

PRC構造の模型試験と実橋測定について

金森 真^{*1}・鈴木 恒男^{*2}

1. はじめに

鉄道構造物においては、PRC 桁は PC 桁と比較して、一般に桁高を低く設計することが可能で、かつ PC 鋼材量を減少させることができるため経済的であり、さらにプレストレス力が小さいので、変形・そりが少ないという利点がある。これらの理由から近年、上路単純桁では従来の PC 構造にかわり PRC 構造を採用するケースが増えてきている。

PRC 構造は桁に導入したプレストレスが、桁の弾性変形によって軸方向鉄筋に作用し圧縮応力度を生じさせた後、PC 構造と同様にコンクリートのクリープ・乾燥収縮により鉄筋応力度が経時的に変化する。PRC 構造は PC 構造に比べ鉄筋量が多いので、鉄筋に作用する圧縮応力度が無視できず、さらに、鉄筋応力度は使用限界状態におけるひび割れの検討や、鉄筋の疲労の検討の基本となるものであるため、これを正しく算定する必要がある。PRC 構造の応力度の算定式やクリープ・乾燥収縮度の予測式は種々提案されているが、これらの計算精度を知ることは構造物の安全性を評価するうえで重要なことである。

本稿は鉄筋に作用する応力度に主眼をおき、PRC 模型試験体の経時的なひずみを

測定した結果と、実橋において鉄筋応力度の経時変化を測定し、計算値と比較検討した結果について報告するものである。

2. PRC 構造のひずみ経時変化測定

2.1 試験体および測定方法

試験体の種類および形状寸法を表-1、図-1 に示す。試験体は鉄筋量、PC 鋼材量、緊張力をかえて RC 部材を 3 体、PRC 部材（全断面均等圧縮、上縁圧縮・下縁引張）を 9 体製作した。使用した鉄筋の材質は、スター

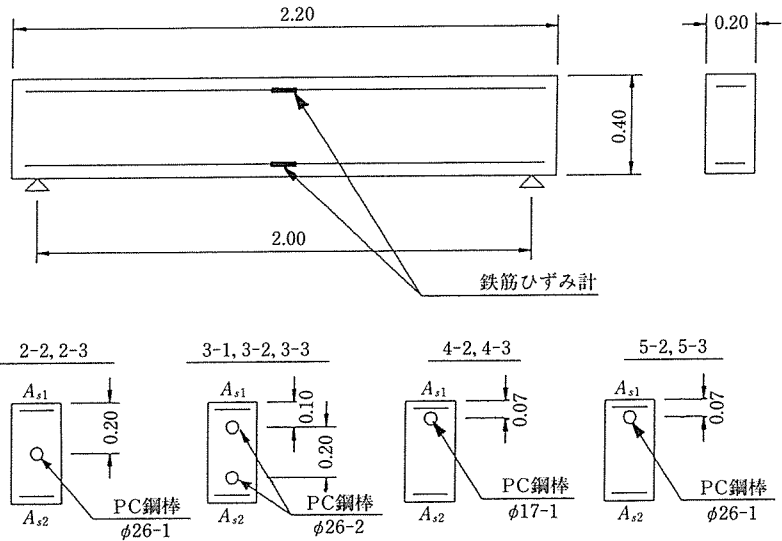


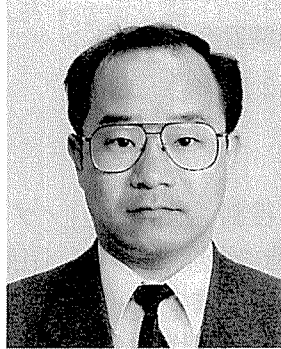
図-1 試験体形状

表-1 試験体諸元

試験体	No.	鉄筋量 A_{s1}, A_{s2}	PC 鋼材量 緊張力	コンクリート応力 (kgf/cm ²)
RC 部材	1-1	D 10-2 本	-	-
	1-2	D 16-5 本	-	-
	1-3	D 22-5 本	-	-
全断面均等圧縮	圧縮小	2-2	D 16-5 本 φ 26-1 本	上縁 50.0 下縁 50.0
		2-3	D 22-5 本 39.9 t/本	
	圧縮大	3-1	D 10-2 本	
		3-2	D 16-5 本 φ 26-2 本	上縁 100.0
		3-3	D 22-5 本 39.9 t/本	下縁 100.0
	上縁圧縮 下縁引張	引張小	4-2	D 16-5 本 φ 17-1 本
4-3			D 22-5 本 17.5 t/本	下縁 -20.7
引張大		5-2	D 16-5 本 φ 26-1 本	上縁 147.2
		5-3	D 22-5 本 39.9 t/本	下縁 -47.4



