然砂利，比重 2.63，空ゲキ率 32.7%，F.M. 7.46，M.S. 25 mm，吸水率 0.5%

またこの橋梁はプレストレスを与えたのち 37~57 日の間に防水工，軌道荷重などの静荷重が積載され，65日目より列車が通過している。プレストレスをあたえたときのコンクリートの材令は 9 日であり，3 コの供試体の平均圧縮強度は， $\sigma_9 = 440 \text{ kg/cm}^2$ ，また材令 28 日における 3 コの供試体の平均圧縮強度は， $\sigma_{28} = 508 \text{ kg/cm}^2$ であつた。供試体は $10 \times 20 \text{ cm}$ の円柱供試体で，上記の圧縮強度は，標準供試体の圧縮強度に換算したものである。また主桁施工時，同時に施工した同一配合の標準桁より切り取つたコアの圧縮強度は，材令 1360 日において 595 kg/cm^2 であつた。コアは約 $30 \times 40 \times 50 \text{ cm}$ のもの 2 コを切り出し，これから $\phi 15 \text{ cm}$ ，高さ 23.5 cm の円柱供試体 2 コおよび高さ 28 cm のもの 1 コを成型したもので，上記の圧縮強度は標準供試体の強度に換算したものの平均値である。

3. 測定機器

コンクリートのヒズミの測定には，従来オクイツェン型ヒズミ計がよく使用されており，近くはワイヤー ストレイン ゲージも使用されている。オクイツェン型ヒズミ計は，室内実験，模型実験などに便利であるが，取りつけたまま放置しなければならない点で，現場における長期測定には不向きである。ワイヤー ストレイン ゲージは多測点の同時測定，動応力測定などに必須のものではあるが，コンクリートに使用する場合，ゲージ長と粗骨材最大寸法との比をいくらにすればよいかということ，およびゲージとコンクリートとの間の電気的絶縁抵抗を長期間高く保つことがむづかしいことなどが問題である。これらの欠点を補うために，ゲージ長の長いもの，バークライト製のもの，ポリエステル製のものなどがあるが，いずれも完全とはいえない。また長期測定となると，ゲージを貼布する接着剤自体がクリープして，被測定体のヒズミを正確に示さなくなるおそれがある。またワイヤー ストレイン ゲージを使用した場合，長期測定で問題とされるのは温度変化であり，これに対してはダブルブリッジ構成のカールソンメーターなどがあつて，これは単辺ゲージ使用の場合にくらべて感度も上昇して好成績をあげているようである。本工事施工当時

にも，カールソンメーターについて若干の記録もあつたが，この測定は将来現場機関に依託することになるので，取り扱いの簡単な機械式の方が便利であると考え，ワイヤー ストレイン ゲージおよびカールソンメーターは使用しないこととした。機械的方法としてはドイツにおけるライン河その他十数橋梁の測定例がある⁹⁾。

これは橋梁のほとんど全長に近いゲージで支点を埋込み，一支点に測定棒をとりつけ，他の支点付近で棒と桁との相対変位をテコを用いて拡大し，測定するものである。棒はコンクリートに取りかこまれる位置に配置されているので，周囲のコンクリートと同じ温度変化をし，またこの棒（鋼製）とコンクリートとの，熱膨張係数はほとんど等しいので，棒とコンクリートとの相対伸縮には，温度の影響が入らず，コンクリートのクリープと乾燥収縮とが正しく求められるとしている。国内では 1951 年，大阪府で施工された橋梁について同様の方法が使用されている¹⁰⁾。

また合成桁について持続荷重による鋼の応力の変化を求めた英国の実験¹¹⁾でも，同様な測定装置を用いているが，この場合は測定棒はジュラルミン製とし，これと鋼との熱膨張係数の差異の修正を行なつている。上記二つの測定例は，いずれも埋込固定式であるが，測定器と被測定体との間の温度差，膨張係数の差について，不明確な点が生ずるおそれがある。また埋込固定式では，計器の防護に考慮を要し，また各測点ごとに計器の取りつけが必要であることなどもその欠点であろう。

機械式ヒズミ計を，埋込み固定式としないで，押当式として用い，あるスタンダードゲージに押当てた読みと，被測定体の測点に押当てた読みとの差を求める方法によれば上記の欠点を補うことができる。しかし押当式ヒズミ計の欠点として，押当てる接点の形，その他の条件で測定値にバラツキの生ずることが予想された。そこで鉄道技術研究所で在来使用されていた技研式ヒズミ計に，若干の改良を加えることにより，押当式ヒズミ計として精度のよい適当なものが得られることになつたので，これを使用することとした。

(1) 技研式ヒズミ計の精度と改良の要点

従来の技研式ヒズミ計は 図-1 に示す構造のもので，

図-1 技研式ヒズミ計

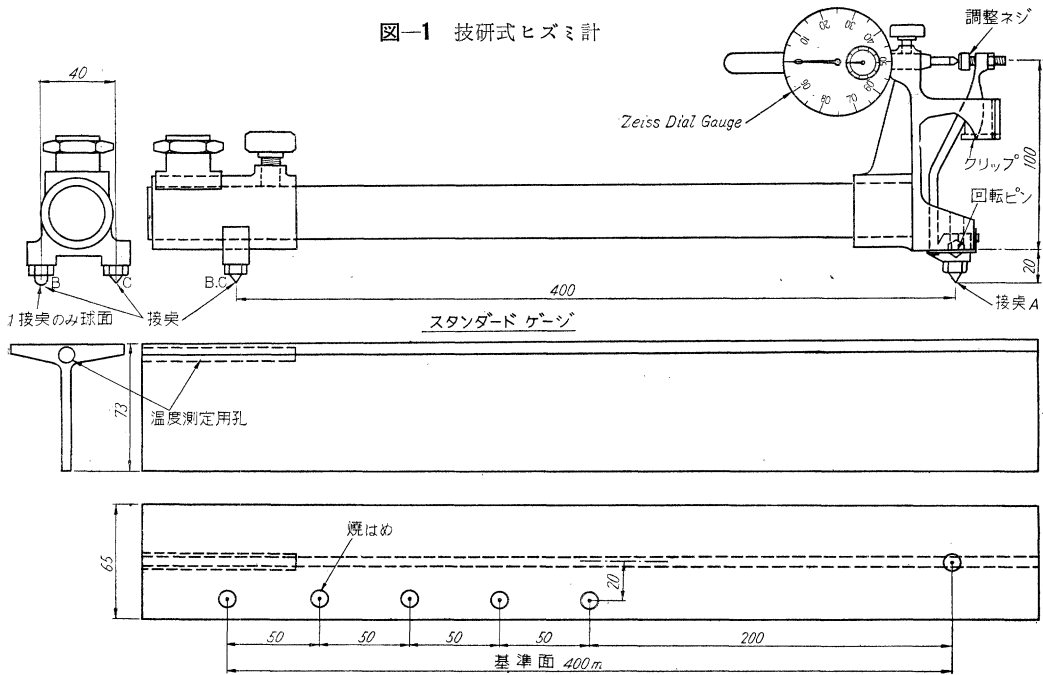
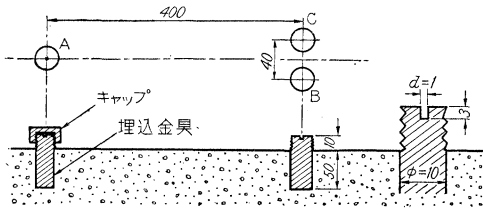


