

鋼・コンクリート二重合成連続箱桁橋における クリープの影響評価

大山 理¹・栗田 章光²

¹ 学生会員 工修 大阪工業大学大学院 博士後期課程 (〒 535-8585 大阪市旭区大宮 5 丁目 16 番 1 号)

² 正 会 員 工博 大阪工業大学教授 工学部土木工学科 (〒 535-8585 大阪市旭区大宮 5 丁目 16 番 1 号)

本研究は、鋼・コンクリート二重合成連続箱桁橋を対象に、設計上の課題の1つであるコンクリートのクリープ現象に着目し、その影響評価を試みたものである。まず、合成桁のクリープ解析をより厳格に行うために、回復クリープの影響を考慮した応力-ひずみ関係式の誘導を行った。次に、本橋梁形式の中間支点領域に発生する負曲げモーメントに対する処置として、内および外ケーブル工法を併用してプレストレスを導入することにより桁全長を圧縮状態とする場合と中間支点領域の上コンクリート床版のひび割れを許容した場合を対象に種々の数値計算を行った。その結果、全断面圧縮状態を想定した場合、中間支点部の上コンクリート床版は、クリープの影響により総発生応力の約3割の応力が損失するなど、クリープに伴う本橋梁形式の挙動を明らかにした。

Key Words : creep, double composite continuous box girder bridge, cross-sectional parameter

1. はじめに

バブル崩壊後のわが国において、公共事業一般に対する徹底したコスト削減が求められている。そこで、現在、合理的で経済性には優れているが、RC床版の劣化損傷問題などから、1970年頃以降、採用が控えられてきた鋼・コンクリート複合橋梁の復権が叫ばれ、さらに、これまでの鋼・コンクリート複合橋梁に比べて、より省力化が図られ、工期短縮が可能であるなどを目的とした新しい形式の鋼・コンクリート複合橋梁の開発・研究が積極的に行われている¹⁾。

その一例として、1980年代後半にドイツで発展し、比較的長支間の連続桁橋梁に適用可能である鋼・コンクリート二重合成連続箱桁橋^{1)~4)}が挙げられる。本橋梁形式は、図-1に例示するように、連続合成箱桁橋において、中間支点領域のみ鋼箱桁下フランジ上面にもコンクリート床版を配置した形式である。このような構造形式を採用することにより、中間支点領域の桁の剛性を合理的に増加させることができ、その結果、桁高を低くおさえることが可能になる。したがって、経済性や走行性および耐震性などの面から、連続合成箱桁橋が採用される気運にある現在のわが国において、本橋梁形式も比較設計の対象となる構造形式の1つであると考えられる。

鋼・コンクリート複合橋梁の設計にあたっては、死・活荷重やプレストレス力などの外力の作用による応力や変形を評価するだけでなく、鋼・コンクリート複合橋梁固有の問題であるコンクリートの経時挙動による影響を正確に予測する必要がある。つまり、鋼・コンクリート複合橋梁には、コンクリートのクリープおよび乾燥収縮現象によって、応力の再配分やプレストレスの著しい損失ならびに付加的な変位などが生じる。これらの現象は、耐荷力などの終局限界状態における照査には、なんら影響を及ぼさないが、コンクリート床版のひび割れ発生の有無、コンクリート床版と鋼桁との過大なズレ、および桁のたわみなどの使用限界状態を照査する際には、検討が必要不可欠となるからである。事実、1987年に二重合成構造を採用して架設されたドイツ・WasserburgのInn橋は、経時挙動により、中央径間部が垂れ下がるという現象が生じている⁵⁾。

そこで本研究では、近年、わが国でも注目されつつある鋼・コンクリート二重合成連続箱桁橋のクリープ現象に着目し、解析式の誘導と種々の数値計算を行うことにより、その挙動を解明することを目的とした。

本文では、まず、鋼・コンクリート二重合成連続箱桁橋の構造形式および、その特徴について述べる。次に、コンクリートのクリープ解析の基本式とクリープ

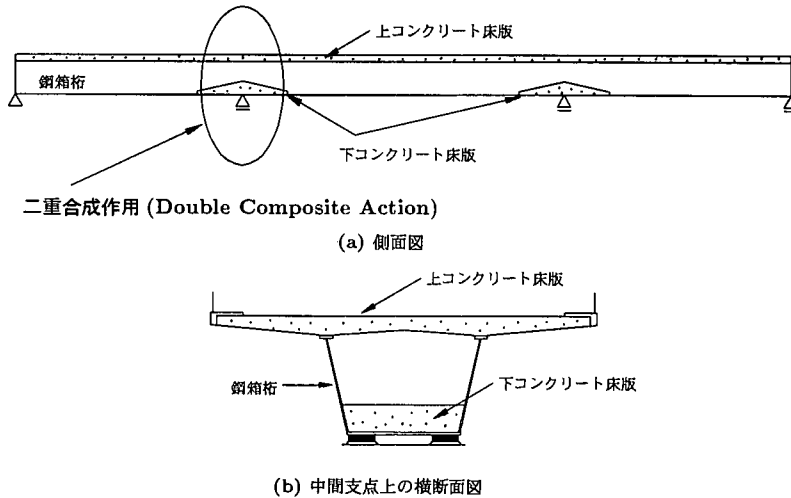


図-1 鋼・コンクリート二重合成連続箱桁橋の概念図

によって各部材に発生する断面力の変化量の算定式の誘導を行い、さらに、構造全体系における断面力の変化量算出のためのフローチャートを示す。そして、実橋を想定した3径間連続桁橋(スパン割:50+100+50m)に本解析法を適用して数値計算を行い、考察を加える。最後に、総括と今後の検討事項について述べる。

以下、本文では、鋼桁上フランジに一体化されているコンクリート床版のことを「上コンクリート床版」、そして鋼桁下フランジに配置されるものを「下コンクリート床版」と呼ぶことにする。

2. 対象橋梁の概要

本橋梁形式において、中間支付近に発生する負曲げモーメントに対する処置として、内・外ケーブルを併用してプレストレスを導入する工法を適用した場合の施工手順の一例を図-2に示す。

前述したように、本橋梁形式は、中間支領域の桁の剛性を合理的に増加させるという極めて素直な考えに端を発している。例えば、表-1は、後述の数値計算に用いた全断面有効とするモデル(CASE-1)での中間支点上の断面2次モーメントを下コンクリート床版の有無で比較したものである。表-1より、二重合成構造を採用することにより、通常の合成断面と比較して、断面剛度が1.6倍程度増加し、下コンクリート床版が中間支領域の断面剛度向上に大きく寄与していることがわかる。

つぎに、本橋梁形式の特徴を列挙すると、以下のとおりである。

- 1) 桁高を低く押さえることが可能になり、景観面でも有利となる。

表-1 下コンクリート床版の有無による断面2次モーメントの比較

下コンクリート床版	断面2次モーメント [m ⁴]
あり(床版厚:60cm)	1.494
なし	0.922

- 2) 中間支領域の鋼桁の板厚を低減することが可能になるとともに、下フランジの補剛材を少なくし、工場製作の省力化を図ることもできる。
- 3) 中央径間部一括架設時において、中間支領域の鋼箱桁圧縮フランジ側の設計が容易に行える。
- 4) 中間支領域の床版のひび割れ幅の低減に有効である。
- 5) 支間の長大化が可能となる。

また、マイン橋(ドイツ)や現在建設中の北陸新幹線・北陸道架道橋(日本)のように鉄道橋に本橋梁形式を採用した場合、騒音および振動の低下にもつながるといふプラスアルファの効果も発揮する。しかし、下コンクリート床版のスタッドに作用するせん断力^{6),7)}ならびに経時挙動の正確な予測⁸⁾など、未解決の課題が残されている。