*1 Makoto KANAMORI
日本鉄道建設公団
設計室



*2 Tsuneo SUZUKI
日本鉄道建設公団
設計室

ラップがSR 235 (φ6 mm), 軸方向鉄筋がSD 345, PC 鋼棒の材質はSBPR B種1号とした。コンクリートの目標強度 400 kgf/cm², セメントの種類は早強セメントとし配合は表-2によった。また, それぞれの試験体の鉄筋, コンクリートおよびPC 鋼棒にはひずみ計を設置した。

表-2 コンクリートの配合

粗骨材の最大寸法 (mm)	スランブの範囲 (cm)	空気量の範囲 (%)	水セメント比 (%)	配合 (kg/m ³)				
				C	W	S	G	混和剤
20	8 ± 2.5	4 ± 1	39	393	153	728	1 055	0.983

緊張はコンクリート打設後9日目(コンクリートの圧縮強度 350 kgf/cm²)に行い, その後1年間屋内に放置しひずみを測定するとともに, 乾燥収縮度・クリープ係数算定のため気温・湿度もあわせて測定した。

2.2 測定結果

図-2 に圧縮側(上側)鉄筋応力度の経時変化の代表例を示す。鉄筋応力度は実測されたひずみに, 鉄筋の弾性係数の実測値 $E_s=1.80 \times 10^6$ kgf/cm² を乗ずることにより求めた。それぞれの試験体は, コンクリートのクリープ・乾燥収縮により鉄筋の圧縮応力度が時間の経過とともに増加している。なお, RC 試験体はクリープの影響が少ないので, 鉄筋圧縮応力度の増加量がPRC 試験体と比較して小さい。

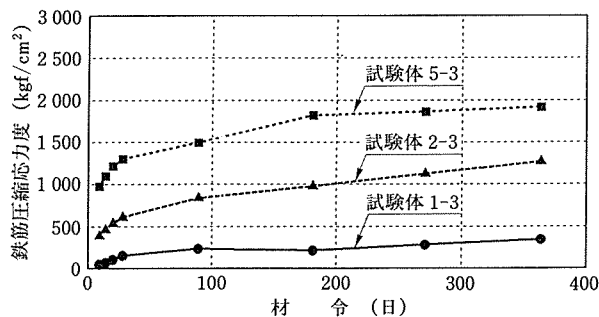


図-2 上側鉄筋応力度経時変化

2.3 乾燥収縮度の推定

乾燥収縮度の推定は, コンクリートに作用する応力度が小さく, クリープの影響が少ないRC 部材をモデルとし, 次の手順によった。

- 1) 乾燥収縮度をパラメータとしてRC 試験体の各材令における鉄筋応力度を計算する。ただし, 理論計算式は猪股の提案式¹⁾(以下猪股式と記す)を用いる。
- 2) RC 試験体の鉄筋応力度の実測値と, 1) で得られた計算値を比較し, 実測値に近い計算値に対応する乾燥収縮度を推定する(以下, 推定値と記す)。