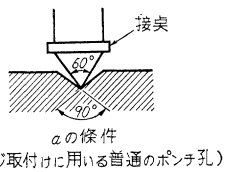
図-2 クリープ測定用埋込み金具 (真鍮製キャップとも)



これを押当式ヒズミ計として使用するために 図-2 のとおり、コンクリートに 40 cm のゲージで埋込み金具を設置し、その頂面にポンチし、または小孔をあけ、これに接点を押当てて、そのゲージ長の変化を測定することとした。このヒズミ計は従来、二等辺三角形の各頂点の位置に相当する接点 A, B, C, をもっており、その三接点を同時にポンチ孔

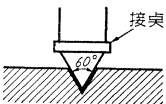
に押当てるためには、金具の埋込みが非常に厳密なことが要求され、また不均等のクリープが生じてポンチ孔の位置が二等辺三角形の各頂点の位置になくなると、測定に無理を生ずることとなる。これを防ぐため、三接点中の一点 B は球面

図-3



(ゲージ取付けに用いる普通のポンチ孔)

図-4

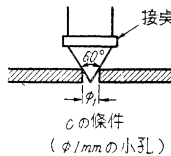


(測定器自身の接点 B を用いてポンチしたもの)

とし、これに対応する埋込み金具の頂面は平面として、自由にスライドできるようにした。

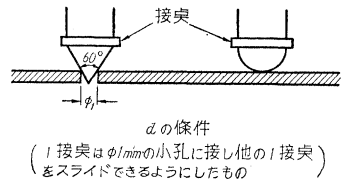
つぎに埋込金具頂面のポンチ孔の形により、測定精度が異なるものと考えられたので、これを三種類に変えて、精度を検討した。測定の対象はゲージ長 400 mm の鋼製スタンダードゲージであり、(a), (b), (c), (d), (d') の 5 条件で検定を行なった。その場合のポンチ孔の形は、それぞれ 図-3, 4, 5, 6 のとおりである。(c) と (d)

図-5



(φ1mmの小孔)

図-6



(1接点はφ1mmの小孔に接し他の1接点をスライドできるようにしたもの)

とは、ポンチ孔の形は同じであるが、(d) は前述のように一接点を平面としたものであり、(d) と (d') とはポンチ孔の形、配列ともに同様で使用したダイヤルゲージのみ異なっている。以上 5 条件で測定をくり返した結果、ダイヤルゲージの読み分散について 表-2 の結果

表-2

条件	不偏推定値 u^2	信頼限界		資料数 n
		最大	最少	
(a)	110.07	348.16	51.66	14
(b)	5.58	17.64	2.62	14
(c)	0.259	0.82	0.12	14
(d)	0.16	0.776	0.0637	9
(d')	0.0867	0.373	0.0359	10

果を得た。

これらの測定条件の間の有意差を検討した結果つぎのことが考察された。

(c), (d), (d') の間には有意差は認められない。

(a) と (b), (b) と (c) との差はきわめて有意である。

以上の結果から, (c), (d), (d') を同一にとり扱うこととし, 表-3 により測定値の精度を検討する。

表-3

条件	不偏分散 u^2	標準偏差の推定 $\hat{\sigma}$	$3\hat{\sigma}$	精度
(a)	110.07	10.49	31.47	15.7×10^{-5}
(b)	5.58	2.36	7.08	3.6×10^{-5}
(c)	0.1693	0.411	1.23	0.6×10^{-5}

プレストレスト コンクリートのクリープおよび乾燥収縮の大きさは, 通常の条件でつぎの範囲であると考えられる。

クリープ度 $25 \sim 1300 \times 10^{-5}$

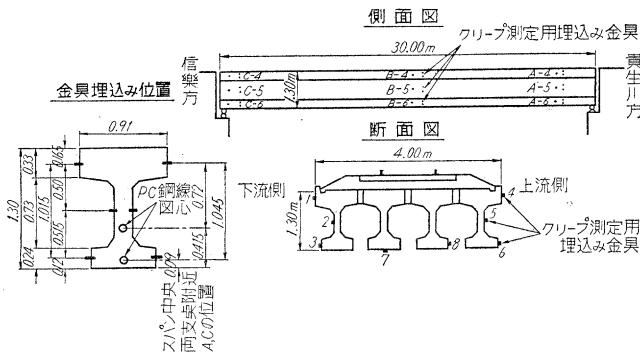
収縮度 $7.5 \sim 37.5 \times 10^{-5}$

ゆえに (a) の条件では望ましい測定はできない。(b) の条件では, クリープ, 乾燥収縮が相当大きい場合のみ測定可能である。(c) の条件では所要の精度を有しており, 接点の一つを球面にした (d) の条件との差は認められないから, コンクリートのクリープ測定に使用する場合は, 先に述べた理由で一接点を球面とし, スライドできるようにするのがよい。埋込み金具頂面, およびボンチ孔の周辺がさびると, 測定に誤差を生ずるので 図-2 のようにキャップをかぶせ, キャップと頂面との間にはグリースを十分にぬりつけて防護した。このキャップのかわりに現在はビニール布を用いているが, 施工後約3年5か月以上を経過した現在でも, 埋込み金具頂面は完全に防護されている。

4. 測定方法

この橋梁は 図-7 のとおり主桁4本を併列とし, 横断めを行なったものである。測点は 24 カ所とし, それぞ

図-7 信楽線第一大戸川 PC 鉄道橋

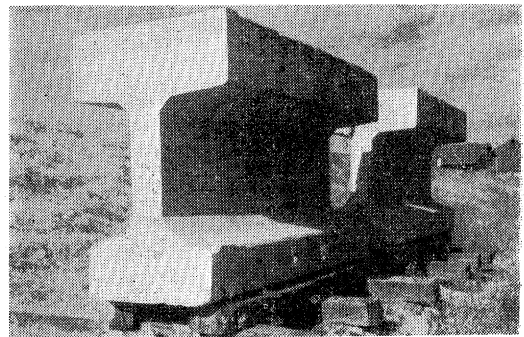


れ 図-2 の方法でクリープ測定用埋込み金具を設置し, 埋込み金具頂面にあけられた小孔の中心間隔の時間的変化を測定している。このときに埋込まれた埋込み金具頂面の小孔の距離変化のなかには, つぎの要素がふくまれている。

