

外ケーブル方式多径間連続合成桁のクリープおよび乾燥収縮挙動に関する研究

STUDY ON CREEP AND SHRINKAGE BEHAVIORS IN MULTI-SPAN CONTINUOUS COMPOSITE GIRDER BRIDGES
WITH EXTERNAL PRESTRESSING CABLES

小坂 崇* 栗田 章光** 平野 淳治*** 大山 理**** 中條 潤一****
Takashi KOSAKA, Akimitsu KURITA, Junji HIRANO, Osamu OHYAMA and Junichi NAKAJYO

* 工修 (株) 日本構造橋梁研究所 大阪支社 (〒541 大阪市中央区備後町 1-5-2)
** 工博 大阪工業大学教授 工学部土木工学科 (〒535 大阪市旭区大宮 5-16-1)
*** (株) 日本構造橋梁研究所 大阪支社 (〒541 大阪市中央区備後町 1-5-2)
**** 大阪工業大学大学院 博士前期課程 (〒535 大阪市旭区大宮 5-16-1)

The prestressing method by using the external cables in steel - concrete composite continuous girder bridges has various advantages in comparison with internal ones. However, the time - dependent behaviors in this type of bridges are not yet clarified perfectly. This paper, therefore, deals with the effects of creep and shrinkage on the loss of prestressing forces of cables and the change of deflection in the steel - concrete composite multi - span continuous girder bridges with external cables. The outline of analytical treatments and the numerical examples are, first, presented and discussed. Next, the test results used comparative large scale model are reported herewith. Finally, the conclusions and the tasks in the future are given.

Key Words: composite girder, external cable, creep, shrinkage

1. まえがき

近年、外ケーブル方式プレストレスト工法（以下外ケーブル工法と略記）を用いた既設橋梁の補強工事が、わが国でしばしば見られるようになってきた。しかし、わが国で新設橋に外ケーブル工法が用いられた例は、数例しか見られないのが現状である。一方、主にヨーロッパでは、本形式の橋梁がかなり多く採用されている¹⁾。この理由は、従来のコンクリート部材内にケーブルを有する構造形式と比較すると、主に次のような長所があるからである。

- ① 部材内に緊張材が無いので、部材厚を薄くでき、重量軽減が可能である。
- ② 摩擦によるプレストレスの損失を軽減することができる。
- ③ 部材内にシースを設置しないので、鉄筋の配置、コンクリートの打設などが容易になり、省力化を図ることができる。
- ④ 事前に準備しておけば緊張材の取り替えや再緊張も可能であり、維持管理が容易である。

ところが、次のような短所があることも事実である。

- ① 緊張材の定着部と偏向部での応力集中、疲労に対す

る照査が必要である。

- ② 緊張材の振動に対する配慮が必要となる。
- ③ 緊張材が部材の外側に配置されているので、火災や動物または人的被害を受けやすい。

他方、多径間連続形式の合成桁を採用した場合、車輛の走行性や耐震性が格段に向上し、かつ、維持管理費の低減が期待できるため、本形式の橋梁が有用であるといえる。

ところが、外ケーブルを有する連続合成桁のクリープおよび乾燥収縮挙動については、いまだに解明されていない問題が多々残されている。そこで、本研究では外ケーブル方式多径間連続合成桁橋における、クリープおよび乾燥収縮に伴う挙動を解明することを目的とした。本文では、まずクリープおよび乾燥収縮解析法の基本式について、ついで、外ケーブルを有する合成桁における断面および部材に関するクリープおよび乾燥収縮解析法を示す。さらに、これらに関連して行った連続合成桁におけるクリープおよび乾燥収縮挙動の測定実験についての概要と結果および考察について報告する。最後に総括と今後の検討事項について述べる。

2. クリープおよび乾燥収縮解析

2.1 概説

現在まで、クリープおよび乾燥収縮に関する種々の予測式や解析法が提案され、有用なものは設計規準に反映されたり設計の実務に供されてきた。^{2)~5)}

本研究でクリープ解析を行うにあたり、遅れ弾性クリープとフロークリープを考慮した。本章では、コンクリート系構造物のクリープおよび乾燥収縮解析を行うための応力-ひずみ関係式について述べる。

2.2 回復クリープを考慮したコンクリートの

応力-ひずみ関係式

時刻 $t_f=0$ でコンクリートに持続応力が作用したときの時刻 t におけるクリープ係数 $\phi(t)$ は 2 成分の和として、式(2.1)のように表すことができる。

$$\phi(t-t_1) = \phi_d(t-t_1) + \phi_f(t) - \phi_f(t_1) \quad (2.1)$$

ここに、 $\phi_d(t)$: 遅れ弾性クリープ係数

$\phi_f(t)$: フロークリープ係数

除荷がある場合のクリープ係数の取扱いについては、材齢 t_2 で除荷された場合の時刻 $t > t_2$ におけるクリープ係数 ϕ_{t-t_2} として、式(2.2)で表されるクリープ係数が解析に取り入れられている。

$$\phi(t-t_1) = \phi_d(t-t_1) + \phi_f(t) - \phi_f(t_1) - \frac{\phi_d(t_2-t_1)}{\phi_{d\infty}} \phi_d(t-t_2) \quad (2.2)$$

すなわち、除荷後の挙動は、遅れ弾性成分に対するクリープ係数を減じることによって、クリープ解析が行われる。ここに、 $\phi_{d\infty}$ は、時刻 $t=\infty$ における $\phi_d(t-t_2)$ の値である。

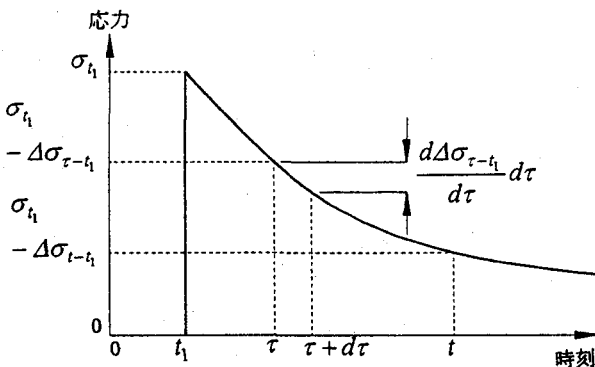


図-2.1 漸減するコンクリート応力

図-2.1 に示すように、ある時刻 t_1 で応力 σ_{t_1} が作用し、その直後から応力が時間の経過とともに漸減する状態を考える。いま、時刻 t における応力 σ_{t-t_1} を式(2.3)のように表す。

$$\sigma_{t-t_1} = \sigma_{t_1} - \Delta\sigma_{t-t_1} \quad (2.3)$$

すると、載荷時刻 t_1 から t に至るまでのひずみ変化量 $\Delta\varepsilon_{t-t_1}$ は、式(2.4)となる。

$$\begin{aligned} \Delta\varepsilon_{t-t_1} = & \frac{\sigma_{t_1}}{E_b} \phi(t-t_1) + \frac{\Delta\sigma_{t-t_1}}{E_b} \\ & + \frac{\Delta\sigma_{t-t_1}}{E_b} \left[\int_{t_1}^t \frac{\phi(\tau-t_1)}{\phi(t-t_1)} \frac{d\phi_d(\tau-t_1)}{d\tau} d\tau + \int_{t_1}^t \frac{\phi(\tau-t_1)}{\phi(t-t_1)} \frac{d\phi_f(\tau)}{d\tau} d\tau \right. \\ & \left. - \frac{1}{\phi_{d\infty}} \int_{t_1}^t \frac{\phi(\tau-t_1)}{\phi(t-t_1)} \frac{d\{\phi_d(\tau-t_1)\phi_d(t-\tau)\}}{d\tau} d\tau \right] \end{aligned} \quad (2.4)$$