図-3 にRC 試験体の一例として, 試験体1-3における鉄筋応力度の実測値と計算値の関係を示す。

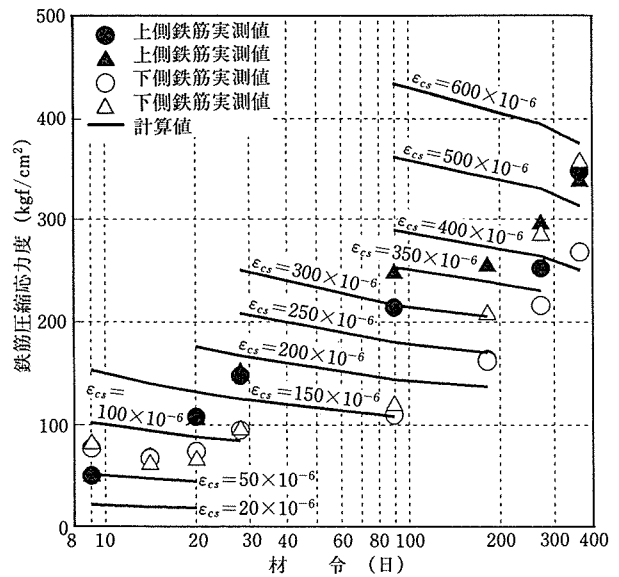


図-3 鉄筋応力度の実測値と計算値(試験体1-3)

推定値と2種類の予測式(土木学会式²⁾, Bazant式³⁾)による乾燥収縮度の予測値を比較したものを図-4に示す。予測値は試験地(神奈川県, 室内)の温度・湿度の観測データを用いた。なお, 湿度の平均値は53.3%であり, 我が国内の年平均湿度(約70%)と比較して小さい値である。

土木学会式は短期材令ではその差が小さいが, 長期材令では推定値が予測値より大きくなる。Bazant式は短期材令では推定値が予測値より小さく, 長期材令ではその逆である。全体的にみて土木学会式による予測値が推定値との差が少ない。

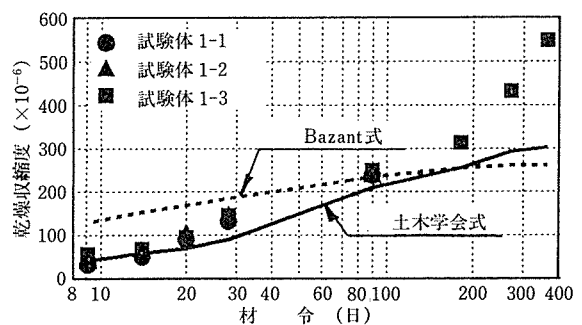


図-4 材令-乾燥収縮度

2.4 クリープ係数の推定

クリープ係数の推定は, PRC 部材のデータを用い次の手順によった。

- 1) 乾燥収縮度に土木学会式の予測値を適用し, クリープ係数をパラメータとして, PRC 試験体の各材令における鉄筋応力度を猪股式を用いて計算する。
- 2) PRC 試験体の鉄筋応力度の実測値と, 1) で得られた計算値を比較し, 実測値に近い計算値に対応するクリープ係数を推定する。

推定値と2種類の予測式(土木学会式, Bazant式)によるクリープ係数の予測値を比較したものを図-5に示す。予測値は各材令で土木学会式>Bazant式となり, 推定値は全体的に土木学会式による予測値との差が少ない。

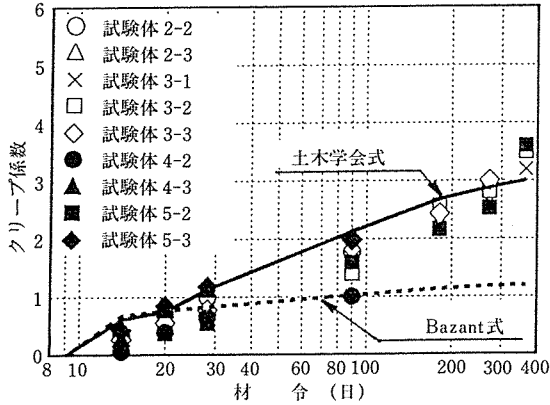


図-5 材令-クリープ係数

2.5 鉄筋応力度の計算値と実測値の比較

2.3 および 2.4 の結果よりクリープ係数・乾燥収縮度の予測値として土木学会式, 理論式として猪股式ならびに(1), (2)式⁴⁾を用い, 各材令における圧縮側鉄筋の応力度を求めた。なお, (1), (2)式は従来当公団でPRC構造の応力度算定に用いていた式であり, 断面ひび割れを考慮せずにクリープ・乾燥収縮によって生じる鉄筋応力度, PC鋼材応力度の変化を, 鋼材図心位置におけるコンクリートと鋼材のひずみが等しいものとして得られた式である。