3. クリープ解析法

(1) 概説

コンクリートのクリープひずみは、回復性のあるクリープひずみ(遅れ弾性クリープひずみ)と非回復性のクリープひずみ(フロークリープひずみ)の2成分で構成されると考えるのが、今日のクリープに関する一般的な知見であり、道路橋示方書・同解説⁹⁾I:共通編では、これらのことが示されている。しかし、II:鋼橋

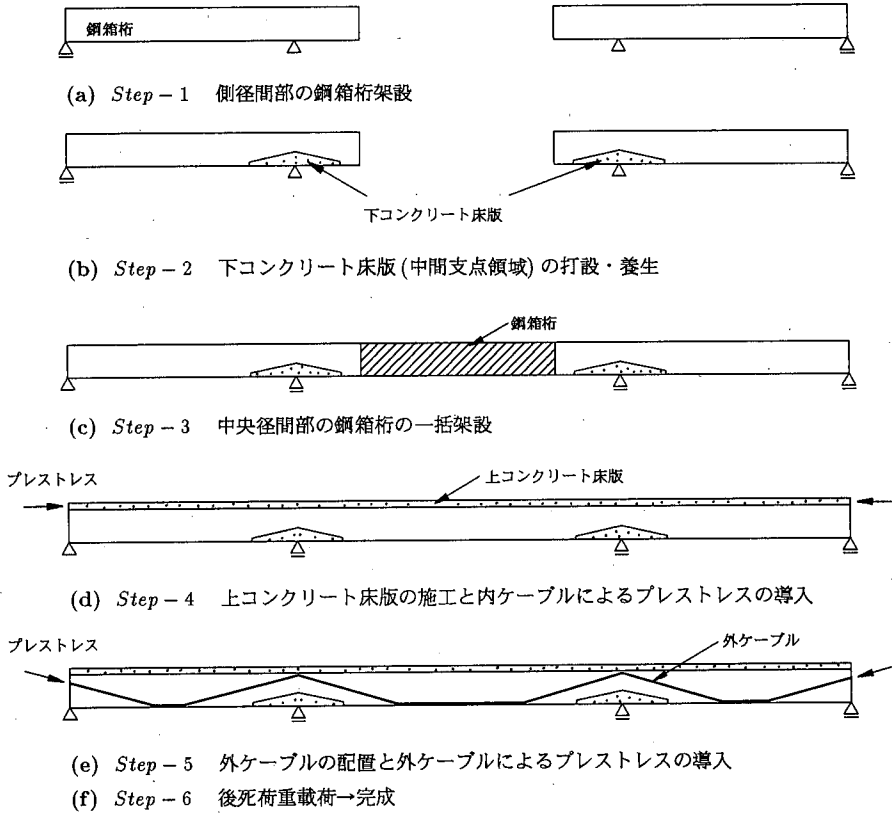


図-2 内・外ケーブルを有する鋼・コンクリート二重合成連続箱桁橋の施工手順の一例

編・9章の合成げたの章では、非回復性のフロークリープひずみのみを考慮し、応力-ひずみ関係式が示されている。そこで、本章では、まず、合成桁のクリープ解析をより厳格に行うために、回復クリープの影響をも考慮した応力-ひずみ関係式を誘導する^{10)~12)}。次に、持続荷重の載荷ケースは種々存在するが、一例として、二重合成断面に持続軸方向力が作用した場合、クリープによって各部材に発生する断面力の変化量を求める算定式を誘導する。次いで、構造全体系における断面力の変化量算出のためのフローチャートを示す。

(2) 回復クリープの影響を考慮したコンクリートの応力-ひずみ関係式

フロークリープ、遅れ弾性クリープおよび応力除荷に伴い発生する回復クリープの全てを考慮した方法に、渡辺・六車による解析方法¹⁰⁾がある。この解析法では、図-3に示すように、時刻 t_2 で応力除荷した場合、フローひずみは進行せず、一方、遅れ弾性ひずみは、除荷後の時間の経過とともに全て回復するものとしている。

また、除荷後の回復クリープの進行は、遅れ弾性ひずみの基本曲線に相似すると仮定¹⁰⁾し、時刻 t_1 から一

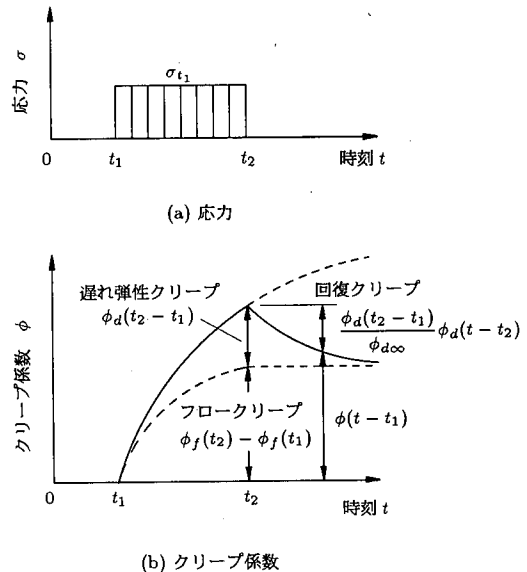


図-3 コンクリートのクリープひずみ

定持続応力を載荷し、時刻 $t_2 (> t_1)$ で除荷した場合の任意時刻 $t (> t_2)$ におけるクリープ係数 $\phi(t-t_1)$ は、遅れ弾性クリープ係数 $\phi_d(t)$ とフロークリープ係数 $\phi_f(t)$

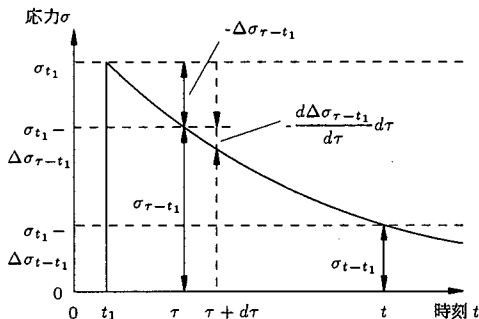


図-4 漸減するコンクリートの応力

を用いて、次式で表すことができる。

$$\phi(t-t_1) = \phi_d(t_2-t_1) - \frac{\phi_d(t-t_2)}{\phi_{d\infty}} \phi_d(t_2-t_1) + \phi_f(t_2) - \phi_f(t_1) \quad (1)$$

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ず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、遅れ弾性クリープ係数の最終値である。

以上が急激な応力除荷がある場合の任意時刻 t におけるクリープ係数の表示方法である。ここで、急激な応力除荷を起こす例としては、補修工事などによる死荷重の除荷およびプレストレス力の解放などが挙げられる。

しかし、回復クリープは上記以外に、プレストレスの導入あるいは死荷重などにより持続応力が作用した場合、コンクリート部材のクリープ現象により応力緩和が起これ、徐々に応力が減少することによっても発生する。したがって、合成桁のクリープ解析を厳格に行うためには、回復クリープの影響を考慮しておく必要がある。

そこで、図-4に示すような応力状態を想定し、回復クリープの影響をも考慮した応力-ひずみ関係式の誘導を行う^{11),12)}。

図-4より、時刻 t_1 において一定の持続応力 σ_{t_1} が作用し、その直後から連続的に減少する変動応力 $\Delta\sigma_{t-t_1}$ が作用する場合を考える。いま、任意時刻 t に作用する応力 σ_{t-t_1} は次式で表される。

$$\sigma_{t-t_1} = \sigma_{t_1} - \Delta\sigma_{t-t_1} \quad (2)$$

ここで、時刻 t_1 から任意時刻 τ までの変動応力 $\Delta\sigma_{\tau-t_1}$ は、次式で表すようにクリープ係数の進行に比例すると仮定する。なお、この仮定は、実験結果をもとに設けられたものである^{11),12)}。

$$\Delta\sigma_{\tau-t_1} = \Delta\sigma_{t-t_1} \frac{\phi(\tau-t_1)}{\phi(t-t_1)} \quad (3)$$

