

PRC 桁の実橋測定とその考察

石 橋 忠 良*
浦 野 哲 司**

1. ま え が き

国鉄では設計理論の検討、模型実験等を経て、現在までに表-1 に示す PRC 桁を施工し、桁の応力度状態、ひびわれ、変形挙動等、実橋での測定を実施している。設計荷重作用時では、ひびわれを許容した設計としているが、ひびわれは現在までにほとんど目視されていない。一部の桁でプレストレスの導入量を調節し、人為的にひびわれを発生させての測定も実施している。

本報告は実橋測定を実施している桁のうち、桜井線ボケラ B (橋梁) …奈良県、東北新幹線田端中部 Bi (跨線線路橋) …東京都、および東北新幹線・埼京線新田口 B1 (高架橋) …埼玉県、の測定結果より乾燥収縮度、クリープ係数の取扱い方ならびにひびわれ幅を大きくしないための設計上の考慮すべき点について述べる。

2. 調査橋梁

2.1 設 計

PRC 桁の設計は、付着のある PC 鋼材を用いる場合と、付着のない PC 鋼材を用いる場合の二つの方法によ

表-1 鉄道橋 PRC 桁一覧表

番号	線 名	構 造	桁 長 (m)	桁 高 (m)	数	記 事
1	桜 井 線	単線 2 主 T 桁	17	1.1	1	ボケラ B
2	東北新幹線	複線 2 室箱桁	25	2.2	8	田端地区
3			25	2.35	3	
4			30	2.6	2	
5		単線 2 主桁	19.8	1.6	8	戸田地区
6	17.5	1.6	8			
7	埼 京 線	複線 2 室箱桁	30	2.6	2	戸田地区
8		単線 2 主桁	19.4	1.6	7	戸田地区
9			17.5	1.6	8	
10	函 館 本 線	複線 2 室箱桁	25	2.3	5	札幌地区
11		単線 1 室箱桁	25	2.3	2	
12	奥 羽 本 線	単線 下路桁	16.6	1.5	1	山形地区
13		単線 1 室箱桁	25.8	2.2	2	

* 日本国有鉄道構造物設計事務所
(現：JR 東日本仙台工事事務所)

** 日本国有鉄道構造物設計事務所
(現：埼玉県飯能土木事務所)

表-2 ボケラ B 応力度一覧表

(単位：kgf/cm²)

項 目	応力度	総断面使用		換算断面使用	
		上 縁	下 縁	上 縁	下 縁
全 死 荷 重 活 荷 重		58.1	125.7	55.5	-111.5
		—	(-105.9)	—	(-90.9)
	直後のプレストレス 有効プレストレス	-26.0	167.2	-23.6	156.1
		-19.9	132.9	-17.8	122.8
コンクリート合成 応力度	導入直後	-0.3	111.9	1.3	104.5
	死荷重時	38.2	7.8	37.7	11.3
	活荷重時	96.7	(-98.1)	96.5	(-94.3)
鋼材合成 応力度	PC 鋼材	8 970		8 929	
	鉄 筋	945		971	

表-3 田端中部 Bi 応力度一覧表

(単位：kgf/cm²)

項 目	応 力 度	A 桁		B 桁		計算方法
		上縁	下縁	上縁	下縁	
コンクリート 合成応力度	自 重	13.9	30.6	15.1	23.1	全断面有効
	全死荷重	39.9	-15.4	39.0	-19.0	全断面有効
	設計荷重	59.3	-45.5	58.4	-48.8	全断面有効 ひびわれ部 無 視
鋼 材 合 成 応 力 度	鉄 筋	—	1 833	—	1 929	ひびわれ部 無 視

表-4 新田口 B1 応力度一覧表

(単位：kgf/cm²)

項 目	桁 番 号 ケーブル本数	1 C	2 C	1 D	2 D
		10 本	8 本	8 本	6 本
全死荷重	上縁コンクリート	65.8	63.3	66.5	65.2
	下側鉄筋	804	977	992	992
設計荷重	上縁コンクリート	88.8	87.8	95.7	94.4
	下側鉄筋	1494	1667	1539	1712

り行っている。前者にはボケラ B、田端中部 Bi が該当し、後者には新田口 B1 が該当する。表-2, 3, 4 に各桁の設計上の応力度を示す。新田口 B1 の設計は軸力を受ける RC 断面として計算されている。また、ヤング係数比 $n = E_s / E_c$ は 15 を用いている。なお実橋測定の結果と比較する場合は $n = 7$ として検討している。

コンクリートの配合を表-5 に、コンクリートの圧縮強度、弾性係数を表-6 に示す。

2.2 ボケラ B

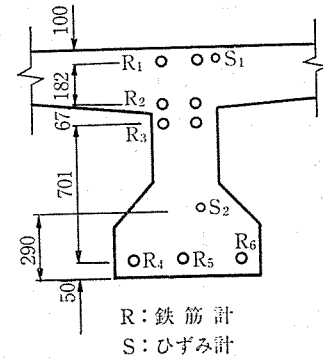
本橋梁は桁長 17.0 m (スパン 16.2 m)、幅 5.826 m の

表—5 コンクリートの配合 (単位: kg/m³)

	セメント	水	細骨材	粗骨材	混和剤	スランブ (cm)	空気量 (%)	水セメント比 (%)
ボケラ B	474	166	607	1105	1.185	8±2.5	4±1	35
田端中部 Bi	354	159	724	1080	1.062	8±2.5	4±1	45
新田口 B1	330	163	744	1056	0.825	12±2.5	4±1	49.5

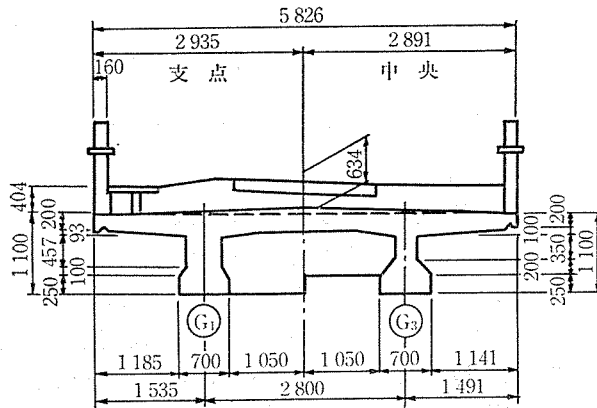
表—6 コンクリートの圧縮強度および弾性係数

	材 齢 (日)				
		3	6	28	90
ボケラ B	材 齢 (日)	3	6	28	90
	圧縮強度 (kgf/cm ²)	305	343	456	445
	弾性係数 (×10 ⁶ kg/cm ²)	0.226	0.240	0.281	0.263
田端中部 Bi	材 齢 (日)	4	6	28	90
	圧縮強度 (kgf/cm ²)	276	316	472	516
	弾性係数 (×10 ⁶ kg/cm ²)	0.263	0.283	0.380	0.394
新田口 B1	材 齢 (日)	3	7	14	28
	圧縮強度 (kgf/cm ²)	176	306	370	414
	弾性係数 (×10 ⁶ kg/cm ²)	0.212	0.261	0.293	0.311