$$\begin{aligned} & \varepsilon_c \cdot E_p + n_p \cdot \phi \cdot (\sigma_{cdp} + \sigma_{ctp}) \\ & = \left[1 + n_p \cdot \frac{\sigma_{ctp}}{\sigma_{pt}} \cdot \left(1 + \frac{\phi}{2} \right) \right] \cdot \Delta\sigma_p \\ & + n_p \cdot \frac{A_s \cdot \sigma_{cts}}{A_p \cdot \sigma_{pt}} \cdot \left(1 + \frac{\phi}{2} \right) \cdot \Delta\sigma_s \dots\dots\dots (1) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} & \varepsilon_c \cdot E_s + n_s \cdot \phi \cdot (\sigma_{cds} + \sigma_{cts}) \\ & = n_s \cdot \frac{\sigma_{cts}}{\sigma_{pt}} \cdot \left(1 + \frac{\phi}{2} \right) \cdot \Delta\sigma_p + \left[1 + n_s \cdot \frac{A_s}{A_p} \right. \\ & \quad \left. \cdot \frac{1 + (e_s/r)^2}{1 + (e_p/r)^2} \cdot \frac{\sigma_{ctp}}{\sigma_{pt}} \cdot \left(1 + \frac{\phi}{2} \right) \right] \cdot \Delta\sigma_s \dots\dots\dots (2) \end{aligned}$$

$\Delta\sigma_p$, $\Delta\sigma_s$: 乾燥収縮, クリープによるPC鋼材応力度減少量, および鉄筋に生ずる圧縮応力度

ε_c : コンクリートの乾燥収縮によるひずみ

n_p , n_s : ヤング係数比 (E_p/E_c , E_s/E_c)

ϕ : クリープ係数

σ_{cdp} : 死荷重によるPC鋼材位置のコンクリート応力度

σ_{cds} : 死荷重による鉄筋位置のコンクリート応力度

σ_{ctp} , σ_{cts} : 上記「死荷重」を「導入直後のプレス

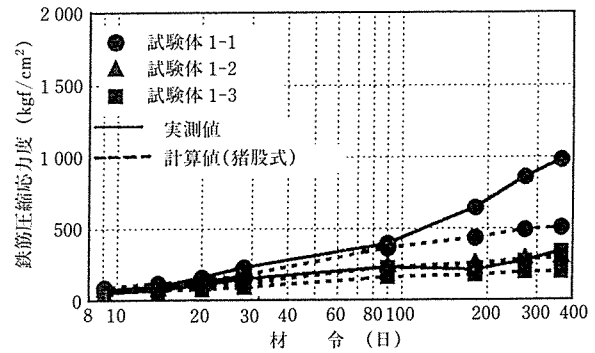


図-6 材令-鉄筋圧縮応力度 (RC試験体)

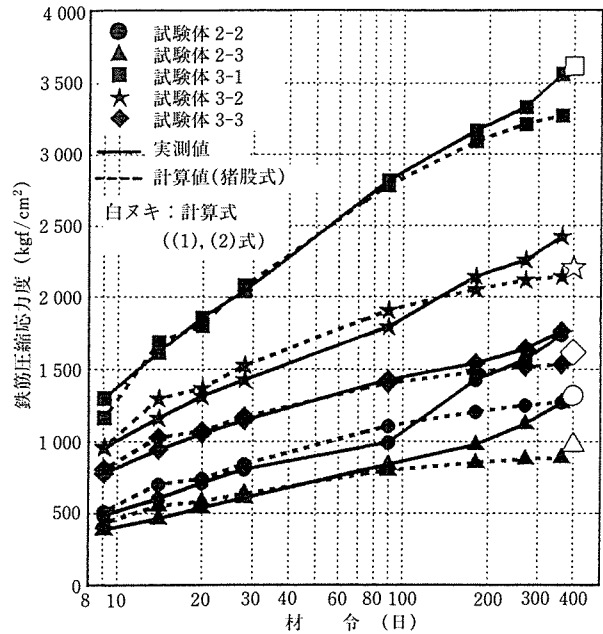


図-7 材令-鉄筋圧縮応力度 (全断面均等圧縮試験体)