図-4の応力状態における荷重時刻 t_1 から t に至るまでのひずみ変化量 $\Delta\varepsilon_{t-t_1}$ は、次式で表される。なお、 E_b は、コンクリートのヤング係数であり、本解析においては一定とする。

$$\begin{aligned} \Delta\varepsilon_{t-t_1} = & \frac{\sigma_{t_1}}{E_b} \phi(t-t_1) + \frac{\Delta\sigma_{t-t_1}}{E_b} \\ & + \frac{\Delta\sigma_{t-t_1}}{E_b} \left[\int_{t_1}^t \frac{\phi(\tau-t_1)}{\phi(t-t_1)} \frac{d\phi_d(\tau-t_1)}{d\tau} d\tau \right. \\ & + \int_{t_1}^t \frac{\phi(\tau-t_1)}{\phi(t-t_1)} \frac{d\phi_f(\tau)}{d\tau} d\tau \\ & \left. - \frac{1}{\phi_{d\infty}} \int_{t_1}^t \frac{\phi(\tau-t_1)}{\phi(t-t_1)} \frac{d\{\phi_d(\tau-t_1)\phi_d(t-\tau)\}}{d\tau} d\tau \right] \quad (4) \end{aligned}$$

ここで、上式における各ひずみ変化量の意味は、次のとおりである。

- 第1項目：当初応力 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（合成桁においては鋼桁拘束）による漸減応力 $\Delta\sigma_{t-t_1}$ による弾性ひずみ
- 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、遅れ弾性クリープ係数 $\phi_d(t)$ とフロークリープ係数 $\phi_f(t)$ は、指数関数^{11),12)}を用いて次のように表される。

$$\left. \begin{aligned} \phi_d(t) &= \phi_{d\infty}(1 - e^{-k_1 t}) \\ \phi_f(t) &= \phi_{f\infty}(1 - e^{-k_2 t}) \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

- ここに、 $\phi_{d\infty}$ ：遅れ弾性ひずみに対するクリープ係数の最終値
- $\phi_{f\infty}$ ：フローひずみに対するクリープ係数の最終値
- k_1, k_2 ：遅れ弾性ひずみおよびフローひずみに対するクリープ係数の進行を表す無次元係数

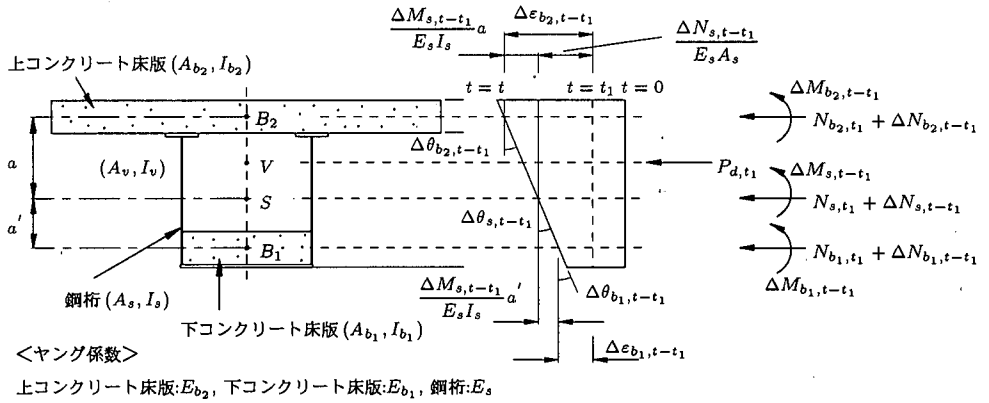


図-5 持続軸方向力が作用した場合のクリープに伴う二重合成断面のひずみ分布と分担断面力の変化量

また、荷重時刻 t_1 から t に至るまでのクリープ係数 $\phi(t-t_1)$ は、次のように表される。

$$\begin{aligned} \phi(t-t_1) &= \phi_d(t-t_1) + \phi_f(t) - \phi_f(t_1) \\ &= \phi_{d\infty} \{1 - e^{-k_1(t-t_1)}\} \\ &\quad + \phi_{f\infty} (e^{-k_2 t_1} - e^{-k_2 t}) \end{aligned} \quad (6)$$

いま、式(4)の第3項目の[]内を η とおき、積分を実行すると、

$$\begin{aligned} \eta &= \frac{1}{2} \phi(t-t_1) + \frac{\phi_{d\infty}}{\phi(t-t_1)} \left[\frac{1}{2} \phi_{d\infty} \{1 - e^{-2k_1(t-t_1)}\} \right. \\ &\quad \left. - 2k_1(t-t_1)e^{-k_1(t-t_1)} \right] \\ &\quad + \phi_{f\infty} \left\{ \frac{k_1}{k_1 - k_2} (e^{-k_1(t-t_1) - k_2 t_1} - e^{-k_2 t}) \right. \\ &\quad \left. + \frac{k_1}{k_1 + k_2} (e^{-k_2 t_1} - e^{-k_1(t-t_1) - k_2 t}) \right\} \end{aligned} \quad (7)$$

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となり、次のように表される。

$$\Delta \epsilon_{t-t_1} = \frac{\sigma_{t_1}}{E_b} \phi(t-t_1) + \frac{\Delta \sigma_{t-t_1}}{E_b} (1 + \eta) \quad (8)$$

(3) クリープ解¹³⁾

次に、クリープによって各部材に発生する断面力の変化量を求める算定式を、上・下コンクリート床版 (B_1, B_2) と鋼桁 (S) とのそれぞれ個別に作用する軸方向力 (N) と曲げモーメント (M) とに分けて解析する分担断面力法を用いて誘導する。ここで、クリープによって各部材に発生する断面力の変化量算定式を誘導するに際して、以下の仮定を設けた。

1) 上・下コンクリート床版と鋼桁との間にズレが

生じない。つまり、両者は完全な合成作用を呈する。

- 2) 上・下コンクリート床版のヤング係数は、一定とする。
- 3) あらゆる場合において、平面保持則が成立するものとする。

図-5 に一例として、二重合成断面の上・下コンクリート床版が圧縮状態になるように、時刻 $t = t_1$ において、合成図心軸 V に内・外ケーブルなどで持続軸方向力 P_{d,t_1} が作用した場合の上・下コンクリート床版のクリープによって生じるひずみ分布と分担断面力の変化量を示す。ここで、 A_s, I_s は、鋼箱桁の断面積と断面2次モーメント、 A_{b_1}, I_{b_1} は、下コンクリート床版の断面積と断面2次モーメント、 A_{b_2}, I_{b_2} は、上コンクリート床版の断面積と断面2次モーメント、 A_v, I_v は、上・下コンクリート床版の双方を考慮した合成断面の鋼に換算した断面積と断面2次モーメントである。

上・下コンクリート床版にクリープ変形が生じ、時刻 $t = t$ で図-5 に示す実線のひずみ分布となる。その時刻における断面力のつり合い条件式は、

$$\left. \begin{aligned} \Delta N_{b_1,t-t_1} + \Delta N_{s,t-t_1} + \Delta N_{b_2,t-t_1} &= 0 \\ \Delta M_{b_1,t-t_1} + \Delta M_{s,t-t_1} + \Delta M_{b_2,t-t_1} \\ - \Delta N_{s,t-t_1} \cdot a - \Delta N_{b_1,t-t_1} \cdot (a + a') &= 0 \end{aligned} \right\} (9)$$

となる。ここに、

$\Delta N_{s,t-t_1}, \Delta M_{s,t-t_1}$: それぞれの時刻 t_1 から t に至るまでに变化する鋼桁の分担軸方向力および分担曲げモーメント