ここに、

第1項目：持続応力 σ_{t_1} に対するクリープひずみ

第2項目：クリープの拘束作用による漸減応力 $\Delta\sigma_{t-t_1}$ に対する弾性ひずみ

第3項目：[]内の第1項目は漸減応力による遅れ弾性ひずみ、第2項目は漸減応力によるフロークリープひずみの減少分、第3項目は拘束作用により回復する回復クリープひずみ

いま、遅れ弾性クリープ ϕ_d とフロークリープ ϕ_f は、実験結果⁶⁾などにに基づき、指数関数を用いて次のように仮定する。

$$\left. \begin{aligned} \phi_d &= \phi_{d\infty} (1 - e^{-k_1 t}) \\ \phi_f &= \phi_{f\infty} (1 - e^{-k_2 t}) \end{aligned} \right\} \quad (2.5)$$

ここで、第3項目の括弧内を η とおき積分を実行すると、

$$\begin{aligned} \eta = & \frac{1}{2} \phi(t-t_1) + \frac{\phi_{d\infty}}{\phi(t-t_1)} \left[\frac{1}{2} \phi_{d\infty} \{1 - e^{-2k_1(t-t_1)} - 2k_1(t-t_1) e^{-k_1(t-t_1)}\} \right. \\ & + \phi_{f\infty} \left\{ \frac{k_1}{k_1 - k_2} (e^{-k_1(t-t_1)} - e^{-k_2 t}) - e^{-k_2 t} \right\} \\ & \left. + \frac{k_1}{k_1 + k_2} (e^{-k_2 t_1} - e^{-k_1(t-t_1)} - e^{-k_2 t}) \right] \end{aligned} \quad (2.6)$$

となり、これらの式を組み合わせたものが、クリープ解析のための基本式である。

2.3 乾燥収縮の解析におけるコンクリートの応力-ひずみ関係式

任意時刻 t における乾燥収縮ひずみ $\varepsilon_{sh}(t)$ は、実験結果に基づき^{6),7)}、次式で表されるものと仮定する。

$$\varepsilon_{sh}(t) = \varepsilon_{sh}(\infty) (1 - e^{-k_3 t}) \quad (2.7)$$

ここに、

- $\varepsilon_{sh}(t)$: 時刻 t までの乾燥収縮ひずみ
- $\varepsilon_{sh}(\infty)$: 乾燥収縮ひずみの最終値
- k_3 : 乾燥収縮ひずみの進行過程を示す無次元係数

ここで解を得るために、コンクリートの乾燥収縮に伴うクリープ係数 $\phi_{sh}(t)$ は、乾燥収縮ひずみと相似形で進行するという従来から使用されてきた仮定を用いると、乾燥収縮ひずみ $\varepsilon_{sh}(t)$ は、クリープ係数の関数として式(2.8)のように表される。

$$\varepsilon_{sh}(t) = \varepsilon_{sh}(\infty) \frac{\phi_{sh}(t)}{\phi_{sh}(\infty)} \quad (2.8)$$

さらに、時刻 t_1 から t にいたるまでの間の乾燥収縮ひずみ $\varepsilon_{sh}(t-t_1)$ は、式(2.9)で表すことができる。

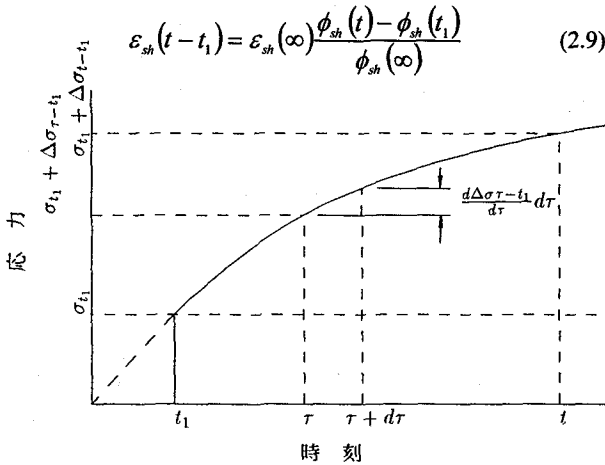


図-2.2 コンクリートの乾燥収縮による応力の経時変化

図-2.2 に示すような応力状態を想定し、乾燥収縮によるコンクリートの応力-ひずみ関係式を誘導した。時刻 t_1 から時刻 t に至るまでの自由乾燥収縮ひずみの表示式として式(2.9)を用いる。任意時刻 t に作用する応力 σ_{t-t_1} は、

$$\sigma_{t-t_1} = \sigma_{t_1} + \Delta\sigma_{t-t_1} \quad (2.10)$$

で表されるから、図-2.4 の応力状態における時刻 t_1 から任意時刻 t までのコンクリートの乾燥収縮によるひずみの変化量は次式で表される。

$$\begin{aligned} \Delta\varepsilon_{sh}(t-t_1) &= \frac{\sigma_{t_1}}{E_b} \left\{ \phi_{sh}(t) - \phi_{sh}(t_1) \right\} + \frac{\Delta\sigma_{t-t_1}}{E_b} \\ &+ \frac{1}{E_b} \int_{t_1}^t \Delta\sigma_{\tau-t_1} \frac{d\phi_{sh}(\tau)}{d\tau} d\tau \\ &+ \varepsilon_{sh}(\infty) \frac{\phi_{sh}(t) - \phi_{sh}(t_1)}{\phi_{sh}(\infty)} \end{aligned} \quad (2.11)$$

しかし、乾燥収縮においては、初期着目材齢 $t_1=0$ である

ので、式(2.12)のように書き換えられる。

$$\Delta\varepsilon_{sh}(t) = \frac{\Delta\sigma_t}{E_b} + \frac{1}{E_b} \int_0^t \Delta\sigma_\tau \frac{d\phi_{sh}(\tau)}{d\tau} d\tau + \varepsilon_{sh}(\infty) \frac{\phi_{sh}(t)}{\phi_{sh}(\infty)} \quad (2.12)$$

ここで、第 1 項目は変動応力 $\Delta\sigma_t$ による弾性ひずみ、第 2 項目は乾燥収縮に伴う変動応力に対するクリープひずみ、第 3 項目は時刻 0 から任意時刻 t に至るまでの自由乾燥収縮ひずみを、それぞれ表している。