- (1) コンクリートの乾燥収縮, 温度変化の影響
- (2) コンクリートのヤング係数の変化の影響
- (3) PC 鋼線引張応力度の変化による弾性変形量の変化
- (4) クリープ ヒズミ

したがって, 純クリープ ヒズミを求めるには, 観測した全変形から, 上記 (1), (2), (3) の影響を差引かなければならない。(1)を除くためには, 主桁と同一断面で, 同一条件で製作され, 同一条件におかれた無載荷の桁について測点間の距離変化を測定すれば, 近似的に目的が達せられる。(2)を除くためには, 同一配合の供試体を数多く作り, 各測定ごとに破壊試験を行なうなどして弾性係数の変化を求めればよい。しかし現在の計算方式によれば, (2)の影響は実質的に考慮する必要がない。(3)の影響は一般に小さいものであるが, 計算により分離して考えることができる。そこで(1)の影響を除くために, 主桁施工の際に, 主桁と同一断面の標準桁2コを作成し, 主桁と同様の埋込み金具を設置し, プレストレスを生じさせないで置いて, 測点間の距離変化を測定している(写真-3)。

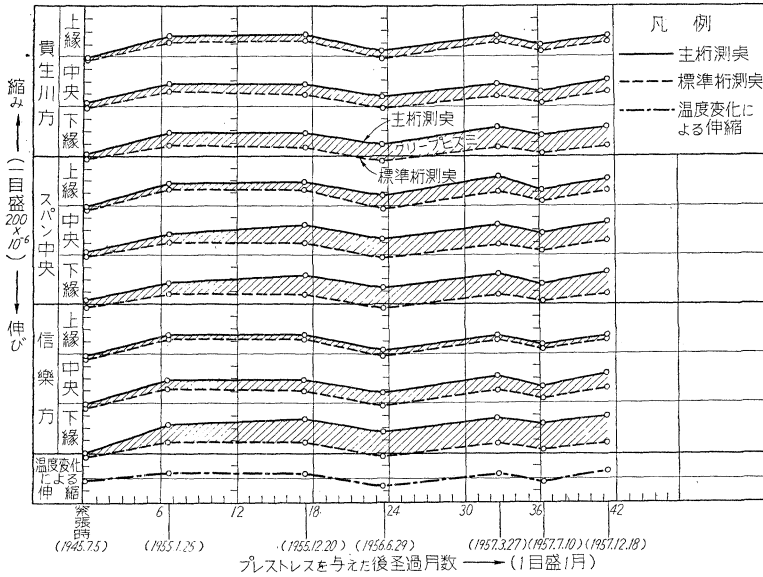
写真-3 乾燥収縮測定のための標準桁



標準桁の長さは 2m であるので, 端面からの乾燥の影響をさけるため, 両端面に封かん剤を塗布した。

ヒズミ計は押当式であるので, 測定のつど検定する必要がある。そのため, 鋼製スタンダード ゲージを製作し, 測定にあたって, まずスタンダード ゲージの基準点にヒズミ計を押当ててダイヤル ゲージの目盛を読み, ついで測点に押当ててダイヤル ゲージの目盛を読みとり, 両者の差から測点間の距離変化を求めた。

図-8 信楽線第一大戸川 PC 鉄道橋クリープ測定結果



5. 測定結果と考察

現在までの測定結果を 図-8 に示す。図において、実線は主桁測点、点線は標準桁測点、破線は熱膨張係数を 10×10^{-6} と仮定したときの温度変化による伸縮の大きさを示す。したがって実線、点線間のはなれが、大体においてクリープヒズミの大きさを示しており、点線と基準線との間は乾燥収縮、温度変化の影響を示している。湿度変化の影響をもふくめた乾燥収縮量は、点線と破線とからほぼ知ることができる。

プレストレスを与えてからのち、日数の経過によるコンクリ

表-4 クリープ測定値

経過日数	項目	測点										
		貴生川方支点付近			スパン中央			信楽方支点付近				
		上線	中央	下線	上線	中央	下線	上線	中央	下線		
1	弾性ヒズミ ($\times 10^{-6}$)	プレストレスを与えた直後の実測値	85	135	215	150	300	435	28	150	270	
		同上の 内容	プレストレスによるヒズミ	68	139	242	16	330	642	11	154	297
			自重によるヒズミ	17	-4	-27	134	-30	-207	17	-4	-27
		軌道その他静荷重によるヒズミの計算値	5	-1	-7	38	-8	-58	5	-1	-7	
		計	90	134	208	188	292	377	33	149	263	
1272日	ヒズミの増加 ($\times 10^{-6}$)	主桁測点のヒズミの増加	370	405	465	455	525	525	280	460	595	
		標準桁測点の ヒズミの増加	乾燥収縮	135	120	80	135	120	80	135	120	80
			温度変化による	105	105	105	105	105	105	105	105	105
		軌道その他静荷重によるヒズミの計算値	5	-1	-7	38	-8	-58	5	-1	-7	
		純クリープ度 (PC鋼線引張力の変化によるコンクリートの弾性変形の変化をふくむ)	125	181	287	177	308	398	35	236	417	

ートのヒズミの増加状態の一部を表記すると 表-4 のとおりである。

表-4 において、主桁測点のヒズミの増加には、温度変化、軌道その他静荷重によるヒズミ、乾燥収縮、純クリープ、PC鋼線引張力の変化によるコンクリートの弾性変形の変化などがふくまれている¹²⁾。

PC鋼線を緊張して、コンクリートにプレストレスを生じさせると、桁の中央はそり上り、同時に、この部材には自重 w_{d1} が作用する。これによつて、PC鋼線図心位置のコンクリートに生じている応力度は $\sigma_{cpt} + \sigma_{cpd1}$ である。ここに σ_{cpt} 、 σ_{cpd1} はそれぞれPC鋼線図心位置におけるプレストレスおよび自重 w_{d1} によるコンクリートの応力度である。