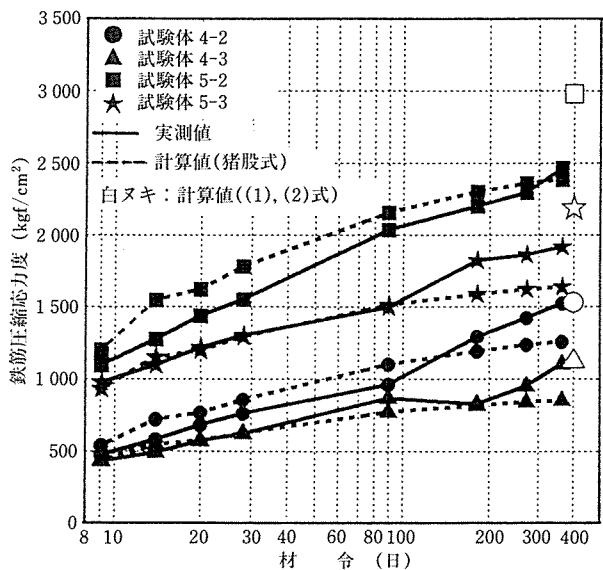


図-8 材令-鉄筋圧縮応力度 (上縁圧縮・下縁引張試験体)

トレス」と読みかえる

σ_{pt} : PC 鋼材の初期緊張応力度

e_s, e_p : PC 鋼材, 鉄筋の図心からの距離

r : 断面二次半径

図-6～図-8 に各試験体の圧縮側鉄筋応力度の実測値と計算値の経時変化を示す。

RC 試験体では乾燥収縮度に依存する割合が大きいので、その予測値と推定値の差がそのまま猪股式による鉄筋応力度の計算値と実測値の差に現れ、材令 200 日以降では計算値が小さめに算出されている (図-6)。PRC 部材の全断面均等圧縮試験体は材令 200 日以降で実測値が計算値より大きくなるがその差は小さい (図-7)。PRC 部材の上縁圧縮・下縁引張試験体もほぼ同様の傾向を示す (図-8)。

(1), (2) 式による計算結果は材令 1 年のみ示したが、全断面均等圧縮試験体では、猪股式による計算値とほぼ同様で実測値と良く一致する結果となった (図-7)。上縁圧縮・下縁引張試験体では、コンクリートに作用する引張応力度が大きい試験体 (5-2, 5-3) は (1), (2) 式の計算結果が猪股式による値より大きく算出され、実測値との差も大きい。

以上より、PRC 構造の鉄筋に作用する圧縮応力度は、コンクリートのクリープ・乾燥収縮度の予測式として土木学会式、理論計算式として猪股式を適用することにより算定が可能で、コンクリートに引張応力度が作用しない場合、あるいは小さい場合は、(1), (2) 式によっても精度良く算定できることがわかる。

3. PRC 桁の実橋測定

3.1 実橋測定の概要

当公団では PRC 桁に作用する応力度の経時的挙動を把握するため、数橋に各種計測器を設置し測定を行っている。ここでは宿毛線・右山架道橋 (高知県) および瀬戸線・地蔵川橋梁 (愛知県) で実施した鉄筋応力度の測定結果と、計算値の比較検討を行った結果について述べる。

計算にあたってはコンクリートのクリープ係数・乾燥収縮度の予測式として模型試験の結果より土木学会式、理論式として猪股式および (1), (2) 式を用いた。また、実橋においては施工の進捗にとまらぬ、桁に作用する断面力が変化するので、これを反映させるため猪股式を発展させた区分求積法による計算もあわせて行った。区分求積法におけるひずみ約合式は (3) 式で表される。

$$\varepsilon(r) = \varepsilon(r-1) + \frac{1}{E_c} + \sum_{i=1}^{r-1} \sigma_c^*(i) [\phi(r, i) - \phi(r-1, i)] + \frac{1}{E_c} [\sigma_c(r) - \sigma_c(r-1)] + \varepsilon_{sh}(r, r-1) \dots (3)$$