また、乾燥収縮に伴う変動応力 $\Delta\sigma_t$ は、任意時刻 t におけるコンクリートの乾燥収縮に伴うクリープ係数の進行と相似と仮定する。すると乾燥収縮によるひずみの変化量 $\Delta\varepsilon_{sh}(t)$ は、

$$\Delta\varepsilon_{sh}(t) = \frac{\Delta\sigma_t}{E_b} \left\{ 1 + \frac{1}{2} \phi_{sh}(t) \right\} + \varepsilon_{sh}(\infty) \frac{\phi_{sh}(t)}{\phi_{sh}(\infty)} \quad (2.13)$$

となり、これが乾燥収縮解析のための基本式である。

3. 外ケーブル方式多径間連続合成桁のクリープおよび乾燥収縮解析

3.1 概説

本章では、外ケーブルを有する連続合成桁橋における回復クリープの影響を考慮した場合のクリープ解、および乾燥収縮解、ならびに全体系での部材のクリープおよび乾燥収縮解析法について示す。解析手法として断面解析については分担断面法を、部材の解析には剛性マトリックス法を、それぞれ用いた^{7)~13)}。

対象橋梁は外ケーブルを有する単径間から 8 径間までの連続合成桁橋である。

3.2 断面解析

代表的な例として持続曲げモーメントが作用する場合のクリープの解について説明する。

持続曲げモーメントの発生する要因として死荷重またはプレストレス力などがある。

いま、持続曲げモーメント $M_{d,i}$ が合成桁の換算図心 V に作用したときの時刻 t_1 から t に至るひずみ分布を図-3.1 に示す。時刻 t_1 における分担断面力のつり合い条件は式(3.1)となる。

$$\left. \begin{aligned} N_{b,i}^M + N_{s,i}^M &= 0 \\ M_{b,i}^M + N_{b,i}^M a_v + M_{s,i}^M &= M_{d,i} \end{aligned} \right\} \quad (3.1)$$

ここに、

- $N_{b,i}^M$: コンクリート床版の分担軸力
- $N_{s,i}^M$: 鋼桁の分担軸力

M_{b,t_1}^M : コンクリート床版の分担曲げモーメント

M_{s,t_1}^M : 鋼桁の分担曲げモーメント

また、弾性変形による各部材の分担断面力は、平面保持則が成立するものと仮定すると、式(3.2)のように表される。

$$\left. \begin{aligned} N_{b,t_1}^M &= -N_{s,t_1}^M = \frac{A_s}{I_v} a_s M_{d,t_1}^M \\ M_{b,t_1}^M &= \frac{E_b I_b}{E_s I_v} M_{d,t_1}^M \\ M_{s,t_1}^M &= \frac{I_s}{I_v} M_{d,t_1}^M \end{aligned} \right\} \quad (3.2)$$

持続曲げモーメントが作用することにより、コンクリート床版にクリープ現象が生じる。このクリープひずみは鋼桁に拘束されるため、断面内に不静定な分担断面力の変化が生ずることになる。このときの内的な力のつり合い式は、次のとおりになる。

$$\left. \begin{aligned} \Delta N_{b,t-t_1}^{0M} + \Delta N_{s,t-t_1}^M &= 0 \\ \Delta M_{b,t-t_1}^{0M} + \Delta N_{b,t-t_1}^{0M} a_v + \Delta M_{s,t-t_1}^{0M} &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (3.3)$$

ここに、

$\Delta N_{b,t-t_1}^{0M}, \Delta M_{b,t-t_1}^{0M}$: クリープに伴う時刻 t_1 から t までに変化するコンクリート床版の分担軸力および曲げモーメント

$\Delta N_{s,t-t_1}^{0M}, \Delta M_{s,t-t_1}^{0M}$: クリープに伴う時刻 t_1 から t までに変化する鋼桁の分担軸力および曲げモーメント

コンクリート床版部分の図心 B における載荷時刻 t_1 におけるひずみおよび曲率は式(3.4)によって表すことができる。

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_{b,t_1}^M &= \frac{\sigma_{t_1}}{E_b} \\ \theta_{b,t_1}^M &= \frac{\varepsilon_{ub,t_1} + \varepsilon_{lb,t_1}}{a_u b + a_l b} = \frac{M_{b,t_1}^M}{E_b I_b} \end{aligned} \right\} \quad (3.4)$$

時刻 t_1 から t の間に分担断面力が変化することに伴い、応力が漸減する。このときの漸減する応力に伴うひずみおよび曲率は上式と同様に式(3.5)によって表せる。

$$\left. \begin{aligned} \Delta \varepsilon_{b,t-t_1}^{0M} &= \frac{\Delta \sigma_{t-t_1}}{E_b} = \frac{\Delta N_{b,t-t_1}^{0M}}{E_b A_b} \\ \Delta \theta_{b,t-t_1}^{0M} &= \theta_{b,t}^{0M} - \theta_{b,t_1}^{0M} = \frac{\Delta M_{b,t-t_1}^{0M}}{E_b I_b} \end{aligned} \right\} \quad (3.5)$$

よって、コンクリートの変化ひずみは、クリープの応力-ひずみ関係式である式(2.4)および(2.6)から、次式によって表せる。

$$\Delta \varepsilon_{b,t-t_1}^{0M} = \frac{M_{d,t_1}^M}{E_s I_v} a_b \phi(t-t_1) + \frac{\Delta N_{b,t-t_1}^{0M}}{E_b A_b} (1+\eta) \quad (3.6)$$

また、コンクリート床版の図心 B におけるひずみは、鋼桁の分担断面力とその変化量を用いると、式(3.7)となる。

$$\begin{aligned} \Delta \varepsilon_{b,t-t_1}^{0M} &= \frac{M_{s,t-t_1}^M + \Delta M_{s,t-t_1}^{0M}}{E_s I_s} a_v - \left(\frac{M_{s,t_1}^M}{E_s I_s} a_v - \frac{\Delta N_{s,t-t_1}^{0M}}{E_s A_s} \right) \\ &= \frac{\Delta M_{s,t-t_1}^{0M}}{E_s I_s} a_v + \frac{\Delta N_{s,t-t_1}^{0M}}{E_s A_s} \end{aligned} \quad (3.7)$$

ここで、式(3.6)および(3.7)に $E_b A_b$ を乗じ、整理すると式(3.8)となる。

$$\begin{aligned} \frac{E_b A_b}{E_s I_s} a_b M_{d,t_1}^M \phi(t-t_1) + \Delta N_{b,t-t_1}^{0M} (1+\eta) \\ = \frac{E_b A_b}{E_s I_s} a_v \Delta M_{s,t-t_1}^{0M} + \frac{E_b A_b}{E_s A_s} \Delta N_{s,t-t_1}^{0M} \end{aligned} \quad (3.8)$$