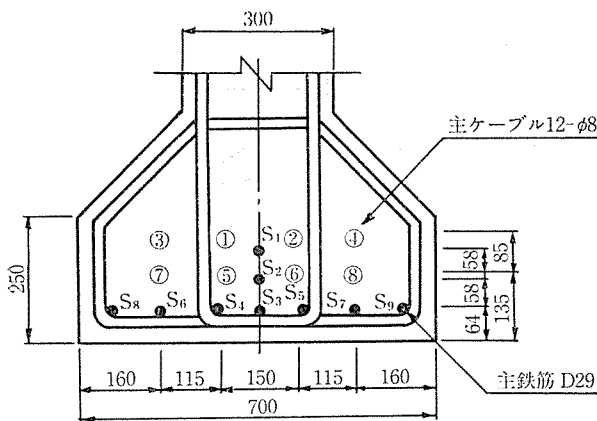


図—3 ボケラ B 測点配置

様、支保工により場所打ち施工された。田端中部 Bi は 8 連の PRC 桁からなっており、このうちの 2 連について測定を行っている。1 連は桁中央に電車線柱が付くため PC ケーブルを 10 本配置している。以下これを「A 桁」という。もう一連は電車線柱が付かないため PC ケーブルの配置本数は 9 本である。以下これを「B 桁」という。A 桁は型枠脱型後 10 本の PC ケーブルのうち 3 本のみ緊張して支保工を撤去し、完成時の全死荷重時の下縁応力度 (全断面を有効として下縁コンクリートに 15.4 kgf/cm² の引張応力度) とほぼ等しく下縁応力度がなるようにして測定を実施し、その 2 日後に残ケーブルすべてを緊張した。B 桁は型枠脱型後 1 本のケーブルのみ緊張して支保工を撤去し、完成時の単線載荷時の下縁応力度 (全断面を有効として下縁コンクリートに 33.9 kgf/cm² の引張応力度) とほぼ等しい下縁応力度に一時的になるようにして測定を実施した。B 桁はさらにその 2 日後に PC ケーブル 2 本を追加緊張し、その 4 日後に残ケーブルすべてを緊張した。断面および各種測定器具の配置を 図—4 に示す。なお、これらの測定はスパン中央で行っている。



図—1 ボケラ B 断面図

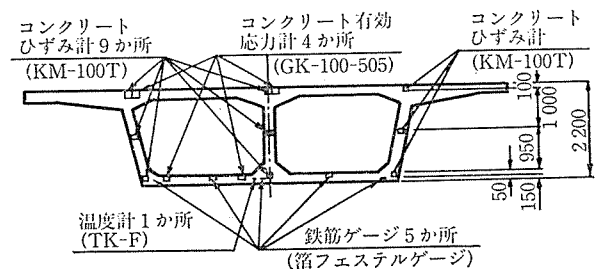


図—2 ボケラ B 中央断面主鋼材配置

単線 2 主 T 形桁である。施工は支保工により場所打ち施工された。図—1 に主桁断面を、図—2 に中央断面の主鋼材配置を示す。各種測定はスパン中央で行っている。ひずみ測定位置を 図—3 に示す。

2.3 田端中部 Bi

本橋梁の PRC 桁は桁長 25.0 m (スパン 23.6 m)、幅 11.3 m の複線二室箱形桁である。施工はボケラ B と同



図—4 田端中部 Bi 測定器具の配置

桁それぞれ2連について行い、ひびわれの発生時期の違いによる影響を調査するためプレストレスの導入時期を変えている。C桁、D桁各1連は支保工を撤去し、桁自重、地覆コンクリート（以下地覆という）、防音壁および路盤コンクリート（以下路盤という）施工後にプレストレスを与えた（以下「1C桁」、「1D桁」という）。C桁、D桁の他の1連はプレストレスを与えた後に支保工を撤去し、桁自重その他の荷重を作用させた（以下「2C桁」、「2D桁」という）。PC ケーブルの本数は 1C 桁が 10 本、1D桁、2C 桁が 8 本、2D 桁が 6 本である。断面および各種測定器の配置を図-5 に示す。なお、これらの測定はスパン中央で行っている。

3. 測定結果および考察

3.1 コンクリートのひずみおよび応力度

ボケラ B の桁下側 コンクリートひずみの経時変化を図-6 に示す。田端中部 Bi A 桁の上下スラブのコンクリートひずみおよび有効応力度の経時変化を図-7 に、同様に B 桁のものを図-8 に示す。図-6、図-7、図-8 のひずみおよび応力度は緊張前の値を初期値としている。なお、田端中部 Bi B 桁は人為的にひびわれを発生させており、A 桁およびボケラ B は現在までひびわれの発生はない。

これらの測定結果より、桁の上下縁で長期にわたり圧縮ひずみが増加していることがわかる。

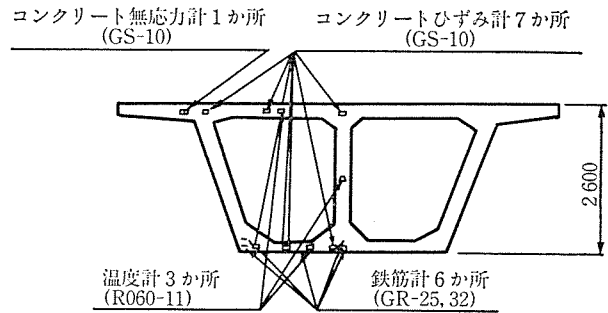


図-5 新田口 B1 測定器具の配置

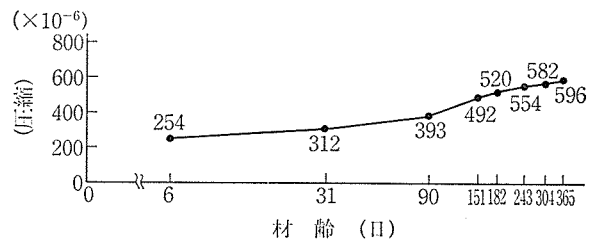


図-6 ボケラ B コンクリートひずみ (S2)