$r, r-1$: r 番目。 $r-1$ 番目のステージ番号

E_c : コンクリートの弾性係数

$\sigma_c(i)$: i 番目のステージで発生した応力

$\phi(r, i)$: r 番目から i 番目までのステージのクリープ係数の増加分

ε_{sh} : 乾燥収縮ひずみ

$$E_c : E_c / \left(1 + \frac{1}{2} \phi(r, r-1) \right)$$

$\sigma_c^*(i)$: i 番目のステージでクリープ・乾燥収縮度により発生した見かけのコンクリート応力度

$$\sigma_c^*(i) = \sigma_c(i) - \sigma_c(i-1)$$

3.2 右山架道橋

本橋梁は一般国道 439 号と交差するスパン 31.3 m (桁長 32.06 m)、桁高 1.85 m の単線単純 I 形桁 (4 主桁) である (図-9)。コンクリートの設計基準強度は 400 kgf/cm²、鉄筋は SD 345、PC 鋼材は SWPR 7 B (12 T 12.7-1 主桁あたり 3 本) を用いた。施工は現場に近接する高架橋上で主桁を製作し、クレーンで架設するプレキャスト桁架設工法により行った。主な作業工程は、コンクリート打設後 5 日目にプレストレス導入、52 日目桁架設、69 日目橋側歩道コンクリート打設、89 日目に高らんを施工した。

表-3 に計算に用いた諸数値を示す。コンクリートのクリープ係数・乾燥収縮度は現地で測定した気温を用

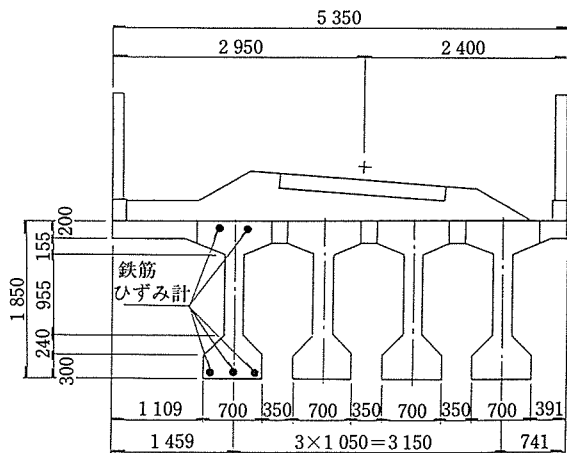


図-9 右山架道橋 主桁断面

表-3 右山架道橋 計算条件

材令 (日)	乾燥収縮度 ($\times 10^{-6}$)	クリープ係数	曲げモーメント (tf·m)	記 事
5	0	0	259.4	緊張
52	30	0.88	259.4	架設
69	35	1.04	323.4	中埋め・歩道コンクリート
88	43	1.20	350.4	高欄
185	70	1.55	350.4	6か月後
371	93	1.79	350.4	12か月後
567	113	1.94	350.4	18か月後

い、湿度は70%として算出したものである。また、曲げモーメントは設計に用いた値である。

図-10に鉄筋応力度の実測値と計算値を示す。鉄筋応力度の実測値は緊張直前を初期値として整理した。また、緊張と同時に主桁自重が作用するものとして計算を行った。

- 1) 上側鉄筋は時間の経過、荷重の増加とともに圧縮応力度が大きくなる。
- 2) 下側鉄筋は荷重が増加した時点で多少圧縮応力度が減少するが、その後時間の経過とともに大きくなる。
- 3) 計算値相互の比較では、上側鉄筋においては猪股式が区分求積法による値より大きく計算され、下側鉄筋においてはその逆となる。また、(1)、(2)式による計算値は材令1年半のみ示したが、区分求積法とほぼ同じ値となった。
- 4) 下側鉄筋においては、荷重増加による鉄筋圧縮応力度の減少量の実測値が、計算値ほど敏感に現れない。
- 5) 鉄筋圧縮応力度の実測値は、計算値より全般的に大きくなる傾向にある。緊張時は実測値と計算値が概ね一致しているので、クリープ係数・乾燥収縮度の相違などの理由が考えられる。