曲率についても、式(3.6)および(3.7)と同様にコンクリート床版の図心 B で考えると式(3.9)となる。

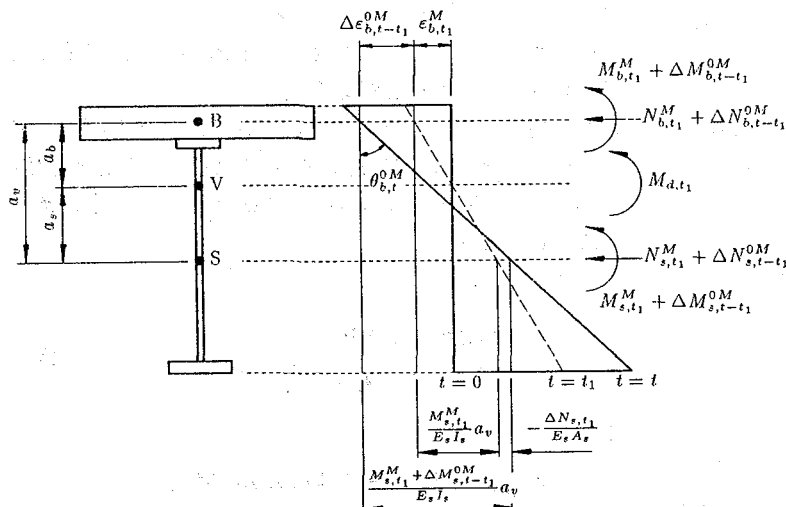


図-3.1 持続曲げモーメントが作用する場合のひずみ分布

$$\left. \begin{aligned} \Delta\theta_{b,i-t_1}^{0M} &= \frac{M_{b,i}}{E_b I_b} \phi(t-t_1) + \frac{\Delta M_{b,i-t_1}^{0M}}{E_b I_b} (1+\eta) \\ \Delta\theta_{s,i-t_1}^{0M} &= \frac{\Delta M_{s,i-t_1}^{0M}}{E_s I_s} \end{aligned} \right\} \quad (3.9)$$

また、式(3.9)に $E_b I_b$ を乗じて、式(3.2)を用いると、次のように整理され、

$$\frac{E_b I_b}{E_s I_s} M_{d,i} \phi(t-t_1) + \Delta M_{b,i-t_1}^{0M} (1+\eta) = \frac{E_b I_b}{E_s I_s} \Delta M_{s,i-t_1}^{0M} \quad (3.10)$$

式(3.2)、(3.6)、および(3.9)より各分担断面力の変化量に関するつり合い式は、式(3.11)によって表される。

$$\left. \begin{aligned} -(1+\eta+D_N+D_1)\Delta N_{b,i-t_1}^{0M} - D_1 \Delta M_{b,i-t_1}^{0M} &= D_2 M_{d,i} \phi(t-t_1) \\ -D_M a_v \Delta N_{b,i-t_1}^{0M} - (1+\eta+D_M) \Delta M_{b,i-t_1}^{0M} &= D_1 M_{d,i} \phi(t-t_1) \end{aligned} \right\} \quad (3.11)$$

ここに、剛度比はつぎのとおりである。

$$\begin{aligned} D_v &= \frac{E_b I_b}{E_s I_s}, \quad D_1 = \frac{E_b A_b}{E_s I_s} a_v, \quad D_2 = \frac{E_b A_b}{E_s I_s} a_b \\ D_N &= \frac{E_b A_b}{E_s A_s}, \quad D_M = \frac{E_b I_b}{E_s I_s} \end{aligned} \quad (3.12)$$

よって、式(3.3)、(3.10)、および(3.11)より、各部材の時刻 t における、持続曲げモーメントによる分担断面力の変化量は次式(3.13)によって求めることができる。

$$\left. \begin{aligned} \Delta N_{b,i-t_1}^{0M} &= -\Delta N_{s,i-t_1}^{0M} \\ &= -\gamma_1 M_{d,i} \phi(t-t_1) \\ \Delta M_{b,i-t_1}^{0M} &= -\gamma_2 M_{d,i} \phi(t-t_1) \\ \Delta M_{s,i-t_1}^{0M} &= \gamma_3 M_{d,i} \phi(t-t_1) \end{aligned} \right\} \quad (3.13)$$

ここに、

$$\left. \begin{aligned} \gamma_1 &= \frac{D_2(1+\eta+D_M) - D_1 D_v}{(1+\eta+D_N+D_1 a_v)(1+\eta+D_M) - D_1 D_M a_v} \\ \gamma_2 &= \frac{D_v(1+\eta+D_N+D_1 a_v) - D_2 D_M a_v}{(1+\eta+D_N+D_1 a_v)(1+\eta+D_M) - D_1 D_M a_v} \\ \gamma_3 &= \frac{D_2 a_v(1+\eta) + D_v(1+\eta+D_N)}{(1+\eta+D_N+D_1 a_v)(1+\eta+D_M) - D_1 D_M a_v} \end{aligned} \right\} \quad (3.14)$$

同様に、持続軸力を受ける場合のクリープ解析も行うことができる。さらに、乾燥収縮の解も、コンクリートの

応力-ひずみ関係式をとりかえるだけで、クリープ解析と同じ手法を用いて求めることができる。

3.3 部材の解析（偏心結合変換マトリックス）

本論文で解析の対象としている構造系では、図-3.2で示すように、合成桁の図心軸から y_e だけ偏心して外ケーブルが取り付けられている。一般に桁要素の節点 m とケーブル要素の節点 n の間に、無限大の剛度($EA=EI=\infty$)を持つ仮想部材を設けて解析を行うこともでき、この方法は従来の平面骨組みの構造解析プログラムでも計算が可能という利点がある、しかし非現実的な剛度を持つ仮想部材の影響により、計算誤差が大きく出る可能性がある。そこで本研究では、次に示す偏心結合変換マトリックスを用い、仮想部材を設けずに計算を行う^{14)~17)}。

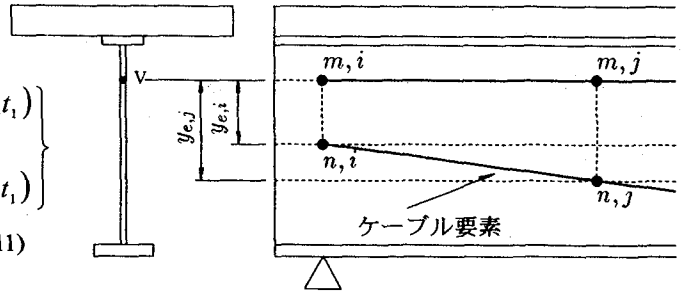


図-3.2 外ケーブルが取り付けられた合成桁

ここで、外ケーブル要素の剛性方程式をたてると式(3.15)のようになる。

$$\begin{Bmatrix} X_i \\ Y_i \\ M_i \\ X_j \\ Y_j \\ M_j \end{Bmatrix} = T_e^T \cdot R^T \cdot K \cdot R \cdot T_e \begin{Bmatrix} u_i \\ v_i \\ \theta_i \\ u_j \\ v_j \\ \theta_j \end{Bmatrix} + T_e^T \begin{Bmatrix} X'_i \\ Y'_i \\ M'_i \\ X'_j \\ Y'_j \\ M'_j \end{Bmatrix} \quad (3.15)$$