コンクリートひずみの経時変化は、A 桁では上下スラブともほぼ同程度の圧縮ひずみの増加であるが、B 桁では下スラブの圧縮ひずみの増加の程度が小さい。B 桁下スラブにひびわれが存在するための影響と思われる。

新田口 B1 のコンクリートひずみの経時変化の例を図-9、図-10 に示す。測定結果は、コンクリート打設前を初期値としており、また図中には鉄筋ひずみの経時

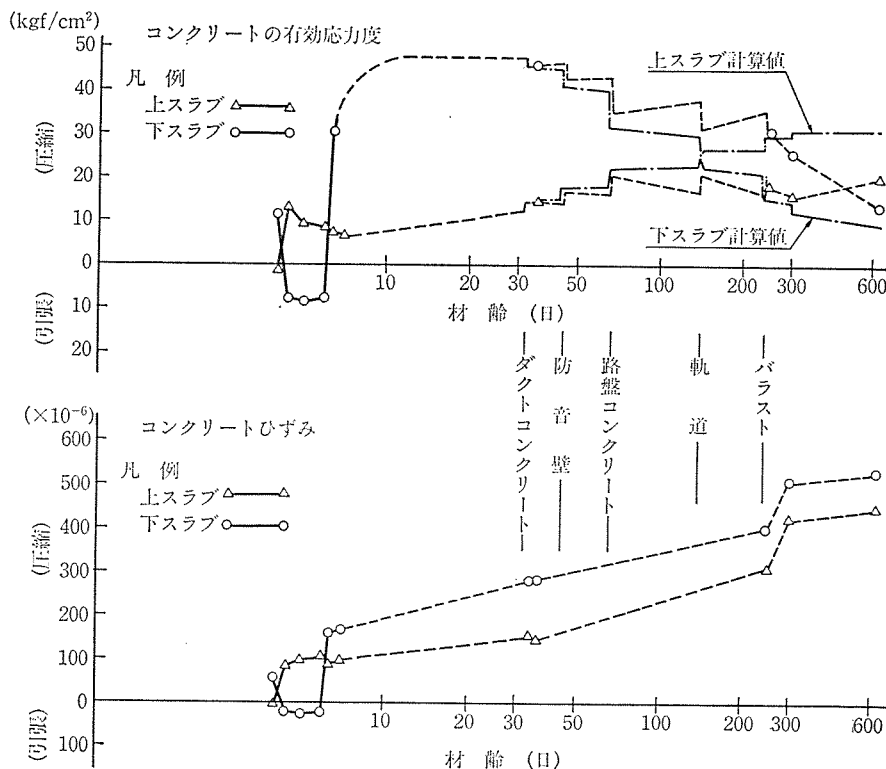


図-7 田端中部 Bi A 桁 コンクリートのひずみおよび有効応力度

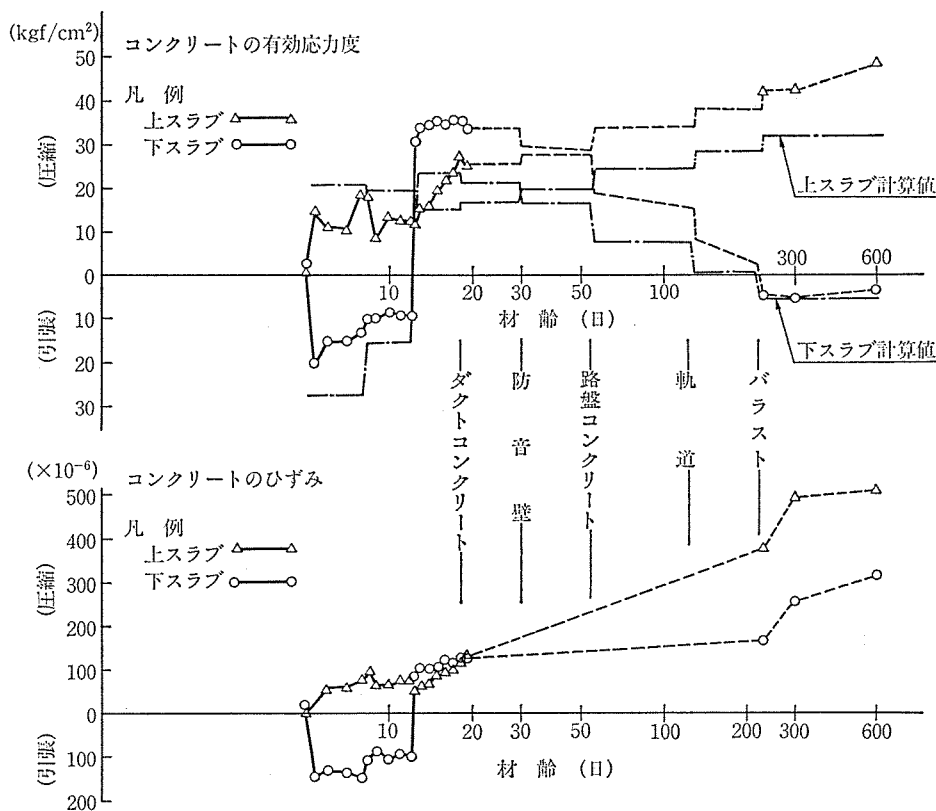


図-8 田端中部 Bi B桁 コンクリートのひずみおよび有効応力度

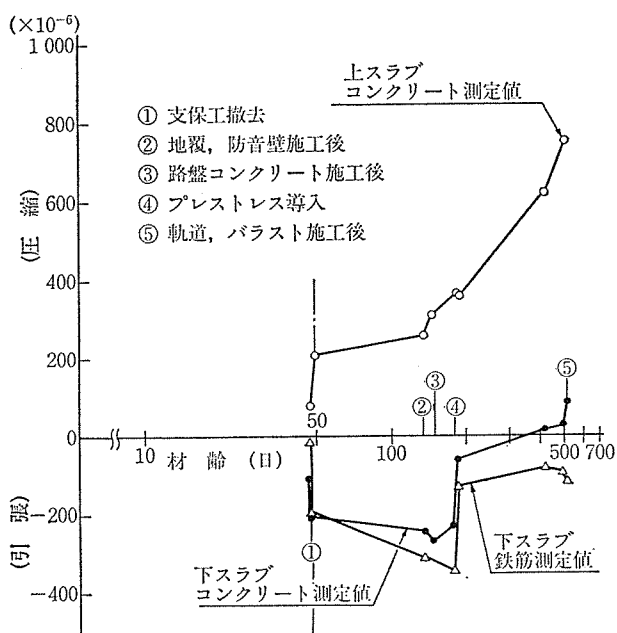


図-9 新田口 Bi 1C桁 コンクリートおよび鉄筋のひずみ

変化も合わせて示してある。

3.2 鉄筋のひずみおよび応力度

ボケラ B の桁下側における鉄筋応力度の経時変化を 図-11 に示す。田端中部 Bi A 桁下スラブ鉄筋ひずみの経時変化を 図-12 に、B 桁下スラブ鉄筋ひずみの経

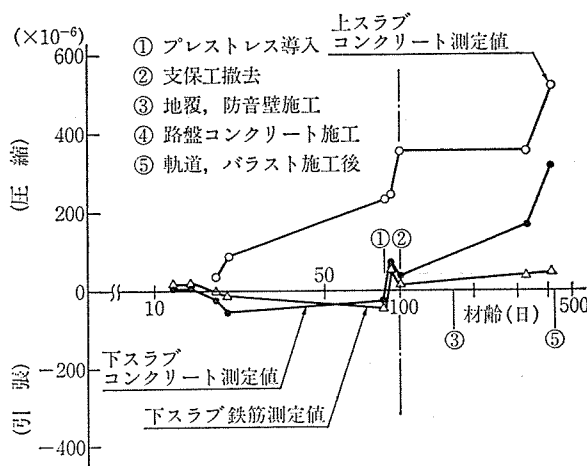


図-10 新田口 Bi 2D桁 コンクリートおよび鉄筋のひずみ

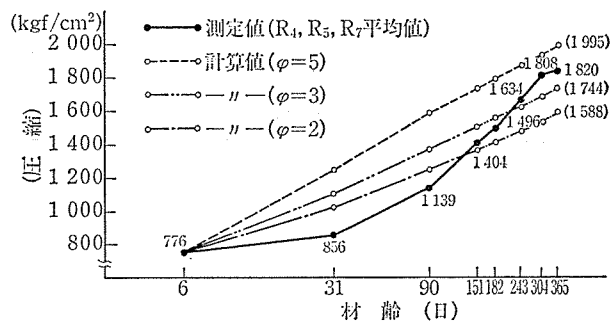


図-11 ボケラ B 鉄筋応力度

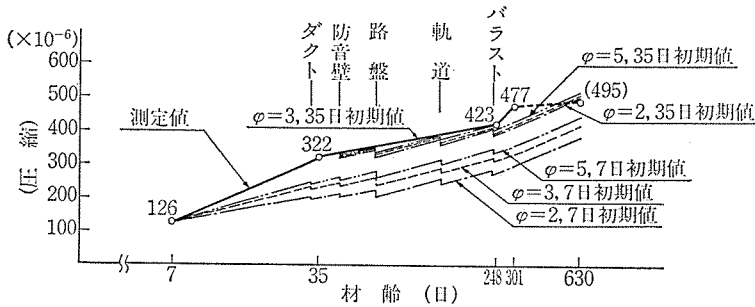


図-12 田端中部 Bi A桁 鉄筋ひずみ

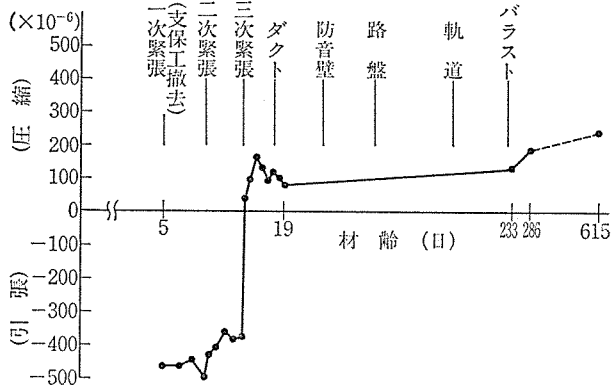


図-13 田端中部 Bi B桁 鉄筋ひずみ