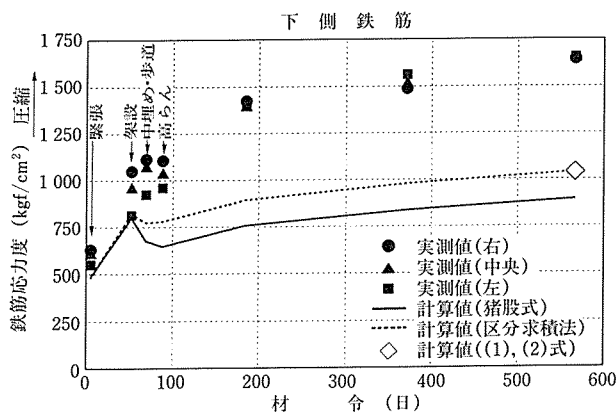
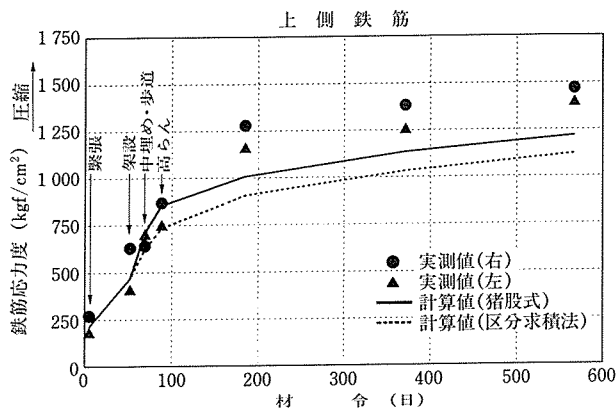


図-10 右山架道橋 鉄筋応力度

3.3 地蔵川橋梁

実橋測定を実施した桁は、地蔵川橋梁の一部分を構成する桁でスパン39.04m(桁長40.35m)、桁高2.80mの複線単純一室箱形桁である(図-11)。コンクリートの設計基準強度は400kgf/cm²、鉄筋はSD345、PC鋼材はSWPR7B(12T12.7-26本)を用いた。施工は支保工上での現場打ち工法により架設を行った。主な作業工程は、下床版・ウェブコンクリート打設後29日目に上床版打設、43日目プレストレス導入、57日目支保工撤去、139日目高らん施工、179日目軌道敷設、183日目に試験載荷を行った。試験載荷は軌道モーターカー、マルチプルタイタンパー、鉄製トロ等を用いた(EA-6相当)。

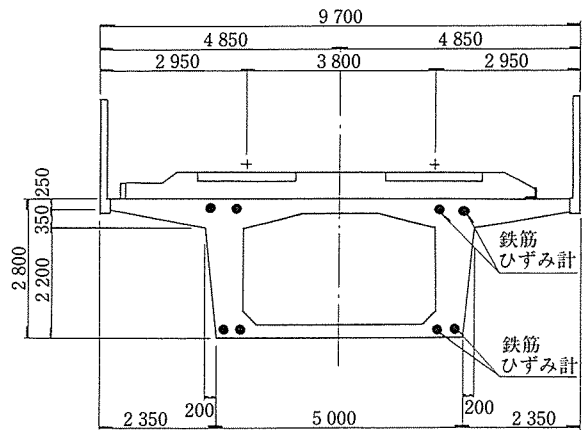


図-11 地藏川橋梁 主桁断面

表-4に計算に用いた諸数値を示す。下床版およびウェブと上床版のコンクリートの打設時期が異なるので、各材令における乾燥収縮度・クリープ係数は、それぞれの平均値とした。

表-4 地藏川橋梁 計算条件

材令(日)	乾燥収縮度(×10 ⁻⁶)	クリープ係数	曲げモーメント(tf・m)	記事
43	9	0.22	4306	緊張
57	18	0.40	4306	支保工撤去
139	38	0.73	4561	地覆・高らん
179	45	0.89	5938	軌道・レール
183	45	0.91	6720	試験載荷

図-12に鉄筋応力度の実測値と計算値を示す。

- 1) 鉄筋応力度の経時的变化は右山架道橋と同様の傾向を示す。
- 2) 計算値相互の大小関係も右山架道橋と同様の傾向を示す。
- 3) 上側鉄筋の圧縮応力度の実測値は計算値より小さいが、傾向としては合っている。
- 4) 下側鉄筋は材令139日(地覆・高らん施工)まで