ここに、 T_e は偏心結合変換マトリックス、 R は座標変換マトリックス、 K はケーブル要素の剛性マトリックスである。 $R^T \cdot K \cdot R$ は次式で表される。

$$R^T \cdot K \cdot R = \frac{EA}{l} \begin{bmatrix} \lambda^2 & \lambda\mu & -\lambda^2 & -\lambda\mu \\ \lambda\mu & \mu^2 & -\lambda\mu & -\mu^2 \\ -\lambda^2 & -\lambda\mu & \lambda^2 & \lambda\mu \\ -\lambda\mu & -\mu^2 & \lambda\mu & \mu^2 \end{bmatrix} \quad (3.16)$$

ここに、 $\lambda = \cos \alpha$, $\mu = \sin \alpha$

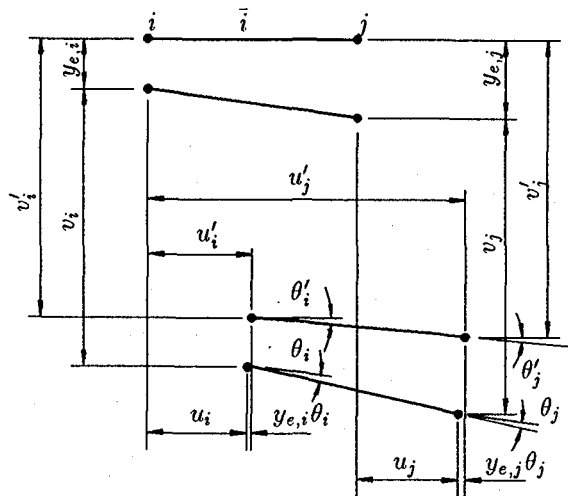


図-3.3 外ケーブル要素に関する基準軸に対する変位

次に偏心結合変換マトリックス T_e を誘導する。桁部材である梁を基準線として変形前と変形後の桁要素とケーブル要素の変位は図-3.3 に示される。図-3.3 より材端変位関係は、次のようになる。

$$\begin{aligned} u_i &= u'_i - y_{e,i} \theta'_i & u_j &= u'_j - y_{e,j} \theta'_j \\ v_i &= v'_i & v_j &= v'_j \\ \theta_i &= \theta'_i & \theta_j &= \theta'_j \end{aligned} \quad (3.17)$$

上式を行列表示すると次式のとおりである。

$$T_e = \begin{bmatrix} 1 & 0 & -y_{e,i} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & -y_{e,j} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (3.18)$$

以上の偏心結合を考慮した剛性マトリックスは

$$K_c = T_e^T \cdot R^T \cdot K \cdot R \cdot T_e \quad (3.19)$$

と、周知の桁の剛性マトリックスを用いて構造系全体の解析を行うことができる。

3.4 数値解析結果と考察

3.4.1 対象橋梁の概要

解析の対象とした橋梁は外ケーブルを有する単径間を含む 1 ～ 8 径間までの連続合成桁である。横断面図を図-3.4 に示す。

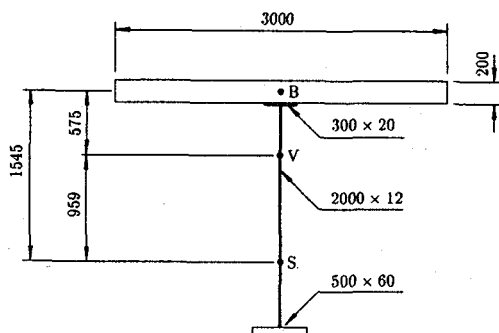


図-3.4 対象橋梁の横断面 (単位[mm])

次に側面図を図-3.5 に示す。外ケーブルの配置形状は図のとおり、1 径間あたり 2 点でケーブルを偏向させるクイーンポスト形式とした。配置形状の決定は既往の研究¹⁸⁾に基づき死荷重作用時に対して最適な配置とした。

その他の条件は表-3.1 に示すとおりである。死荷重については構造系完成後に載荷される後死荷重を想定し、単位荷重 $q=1.0$ [tf/m] を載荷した。外ケーブルの緊張力は概略設計の結果に基づいて 70.0 [tf] とした。

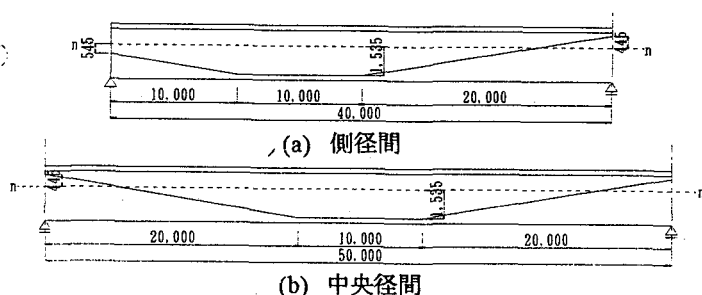


図-3.5 外ケーブル配置形状 (単位[mm])

以上の条件を用いてクリープおよび乾燥収縮現象の終了時において、それぞれの径間数における外ケーブル張力の変化量、断面力および、たわみの変化量を求めた。

表-3.1 解析条件

断面積[m ²]	合成桁	$A_v=1.6 \times 10^{-1}$
	コンクリート床版	$A_b=6.0 \times 10^{-1}$
	鋼桁	$A_s=6.0 \times 10^{-2}$
	外ケーブル	$A_p=5.542 \times 10^{-4}$
断面2次モーメント[m ⁴]	合成桁	$I_v=1.242 \times 10^{-1}$
	コンクリート床版	$I_b=2.0 \times 10^{-3}$
	鋼桁	$I_s=3.567 \times 10^{-2}$
	外ケーブル	$I_p=2.0 \times 10^{-7}$
ヤング係数[tf/m ²]	コンクリート	$E_b=3.5 \times 10^6$
	鋼	$E_s=2.1 \times 10^7$
	外ケーブル	$E_p=2.0 \times 10^7$
	外ケーブル導入張力[tf]	$P=70.0$
クリープ係数の最終値	遅れ弾性クリープ	$\phi_{d,\infty}=0.4$
	フロークリープ	$\phi_{f,\infty}=1.6$
	乾燥収縮に伴うクリープ	$\phi_{s,\infty}=4.0$
	乾燥収縮ひずみ量の最終値	$\epsilon_{s,\infty}=200 \times 10^{-6}$

3.4.2 解析結果

はじめに、各径間数に対する外ケーブル張力変化量についての計算結果を示すと表-3.2 のようになる。ここで、各数値結果はケーブルに対して引張、つまり張力が増加することを示している。この表での、張力変化量での各節点の変位を総和して、算出した結果である。この方法での張力変化量の計算モデルを以下連材モデルと呼ぶことにする。ゆえに連材モデルにおけるケーブル張力は、全長にわたり一定の値となる。この表では示していないが、もう一つの張力変化量算出方法として、外ケーブルの取り付け位置の偏心を考慮した形で節点毎にケーブルを分割してトラス要素として取り扱うモデルがある（以下トラスモデルと呼ぶ）。