プレストレスを生じさせてから、グラウティング実施までの日数は10~25日であつたから、この間の時間的

経過は無視し、最初からPC鋼線とコンクリートとの間には付着があつたものと考えて大差ない。そのあとに防水工、軌道荷重などの静荷重 w_{d2} が作用すると、PC鋼線図心位置のコンクリートには、 σ_{cpd2} の応力度が生ずる。 σ_{cpd2} は σ_{cpt} 、 σ_{cpd1} にくらべて、相当小さいものであり、またプレストレスを生じさせてから、静荷重 w_{d2} が載荷するまでの期間は37~57日であつたので、長期のクリープ量の検討のためには、その間の期間の経過を無視し、プレストレスを与えた時期において、 $\Delta\sigma_{cp} = \sigma_{cpt} + \sigma_{cpd1} + \sigma_{cpd2} = \sigma_{cpt} + \sigma_{cpd}$ であると考えることとする。コンクリートのクリープ係数 φ が0から $\varphi(t)$ に達するまでに、コンクリートの乾燥収縮度は0から ϵ_s に達するものとし、コンクリートのクリープヒズミの大きさ $\frac{\sigma_{cp}\varphi}{E_c}$ は0から $\frac{\sigma_{cp}\varphi(t)}{E_c}$ に達するものとする。測定された主桁測点のコンクリートのヒズミの増加は、

$$\begin{aligned} \frac{\Delta l}{l} &= \int_0^t \left[\frac{\varepsilon_s}{\varphi(t)} \frac{d\varphi}{dt} + \frac{\sum \sigma_{cp}}{E_c} \frac{d\varphi}{dt} - \frac{\sigma_{c\varphi}}{E_c} \frac{d\varphi}{dt} \right. \\ &\quad \left. - \frac{1}{E_c} \frac{d\sigma_{c\varphi}}{dt} \right] dt \\ &= \varepsilon_s + \frac{\sum \sigma_{cp}}{E_c} \varphi(t) - \frac{1}{E_c} \int_0^t \sigma_{c\varphi} d\varphi \\ &\quad - \frac{1}{E_c} \int_0^t d\sigma_{c\varphi} \end{aligned}$$

$\sigma_{c\varphi}$ と φ との間に直線関係が成立するものと近似的に考えると、

$$\frac{\Delta l}{l} = \varepsilon_s + \frac{\sum \sigma_{cp}}{E_c} \varphi(t) - \frac{\sigma_{c\varphi}}{E_c} \left(1 + \frac{\varphi(t)}{2} \right) \quad \dots\dots\dots (1)$$

$\frac{\Delta l}{l}$ は主桁測点の読み、 ε_s は標準桁測点の読み、 $\frac{\sum \sigma_{cp}}{E_c}$ はプレストレスを与えた直後の主桁測点のコンクリートの弾性変形（防水工、軌道などの静荷重が同時に加わったものと考え）から求められる。PC 鋼線とコンクリートとは、完全に付着しているものと考え、PC 鋼線の引張応力度の変化は PC 鋼線図心位置におけるコンクリートのヒズミの増加に E_p を乗じたものと、PC 鋼線自身のレラクセーションとより求めることができる。これより $\sigma_{c\varphi}$ が求められる。たとえば表-4 において、プレストレスを与えてから 1272 日におけるスパン中央のヒズミの増加は、温度変化、軌道その他の静荷重によるものを除いて、

上縁 177+135=312×10⁻⁶
中央 308+120=428×10⁻⁶
下縁 398+ 80=478×10⁻⁶

PC 鋼線図心位置では、 $312 \times 10^{-6} + 166 \times 10^{-6} \times \frac{1045}{1015} = 483 \times 10^{-6}$ 、この大きさは、PC 鋼線の縮み量に等しい。すなわち PC 鋼線引張応力度の減少量は $483 \times 10^{-6} \times 2 \times 10^6 = 966 \text{ kg/cm}^2$ である。PC 鋼線のレラクセーションは、クリープ測定開始時期までに初期引張応力度 107 kg/mm² の約 3% 生ずるものと考え、プレストレスを与えてからのち 1272 日では、すでにその終極値 5% に達しているものとする¹³⁾、それに至るまでの引張応力度の減少量は $10700 \times 0.02 = 214 \text{ kg/cm}^2$ である。よつて PC 鋼線引張応力度の全減少量は、 $966 + 214 = 1180 \text{ kg/cm}^2$ 、すなわち初期引張応力度の 11.02% である。プレストレスを与えた直後の PC 鋼線図心位置におけるプレストレスによるコンクリートのヒズミは表-4 から $16 \times 10^{-6} + 626 \times 10^{-6} \times \frac{1045}{1015} = 661 \times 10^{-6}$ である。したがつて、 $\frac{\sigma_{c\varphi}}{E_c} = 661 \times 10^{-6} \times 0.1102 = 72.9 \times 10^{-6}$ となる。ま*

$$966 = \frac{0.006 \times 10380 + 4.45 \times \varphi(t) \times 172.2 + 2 \times 10^6 \times 78.3 \times 10^{-6}}{1 + 4.45 \times \frac{297}{10380} \left(1 + \frac{\varphi(t)}{2} \right) + \frac{0.006}{2}}$$

これより $\varphi(t) = 1.24$

以上の計算は PC 鋼線のレラクセーションを測定開始後

*た PC 鋼線図心位置の ε_s は標準桁における値を使つて、 $\varepsilon_s = 135 \times 10^{-6} - 55 \times 10^{-6} \times \frac{1045}{1015} = 78.3 \times 10^{-6}$ と考える。PC 鋼線図心位置におけるプレストレスを与えた直後のコンクリートの全ヒズミは前述の仮定により表-4 より $\frac{\sum \sigma_{cp}}{E_c} = 188 \times 10^{-6} + 189 \times 10^{-6} \times \frac{1045}{1015} = 383 \times 10^{-6}$ 、よつて (1) 式は $483 \times 10^{-6} = 78.3 \times 10^{-6} + 383 \times 10^{-6} \varphi(t) - 72.9 \times 10^{-6} \left(1 + \frac{\varphi(t)}{2} \right)$ これより、 $\varphi(t) = 1.378$

