

PC構造におけるクリープ移行量の算式に関する提案

石黒 如¹・角田與史雄²

¹正会員 パシフィックコンサルタンツ株式会社 開発プロジェクト部 (〒206 東京都多摩市関戸1丁目7番地5)

²正会員 工博 北海道大学教授 工学部土木工学科 (〒060 北海道札幌市北13条西8丁目)

本論文では、道路橋示方書の算式に基づく慣用の解法を用いて計算したコンクリートのクリープ・乾燥収縮によるプレストレス力減少量と断面力移行量を段階的積分法による結果と比較することによって、鋼材による変形の拘束およびコンクリートの遅れ弾性歪みによる影響が適切に評価されているかを調べた。そして、構造系が変化するPC構造物の設計においてこれらの影響を総合的に評価するための算式を提案し、これをPC連結T桁に適用した結果を示して、その妥当性についての考察を行った。

Key Words : creep effect, delayed elasticity, internal restraints by steel, indeterminate force by creep and shrinkage of concrete, prestress decrement

1. まえがき

コンクリート打設後に構造系が変化する連結桁などのPC構造物では、コンクリートのクリープによって断面力移行量が生じるため、これを考慮して設計を行う。ところが、PC構造物では一般にクリープによるプレストレス力減少量が生じる。このようなPC構造物の設計にあたっては、コンクリートのクリープによる断面力移行量とプレストレス力減少量の間の相互の影響を適切に評価する必要がある。また、クリープによる影響の評価にはクリープ係数を用いるが、プレストレス力などの荷重作用および移行量や減少量の増加に対して、弾性変形の発生時期による遅れ弾性歪み係数の違いを考慮してクリープ係数の計算を行う必要がある。道路橋示方書にはクリープによるプレストレス力減少量と断面力移行量について各々算式が示されているが、これらの影響を総合的に評価する方法は明示されていない。

本論文では、簡単な例題についてプレストレス力減少量と断面力移行量を道路橋示方書の算式に基づく慣用の解法を用いて計算し、これを段階的積分法による計算結果と比較することによって、鋼材による変形の拘束およびコンクリートの遅れ弾性歪みによる影響が適切に評価されているかを調べた。そして、構造系が変化するPC構造物の設計においてこれらの影響を総合的に評価するための算式を提案し、これをPC連結T桁に適用した結果を示して、その妥当性についての考察を行った。

2. 比較する解析方法

(1) 段階的積分法：解法 I

この解法はできるだけ厳密な解を得る方法として用いるもので、次の事項を考慮する。

- a) コンクリート材令の進行に伴うフロー歪み係数および乾燥収縮度、弾性係数の変化。
- b) コンクリート弾性変形の発生時刻の違いによる遅れ弾性歪み係数の違い。
- c) 鋼材によるコンクリートの変形の拘束。

最初の荷重作用から移行量計算時刻 t までを n 個の微小時間 Δt に分割し、断面力増分を最初の荷重作用を含めて $\{\Delta F_c\}_i$ ($i=0, 1, 2, \dots, n$) とおけば、 k 番目の微小時間 Δt に生じるクリープ・乾燥収縮による変形を拘束するのに必要な固定端力 $\{\Delta F_{c\phi\phi}\}_k$ は式(1)で与えられる。 $[K_c]_k$ は時刻 t におけるコンクリート純断面の部材剛性マトリックス、 $[E]$ は単位マトリックスを表わす。また、式中のコンクリート弾性係数の進行度 K_k ²⁾、 Δt 間に進行する遅れ弾性歪み係数 $\Delta\phi_d$ 、フロー歪み係数 $\Delta\phi_f$ ¹⁾ については、コンクリートを打設してからの有効経過日数、仮想部材厚などを考慮して計算するものとする。

$$\{\Delta F_{c\phi\phi}\}_k = -K_k \sum_{i=0}^{k-1} \{\Delta F_c\}_i (\Delta\phi_d + \Delta\phi_f)_{i,k} - [K_c]_k [E] \{\Delta\delta_s\}_k \quad (1)$$