表-3.2 ケーブル張力の変化量 [tf] のまとめ

径間数	導入張力	持続荷重	クリープ	乾燥収縮	計
1	70.000	0.985	0.394	1.337	72.716
2	70.000	0.597	0.095	0.423	71.115
3	70.000	0.342	0.101	0.274	70.717
4	70.000	0.307	0.084	0.203	70.594
5	70.000	0.295	0.084	0.162	70.541
6	70.000	0.287	0.075	0.136	70.498
8	70.000	0.285	0.080	0.145	70.510

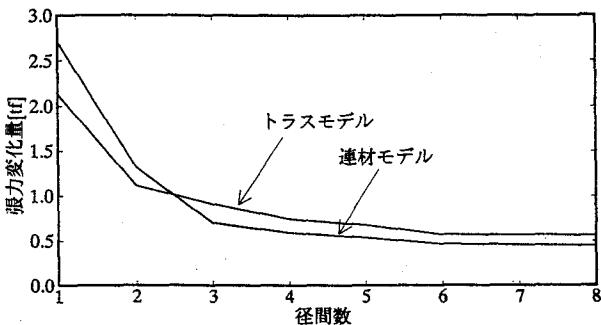


図-3.6 外ケーブル張力の変化量 [tf]

図-3.6 に各径間数における外ケーブル張力の変化量をモデル比較の形で示す。これは、死荷重、クリープ、および乾燥収縮による張力変化量のトータルの値をプロットしたものである。3 径間以上ではトラスモデルの方が若干張力変化量が大いだが、連材モデルと比べてもほぼ同様になるという結果が得られた。8 径間の場合は導入張力 70 [tf] に対してトラスモデルで 0.6%、連材モデルで 0.8% 張力が增加することがわかった。

つぎに、たわみの変化量について述べる。ここで、弾性とは死荷重と外ケーブルプレストレスによる計算値である。まず代表的な例として 6 径間連続の場合の弾性荷重、クリープおよび乾燥収縮によるたわみを図 3-7 に示す。

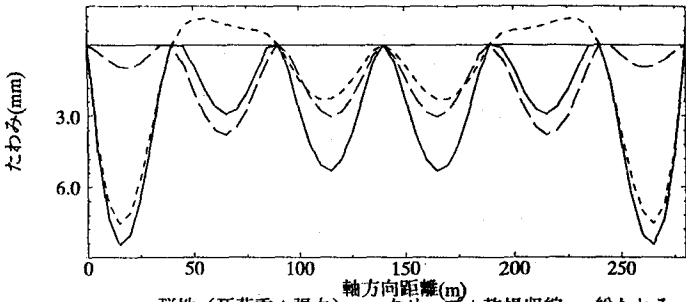


図-3.7 外荷重、クリープおよび乾燥収縮によるたわみ

表-3.3 に各径間数に対するたわみの最大値を示す。また、図-3.8 にその図を示す。

表-3.3 各荷重に対するたわみの最大値 [mm]

径間数	持続荷重	クリープ	乾燥収縮
1	5.49 (20)	4.92 (20)	14.98 (20)
2	1.64 (20,60)	1.13 (15,65)	4.40 (15,65)
3	4.34 (65)	2.57 (65)	6.26 (15,115)
4	3.62 (65,115)	1.81 (65,115)	5.95 (15,165)
5	3.84 (65,165)	3.33 (115)	6.19 (15,215)
6	3.78 (65,215)	1.87 (115,165)	6.28 (15,265)
8	3.8 (65,315)	1.90 (160,220)	6.29 (15,355)

括弧内は着目位置 [m]を示す。

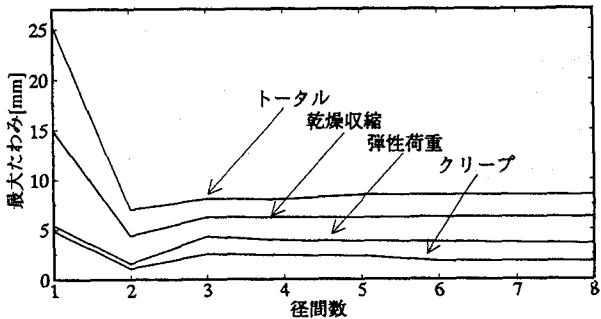


図-3.8 各荷重によるたわみの最大値 [mm]

それぞれのたわみの最大値が生じる位置が径間数および荷重毎に異なるため、その傾向は若干異なるが、3 径間以上ではほぼ変化がないことがわかった。今回の解析条件では、乾燥収縮による影響が最も大きいこともわかった。

数値解析の結果次のことがいえる。

- 1) ケーブル張力の変化量についてはトラスモデルおよび連材モデルともほぼ等しい解析結果となった。また、死荷重によってケーブル張力が増加し、径間数が増えるとその増加量が減少することがわかった。
- 2) たわみについては、径間数が増えたとたわみ量が減少するが、3 径間以上ではほぼ等しい結果となることがわかった。
- 3) ケーブル張力の変化量については、プレストレスに

よる持続曲げモーメントに伴うクリープによる場合以外、増加することがわかった。死荷重による持続軸力の影響が最も小さく、乾燥収縮の影響が最も大きいこともわかった。

- 4) プレストレスについても同様に、ケーブルの導入張力による持続曲げモーメントに伴うクリープによるたわみのみが、鉛直上向きに生じる。クリープおよび乾燥収縮による総たわみをみると、単径間で19.9[mm]の最大値をとり、3 径間以上では、それらの値はほぼ等しく 8[mm]程度の値となることがわかった。

4. 大型供試体をもちいた実験的検討

4.1 概要

この実験の目的は、合成桁における乾燥収縮、および外ケーブルと内ケーブルによりプレストレスを導入した場合のクリープによるひずみ、たわみなどの経時的な挙動を、把握することにある¹⁹⁾。

実験方法としては、2 径間連続合成桁の供試体に一定の持続荷重を作用させ、クリープによる桁の挙動を測定する。前述のとおり、クリープを生じさせる持続荷重は、外ケーブルおよび内ケーブルによるプレストレスのみである。

供試体の概要図、側面図および断面図を、それぞれ図-4.1 および図-4.2 に示す。供試体は、全長 10.5 m、桁高 1.48 m であり、内ケーブル（φ 22.52 PC 鋼棒）を有するプレキャスト床版と、外ケーブル（φ 8.1×7 PC 鋼線）を有する鋼主桁、また外ケーブルの定着部・偏向部における主桁腹板の面外変形防止のために設置した横桁などの補剛部材により、により構成されている。それぞれの部材の材料特性を表-4.1 に示す。

定着装置は 440×270 の鋼板を取り付け板として、それを桁に 8 本の高力ボルトで結合している。定着装置の主桁を挟んで裏側には、主桁の面外変形防止の為、横桁が配置されている。