以上の解は測定開始時期より 1272 日までの間における PC 鋼線のレラクセーションが初期引張応力度の 2% 生ずるものと仮定して計算されたものである。PC 鋼線のレラクセーションによる引張応力度の減少量を、プレストレス コンクリートにおいて理論的に求めることはなかなか困難である。いま PC 鋼線のレラクセーションとクリープとを同一の因子による現象であると考え、PC 鋼線のクリープを考慮に入れて計算してみよう¹²⁾。PC 鋼線のクリープヒズミと弾性ヒズミとの比をクリープ係数と呼ぶこととし、これを ψ で表わすと ψ の大きさは $(1 \sim 2) \times 10^{-2}$ と考えられている。しかし、この測定ではクリープ測定開始までに、クリープの大半が生じているので考慮すべきクリープ係数は $1.5 \times 10^{-2} \times 0.4 = 0.6 \times 10^{-2}$ 程度と仮定することとする。PC 鋼線図心位置におけるヒズミの平衡式は、

$$\begin{aligned} \frac{d\sigma_{p\varphi}}{E_p} + \frac{\sigma_{p\varphi}}{E_p} d\psi - \frac{\sigma_{pt}}{E_p} d\psi &= \frac{\sum \sigma_{cp}}{E_c} d\varphi \\ &+ \frac{\varepsilon_s}{\varphi(t)} d\varphi - \frac{\alpha}{E_p} \sigma_{p\varphi} d\varphi - \frac{\alpha}{E_p} d\sigma_{p\varphi} \end{aligned}$$

ここに $\alpha = n \frac{A_p}{A} \left(1 + \frac{l_p^2}{r^2} \right)$

$t=0, \varphi=0$, で $\sigma_{p\varphi}=0$ の条件を用い、近似解を求めると、

$$\sigma_{p\varphi} = \frac{\psi \sigma_{pt} + n \varphi(t) \sum \sigma_{cp} + E_p \varepsilon_s}{1 + n \frac{\sigma_{cp} t}{\sigma_{pt}} \left(1 + \frac{\varphi(t)}{2} \right) + \frac{\psi}{2}} \quad \dots\dots (2)$$

表-4 のプレストレスを与えたのち 1272 日における測定値について (2) 式を解くと、

$$\sigma_{p\varphi} = 483 \times 10^{-6} \times 2 \times 10^6 = 966 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{pt} = 10700 \times 0.97 = 10380 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \frac{2 \times 10^6}{45 \times 10^4} = 4.45$$

$$\sum \sigma_{cp} = 383 \times 10^{-6} \times 45 \times 10^4 = 172.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\varepsilon_s = 78.3 \times 10^{-6}$$

$$\sigma_{cpt} = 661 \times 10^{-6} \times 45 \times 10^4 = 297 \text{ kg/cm}^2$$

よつて (2) 式は、

$$966 = \frac{0.006 \times 10380 + 4.45 \times \varphi(t) \times 172.2 + 2 \times 10^6 \times 78.3 \times 10^{-6}}{1 + 4.45 \times \frac{297}{10380} \left(1 + \frac{\varphi(t)}{2} \right) + \frac{0.006}{2}}$$

2% と仮定した前の計算結果と大体同一結果を与えている。以下同様にして (1) 式により、各測定日までの

$\varphi(t)$ の値を計算すると表-5 のようになる。経過日数 4 日における値は、自重以外の静荷重の影響はもちろん考慮しないで計算したものである。

表-5 クリープ係数 $\varphi(t)$

プレストレスを与えてからの経過日数	測点	貴生川方 支点付近	スパン 中央	信楽方 支点付近	測定日
4 (日)		0.51	0.39	0.37	1954. 7. 9
204		1.14	0.88	1.05	1955. 1. 25
533		1.32	1.19	1.49	1955.12.20
725		1.46	1.35	1.60	1956. 6. 29
996		1.65	1.33	1.81	1957. 3. 27
1111		1.60	1.37	1.75	1957. 7. 10
1272		1.60	1.38	1.75	1957.12.18

表-5 より見て、クリープの大きさは、プレストレスを与えてのち約 600~700 日の間に終極値の 90% に達し、また 1272 日では、ほとんどその終極値に達したようである。

いま、プレストレスを与えてから 1272 日におけるクリープ度をクリープの終極値と考えると、終極的のクリープ係数は 1.38~1.75 程度ということになる。表-5 において、貴生川方および信楽方の支点付近のクリープ係数と、スパン中央におけるそれとの間には、明らかに差があるようである。クリープ量を支配する要素は、湿度、載荷時の材令、部材の大きさ、コンクリートの配合、骨材の粒度、骨材の種類、セメントの種類、温度、締固めの度合、空気量、荷重の性質などであるが^{(14)~(22)}、これらの要素のなかで、支点付近と、スパン中央とで差異があると考えられるのは、しいていえば、湿度と荷重の性質

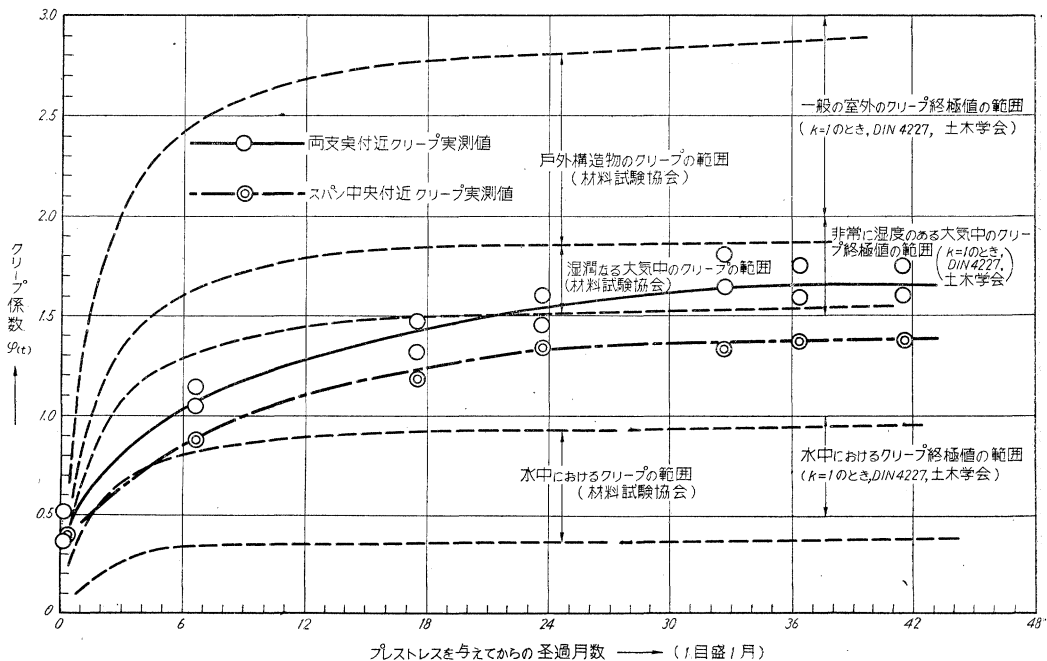
とである。荷重の性質、換言すれば測点の位置における応力の性質については、いずれの測点においても圧縮応力が生じており、またプレストレスと持続荷重による応力度との合成応力度は、表-4 のスパン中央下縁に見られるように、最大値において約 169 kg/cm^2 ($E_c=45 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ と仮定) であり、コンクリートの圧縮強度の 1/3 に相当し、その他のカ所ではすべてそれより小さく、クリープ度が弾性ヒズミ度に比例すると考えられる限度内であるから、合成応力度の大きさの差異が、クリープ係数に大きな差異を生ずるとは考えられない。したがって、支点付近とスパン中央とにおけるクリープ係数の差異は、湿度の差によるものと考えるのが妥当であろう。すなわち、支点付近においては、桁端面からの乾燥の影響がいくぶんあり、またスパン中央は水流の中心に近く、いくらか湿度が高いということなども原因であろうかと思われる。乾湿球湿度計による湿度測定の結果は、表-6 のとおりであった。