$\Delta N_{b_1,t-t_1}, \Delta M_{b_1,t-t_1}$: それぞれの時刻 t_1 から t に

至るまでに変化する下コンクリート床版の分担軸方向力および分担曲げモーメント

$\Delta N_{b_2,t-t_1}, \Delta M_{b_1,t-t_1}$: それぞれの時刻 t_1 から t に至るまでに変化する上コンクリート床版の分担軸方向力および分担曲げモーメント

次に、下コンクリート床版の図心 B_1 および上コンクリート床版の図心 B_2 におけるひずみ変化量 $\Delta \varepsilon_{b_1,t-t_1}$ と $\Delta \varepsilon_{b_2,t-t_1}$ は、式 (8) より、それぞれ次式で表すことができる。

$$\Delta \varepsilon_{b_1,t-t_1} = \frac{P_{d,t_1}}{E_s A_v} \phi(t-t_1) + \frac{\Delta N_{b_1,t-t_1}}{E_{b_1} A_{b_1}} (1+\eta) \quad (10)$$

$$\Delta \varepsilon_{b_2,t-t_1} = \frac{P_{d,t_1}}{E_s A_v} \phi(t-t_1) + \frac{\Delta N_{b_2,t-t_1}}{E_{b_2} A_{b_2}} (1+\eta) \quad (11)$$

一方、下コンクリート床版の図心 B_1 および上コンクリート床版の図心 B_2 におけるひずみ変化量 $\Delta \varepsilon_{b_1,t-t_1}$ と $\Delta \varepsilon_{b_2,t-t_1}$ を、鋼桁の分担軸方向力および曲げモーメントを用いて表すと、次のようになる。

$$\Delta \varepsilon_{b_1,t-t_1} = \frac{\Delta N_{s,t-t_1}}{E_s A_s} - \frac{\Delta M_{s,t-t_1} a'}{E_s I_s} \quad (12)$$

$$\Delta \varepsilon_{b_2,t-t_1} = \frac{\Delta N_{s,t-t_1}}{E_s A_s} + \frac{\Delta M_{s,t-t_1} a}{E_s I_s} \quad (13)$$

また、上・下コンクリート床版および鋼桁の曲率変化は、それぞれ次のように求められる。

$$\Delta \theta_{b_1,t-t_1} = \frac{\Delta M_{b_1,t-t_1}}{E_{b_1} I_{b_1}} (1+\eta) \quad (14)$$

$$\Delta \theta_{s,t-t_1} = \frac{\Delta M_{s,t-t_1}}{E_s I_s} \quad (15)$$

$$\Delta \theta_{b_2,t-t_1} = \frac{\Delta M_{b_2,t-t_1}}{E_{b_2} I_{b_2}} (1+\eta) \quad (16)$$

式 (9)~(16) より、6つの未知量(断面力の変化量)に関する連立方程式が得られ、それを解くことにより、クリープによって各部材に発生する分担断面力の変化量が求められる¹³⁾。

なお、中間支点領域に持続負曲げモーメントが作用した場合、上コンクリート床版には引張応力が発生し、引張応力下でのクリープ問題が生じる。しかし、今回の数値計算においては、プレストレスを導入することにより桁全長を圧縮状態とするか、中間支点領域の上コンクリート床版のひび割れを許容し、上コンクリー

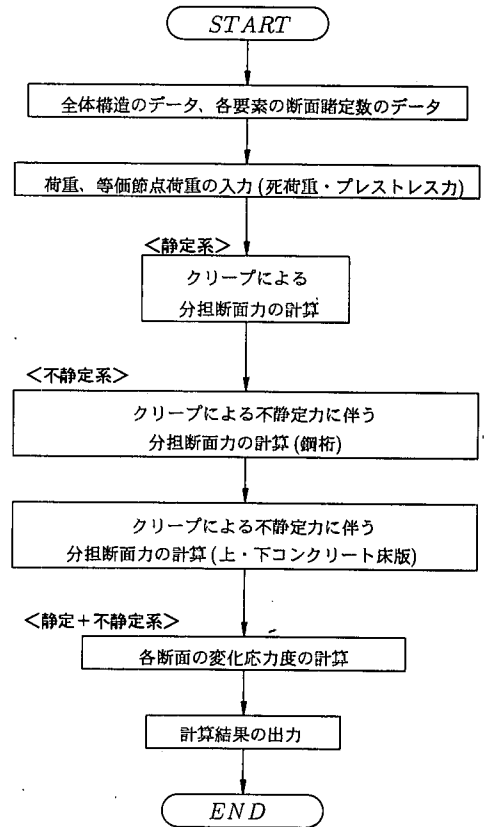


図-6 クリープに伴う変化応力度計算のフローチャート

ト床版においては、床版内部の鉄筋のみを有効な断面としているために、引張応力下でのクリープ現象を考慮する必要がなく、既往の持続曲げモーメントが作用した場合のクリープ解を用いて、断面力変化量の算出を行っている^{11)~13)}。

(4) クリープに対する荷重項および構造全体系における断面力の変化量

図-6に、剛性マトリックス法による合成桁のクリープに伴う変化応力度を計算するためのフローチャートを示す。剛性マトリックス法により、クリープに伴う経時挙動解析を行う場合、まず、前節で述べた方法により、構造全体系の持続荷重による断面力およびクリープによる分担断面力を算定する。

次に、クリープによる構造全体系の変化量を算定するため、鋼桁に着目して、各節点における鋼桁のクリープによる分担断面力の変化量を荷重項とみなして、再び、構造全体系の解析を行うことにより、不静定系に対する断面力の変化量が得られる。ただし、この場合の計算に用いる剛性は、鋼桁に関する伸び剛性および曲げ剛性を用いねばならない。

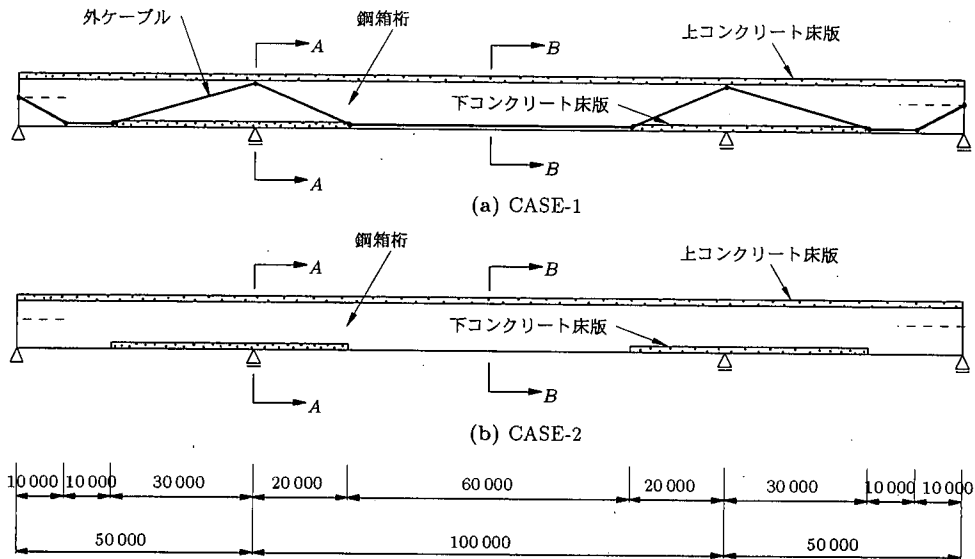


図-7 対象橋梁の側面図(寸法単位:mm)