表-4.1 各部材の材料特性

床版	コンクリート 材齢28日	圧縮強度 [kgf/cm2]	731
		ヤング係数 [kgf/cm2]	4.2×10 ⁵
継ぎ目	無収縮モルタル	圧縮強度 [kgf/cm2]	304
ジベル孔	無収縮モルタル	圧縮強度 [kgf/cm2]	325
桁	鋼	桁:SS400, 定着部・偏向部: SM490A	
外ケーブル	鋼線 SEEEストランド F50	引張荷重 [tf]	53.0
		降伏点荷重 [tf]	46.9
		伸び率 [%]	5.2
		リクセーション [%]	1.2
		ヤング係数 [kgf/cm2]	1.91×10 ⁶
内ケーブル	鋼棒 NETUREN PC鋼棒	引張荷重 [tf]	43.7
		降伏点荷重 [tf]	38.7
		伸び率 [%]	13
		リクセーション [%]	3.2
		ヤング係数 [kgf/cm2]	2.00×10 ⁶

偏向サドルは、曲率半径 269.5mm を有しており、ケー

ブルの偏向角度は 21° である。ケーブルシースと偏向サドルの間に、テフロン加工を施した鋼製スライドプレート挿入した。これは、緊張時ならびに経時挙動測定時にケーブルと、偏向サドルの間での滑りを期待したものである。

外ケーブルには SEEE ストランド F50 を使用した。このケーブルは通常アンボンド PC ケーブルとして使用されるものである。PC 鋼線はポリエチレンシースで被覆され、シース内には防錆と摩擦の減少の両効果を期待したグリースが充填されている。

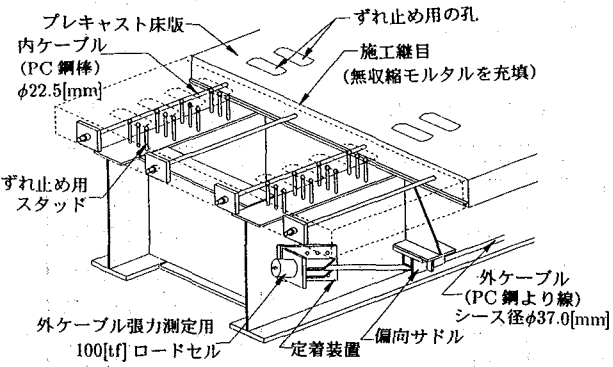


図-4.1 実験供試体概要図

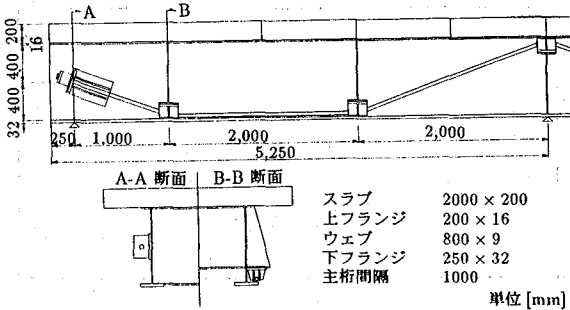


図-4.2 実験供試体の側面図および断面図

合成桁は活荷重合成桁として製作した。製作手順は、内ケーブルによるプレストレス導入後、床版と桁を合成し最後に外ケーブルにプレストレスを導入した。

プレストレス量は、クリープの測定を主な目的としているため、内および外ケーブルあわせて中間支点断面のコンクリート上縁で、20.0 [kgf/cm²]の圧縮応力を導入することを目標とすると同時に、外ケーブルによる影響を見るために、プレストレス量の内:外比を 4:7 として、プレストレス量を決定した。したがって、内ケーブルの緊張力は 1 本あたり、10[tf] (25.1[kgf/mm²])、外ケーブルは 1 本あたり、35[tf] (126.3[kgf/mm²])とした。プレストレス量のまとめを表-4.2 に示す。

表-4.2 内および外ケーブルの緊張力

	緊張力の合計値[tf]	1本あたりの緊張力[tf]	導入応力[kgf/mm ²]
内ケーブル	40.0	10.0	25.1
外ケーブル	70.0	35.0	126.3

外ケーブルへのプレストレス導入は、ダブル型ジャッキによる片端緊張により行った。なお張力管理は、ケーブル両端に取り付けたロードセルによって行った。

4.2 結果と考察

ここで、経時挙動の計測値と解析値との比較を示すことにする。コンクリートの弾性係数の値は、材齢 28 日に行った圧縮試験より決定した。測定は、内ケーブルプレストレス導入後から行った。解析値との比較は外ケーブル張力導入後からの変化量について行うことにした。温度の測定は熱電対により行った。床版内部と外気温の差は少ないが、年間の最低気温と最高気温の差は約 25℃あり、気温の変化は大きいといえる。そのため計測値について、気温の変化に伴う温度補正を行った。

まず、たわみの変化量について測定値と解析値との比較を図-4.3 に示す。測点 1 および 2 は各桁スパン中央でのたわみを示す。なお、符号については正のたわみは鉛直上向き方向、負のたわみは鉛直下向きの方向を示している。また k_1 、 k_2 、 k_3 はクリープおよび乾燥収縮の進行に関する係数で既往の研究結果^{6),7)}を参考にして求めた。

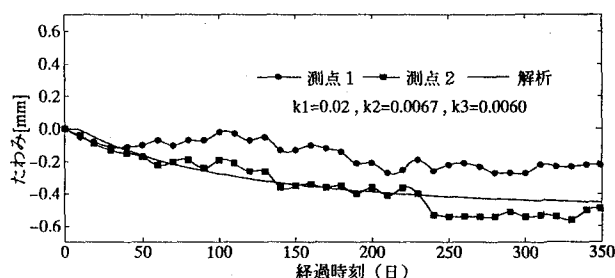


図-4.3 たわみ（スパン中央）の経時変化

これらのたわみについて 50 日毎の変化を、表-4.3 に示す。

表-4.3 スパン中央点でのたわみ[mm]の経時変化

経過日数（日）	50	100	150	200	250	300
北西	-0.10	-0.02	-0.03	-0.21	-0.22	-0.27
南西	-0.17	-0.19	-0.35	-0.36	-0.54	-0.54
南東	0.04	-0.18	-	-	-	-
平均(A)	-0.07	-0.13	-0.24	-0.29	-0.38	-0.31
解析(B)	-0.06	-0.28	-0.34	-0.39	-0.42	-0.44
(A)/(B)	1.16	0.46	0.71	0.74	0.90	0.77

図-4.3 および表-4.3 より、たわみの経時変化についての、解析値は測点 2 の測定値とほぼ一致している。

つぎに、中間支点反力の変化量について、測定値と解

析値との比較を図-4.4 に示す。ここで、測定値については計測用ロードセルの容量を超過したため、120 日までの測定値を図中にプロットした。

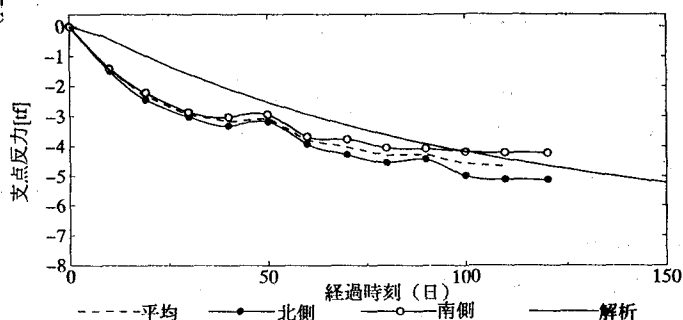


図-4.4 中間支点反力の経時変化

図-4.4 より中間支点反力の経時変化をみると、測定初期においては解析値と測定値との間に差が見られるが、約 50 日以降では、ほぼ一致している。解析結果によると 350 日経過時で約 7tf の反力の変化がみられる。

