

鉄道建設公団益岡支社 正員 堀地紀行 同 井野口敏夫 オリエンタルコンクリート 正員 大金彦一

1. はじめに

コンクリートの連続桁橋を分割施工した場合、各施工段階ごとに、内部応力の変化と、コンクリートの収縮差を主たる要因として、クリープによる二次応力が発生する。プレストレストコンクリート鉄道橋において、こうしたクリープによって発生する二次応力の解析には、従来、Dischingerの微分方程式による方法ならびにWhitneyの理想曲線による方法が一般的に用いられてきた。その後、H. Rüsch, D. Jung-wirthならびにH. Hilsdorfは、構造物の環境条件と、クリープ成分中の遅れ弾性成分を導入することによって、クリープ現象をより明確に表現した。こうしたH. Rüschの提案は、DINやCEBなどを始めとして、各国のコードとして採用され、我が国においてもまず道路の分野で採用され、今回、昭和58年には、鉄道橋においても採用されるに至った。

本報告は、分割施工されるコンクリート連続桁橋のクリープによって発生する二次応力を、現在当公団が受託施工中の、仙台市高速鉄道南北線真美沢橋りょう（PC三径間連続二主桁PC橋）において実橋計測を行ない、実測値と、設計時点での採用式であるDischinger, Whitneyの提唱式と、近年、国鉄建造物設計標準に採用された、H. Rüschの提唱式との比較を行ない、各式を吟味し、その妥当性を確かめるとともに、あわせて、構造物の安全性を確認したものである。

2. 実橋計測

実橋計測を行なった真美沢橋りょうは、曲率半径400m内の橋長54m、スパン18m三径間連続二主桁PC橋で、緊張方式は、SEE工法を採用し、ケーブル1本当り190tonの緊張力を導入し、主桁1本当り、7ケーブルが配置されている。施工方法は、インフレクションポイントを施工目地とした三分割工法を行なった。

計測は、一主桁当り1ケーブルに、センターホール型ロードセルをセットして行なった緊張力測定と、橋りょう全体をジャッキアップした、支点反力測定、不等沈下反力測定である。

3. クリープ係数の算出

i) CASE-A

設計時点で規定されていた、Dischinger-Whitneyの式で、 $\epsilon_s = 1.5 \times 10^{-5}$, $\phi_{\infty} = 2.0$, $\phi_0 = \phi_{\infty} (1 - e^{-\frac{t}{t_0}})$, t : 経年(日)

ii) CASE-A₂

Dischinger-Whitneyの式で、ジュリッケー、最終クリープ係数を現在の設計標準値とし、クリープ進行係数として、80を採用した式で、

$$\epsilon_s = 2.0 \times 10^{-5}, \quad \phi_{\infty} = 2.6, \quad \phi_0 = \phi_{\infty} (1 - e^{-\frac{t}{t_0}}), \quad t: \text{経年(日)}$$

iii) CASE-B

H. Rüschの式で、遅れ弾性成分を考慮した現行の設計標準式で、

$$\epsilon_s = 2.0 \times 10^{-5} \quad \phi_{\infty} = 2.40 \quad (\text{4日目緊張、一次施工})$$