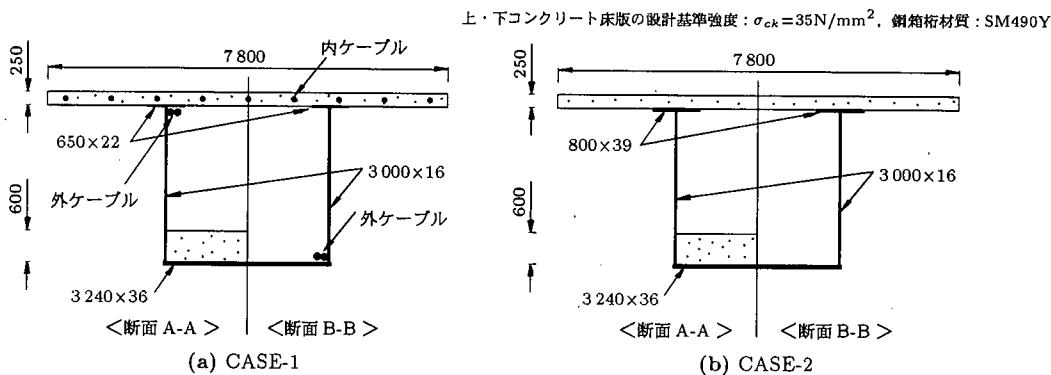


図-8 対象橋梁の断面図(寸法単位:mm)

最終的に、鋼桁のクリープによる分担断面力の総変化量は、静定系に対する変化量と不静定系に対する変化量との和として与えられる。さらに、上・下コンクリート床版の分担断面力の変化量の総変化量は、内力のつり合い条件式ならびに変位(ひずみ・曲率)の適合条件式から得られた値に、静定系に対する変化量を加算することによって得られる。

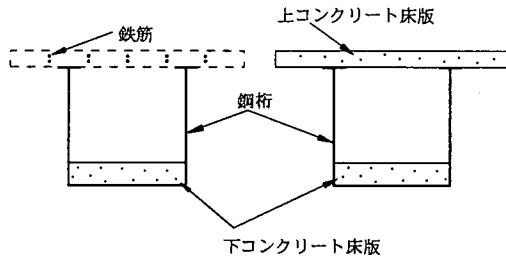
4. 数値計算結果と考察

(1) 対象橋梁の概要

ここでは、図-7および図-8に示す鋼・コンクリート二重合成連続箱桁橋(3径間、スパン割:50+100+50m)を対象に数値計算を行い、クリープの特性を調べた。なお、本研究において、クリープによって各部材に発生する断面力の変化量を算出する際、上・下コンクリ

ト床版は全幅有効として数値計算を行っている。

CASE-1では、下コンクリート床版は、通常の現場打ち床版としたが、上コンクリート床版は、近年、省力化・工期短縮および施工性向上などを目的として採用されているプレキャスト床版を用い、橋軸方向にはポストテンション方式によりプレストレスを導入する状態を想定した¹⁴⁾。したがって、プレストレス導入後、中間支点域の断面は鋼桁と上・下コンクリート床版、支間部は、鋼桁と上コンクリート床版から構成される合成断面となる。そして、最終的に外ケーブルを配置し、橋軸方向にプレストレスを導入する。外ケーブルの配置形状は、図-7(a)のとおり、1径間あたり2点で偏向させるクイーンポスト形式とし、中間支点部ではキングポスト形式とした。配置形状の決定は、既往の研究^{15),16)}に基づき、死荷重作用時に対して適切な配置とした。外ケーブルを有する合成桁における断面



(a) 断面力算出時(静定系) (b) 不静定力算出時

図-9 中間支点領域・床版の取り扱い(CASE-2)

および部材に関する解析法の詳細については、文献¹⁷⁾に譲るが、偏心結合変換マトリックスを用い、桁要素と外ケーブル間に無限大の剛度を持つ仮想部材を設けずに数値計算を行っている。

CASE-2は、上・下コンクリート床版とも通常の現場打ち床版とし、さらに、中間支点領域の上コンクリート床版で鉄筋によるひび割れ制御設計を行っている¹⁸⁾。すなわち、後死荷重・活荷重に対する断面力算出において、負曲げモーメント域、つまり、二重合成区間の上コンクリート床版はひび割れを想定し、図-9(a)に示すように、下コンクリート床版と鋼桁、そして、上コンクリート床版内部の鉄筋のみを有効断面としている。したがって、死荷重によるクリープの影響は、正曲げモーメント域は、上コンクリート床版、一方、負曲げモーメント域は、下コンクリート床版のみを考慮して数値計算を行う。一方、不静定反力による曲げモーメント算出時の二重合成断面の剛性の取り扱い、一般的な手法として、図-9(b)に示すように合成断面を用いている。

次に、解析条件を表-2に示す。下コンクリート床版の厚さは、実際に施工された橋梁においては、橋梁全体の中立軸の滑らかな連続性を確保するために、中間支点上で最大になり、スパン中央部に向かうに従って徐々に減少しているが、本解析での下コンクリート床版厚さは、簡略化のため一定値(=60cm)と仮定した。CASE-1において、内および外ケーブル緊張力は、桁全長において圧縮状態になるように予備計算を行い、その結果に基づいて決定した¹⁹⁾。CASE-2において、上コンクリート床版の鉄筋比は、許容ひび割れ幅(0.2mm⁹⁾、¹⁸⁾を満足するために2%とした。遅れ弾性ひずみおよびフロートひずみに対するクリープ係数の進行を表す無次元係数 k_1 および k_2 の値は、既往の研究結果¹¹⁾、¹²⁾を参考に決定した。

表-3には、今回のクリープ解析において、上・下コンクリート床版に作用する荷重およびプレストレス導入時の材令を示す。なお、CASE-1の上コンクリート床

表-2 解析条件

下コンクリート床版厚 [cm]		60.0
ヤング係数 [N/mm ²]	鋼桁桁	2.1×10^5
	上コンクリート床版 (一定)	3.0×10^4
	下コンクリート床版 (一定)	3.0×10^4
死荷重 [kN/m]	鋼桁桁 (CASE-1)	9.5
	(CASE-2)	10.8
	上コンクリート床版	24.4
	下コンクリート床版	24.0
後死荷重 [kN/m]		12.6
内ケーブル緊張力 [kN]		8000
外ケーブル緊張力 [kN]		10500
遅れ弾性クリープ係数 $\phi_{d\infty}$		0.4
フロートクリープ係数 $\phi_{f\infty}$		1.6
クリープ係数の進行を表す (k_1)		0.0200
無次元係数 (k_2)		0.0067

版に用いたプレキャスト床版は、工場で3ヶ月程度の仮置き期間を考慮している¹⁴⁾。

以上の条件を用いて数値計算を行い、各部材にどのような影響を与えるかを検討した。以下にそれらの結果を示し、かつ考察を加えることにする。

(2) 数値計算結果

数値計算結果の一例として、まず、中間支点部(断面A-A)に作用する荷重、さらに、CASE-1においては、内・外ケーブルによるプレストレスにより、上・下コンクリート床版、鋼桁の上縁および下縁に作用する応力度を、CASE-1は表-4に、CASE-2は表-5にそれぞれ示す。なお、応力度の符号については、+は引張応力を、-は圧縮応力を表している。

つぎに、クリープ終了時、例えば、道路橋示方書・同解説I:共通編⁹⁾においては、コンクリートの材令が持続荷重載荷後10000日目の中間支点部(断面A-A)に作用する変化応力度の分布図を図-10に、変化応力度の値(静定系、不静定系および総計)を、CASE-1においては表-6、CASE-2においては表-7にそれぞれ示す。

a) CASE-1

図-10(a)ならびに表-6より、当然のことながら、クリープにより、下コンクリート床版上縁を除き、上・下コンクリート床版が次第に引張応力を受け、また、鋼桁部分が次第に圧縮応力を受けるようになる。上コンクリート床版上縁に着目した場合、クリープにより、静定系で 0.86N/mm^2 の引張応力が作用する。一方、不静定力の影響により、静定系の約1.7倍の 1.45N/mm^2 の引張応力が作用するため、結果的には 2.31N/mm^2 の引張応力が作用し、表-4に示す総発生応力の約31%の応力が損失することになる。下コンクリート床版下縁に着目した場合、静定系では引張応力が作用するが、不静