時変化を 図-13 に示す。図-11, 図-12, 図-13 は、プレストレス導入前の値を初期値としており、実線が測定値である。なお、図-12 の材齢 301 日~630 日までの測定値および 図-13 の材齢 286 日~615 日までの測定値を破線で示してあるが、これは A 桁の材齢 630 日および B 桁の材齢 615 日で鉄筋ひずみの測定を実施で

表-7 コンクリートの乾燥収縮度

環境条件	プレストレスを与えるときのコンクリートの材齢			
	4~7 日	28 日	3 か月	1 年
屋外の場合	20×10^{-5}	18×10^{-5}	16×10^{-5}	12×10^{-5}
屋内の場合	35×10^{-5}	27×10^{-5}	21×10^{-5}	12×10^{-5}

表-8 コンクリートのクリープ係数

環境条件	プレストレスを与えるときまたは載荷するときのコンクリートの材齢				
	4~7 日	14 日	28 日	3 か月	1 年
屋外の場合	2.6	2.3	2.0	1.7	1.2
屋内の場合	4.0	3.3	2.8	2.1	1.3

表-9 乾燥収縮, クリープによる鉄筋圧縮応力度

	ボケラB	田端中部 Bi	
		A 桁	B 桁
鉄筋圧縮応力度 $d\sigma_s$ の設計値 (kgf/cm ²)	701	361	313
測定値 ※ (日) (kgf/cm ²)	(6~35) 1044	(7~630) 775	(12~615) 520

※ () 内は測定対象の材齢を示す。

きなかつたため、これらの値はコンクリートのひずみ増加量より推定して求めている。

図-11~13 より、これらのひずみ変化はコンクリートひずみの経時変化とほぼ同様の傾向を示している。ひびわれの発生していない桁では長期にわたり圧縮ひずみが増加し、ひびわれを発生させた桁では圧縮ひずみの増加の程度が小さくなっている。