節点力ベクトル { F }, 変位ベクトル { δ }, および Δt 間に生じるコンクリートの乾燥収縮による変形 { Δδ_s } は下の式(2)に示す通り. ただし, ℓ は部材の長さ, 添字の l と r は部材の両端を表わし, Δε_s は Δt 間に進行するコンクリートの乾燥収縮度を表わす¹⁾.

$$\{ F \} = \begin{Bmatrix} N_l \\ S_l \\ M_l \\ N_r \\ S_r \\ M_r \end{Bmatrix}, \quad \{ \delta \} = \begin{Bmatrix} u_l \\ v_l \\ r_l \\ u_r \\ v_r \\ r_r \end{Bmatrix},$$

$$\{ \Delta \delta_s \} = \begin{Bmatrix} \Delta \epsilon_s \ell / 2 \\ 0 \\ 0 \\ -\Delta \epsilon_s \ell / 2 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (2)$$

一方, 拘束の解放によって合成断面に作用する等価節点力 { ΔF_{φ0} }_k は次式で与えられる. [D]_k は合成断面に生じた変形を純断面に対する値に変換するためのマトリックスを表わす³⁾.

$$\{ \Delta F_{\phi 0} \}_k = K_k \sum_{i=0}^{k-1} [D]_k \{ \Delta F_c \}_i (\Delta \varphi_d + \Delta \varphi_r)_{i,k} + [D]_k [K_c]_k [E] \{ \Delta \delta_s \}_k \quad (3)$$

拘束の解放によって生じる不静定力 { ΔF_{φ1} }_k は, 式(3)の等価節点力を全体構造系に作用させて変形法で解くことによって求められる.

Δt 間の合成断面に対する荷重作用による断面力増分を { ΔF_c }_k とおけば, t ≥ 0 に対して式(4)が成り立つ.

$$\{ \Delta F_c \}_k = \{ \Delta F_{c\phi s} \}_k + [A]_k (\{ \Delta F_{\phi 0} \}_k + \{ \Delta F_{\phi 1} \}_k) \quad (4)$$

ここで, [A]_k は部材断面を構成するコンクリートと鋼材に断面力を分配するためのマトリックスを表わす³⁾. ただし, t = 0 (即ち k = 0) のときは { ΔF_{cφs} }_k = { ΔF_{φ0} }_k = { ΔF_{φ1} }_k = 0.

以上より, 時刻 t におけるクリープ・乾燥収縮に

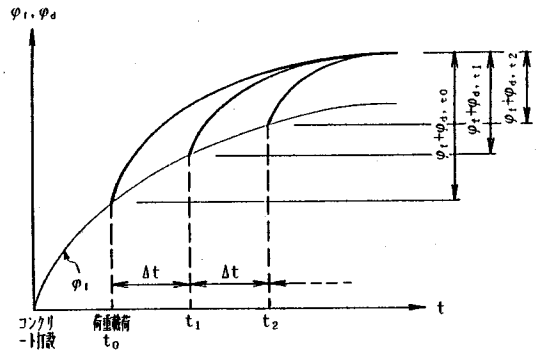


図-1 解法 I に用いるクリープ係数

よる prestressing force の減少量 { ΔF_φ }_n および断面力の移行量 { F_{φ'} }_n は式(5)で表わされ, その値は数値積分によって求められる.

$$\{ \Delta F_{\phi} \}_n = \sum_{k=1}^n (\{ \Delta F_{c\phi s} \}_k + [A]_k \{ \Delta F_{\phi 0} \}_k),$$

$$\{ F_{\phi'} \}_n = \sum_{k=1}^n \{ \Delta F_{\phi 1} \}_k \quad (5)$$

本解法では, 図-1 に示すようにフロー歪みがコンクリートの打設直後から進行し, 減少量と移行量の増加に伴って Δt 間に生じる弾性変形に対する遅れ弾性歪みは各 Δt の終わりから進行するものとして計算する. ただし, 荷重作用時に生じる弾性変形とその後の減少量および移行量の増加に伴って生じる弾性変形とは異符号であるから, それらに伴う遅れ弾性変形も互いに異符号となる. また, Δt の間に減少量および移行量が徐々に増加することによる計算誤差については, Δt を十分に小さくすることで対処する.