表-6 湿度測定結果 (1957.12.18 測定)

測点	上縁付近	下縁付近	備考
本 信楽方支点付近	52 %	54 %	
スパン中央	60 %	61 %	
桁 貴生川方支点付近	55 %	55 %	
標準桁	57 %	60 %	

そこで、クリープ係数の測定値を支点付近と、スパン中央との二つの集団に分けて、各集団ごとにクリープの進行状態を図示すると図-9 のようになる。クリープの大きさは、応力度、時間の関数として、多くの研究者によ

図-9 経過時間とコンクリートのクリープ係数



いろいろな実験式が与えられている。しかしプレストレスト コンクリートにおいては、コンクリートのクリープ収縮および PC 鋼線自体のレラクセーションなどによる PC 鋼線の引張応力度の減少が、クリープの進行に二次的影響をおよぼし、またコンクリート自体材令の増加により弾性係数、粘性係数が変化するので、理論解は、はなはだ複雑な形になる^{23), 24), 25)}。プレストレスト コンクリートの設計に必要なクリープ係数は、主としてその終極値であるので、ここではその進行状態についての理論的解析は省略し、クリープ係数の終極値について検討したい。DIN 4227 に示された、計算に用いるクリープ係数は表-7 のとおりである。

表-7 クリープ係数 (DIN 4227)

	状 態	クリープ係数
1	水 中	0.50~1.00
2	非常に湿度のある空气中 例え水の上	1.50~2.00
3	一般の室外	2.00~3.00
4	乾燥した空气中 例え乾燥した室内	2.50~4.00

表-7 はプレストレスを生じさせるときのコンクリートの強度と、終極強度との比が 75% である場合に適用され、プレストレスを生じさせるときが、これより早いからいはいおくれる場合には、クリープ係数は表-7 の値に係数 k を乗じて求める。

早強セメントを使用する場合、コンクリートの終極強度は $1.15 \times \sigma_{28}$ 程度になるとされており⁴⁾、前述のようにこの桁のコンクリートの試験結果は $\sigma_{28} = 508 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\sigma_{\infty} = 595 \text{ kg/cm}^2$ であつたから $\sigma_{\infty} = 1.17 \sigma_{28}$ であつて、この仮定とほぼ一致している。プレストレスを与えるときのコンクリートの圧縮強度は $\sigma = 440 \text{ kg/cm}^2$ であつたから、 $\sigma/\sigma_{\infty} = 0.74$ となり、これより $k = 1$ となる。

したがつてこの測定結果すなわち $\varphi = 1.38 \sim 1.75$ という値は、表-7 における、非常に湿つた空気中におかれた桁の場合よりなお小さいものである。また材料試験協会制定、「鋼棒使用 PC 設計施工指針 (案)」では、クリープ係数 $\varphi(t)$ の値を

$$\varphi(t) = \frac{ab_1 t}{1.5 + 0.25 t} \quad (t \text{ は週}) \dots \dots \dots (3)$$

と仮定してよいことを規定している²⁶⁾。ここに

a : 寸法効果を表わす定数で、普通の場合 $a = 1.0$

b_1 : 状態効果を表わす定数で

- 乾燥状態 $b_1 = 1 \sim 0.7$
- 戸外構造物 $b_1 = 0.75 \sim 0.5$
- 湿潤なる大気中 $b_1 = 0.5 \sim 0.4$
- 水 中 $b_1 = 0.25 \sim 0.1$

(3) 式より計算されるクリープ係数の範囲を図-9 に加えると、実測値との関係は DIN 4227 の場合と全く同様になり、実測値は該当する計算値より相当小さいもの

である。

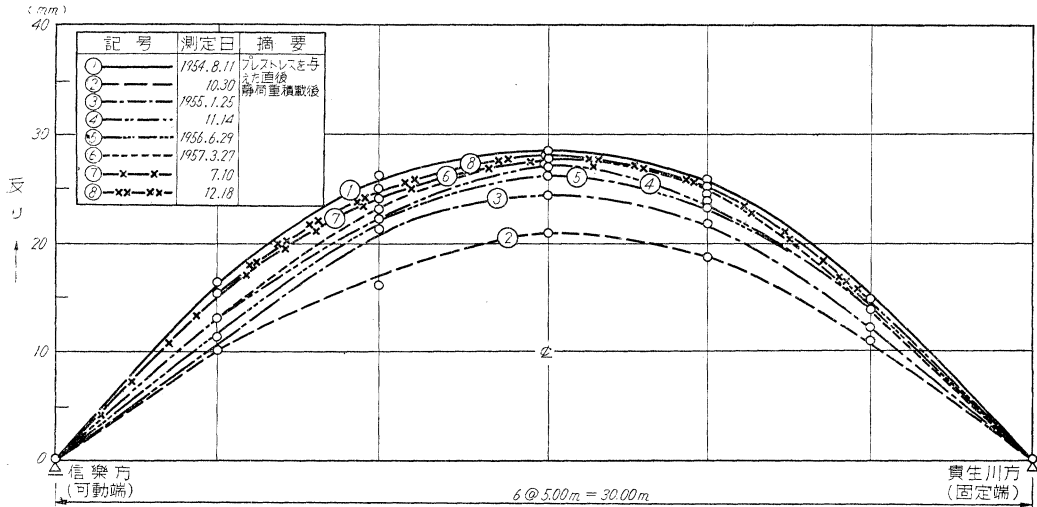
乾燥収縮度については、DIN 4227 には、この条件の桁の場合 $15 k \times 10^{-5}$ が標準として示されている。標準桁について測定した実測値は、プレストレスを与えてから 204 日のとき $11 \sim 19 \times 10^{-5}$ 、1272 日のとき $8 \sim 14 \times 10^{-5}$ であるから、その平均値は、この標準値よりやや小さい。標準桁は橋梁付近の地上に設置されてあるから、実際の桁の乾燥収縮度とは、若干異なる乾燥収縮をしているかもしれないが、表-6 の湿度測定の結果より見ると、標準桁周辺の湿度は、本桁周辺のそれに大体一致している。したがつて標準桁における乾燥収縮度の大きさを、本桁におけるそれとほぼ等しいと考えて、主桁測定の測定値より、標準桁で測定した乾燥収縮度を引きさつて、これより主桁のコンクリートのクリープを求める本測定方法は、大きな誤まりはないと考える。本来コンクリートのクリープと乾燥収縮とは、判然と区別するものではないから、両者が加わつて測定された主桁測定の測定値のみを問題とすべきものであるが、現在の計算方法によれば、両者を別個に取り扱つているので、あえて上記の方法によつて、クリープと乾燥収縮とを分離して考えたものである。