従来、PC 構造の乾燥収縮度、クリープ係数の値として 表-7, 表-8 に示す値¹⁾を適用してきた。

設計では全死荷重時の応力度状態で、文献 2) の式に 表-7, 表-8 に示す乾燥収縮度、クリープ係数を代入し、PC 鋼材の応力度減少量、鉄筋に生じる圧縮応力度およびコンクリートの応力度を求めた。

鉄筋の圧縮応力度の計算結果と測定値の応力度増加量を 表-9 に示す。鉄筋の圧縮応力度について、設計値と測定値を比較すると、材齢の違いも考えると設計値は測定値に比べて著しく小さな値となっている。この原因について、次の 2 点が考えられる。

- 1) 設計は、全死荷重が同時に作用するとしているが、施工上はプレストレス導入後から全死荷重載荷までかなりの日数が経過する。この間では荷重が軽いため、設計で見積った圧縮方向のクリープひずみより大きなひずみが生じる。特に田端中部 Bi では、全死荷重作用時に設計では下縁が引張となっているが実際は材齢初期では全死荷重が載荷されていないため圧縮となるので、クリープの方向が一時的には設計と逆となり誤差が著しい。

- 2) 乾燥収縮度およびクリープ係数の値の適用に問題がある。

3.3 乾燥収縮度, クリープ係数の検討

前項で取り上げた原因のうち、1) については荷重の時期、荷重の大きさを設計上で正しく考慮すれば解決できる。

次に、乾燥収縮度、クリープ係数についてであるが、表-7, 表-8 に示した従来の PC 構造の設計に適用してきた値は、無筋コンクリートとしては小さすぎるようである。

経時変形を推定するための乾燥収縮度 (ϵ_{st}) は、次式³⁾により求まる。

$$\epsilon_{st} = \epsilon_{s0} \cdot (k_{s,t} - k_{s,t_1}) \dots \dots \dots (1)$$

ここで、

ϵ_{s0} : 基本乾燥収縮度

k_s : 有効材齢および仮想厚さに関する係数

同様に、クリープ係数 (ϕ_t) は次式により求まる。

$$\varphi_{\varepsilon} = 0.4 \cdot k_v \cdot (t_2 - t_1) + \varphi_{f_0} \cdot (k_{f,t_2} - k_{f,t_1}) - 0.4 \cdot k_v \cdot (t_2 - t_1) \cdot k_v \cdot (t - t_2) \dots \dots \dots (2)$$

ここで、

k_v : 遅れ弾性変形の経時変化についての係数

φ_{f_0} : 基本流動係数

k_f : 流動の経時変化についての係数

t, t_1, t_2 : 有効材齢

さらに、乾燥収縮、クリープにより生ずる鉄筋の応力度、PC 鋼材の応力度の減少量の計算は、次の (4)、(6) の連立方程式を解くことで求めることができる。

[付着のある PC 鋼材を用いる場合]

PC 鋼材図心位置

$$\varepsilon_s + \frac{\sigma_{cdp}}{E_c} \cdot \varphi + \frac{\sigma_{ctp} + \sigma_{ces}}{2 E_c} \cdot \varphi - \frac{A_p \cdot \Delta\sigma_{p(\varphi+s)}}{E_c \cdot A_c} \left(1 + \frac{e_p^2}{r^2}\right) - \frac{A_s \cdot \Delta\sigma_{s(\varphi+s)}}{E_c \cdot A_c} \left(1 + \frac{e_p \cdot e_s}{r^2}\right) = \frac{\Delta\sigma_{p(\varphi+s)}}{E_p} \dots \dots \dots (3)$$

(3) 式を変形して、

$$\varepsilon_s \cdot E_p + n \cdot \varphi \cdot (\sigma_{cdp} + \sigma_{ctp}) = \left\{1 + n \cdot \frac{\sigma_{ctp}}{\sigma_{pt}} (1 + \varphi/2)\right\} \cdot \Delta\sigma_{p(\varphi+s)} + n \cdot \frac{A_s}{A_p} \cdot \frac{\sigma_{cts}}{\sigma_{pt}} (1 + \varphi/2) \cdot \Delta\sigma_{s(\varphi+s)} \dots \dots \dots (4)$$

鉄筋図心位置

$$\varepsilon_s + \frac{\sigma_{cds}}{E_c} \cdot \varphi + \frac{\sigma_{cts} + \sigma_{ces}}{2 E_c} \cdot \varphi - \frac{A_p \cdot \Delta\sigma_{p(\varphi+s)}}{E_c \cdot A_c} \left(1 + \frac{e_p \cdot e_s}{r^2}\right) - \frac{A_s \cdot \Delta\sigma_{s(\varphi+s)}}{E_c \cdot A_c} \left(1 + \frac{e_s^2}{r^2}\right) = \frac{\Delta\sigma_{s(\varphi+s)}}{E_s} \dots \dots \dots (5)$$

(5) 式を変形して、

$$s \varepsilon_s \cdot E_s + n \cdot \varphi (\sigma_{cds} + \sigma_{cts}) = n \frac{\sigma_{cts}}{\sigma_{pt}} (1 + \varphi/2) \cdot \Delta\sigma_{p(\varphi+s)} + \left\{1 + n \frac{A_s}{A_p} \frac{\sigma_{ctp}}{\sigma_{pt}} \frac{1 + \frac{e_s^2}{r^2}}{1 + \frac{e_p^2}{r^2}} (1 + \varphi/2)\right\} \Delta\sigma_{s(\varphi+s)} \dots \dots \dots (6)$$

ここで、

ε_s : 乾燥収縮によるひずみ

E_p, E_s : PC 鋼材および鉄筋のヤング係数

$n = E_p/E_c = E_s/E_c$ (E_c : コンクリートのヤング係数)