$$\phi_{\infty} = 2.44 \quad (\text{3日目緊張、二、三次施工})$$

$$\phi(t, t_0) = \phi_{\infty} B_1(t - t_0) + \phi_0 \{ B_2(t) - B_2(t_0) \}$$

ここに、 $\phi(t, t_0)$: 経年 t_0 日に持続荷重が載荷された時の、経年 t 日におけるクリープ係数

ϕ_{∞} : 遅れ弾性ひずみに対するクリープ係数

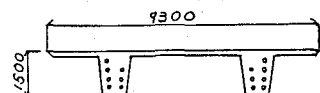


図-1. 主桁断面図

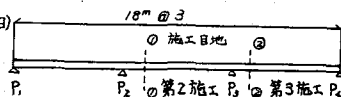


図-2. 主桁製作図

計測項目	計測頻度
支点反力測定	各施工段階ごとに計3回
不等沈下反力測定	3径間完了後/回
緊張力測定	緊張力導入後3日に1回計15回

表-1. 計測総括表

$\beta_d(t-t_0)$: 持続荷重載荷後の経過日数 ($t-t_0$) に関する関数

ϕ_0 : フロー・ヒズミに対するクリープ係数

$\beta_f(t)$: コンクリートの材令 t (日) 及び、部材の板厚に関する関数

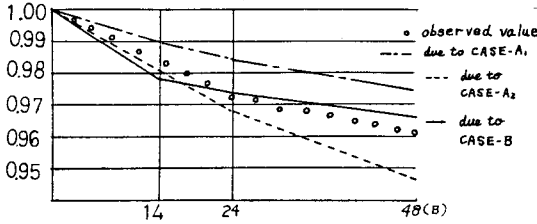


図-3 見掛けのリラクゼーションを控除した鋼材引張力

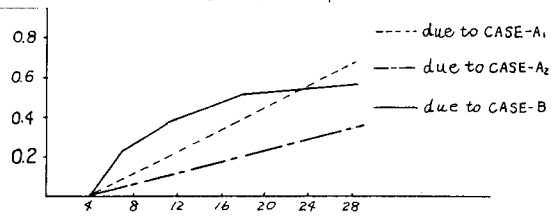


図-4 クリープ進行曲線

単位 (ton)	変位位置	P_1	P_2	P_3
計測値		48.2	-74.5	35.0
CASE-A ₁		36.7	-69.7	33.1
CASE-A ₂		38.3	-72.7	34.4
CASE-B		39.9	-76.0	36.1

表-2 第2施工段階二次反力(プレストレス弾性反力含む)

単位 (ton)	変位位置	P_1	P_2	P_3	P_4
計測値		33.3	-18.2	-57.7	42.7
CASE-A ₁		29.5	-18.1	-51.1	39.7
CASE-A ₂		33.8	-25.0	-49.9	41.1
CASE-B		33.1	-22.4	-52.8	42.1

表-3 第3施工段階二次反力(プレストレス弾性反力含む)

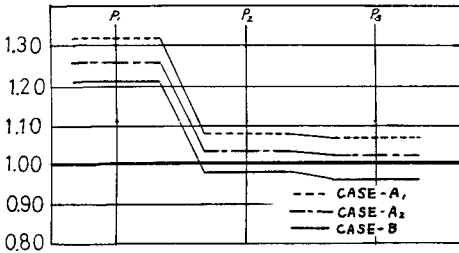


図-5 第2施工段階 (計測値)/(算出値)
(2後観目完了後4日)

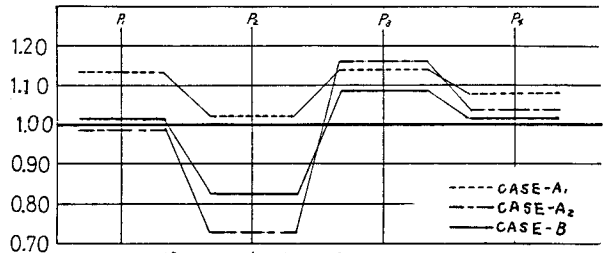


図-6 第3施工段階 (計測値)/(算出値)
(3後観目完了後4日)

4. 計測結果と算出値の比較

図-3の鋼材の見掛けのリラクゼーションを控除した鋼材引張力の経時変化は、桁のクリープ変形と乾燥収縮量を表わしたものである。この図-3や、図-5の P_2 、 P_3 の値などから、計測値は、持続荷重載荷後2週間程度までは、むしろ CASE-A₂ に近かったと言える。しかし、持続荷重載荷後20日程度になると、図-3や、図-6が示すように、計測値は、CASE-Bに近い値を示している。

5. おわりに

今回の計測は、短期間であったため、十分なデータは、得られなかったものの、現在の建造物設計標準の規準式である CASE-B は、持続荷重載荷後の経過日数が少ない約2週間以内を除いては、従来の Dischinger, Whitemeyer の式より、桁のクリープ変形挙動をより正確に表わしたものであると言える。しかしながら、前述のように、持続荷重載荷後のクリープ変形挙動については、まだ若干の検討の余地を残していると思われる。最後に、今回あわせて行った、不等沈下によって生ずる反力測定及び緊張力測定については、桁の安全性を十分に立証したことを併報告する。

6. 補遺

- i) 不等沈下によって生ずる反力差は、平均で設計値の50%程度であり、安全側と言える。
- ii) 第一施工段階で固定端の緊張力は、導入緊張力の84%となり、設計値の77%を上まわった。