測定されたクリープの大きさが、表-7 の標準値の該当欄より相当小さく表われていることは、欧州大陸とわが国における空気の乾燥状態の相違によるものであろうか。しかし、前述したドイツにおけるライン河その他 10 数橋梁の測定結果では、クリープ係数 $2.00 k$ と仮定して計算した桁の総短縮量に対して、実際の桁の総短縮量は $60 \sim 80\%$ であつて、上記のクリープの測定値と大体同じ傾向にあつた。なお大阪府で施工された橋梁の測定結果も、現在のところ上記と同様の傾向を示している²⁷⁾。また測定値が、標準値より小さく表われたことは表-7 に示されたクリープの標準値が、無筋コンクリートのクリープを示しているのを、これをそのまま鉄筋コンクリートの一種であるプレストレスト コンクリートに適用しようとしたところにも一因があるのではないかと思う。なお前記「鋼棒使用 PC 設計施工指針 (案)」では、無応力鉄筋をふくむ断面では、コンクリートのクリープ係数 $\varphi(t)$ の代りに、無応力鉄筋とコンクリートとが一体となつた鉄筋コンクリートのクリープ係数 $\varphi_c(t)$ を用いることにしているが、 $\varphi_c(t)$ の大きさを、この橋梁の場合について計算すると、 $\varphi_c(t) = 0.989 \varphi(t)$ となり、コンクリートのクリープに対して、鉄筋の影響はほとんどないと考えてよいことになる。

6. 桁のソリの測定結果

クリープ測定の補助手段として、プレストレスを与えた直後より、桁のソリを測定しているが、その結果は図-10 のとおりである^{9), 28), 29)}。プレストレスの大き

図-10 信楽線 第一大戸川 PC 鉄道橋ソリ試験結果



さ、および自重、その他の静荷重による曲げモーメントなどの、桁の方向の分布を parabola と仮定すると、桁の中央のタワミ（またはソリ）は近似的に（5）式で求められる。

$$\delta = \frac{5}{48} \frac{MI^2}{EI} = 0.104 \frac{\sigma_c' - \sigma_c}{E} \frac{l^2}{d} \dots \dots \dots (5)$$

ここに M : スパン中央の曲げモーメント (kg-cm)

l : スパン (cm) d : 桁高 (cm)

$E_1 I_1$: それぞれ桁の材料のヤング係数 (kg/cm²)
および断面二次モーメント (cm⁴) (純断面
または有効断面)

σ_c', σ_c : それぞれのスパン中央の上下縁における
コンクリートの応力度 (kg/cm²)

δ : 桁のタワミまたはソリ (cm)

プレストレスを与えたときのコンクリートのヤング係数を 45×10^4 kg/cm² と仮定し^{8), 30)}, PC 鋼線緊張作業中にはコンクリートのクリープ、乾燥収縮は生じないものとし、PC 鋼線のリラクセーションは 3% 生ずるものと仮定して、プレストレスを与えた直後の桁中央のソリを計算するとつぎのようになる。

プレストレス

上縁 $-76.6 \text{ kg/cm}^2 \times 0.97 = -74.3 \text{ kg/cm}^2$

下縁 $307 \text{ kg/cm}^2 \times 0.97 = 298 \text{ kg/cm}^2$

自重による応力度

上縁 84.4 kg/cm^2

下縁 -111.3 kg/cm^2

合成応力度

上縁 $\sigma_c' = 10.1 \text{ kg/cm}^2$

下縁 $\sigma_c = 186.7 \text{ kg/cm}^2$

ソリ $\delta = 0.104 \times \frac{186.7 - 10.1}{45 \times 10^4} \times \frac{3000^2}{130}$

$$= 2.83 \text{ (cm)} = 28.3 \text{ (mm)}$$

このソリの計算値は 図-10 の実測値①とよく一致している。図-10 より見ると、桁のソリは、防水工、軌道その他の静荷重積載後一たん減少するが (図-10 ②) また回復して、最終的に桁中央において約 27 mm になつており、プレストレスを与えてから 533 日を経過した測定値④以後、あまり変化していない。これはコンクリートのクリープが、④の測定日付近で終極値に近づいたことを示していると考えられる。

コンクリートのクリープを考慮した場合の桁のソリは、概略的に (5) 式の E に対し $E' = \frac{E}{1 + \varphi(t)}$ を用いることにより得られる。表-5 より求められたおおむね終極的のクリープ係数は、1.38~1.75 の範囲であつたが、桁のソリに対しておよぼす影響は、スパン中央におけるものが大きいので、 $\varphi(t)$ の値を、ほぼスパン中央の値にとつて 1.38 と仮定し、 $E' = \frac{45}{2.38} \times 10^4 = 18.9 \times 10^4$ kg/cm² として、終極的の桁中央のソリを計算する。この場合、桁上下縁のプレストレスの大きさは、コンクリートのクリープ、乾燥収縮、PC 鋼線のリラクセーションなどにより減少しているが、その減少量は表-5 の計算過程において求められる。これらの値を用いて、(5) 式により桁中央のソリを求めると、

$$\delta = 0.104 \times \frac{116.7 - 45.6}{18.9 \times 10^4} \times \frac{3000^2}{130} = 2.71 \text{ (cm)} = 27.1 \text{ (mm)}$$

この計算値は、図-10 ⑧ の実測値とよく一致している。同様に、プレストレスを与えてのち、日数の経過すなわち、コンクリートのクリープ、乾燥収縮、PC 鋼線のリラクセーションの進行による桁中央のソリの変化の計算値と、実測値とを比較すると 図-11 のようになる。