φ : クリープ係数

σ_{cdp} : 死荷重時の PC 鋼材位置のコンクリート応力度

σ_{cds} : 死荷重時の鉄筋位置のコンクリート応力度

$\sigma_{ctp}, \sigma_{cts}$: 上記の「死荷重時の」を「導入直後のプレストレスによる」と読みかえる

$\sigma_{cep}, \sigma_{ces}$: 上記の「導入直後」を「有効時」と読みかえる

σ_{pt} : PC 鋼材の初期緊張応力度

$\Delta\sigma_{p(\varphi+s)}$: 乾燥収縮およびクリープによる PC 鋼材の応力度減少量

$\Delta\sigma_{s(\varphi+s)}$: 乾燥収縮およびクリープにより鉄筋に生じる圧縮応力度

A_p, A_s : PC 鋼材量および鉄筋量 (断面積)

e_p, e_s : PC 鋼材および鉄筋の偏心距離

r : 断面二次半径

乾燥収縮ひずみは、単位セメント量、単位水量、空気量等の配合条件、セメントおよび骨材等の材料の品質、部材の断面寸法、および温度、湿度等の環境条件などに

より異なる。我が国の最近のコンクリートの配合では、相対湿度 60% の条件で -1000×10^{-6} 前後の乾燥収縮ひずみの値を示した例⁴⁾も報告されている。また、既往の研究報告⁵⁾より (1) 式の ε_{s0} (基本乾燥収縮度) を推定したところ、 $-450 \sim -1100 \times 10^{-6}$ とかなりのばらつきが認められた。この他の文献^{7), 8)}ほかでも無筋コンクリートの乾燥収縮度、クリープ係数の値は大きいことを指摘している。

PRC 桁で鋼材の応力度変化を求める場合は、(4) 式、(6) 式を用い、乾燥収縮度およびクリープ係数を今まで設計に用いてきた値より大きい値を適用することが妥当と思われる。

(1) 式の基本乾燥収縮度 (ε_{s0}) を、これら文献のデータを参考に 800×10^{-6} とし、クリープ係数 (φ) を 2, 3, 5 とかえて測定値と比較した。

鉄筋ひずみの計算結果を図—11、図—12 に示す。計算値は各材齢間の乾燥収縮度、クリープ係数を (1) 式、(2) 式により求め、これより各材齢間に生じる圧縮応力度を (4) 式、(6) 式により算出し、これをたし合わせる逐次計算法により求めた。なお、荷重の載荷時期もほぼ実状に合わせるとともに桁剛性に路盤コンクリートの効果を加えている。1 年間の測定値よりの推定であるが、クリープ係数は 3 程度となる。田端中部 Bi A 桁で

は緊張直後を初期値とした場合、材齢 630 日では測定値と計算値に差を生じるが、材齢 35 日を初期値とすると、その傾向は比較的合っている。

また、コンクリートの応力度の計算結果を材齢 35 日を測定値に合わせて図-7 に示す。材齢 35 日の時点で測定値は計算値より約 15 kgf/cm² 大きくなっているが、35 日以後の傾向は比較的合っている。図-8 に示した計算値はプレストレスおよび荷重のみによるコンクリートの応力度である。図-7, 8 の計算値にも、桁剛性に路盤コンクリートの効果を加えている。

3.4 桁のたわみ

新田口 B1 の桁のたわみの測定値の例を図-14, 図-15 に示す。測定値は実線で示してある。破線はクリープたわみを無視した計算値で、クリープたわみおよびプレストレスの減少によるたわみを含んでいない。また、これらの図中には、クリープ係数 $\phi=2$ および $\phi=3$ の場合のクリープたわみを考慮した計算値を示す。この場合の計算値は、1C 桁では支保工撤去～プレストレス導入までのたわみ変化は支保工撤去時の実たわみに、また、プレストレス導入後のたわみ変化はプレストレス導入直後の実たわみに、2D 桁のたわみ変化は支保工撤去後の実たわみに初期値を合わせて示した。たわみの計算は、ひびわれの影響を考慮して文献⁹⁾により算出し、路盤施工後は路盤の剛性も考慮した。なお、プレストレスによるたわみは全断面を有効として算出した。

図より、測定値とクリープたわみを考慮した計算値を

表-10 新田口 B1 プレストレス導入による下スラブ鉄筋応力度変化の比較

	1C 桁			1D 桁		
	測定値	計算値		測定値	計算値	
		全断面有効	ひびわれ面		全断面有効	ひびわれ面
応力度変化 (kgf/cm ²)	438	383	932	371	324	823

比較すると、プレストレス導入前およびプレストレス導入後とも、クリープ係数 ϕ は 2~3 ではほぼ一致している。鉄筋の拘束の影響も一緒に含めたクリープ係数としては現行の設計で用いている値は、ほぼ妥当と思われる。

3.5 桁のひびわれ

ボケラ B および田端中部 Bi A 桁は、現在までにひびわれは生じていない。田端中部 Bi B 桁は、緊張する PC ケーブルの本数を調節して設計荷重時の応力度状態にしており、この時にひびわれを発生させている。このひびわれを発生させた桁は、所定のケーブルすべての緊張後でひびわれは一たん閉じているが、その後、材齢の経過に伴い再びひびわれが目視できるようになり、さらにひびわれ幅は拡大している。

新田口 B1 の桁の平均ひびわれ幅、平均ひびわれ間隔およびひびわれ本数の測定結果を表-11 に示す。これらの結果は、下スラブ下面およびウェブ側面に橋軸方向に基準線を設け（下スラブ 6 本、ウェブ左右各 3 本）、