つぎに、外ケーブル張力の変化量について、測定値と解析値との比較を図-4.5 に示す。北東、北西というのは桁における定着点の位置を示し、北側および南側でそれぞれ 1 本ずつのケーブルである。なお、図-4.5 の解析値には鋼材のリラクセーションの影響は考慮していない。

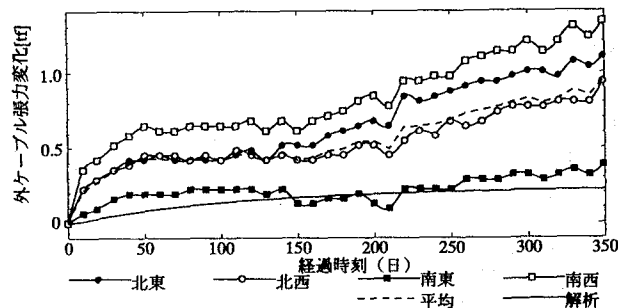


図-4.5 ケーブル張力の経時変化

ケーブル張力変化量の経時変化について 50 日毎の値を表-4.4 に示す。

表-4.4 外ケーブル張力量[tf]の経時変化

経過日数（日）	50	100	150	200	250	300
北側	0.437	0.421	0.469	0.599	0.777	0.890
南側	0.422	0.138	0.373	0.487	0.600	0.762
平均(A)	0.429	0.429	0.421	0.543	0.688	0.826
解析(B)	0.082	0.136	0.170	0.192	0.267	0.216
(A)/(B)	5.230	3.150	2.480	2.830	2.580	3.820

図-4.5 および表-4.4 より、外ケーブル張力の変化量の解析値は南東側の定着点の測定値とよく一致している。

以上の結果をまとめると、ケーブル張力によって上向きにたわみが生じていた部材がクリープおよび乾燥収縮

により下向きに変位したことがわかる。しかし、その量は僅かであり先の実橋を対象とした計算結果からも明らかなように、実設計においても、桁の製作キャンバーに及ぼすクリープと乾燥収縮の影響は少ないと考えられる。外ケーブル張力の変化量についてみると僅かな張力の増加がみられる。これは通常の内ケーブル方式と比べて桁とケーブルとの付着がなく、かつ、桁の変形を抑止する位置にケーブルがあるため、ケーブル張力が増加したと考えることができる。

5. あとがき

本文では、外ケーブル方式多径間連続合成桁におけるクリープおよび乾燥収縮の影響解析手法を示すとともに、数値計算ならびに実験結果を通じて、その有用性を確認した。

今後の外ケーブル工法に関する研究課題として次のような項目が考えられる。すなわち、外ケーブルを連続して取り扱う解析手法の開発。外ケーブルの定着部や偏向部での局所応力解析ならびに、経時挙動の簡易設計手法の確立などがある。

謝辞

本研究は平成7、8年度の文部省科学研究費補助金・基盤研究Cの助成を得て実施したものである。さらに、実験に際しては、川田工業(株)ならびに(株)オリエンタル建設の協力を得た。ここに記して両社に深甚なる謝意を表する。

参考文献

- 1) B.J.Kwasniewski : Vorgespannte Stählträger Statische Berechnung, Verlagsgesellschaft Rudolf Müller, 1968.
- 2) A.M.Neville / W.H.Dilger / J.J.Brooks : Creep of plain and structural concrete, Construction Press, 1983.
- 3) 渡辺誠一・六車 熙 : コンクリートのクリープひずみに関する一考察, 日本建築学会構造系論文報告集, 1989.
- 4) H. Rüsch / D. Jungwirth (訳/百島祐信) : コンクリート構造物のクリープと乾燥収縮, 鹿島出版会, 1976.
- 5) A. Ghali / R. Favre (訳/川上 洵・樫福 浄・他) : コンクリート構造物の応力と変形, 技報堂出版, 1995.
- 6) 中井 博・栗田章光・亀井正博・瀬野靖久 : プレキャスト床版を用いた連続合成桁におけるクリープ・乾燥収縮性状の計測と解析, 土木学会論文集, No.453/VI-17, 1992.
- 7) 牛島祥貴 : 外ケーブルを有する鋼コンクリート合成桁の経時挙動に関する研究, 大阪工業大学修士学位論文, 1994.
- 8) 中井 博 : プレキャスト床版合成桁橋の設計・施工, 森北出版, 1988.
- 9) 土木学会 : 鋼・コンクリート合成構造の設計ガイドライン, 構造工学シリーズ3, 1989.
- 10) 日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説 I 共通編 II 鋼橋編 III コンクリート橋編, 丸善, 1994.
- 11) 栗田章光・中井 博 : 回復クリープを考慮した鋼・コンクリート合成桁のクリープ解析, 構造工学論文集, Vol.37A, 土木学会, 1991.
- 12) 岡村宏一 : 構造力学 I・II, 鹿島出版会, 1988.
- 13) 橋 善雄 : 連続合成桁橋, 理工図書, 1966.
- 14) 牛島祥貴・中井 博・栗田章光・瀬野靖久 : 外ケーブルを有する鋼コンクリート合成桁の経時挙動解析, 平成6年度関西支部年講, 土木学会, 1994.
- 15) 富田耕司・栗田章光 : CSAS システムを用いた外ケーブルを有する合成構造橋梁のクリープ解析法, 平成6年度年講, 土木学会, 1994.
- 16) 牛島祥貴・中井 博・栗田章光・瀬野靖久 : 外ケーブルを有する鋼コンクリート合成桁のクリープ・乾燥収縮解析, 平成6年度年講, 土木学会, 1994.
- 17) 中井 博・栗田章光・富田耕司・瀬野靖久 : 外ケーブルを有する鋼・コンクリート合成桁橋のクリープ・乾燥収縮による影響評価, 鋼構造年次論文報告集, 1995.
- 18) 祖川武彦・小坂 崇・栗田章光・瀬野靖久 : 連続桁橋における外ケーブルの配置形状に関する研究, 平成7年度年講, 土木学会, 1995.
- 19) 栗田章光・小坂 崇・大山 理 : 外ケーブル方式連続合成桁の経時挙動に関する実験的研究, 平成8年度年講, 土木学会, 1996.
- 20) 小坂 崇 : 外ケーブル方式多径間連続合成桁橋の経時挙動に関する研究, 大阪工業大学修士学位論文, 1997.

(1997年9月26日受付)