表-3 上・下コンクリート床版に作用する荷重およびプレストレス導入時の載荷材令 [日]

	CASE-1		CASE-2	
	上コンクリート 床版	下コンクリート 床版	上コンクリート 床版	下コンクリート 床版
中央径間部鋼箱桁一括架設	—	$t_1 = 30$	—	$t_1 = 30$
上コンクリート床版 打設(敷設)終了	—	$t_2 = 80$	—	$t_2 = 130$
内ケーブルプレストレス導入	$t_3 = 150$	$t_3 = 90$	—	—
外ケーブルプレストレス導入	$t_4 = 160$	$t_4 = 100$	—	—
舗装・後死荷重 施工終了	$t_5 = 190$	$t_5 = 130$	$t_5 = 50$	$t_5 = 180$

表-4 CASE-1 での中間支点部(断面 A-A)に作用する応力度 [N/mm²]

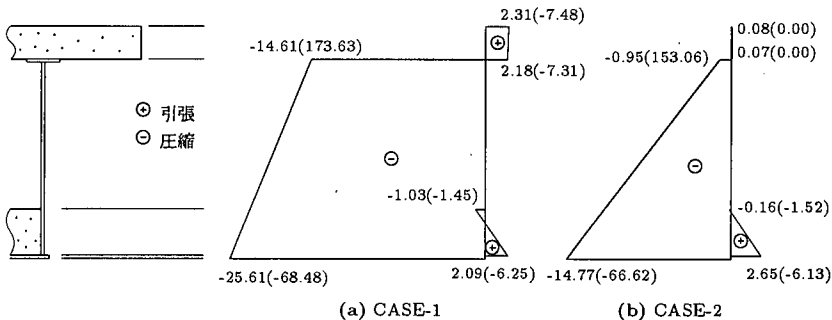
	下コンクリート 床版上縁	下コンクリート 床版下縁	上コンクリート 床版上縁	上コンクリート 床版下縁	鋼桁 上縁	鋼桁 下縁
応力状態 1	—	—	—	—	48.12	-22.74
応力状態 2	-0.03	-1.33	—	—	36.50	-9.84
応力状態 3	-0.09	-4.00	—	—	109.85	-29.63
応力状態 4	—	—	-4.33	-4.33	—	—
応力状態 5	-0.50	0.47	-4.83	-4.42	-30.97	3.72
応力状態 6	-0.83	-1.39	1.68	1.45	10.13	-10.00
総発生応力	-1.45	-6.25	-7.48	-7.31	173.63	-68.48

ここに、
 応力状態 1: 側径間部の鋼箱桁架設および中間支点領域の下コンクリート床版打設による応力
 応力状態 2: 中央径間部の鋼箱桁一括架設による応力
 応力状態 3: 上コンクリート床版敷設による応力
 応力状態 4: 上コンクリート床版へのプレストレス導入による(鋼箱桁と合成前) 応力
 応力状態 5: 外ケーブル緊張による応力
 応力状態 6: 上コンクリート床版と鋼箱桁との合成後の後死荷重載荷による応力

表-5 CASE-2 での中間支点部(断面 A-A)に作用する応力度 [N/mm²]

	下コンクリート 床版上縁	下コンクリート 床版下縁	鋼桁 上縁	鋼桁 下縁
応力状態 1	—	—	32.35	-21.77
応力状態 2	-0.28	-1.28	26.68	-9.41
応力状態 3	-0.75	-3.44	71.46	-25.22
応力状態 4	-0.49	-1.41	22.57	-10.22
総発生応力	-1.52	-6.13	153.06	-66.62

ここに、
 応力状態 1: 側径間部の鋼箱桁架設および中間支点領域の下コンクリート床版打設による応力
 応力状態 2: 中央径間部の鋼箱桁一括架設による応力
 応力状態 3: 上コンクリート床版打設による応力
 応力状態 4: 後死荷重載荷による応力



(括弧内の数値は、総発生応力の値である。)

図-10 中間支点部の変化応力度の分布図 [N/mm²]

表-6 CASE-1でのクリープによる変化応力度 [N/mm²]

	静定系	不静定系	総計
上コンクリート床版上縁	0.86	1.45	2.31
上コンクリート床版下縁	0.94	1.24	2.18
下コンクリート床版上縁	-0.42	-0.61	-1.03
下コンクリート床版下縁	3.07	-0.98	2.09
鋼桁上縁	-25.64	11.03	-14.61
鋼桁下縁	-12.78	-12.83	-25.61

表-7 CASE-2でのクリープによる変化応力度 [N/mm²]

	静定系	不静定系	総計
上コンクリート床版上縁	0.00	0.08	0.08
上コンクリート床版下縁	0.00	0.07	0.07
下コンクリート床版上縁	-0.15	0.00	-0.16
下コンクリート床版下縁	2.63	0.02	2.65
鋼桁上縁	0.98	-1.93	-0.95
鋼桁下縁	-15.16	0.39	-14.77

表-8 内・外ケーブル張力の変化量 [kN]

	内ケーブル	外ケーブル
クリープ	-116.15 (1.45)	-35.04 (0.33)

定力の影響により圧縮応力が作用するため、最終的には、静定系の約68%の引張応力が作用することになり、クリープに伴う引張応力の影響が緩和されることがわかる。

表-8には、中間支点部においてクリープによって発生する内・外ケーブル張力の変化量を示す。なお、()内の数値は、緊張力の減少率(=張力変化量/初期緊張力[%])である。同表で、正の数値はケーブルに対して引張、つまりケーブル張力が増加することを示している。一方、負の値はケーブルに対して圧縮、つまりケーブル張力が減少することを示している。

表-8より、クリープによって発生する張力変化量は、内および外ケーブルとも僅かである。しかし、緊張力の減少率について、内ケーブルは外ケーブルの約4.5倍になる。その要因としては、内ケーブルは床版内にコンクリートと付着をもって配置されているため、コンクリートのクリープにより、たえず圧縮ひずみが増加、つまり内ケーブル張力が減少する状態にある。一方、外ケーブルは、桁のクリープによる曲げ変形に対しては、たえず張力が増加する位置に配置されているが、桁のクリープによる全体縮みに対しては、外ケーブル張力が減少する状態にあり、結果的に後者の方が前者よりも影響が大きいため、外ケーブル張力が減少するという性状を示す。以上のようなことから、内ケーブル張力の減少率は、外ケーブル張力の減少率よりも大きくなると考えられる。

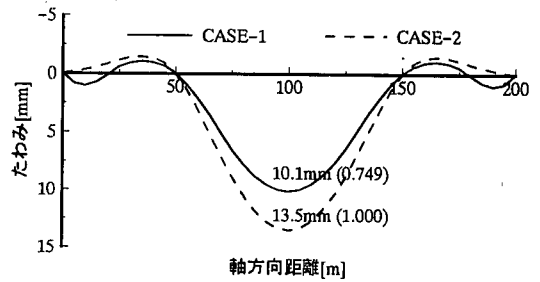


図-11 クリープによるたわみ

b) CASE-2

図-10(b)ならびに表-7より、下コンクリート床版のみのクリープしか影響しないため、CASE-1と比較して、クリープの影響は小さくなる。特に、クリープにより鋼桁上縁に作用する圧縮応力の値を比較した場合、CASE-1はCASE-2の約15.4倍になる。また、表-6および表-7より、曲げモーメントのみが作用しているCASE-2のクリープにより発生する不静定力の影響は、軸力も作用しているCASE-1より小さいことがわかる。よって、曲げモーメントのみが作用しているCASE-2のクリープに伴う変化応力度の影響は、概ね、静定系で決まることがわかる。