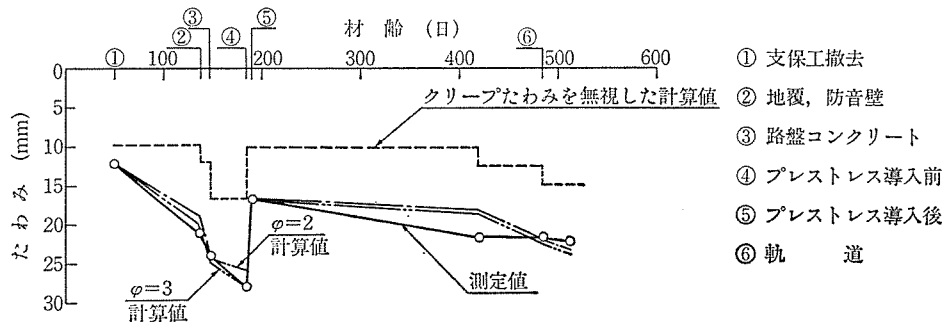


図-14 新田口 B1 1C桁 たわみの経時変化

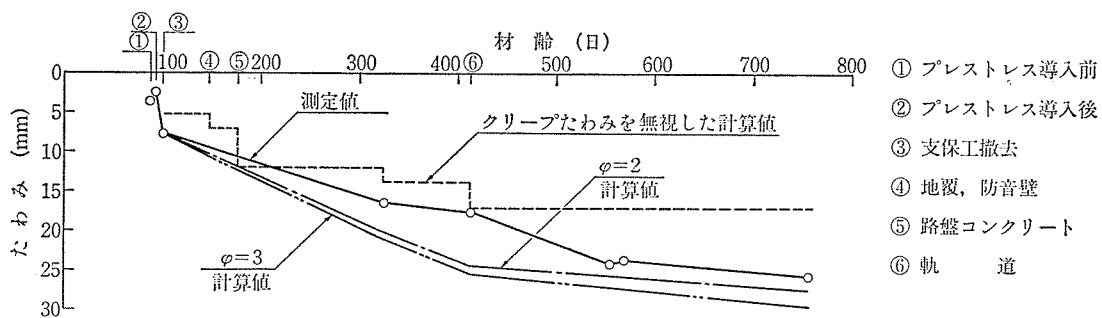


図-15 新田口 B1 2D桁 たわみの経時変化

これと交わる ひびわれについて測定し、 $l/2$ 点 (スパン中央) 付近 5.4 m および $l/4$ 点 (スパンの $1/4$ 点) 付近左右各 5.4 m にわけて 整理したものである。平均ひびわれ幅 およびひびわれ間隔は、各測定区間 5.4 m における平均値である。

新田口 B1 の 1C 桁, 1D 桁は支保工撤去後プレストレスを与えないで地覆, 防音壁, 路盤を載荷しており, この間は荷重の増加および乾燥収縮によりひびわれ本数が増加している。プレストレス導入後の欄の値は, 導入後 35 日経過後の値であるが, ひびわれ本数は増加している。

2C 桁, 2D 桁は, プレストレス導入後に支保工を撤去した。支保工を撤去し桁自重のみ作用させた時のひびわれ本数はわずかであり, ひびわれ幅も 0.05 mm 以下のものがほとんどであった。材齢の経過に伴い, 乾燥収縮等の影響で, ひびわれ幅, 本数は幾分増加している。

ひびわれの発生状況は, プレストレスを導入した時期の違いにより, 1C 桁, 1D 桁と 2C 桁, 2D 桁で大きく異なった。1C 桁の地覆, 防音壁, 路盤載荷後 (材齢 146 日) および列車荷重載荷後 (材齢 510 日) のひびわれ状況を 図-16 に, 2C 桁の地覆, 防音壁, 路盤載荷後 (材齢 132 日) および列車荷重載荷後 (材齢 495 日) のひびわれ状況を 図-17 に示す。なお, 1D 桁は 1C

桁と, 2D 桁は 2C 桁とほぼ同様のひびわれ状況であった。

ひびわれ状況の図に対応する設計上のコンクリートの縁引張応力度を表-12 の CASE-1, CASE-2 に示す。ここでは, プレストレスによるコンクリート応力度は有効時を用いている。また, 同表の CASE-3 に載荷時材齢を考慮し, クリープ係数, 基本乾燥収縮度を $\varphi=3$,

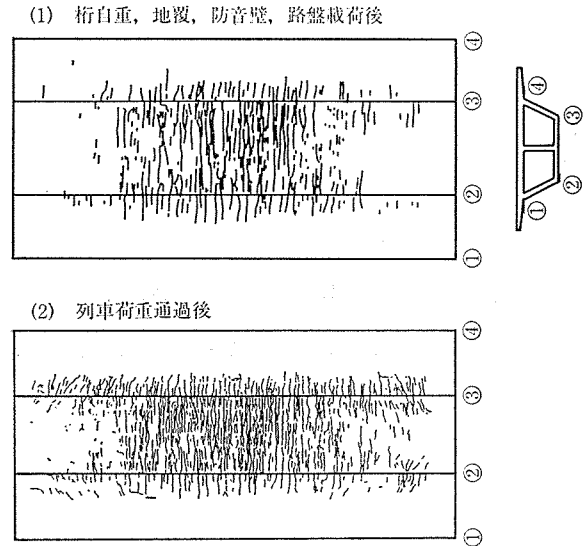


図-16 新田口 B1 2C桁 ひびわれ状況

表-11 新田口 B1 平均ひびわれ幅, ひびわれ間隔およびひびわれ本数

		支保工撤去時 自重載荷時		自重+地覆・防音壁+路盤載荷時		プレストレス導入後		全死荷重載荷時 (S60.2)		
		$l/4$ 点	$l/2$ 点	$l/4$ 点	$l/2$ 点	$l/4$ 点	$l/2$ 点	$l/4$ 点	$l/2$ 点	
1	平均ひびわれ幅 w_m (mm)	0.078	0.088	0.078	0.083	0.074	0.081	0.067	0.081	
	平均ひびわれ間隔 l_m (cm)	44	26	25	20	44	19	36	22	
C 桁	平均ひびわれ本数 n 本	0.05 mm	16	7	16	28	32	33	121	53
		0.08 mm	20	45	22	61	34	64	77	81
		0.10 mm	18	56	18	61	23	61	32	79
		0.20 mm	0	0	0	0	0	0	0	3
1	平均ひびわれ幅 w_m (mm)	0.080	0.095	0.063	0.093	0.062	0.086	0.063	0.079	
	平均ひびわれ間隔 l_m (cm)	53	37	51	34	43	28	35	27	
D 桁	平均ひびわれ本数 n 本	0.05 mm	9	2	14	5	54	18	137	62
		0.08 mm	5	17	22	20	25	30	52	43
		0.10 mm	8	59	6	65	6	63	15	74
		0.20 mm	1	0	0	0	0	0	2	2
2	平均ひびわれ幅 w_m (mm)	—	—	—	—	—	—	0.069	0.073	
	平均ひびわれ間隔 l_m (cm)	—	—	—	—	—	—	45	49	
C 桁	平均ひびわれ本数 n 本	0.05 mm	—	—	—	—	—	—	36	36
		0.08 mm	—	—	—	—	—	—	22	18
		0.10 mm	—	—	—	—	—	—	11	29
		0.20 mm	—	—	—	—	—	—	1	7
2	平均ひびわれ幅 w_m (mm)	—	—	—	—	—	—	0.057	0.065	
	平均ひびわれ間隔 l_m (cm)	—	—	—	—	—	—	70	52	
D 桁	平均ひびわれ本数 n 本	0.05 mm	—	—	—	—	—	—	39	37
		0.08 mm	—	—	—	—	—	—	13	31
		0.10 mm	—	—	—	—	—	—	0	2
		0.20 mm	—	—	—	—	—	—	0	0