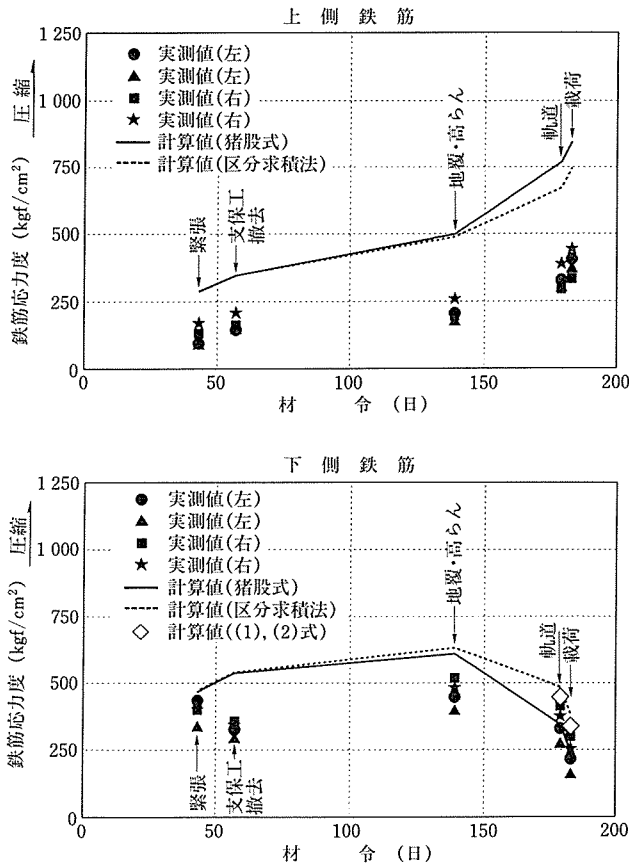


図-12 地蔵川橋梁 鉄筋応力度

は実測値が小さく、試験後時ではほぼ一致する結果となった。なお、緊張～支保工撤去で実測値と計算値の挙動が異なるが（下側鉄筋）、これは計算では主桁自重が緊張と同時に作用するものとしているが、実際には支保効果が残存していたためと考えられる。

本橋は下床版およびウェブと上床版のコンクリートの材令に時間差があり、乾燥収縮度・クリープ係数、弾性係数にも差が生じていたと考えられる。計算上はこれらの影響を考慮せず、平均化された値を用いていることも実測値と計算値の相違の要因の一つになったと思われる。

4. ま と め

PRC 試験体においては、コンクリートのクリープ係数・乾燥収縮度の予測式として土木学会式、理論計算式として猪股式を適用することにより、鉄筋に作用する応力度を算定することが可能である。また、コンクリートに引張応力度が作用しない場合、あるいは小さい場合は(1), (2)式によっても鉄筋応力度を精度良く算定できることがわかった。

また、実橋測定においては、鉄筋応力度の実測値と計算値の経時の変化は定性的には合っているが、定量的には多少の差がある。計算値相互の比較では区分求積法によるものが実測値により近いが、(1), (2)式による方法でもその差は少ない。当公団ではPRC桁の設計において、列車荷重が載荷されるまではひび割れを生じさせないことを基本にしているので、このような場合には設計に用いる計算式としては(1), (2)式を適用しても良いと考えられる。

実橋は模型試験体とは異なり、断面形状が複雑であり、施工の進捗にともない荷重が変動したり、コンクリートのクリープ・乾燥収縮度の進行が風雨・日照により影響を受けるなどの理由により、模型試験のように必ずしも実測値と実測値が一致するものではなく検討の余地が残されている。今後の検討課題としたい。

最後に、この模型試験および実橋測定に際し、ご協力・ご指導をいただいた関係各位に対し心から感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) 猪股俊司：構造コンクリート曲げ部材使用限界状態の統一設計計算法，コンクリート工学論文 No. 88, Vol. 26, No. 12, 1988
- 2) 土木学会：コンクリート標準示方書・設計編 平成3年度
- 3) Z.P. Bazant and L. Panula : Structural Engineering Report No. 78-3/640 S 3. 1978
- 4) 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

【1992年8月4日受付】