次に、図-11に、CASE-1およびCASE-2のクリープによるたわみを示す。たわみの符号については、正は鉛直方向下向きに、負は鉛直方向上向きに変位した場合を示している。図-11より、側径間部のクリープによるたわみは、CASE-1、CASE-2ともほぼ同じになる。一方、中央径間部では、最大で、CASE-1で10.1mm、CASE-2で13.5mmとなり、図-11の()内にも値を示すが、全断面有効とした場合のクリープによる最大たわみは、中間支点領域のひび割れを考慮した場合より25%程度小さくなることがわかる。その要因としては、曲げモーメントが作用したことによるクリープたわみは、下向きに変位するのに対して、軸力が作用したことによるクリープたわみは、上向きに変位する傾向を示すからであると考えられる。

最後に、今回の解析モデルにおいて、詳細なデータは記していないが、鋼桁の変断面の影響を考慮してクリープに伴う変化応力度の数値計算も行った。その結果、クリープに伴う変化応力度の値は、鋼桁上下縁では、等断面で計算した場合より2.0N/mm²程度大きな圧縮応力が作用することになるが、上・下コンクリート床版では、ほとんど変化が見られず、変断面の影響を考慮した場合のクリープの影響は小さいことがわかった。

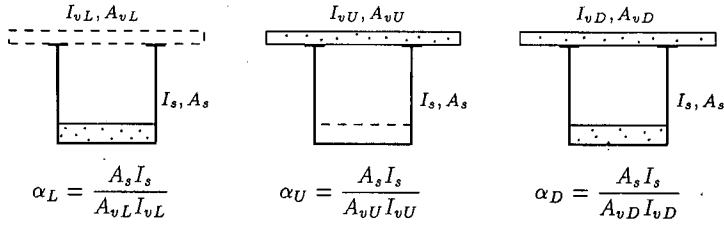


図-12 断面構成比 α に関するパラメータの定義

表-9 断面構成比パラメータ値

下コンクリート床版厚	40cm	60cm	80cm	100cm
α_L : 下コンクリート床版+鋼桁	0.481	0.395	0.334	0.286
α_U : 上コンクリート床版+鋼桁	0.160	0.160	0.160	0.160
α_D : 上・下コンクリート床版+鋼桁	0.078	0.064	0.056	0.050

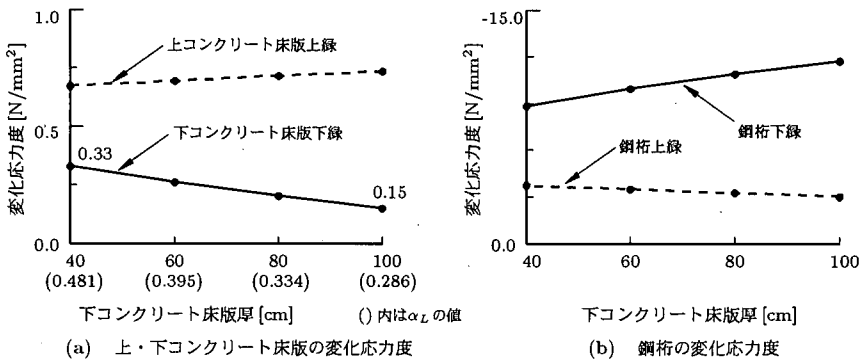


図-13 断面構成比 α とクリープに伴う変化応力度の関係

(3) 断面構成比の影響

本節では、クリープ係数など経時挙動評価に及ぼす種々のパラメータのうち、最も影響が大きいと考えられる断面構成比²⁰⁾に着目した場合の挙動を解明するために、図-8(a)に示すCASE-1の断面において、下コンクリート床版厚を40cmから100cmまで20cm間隔で変化させた場合のクリープに伴う変化応力度の数値計算を行った。ここで、断面構成比とは、合成断面に占める鋼桁断面の割合であり、次式で定義されるものである。

$$\alpha_i = \frac{A_s I_s}{A_{vi} I_{vi}} \quad (i = U, L, D) \quad (17)$$

式(17)の記号は、図-12にも示すように、 A_s, I_s は、鋼断面の断面積と断面2次モーメントであり、 A_{vi}, I_{vi} での $i = U, L$ および D は、それぞれ、上コンクリート床版のみ、下コンクリート床版のみ、および上・下コンクリート床版の双方を考慮した場合の合成断面の鋼に換算した断面積と断面2次モーメントである。表-9に、各下コンクリート床版厚に対する断面構成比パラメータ($\alpha_L, \alpha_U, \alpha_D$)の値を示す。

数値計算の結果として、図-13に下コンクリート床版厚と中間支点部(断面A-A)におけるクリープに伴う変化応力度の関係図を示す。ここで、本節の数値計算条件は、断面構成比の影響のみを把握する目的から、上・下コンクリート床版に 1N/mm^2 の圧縮応力を導入するように定めた持続軸方向力 P を時刻 $t_1=0$ において図心軸に作用させ、また、クリープ係数は、上・下コンクリート床版とも $\phi = 2.0$ の値に固定した。

図-13より、下コンクリート床版厚が減少する、つまり、断面構成比 α_L の値が大きくなるにつれて、下コンクリート床版に作用するクリープに伴う引張応力の値は大きくなり、鋼桁下縁に作用する圧縮応力の値は小さくなる傾向を示す。特に、下コンクリート床版厚が100cm(断面構成比 $\alpha_L=0.286$)の場合の下コンクリート床版下縁に作用するクリープに伴う引張応力の値は 0.15N/mm^2 であるのに対して、下コンクリート床版厚が40cm(断面構成比 $\alpha_L=0.481$)の場合は 0.33N/mm^2 となり、断面構成比、つまり、合成断面に占める鋼桁の割合が1.7倍大きくなると、下コンクリート床版に作用する引張応力の値は2.2倍大きくなる。一方、上コンクリート床版に作用する引張応力ならびに鋼桁上

縁に作用する圧縮応力の値には、ほとんど変化が見られず、一定値を呈している。

その要因としては、下コンクリート床版厚が減少するにつれて、式(17)より、断面構成比 α_L の値は大きくなる。つまり、合成断面に占める鋼桁断面の割合が高くなることを意味しており、鋼桁の剛度が増すのに伴って、コンクリートのクリープに対する鋼桁の拘束力が大きくなり、クリープの影響がより顕著になるからである。したがって、上コンクリート床版および鋼桁上縁の変化応力度の値に変化が見られないのは、断面構成比 α_U の値が変化しないからであると考えられる。また、本橋梁形式のクリープに伴う変化応力度を、断面構成比 α_D を用いて評価することはできないこともわかった²⁰⁾。

以上の数値計算結果より、二重合成断面に持続軸方向力が作用した場合のクリープの影響評価を行う際、上コンクリート床版には、静定系および不静定力の影響により引張応力が作用するため、上コンクリート床版と鋼桁の断面構成比 α_U の値が0.2、つまり、鋼桁断面が合成断面の2割を占めた場合、初期応力の約75%の応力が損失することになる。一方、下コンクリート床版には、静定系では引張応力が作用するが、不静定力の影響により圧縮応力が作用するため、鋼桁断面が合成断面の半分を占めても、初期応力の約30%の応力しか損失しないことがわかる。

したがって、これまでの設計において、下コンクリート床版厚など本橋梁形式の断面決定は、主に、各施工手順によって発生するモーメント(応力)を考慮して行われているが、本研究より、断面構成比の影響も留意する必要があると考えられる。

5. 結論

本文は、近年、わが国でも注目されつつある鋼・コンクリート二重合成連続箱桁橋を対象に、中間支点領域に発生する負曲げモーメントに対する処置として、内および外ケーブル工法を適用してプレストレスを導入することにより桁全長を圧縮状態とするCASE-1、および中間支点領域の上コンクリート床版のひび割れを許容したCASE-2の2ケースを対象にクリープに伴う挙動を解明するという観点からとりまとめたものである。数値計算結果より、以下のような知見が得られた。