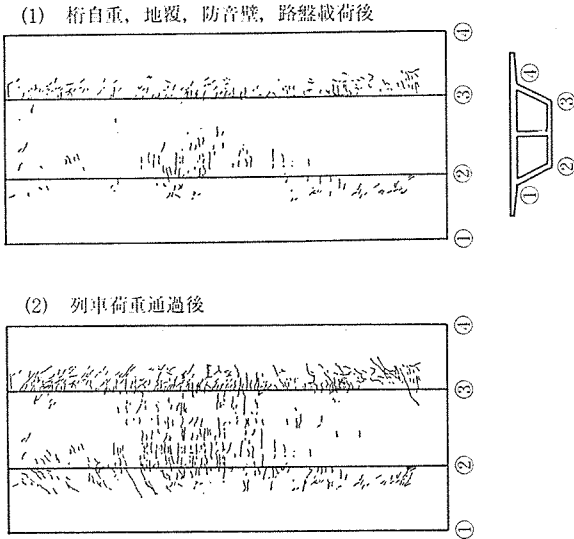


図-17 新田口 B1 2C 桁 ひびわれ状況

表-12 新田口 B1 コンクリートの縁応力度

(単位: kgf/cm²)

CASE	1C 桁 2C 桁 1D 桁 2D 桁					
	PC 鋼 材 本 数	10 本	8 本	8 本	6 本	
1	桁自重+地覆+防音壁 +路盤+プレストレス	4.0	-1.8	5.1	-2.3	
2	全死荷重+プレストレス (2)	-17.2	-27.9	-20.6	-32.0	
3	全死荷重+プレスト レス (2)	全死荷重 載荷材齢時	-	-31.5	-	-44.3
		∞ 時	-	-47.0	-	-63.7

$\epsilon_{s0}=800 \times 10^{-6}$ として求めた値を示す。CASE-3 では、乾燥収縮、クリープによる鉄筋の応力度を本報告 (4) 式、(6) 式と同様の考えにより求め、この反力の影響を考慮している。なお、路盤載荷後は、桁の剛性に路盤の効果を加えている。

施工の初期にひびわれを発生させた 1C 桁、1D 桁は、2C 桁、2D 桁よりも設計上の死荷重時の引張応力度が小さいにもかかわらず、路盤載荷後および列車荷重載荷後のいずれも 2C 桁、2D 桁に比べてひびわれの発生が顕著である。乾燥収縮、クリープひずみの進行が早い材齢初期にひびわれを発生させた場合、乾燥収縮によりひびわれ幅は拡大する。これに対しひびわれの発生する材齢が遅れると、荷重による引張応力度や乾燥収縮を拘束する鉄筋反力により生じるコンクリートの引張応力度は、クリープにより緩和され、かつひびわれ発生後の乾燥収縮度もわずかのためひびわれ幅の拡大も少ない。このことから、コンクリート桁のひびわれ幅を大きくしないためには、乾燥収縮が大部分終了するまではひびわれを生じさせないことが好ましい。実務上は、死荷重状態ではコンクリートの引張強度以下にコンクリートの縁応力度をおさえる設計が好ましいと思われる。ま

た、施工時等においても、材齢初期であるのでひびわれを発生させないよう配慮すべきである。

死荷重時のひびわれ幅は、乾燥収縮がほぼ終了した後では死荷重の載荷によって増加する恐れは少ないようである。

4. ま と め

実橋測定と解析より明らかになったもの、および傾向の認められる主なものを以下にあげる。

- ① ひびわれのない PRC 桁の乾燥収縮、クリープによる鉄筋応力度の算定は、本報告 (4) 式、(6) 式を用い、乾燥収縮度、クリープ係数を無筋コンクリートとしての値を適用すれば測定値と比較的合う。この値は今回の桁では $\epsilon_{s0}=800 \times 10^{-6}$ 、 $\phi=3$ 程度であった。
- ② コンクリート桁は、材齢初期の段階でひびわれを発生させると、その後の乾燥収縮によりひびわれ幅の拡大、またはひびわれ本数の増加が顕著である。PRC 桁のひびわれ制御のためには、死荷重状態でコンクリートの縁応力度がコンクリートの引張強度以下であることが望ましい。
- ③ 鉄筋量の多い PRC 桁は、鉄筋が乾燥収縮を拘束してコンクリートに引張応力を生じさせるので、縁応力度の計算にはこの影響を十分に考慮しなければならない。本報告で扱った桁のうち、新田口 B1 の鉄筋の反力のみによるコンクリートの縁引張応力度は、基本乾燥収縮度 $\epsilon_{s0}=800 \times 10^{-6}$ 、クリープ係数 $\phi=3$ として計算すると約 20 kgf/cm² となる。

参 考 文 献

- 1) 土木学会：国鉄建造物設計標準解説 プレストレストコンクリート鉄道橋 (1983 年)
- 2) 猪股俊司：Ⅲ種プレストレストコンクリート、コンクリートジャーナル、Vol. 12, No. 9 (1974 年)
- 3) H. リュッシュ、D. ヨングビルト (百島祐信訳)：コンクリート建造物のクリープと乾燥収縮、鹿島出版会 (1976 年)
- 4) 今井宏典、岡田 清、児島孝之、水元義久：鉄筋コンクリート床版の乾燥収縮ひびわれに関する研究、土木学会論文報告集第 340 号 (1983 年)
- 5) 米倉亜州夫、長滝重義：コンクリートのクリープ・乾燥収縮に関する研究、土木学会第 32 回年講概要集 5 部 (1977 年)
- 6) 阪田憲次、久住武司、大下 憲：コンクリートの乾燥収縮の予測に関する研究、セメント技術年報 35 (1981 年)
- 7) 阪田憲次、池田 清：コンクリートのクリープの予測に関する研究、土木学会論文報告集、第 340 号 (1983 年)
- 8) 武田寿一、小柳光生：拘束スラブの長期たわみに関する研究、コンクリート工学、Vol. 23, No. 1 (1985 年)
- 9) 土木学会：コンクリート構造の限界状態設計法指針(案)、コンクリートライブラリー第 52 号 (1983 年)、p. 80

【昭和 61 年 9 月 18 日受付】