(2) 慣用の解法 : 解法 II

現在, 道路橋示方書に示される算式に基づいて一般的に用いられている解法は, 次の通りである.

prestressing force 導入から計算時刻 t までのコンクリートのクリープ係数を φ, 乾燥収縮度を ε. とし, PC 鋼材の断面積を A_p, 材令 28 日のコンクリートに対する弾性係数比を n_p = E_p / E. とするとき, 主桁自重と prestressing force によるコンクリートのクリープ変形および乾燥収縮によって生じる prestressing force の減少量 ΔP_{φd}, ΔP_{φp}, ΔP_φ は, 各々式(6)で計算される. ただし, 主桁自重および導入直後の prestressing force による PC 鋼材図心でのコンクリートの圧縮応力度を σ_{cd}, σ_{cpt}, 導入直後の PC 鋼材

の引張応力度を σ_{pt} とする。また、クリープ係数 φ はフロー歪み係数と遅れ弾性歪み係数の和で与えられるものとして計算する¹⁾。

$$\begin{aligned}\Delta P_{\varphi d} &= A_p n_p \varphi \cdot \sigma_{cd} / R, \\ \Delta P_{\varphi p} &= A_p n_p \varphi \cdot \sigma_{cpt} / R, \\ \Delta P_s &= A_p E_p \varepsilon_s / R, \\ R &= 1 + n_p \frac{\sigma_{cpt}}{\sigma_{pt}} \left(1 + \frac{\varphi}{2}\right) \quad (6)\end{aligned}$$

ここで、導入直後のプレストレス力を P_t とし、有効係数を η とすれば、鋼材のリラクセーションを考慮しない場合の有効プレストレス力 P_e は次式で与えられる。

$$P_e = P_t - \Delta P_{\varphi d} - \Delta P_{\varphi p} - \Delta P_s = \eta \cdot P_t \quad (7)$$

コンクリートの純断面に対するPC鋼材の偏心を e_p とし、 $M_{pt} = P_t e_p$ とおけば、各減少量による曲げモーメントの変化量および有効プレストレス力による曲げモーメントは、

$$\begin{aligned}\Delta M_{\varphi d} &= \Delta P_{\varphi d} e_p, \quad \Delta M_{\varphi p} = \Delta P_{\varphi p} e_p, \\ \Delta M_s &= \Delta P_s e_p, \quad M_{pe} = \eta \cdot M_{pt} \quad (8)\end{aligned}$$

となる。主桁自重および導入直後のプレストレス力を最終構造系に作用させたときの不静定曲げモーメントを M_{d1}, M_{pt1} とし、桁長に沿った有効係数の平均値を $\bar{\eta}$ とすれば、主桁自重およびプレストレス力による断面力の移行量は式(9)で計算される。

$$\begin{aligned}M_{\varphi d}' &= M_{d1}(1 - e^{-\varphi'}), \\ M_{\varphi p}' &= \frac{1 + \bar{\eta}}{2} M_{pt1}(1 - e^{-\varphi'}) \quad (9)\end{aligned}$$

ただし、主桁連結から計算時刻 t までのコンクリートのクリープ係数を φ' とする。一般に主桁の連結時期はプレストレスの導入より後なので、 $\varphi' < \varphi$ となる。

これらの移行量によるPC鋼材図心でのコンクリートの圧縮応力度を $\sigma_{cpd}, \sigma_{cpp}$ とすれば、移行量を考慮したプレストレス力の減少量は式(10)で表わされる。