- (1) 二重合成構造を採用することにより、断面剛度が1.5～2.0倍程度増加するため、中間支点領域の桁高を低く押さえることが可能になる。さらに、補剛材数の減少など材片数を少なくし、工場製作

の省力化を図ることができる。

- (2) 全断面圧縮状態を想定したCASE-1において、中間支点部の上コンクリート床版のクリープに伴う引張応力の値に関して、不静定力の影響は静定系の約1.7倍にもなり、結果的に、総発生応力の約31%の応力が損失するということがわかった。
- (3) クリープによって発生する内および外ケーブル張力変化量は僅かである。しかし、緊張力の減少率について、内ケーブルは外ケーブルの約4.5倍になる。したがって、連続合成桁橋で、全断面有効とするためにプレストレスを導入する際、外ケーブル方式により導入されるプレストレスの比率が大きくなるにつれて、クリープによる張力減少率が小さくなり、有用であることがわかる。
- (4) 中間支点領域の上コンクリート床版のひび割れを許容したCASE-2において、クリープの影響は、当然のことながら、CASE-1より小さくなる。
- (5) クリープによるたわみは、側径間部においては、CASE-1、CASE-2ともほぼ同じになる。一方、CASE-2の中央径間部の最大たわみは、CASE-1の1.34倍になる。
- (6) 変断面の影響を考慮してクリープに伴う変化応力度の数値計算を行った結果、鋼桁の上下縁では、等断面で計算した場合より2.0N/mm²程度大きな圧縮応力が作用するが、上・下コンクリート床版では、ほとんど変化が見られず、変断面の影響を考慮した場合のクリープの影響は小さいことがわかった。
- (7) 下コンクリート床版厚が小さくなる、つまり、断面構成比(α_L)の値が大きくなるにつれて、コンクリートのクリープに対する鋼桁の拘束力が大きくなるため、クリープの影響がより顕著になる。例えば、合成断面に占める鋼桁断面の割合が1.7倍大きくなると、下コンクリート床版に作用するクリープに伴う引張応力の値は2.2倍大きくなる。
- (8) 二重合成断面に持続軸方向力が作用した場合のクリープの影響評価を行う際、上コンクリート床版は、断面構成比 α_U の値が0.2、つまり、鋼桁断面が合成断面の2割を占めた場合、初期応力の約75%の応力が損失する一方、下コンクリート床版は、鋼桁断面が合成断面の半分を占めても、初期応力の約30%の応力しか損失しないことがわかった。

今後の課題としては、まず、本橋梁形式を対象に、クリープ解析について、コンクリートの乾燥収縮に伴う影響評価を行う必要がある。次に、実験による理論の検証が挙げられる。そのため、著者らは、現在、比較的大型の供試体を製作し、経時挙動の測定実験を行っている。本実験より、計測値と解析値との比較・検討を行い、本研究での解析手法の妥当性の検証を行うとともに、最終的には、実用的な設計手法を構築する予定である。

なお、本研究は、鋼材倶楽部・平成11年度土木鋼構造教育助成金から研究費の補助を受けて行われている。

参考文献

- 1) 例えば、(社)土木学会：構造工学シリーズ9-B 鋼・コンクリート複合構造の理論と設計 (2) 応用編：設計編、丸善(株)、1999年4月。
- 2) Nather, F.: Stahlbrücken mit Doppelverbund, Bau intern, pp.238 ~ 245, 1994.12.
- 3) 栗田章光, 吉田順一郎, 大山 理: ヨーロッパにおける最近の鋼・コンクリート複合橋梁, 第1回鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集, pp.15 ~ 30, 1998年8月。
- 4) Reiner Saul (訳/松井繁之, 山本武司, 平城弘一, 魚井敬次, 久保圭吾, 伊藤忠政): ダブル合成作用を有する橋梁, (株)建設図書, 橋梁と基礎, pp.25 ~ 30, 1997年3月。
- 5) Nather, F.: Steel Bridges with Double Composite Action in Germany, 2nd Japanese-German Colloquium for Steel and Composite Bridges, XII-C-1 ~ XII-C-10, 1996.4.
- 6) Albrecht, G. and Ibach, H.D.: Design of Double Composite Bridges, 3rd German-Japanese Colloquium for Steel and Composite Bridges, pp.83 ~ 106, 1998.9.
- 7) 保坂鐵矢, 加藤 順, 江上武史, 山本晃久, 米田達則: ダブル合成連続桁の鉛直荷重に対する下スラブジベル配置について -北陸新幹線: 北陸道架道橋における検討-, 土木学会第54回年次学術講演会講演概要集<第I部門>, pp.260 ~ 261, 1999年9月。
- 8) 保坂鐵矢, 田原鑑二, 依田照彦, 八巻康博: 鋼とコンクリートのダブル合成連続桁の乾燥収縮応力について -北陸新幹線: 北陸道架道橋-, 土木学会第54回年次学術

講演会講演概要集<第I部門>, pp.338 ~ 339, 1999年9月。

- 9) (社)日本道路協会: 道路橋示方書 (I 共通編・II 鋼橋編)・同解説, 丸善(株), 1996年12月。
- 10) 渡辺誠一, 六車 照: 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 第402号, pp.71 ~ 77, 1989年8月。
- 11) 栗田章光: 回復クリープの影響を考慮した鋼・コンクリート合成桁橋の経時挙動に関する研究, 大阪市立大学博士学位論文, 1992年9月。
- 12) Kurita, A. and Nakai, H.: "An analysis for long-term behavior of steel-concrete composite girders by taking into account of creep recovery," Structural Eng./Earthquake Eng., Vol.9, No.2, JSCE, pp.117~128, 1992.7.
- 13) 大山 理: 鋼・コンクリート二重合成連続箱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, 1998年2月。
- 14) 中井 博編: プレキャスト床版合成桁橋の設計・施工, 森北出版(株), 1988年2月。
- 15) 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, 土木学会第50回年次学術講演会講演概要集<第I部門>, 1995年9月。
- 16) 大植康弘, 栗田章光, 大山 理: 鋼・コンクリート二重合成連続箱桁橋における外ケーブルの配置形状に関する研究, 土木学会第53回年次学術講演会講演概要集<共通セッション>, pp.264 ~ 265, 1998年10月。
- 17) 例えば, 小坂 崇, 平野淳治, 栗田章光, 大山 理, 中條潤一: 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, 構造工学論文集, Vol.44A, pp.1587 ~ 1596, 1998年3月。
- 18) (社)日本橋梁建設協会・連続合成桁ワーキンググループ: PC床版を有すプレストレスしない連続合成桁設計要領(案)-, 1995年3月。
- 19) 大山 理, 栗田章光, 瀬野靖久, 富田耕司: 内・外ケーブルを有する鋼・コンクリート二重合成連続箱桁橋のクリープおよび乾燥収縮に関する解析的研究, 構造工学論文集, Vol.45A, pp.1477 ~ 1488, 1999年3月。
- 20) 大山 理, 栗田章光, 渡辺 混: 鋼・コンクリート二重合成連続箱桁橋の経時挙動に及ぼす断面構成比の影響, 第4回複合構造の活用に関するシンポジウム講演論文集, pp.13 ~ 18, 1999年11月。

(2000. 1. 21 受付)

INFLUENCE OF CREEP BEHAVIOR IN STEEL-CONCRETE DOUBLE COMPOSITE CONTINUOUS BOX GIRDER BRIDGES

Osamu OHYAMA and Akimitsu KURITA

This paper deals with the creep behavior in steel-concrete double composite continuous box girder bridges. First of all, main characteristics and the outline of a construction procedure for this new type of bridge are described. Next, the relationship between stress and strain in concrete for analyzing the creep behavior and the solutions for creep are presented. Finally, a three spans continuous double composite box girder bridge is selected as the analytical model and its numerical analysis is carried out. As the results, changes of stresses in upper and lower concrete slabs and steel box girder and also deflection of the girder due to creep are made clearly.