図-11 スパン中央のソリの変化

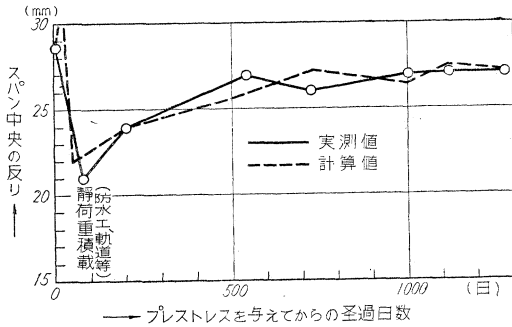


表-5 によれば $\phi(t)$ の値は桁の各所で差異があるが、桁のソリの測定結果より見ても、前記のクリープの直接測定の方法には大きな誤まりはなかつたものと考えられる。

7. 結 び

コンクリートのクリープ、乾燥収縮の測定方法と、その結果などについて述べたが、現在までの測定範囲ではこの橋梁のコンクリートのクリープ係数はおよそ 1.38 ~ 1.75 であることがわかった。この測定値は DIN 4227 に示された空气中で非常に湿つた場合の値よりやや小さいものであり、またドイツにおける測定結果と大体同じ傾向であった。この橋梁は平水位上約 5.8 m にあつて、常識的には湿つた場合ではなく、むしろ一般の場合に近いものであるから、実測値は DIN 4227 の標準よりも相当小さく表われていることになる。標準桁における乾燥収縮度の測定結果も標準値よりやや小さく求められた。

以上は PC 桁のクリープの現場測定におけるわずかな一例にすぎず、はなはだ未熟な報告となつたことをお詫びしなければならない。なおこの測定は、吉田徳次郎先生、沼田政矩先生、園分正胤先生、国鉄構造物設計事務所 友永所長、川口、深谷両技師、本社 仁杉土木課長、国鉄技術研究所 三浦、樋口両技師、F.K.K. 猪股博士、大阪工事局小田局長、多田次長、粕谷土木課長、梅木前土木課長ほか上司諸先輩のご指導のもとに、技研および藤本職員ほか大阪工事局職員の協力により行なわれたものであり、技研式ヒズミ計の整備は、技研構造研究室 伊藤技師のご協力により行なわれたものである。

また測定値の整理については、沼田先生、仁杉、猪股両博士よりとくにご指導を頂いたもので、これらの方々へ厚く感謝する次第である。

参 考 文 献

- 1) 仁杉 巖: “鋼弦コンクリート桁の設計法に関する実験的研究”

土木学会論文集, 第 7 号, 昭 25.11

- 2) 猪股俊司: “プレストレスト コンクリート桁に関する実験”, 土木学会論文集, 第 17 号, 昭 28.8
- 3) 岡田 清: “Pre-stressed Concrete の収縮とクリープについて”, 土木学会誌, 第 37 卷, 第 1 号, 昭 27.1
- 4) 土木学会: “プレストレスト コンクリート設計施工指針” 昭 30.6
- 5) 川口輝夫: “プレストレスト コンクリート設計施工指針の解説について”, 鋼橋設計示方書とプレストレスト コンクリート指針, 土木学会, 昭 30.8
- 6) DIN 4227: “Vorgespannte Stahlbetonbauteile, Richtlinien für die Bemessung” Jan. 1950
- 7) Rüh: “Erläuterungen Zu DIN 4227” Jan. 1950
- 8) 仁杉 巖: “支間 30 m のプレストレスト コンクリート鉄道橋(信楽線第一大戸川橋梁)の設計, 施工, 及びこれに関連して行つた実験研究の報告”, 土木学会論文集, 第 27 号, 昭 30.7
- 9) Finsterwalder: “Ergebnisse von Kriech- und Schwindmessungen an Spannbetonbauten” Beton- und Stahlbetonbau Heft 1 Jan. 1955.
- 10) 岡 尚平: “PC 箱げた(金剛大橋)について”, 昭 31.10. 大阪市におけるセメントコンクリート講演会
- 11) Batho, Lash & Kirkham: “The Properties of Composite Beams, consisting of Steel Joints Encased in Concrete under Direct and Sustained Loading” Institution of Civil Engineering, 1938, Paper No. 5179.
- 12) 猪股俊司: “プレストレスト コンクリートの設計および施工”, 昭 32.11
- 13) 武尾敬之助: “プレストレスト コンクリートに使用する鋼線”, 土木学会, プレストレスト コンクリートと構造力学, 昭 28.8
- 14) P. Haller: “Schwinden und Kriechen von Mörtel und Beton”, Zurich, 1940.
- 15) Le Camus: “Recherches experimentales sur la déformation du béton et du béton armé”. Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics, 1947.
- 16) G. Magnel: “Creep of Steel and Concrete in Relation to Prestressed Concrete”, A.C.I., Proceeding V. 48, 1948
- 17) Duke & Davis: “Some properties of concrete under sustained combined stress”, A.S.T.M. preprint 61, 1944.
- 18) R.E. Davis, H.E. Davis & E.H. Brown: “Plastic flow and volume changes of concrete” A.S.T.M. Proc. V. 35, 1935
- 19) R.E. Davis, H.E. Davis & J.S. Hamilton: “Plastic flow of concrete under sustained stress” A.S.T.M. Proc. V. 37, 1937
- 20) 吉田徳次郎: “コンクリート及鉄筋コンクリート施工方法”
- 21) O: Graf “Die Eigenschaften des Beton”, 1950
- 22) Hummel: “Das Beton-ABC”, 1953
- 23) 岡田 清: “多段配置の緊張材をもつ PC 部材のクリープ”, 土木技術, 第 11 卷, 第 1 号, 昭 31.1
- 24) Busemann: “Kriechberechnung von Verbundträgern unter Benutzung von zwei Kriechfasern” Bauing. 25 Heft 11, 1950
- 25) Alfred Habel: “Berechnung von Querschnitt mit mehrlagiger Spannbewehrung nach dem Verfahren von Busemann”. Beton- und Stahlbetonbau, 49 Heft 2, 1954.
- 26) 日本材料試験協会外: “鋼棒使用 PC 設計施工指針(案)” 昭 31.5
- 27) F.K.K.: “プレストレスト コンクリート橋変形(コンクリートのクリープ, 乾燥収縮による)の現場測定” F.K.K. 研究報告, 1948.2
- 28) Schönberg & Pichtner: “Die Adolf Hitler Brücke in Ave Sachsen” Bautechnik, Heft 8, 1939.
- 29) F. Leonhardt, W. Stöhr & H. Gass: “Neckarkanał brücke obere Badstraße, Heilbronn” Beton und Stahlbetonbau. Heft 12, 1951.
- 30) 三浦一郎外: “プレストレスト コンクリートの不静定構造への応用(第 1 報)”, 鉄道業務研究資料, 第 12 卷, 第 7 号, 昭 30.4.10