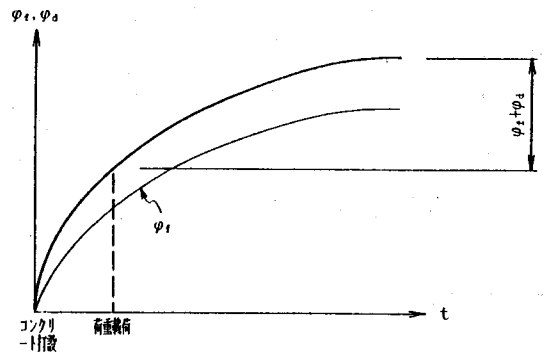


図-2 解法IIに用いるクリープ係数

$$\begin{aligned}\Delta P_{\varphi d} &= A_p n_p (\varphi \cdot \sigma_{cd} / R + \varphi' \cdot \sigma_{cpd} / 2R'), \\ \Delta P_{\varphi p} &= A_p n_p (\varphi \cdot \sigma_{cpt} / R + \varphi' \cdot \sigma_{cpp} / 2R'), \\ R' &= 1 + n_p \frac{\sigma_{cpt}}{\sigma_{pt}} \left(1 + \frac{\varphi'}{2}\right) \quad (10)\end{aligned}$$

本解法では遅れ弾性歪みをフロー歪みの一部と考え、図-2に示すように、全ての弾性変形に対するフロー歪みと遅れ弾性歪みがコンクリート打設の直後から同時に進行するものと仮定して値を計算する。

3. 比較計算

以下の例題について解法IIの計算結果を解法Iを用いて得た値と比較する。いずれの場合についても、相対湿度を70%、コンクリート温度を20℃とし、硬化速度係数 α および仮想部材厚 h_{th} は図-3, 4, 5に示す値とした。

Case-1: 図-3に示すPC単純桁の打設から10日後にプレストレス力 $P=66.35\text{tf}$ を導入、主桁自重 $\omega=0.4\text{tf/m}$ を作用させた場合を考え、支間中央2でのプレストレス力による曲げモーメントの減少量 ΔM_{φ} を計算する⁵⁾。

Case-2: 図-4に示す片持ち梁の打設から10日後に持続荷重 $\omega=10\text{tf/m}$ を載荷し、弾性変形終了後にその先端を支持した場合を考え固定端1における曲げモーメント移行量 M_{φ}' を計算する⁶⁾。

Case-3: 図-5に示す3径間の単純T桁を打設、主桁自重 $\omega=1.7\text{tf/m}$ (支点部は $\omega=2.4\text{tf/m}$)を作用させてから10日後に中間支点を連結した場合を考え、中間支点2における曲げモーメント移行量 M_{φ}' を計算する。

$\alpha=2, h_{1h}=0.26\text{m}$
 $E_c=3.33 \times 10^6 \text{tf/m}^2$
 $I_c=6.37 \times 10^{-3} \text{m}^4, A_c=0.161 \text{m}^2$
 $E_p=2.00 \times 10^7 \text{tf/m}^2$
 $A_p=6.03 \times 10^{-4} \text{m}^2, y_p'=0.565 \text{m}$

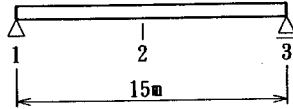


図-3 PC単純桁

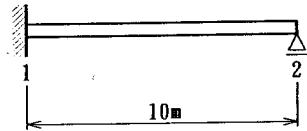
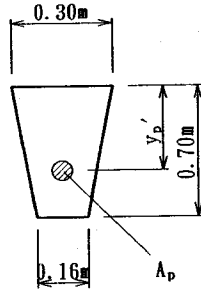


図-4 先端支持桁

$E_c=1.0 \text{tf/m}^2$
 $I_c=1.0 \text{m}^4$
 $\alpha=2$
 $h_{1h}=0.4 \text{m}$

$E_c=3.1 \times 10^6 \text{tf/m}^2, \alpha=2, h_{1h}=0.505 \text{m}$ (桁長平均),
 $I_c=0.18249 \text{m}^4$ (支分部 $I_c=0.20916 \text{m}^4$)

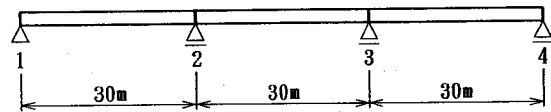


図-5 3径間連結桁

計算結果は表-1に示す通りである。いずれの例でも、遅れ弾性歪みを無視した場合には解法IIの計算結果が解法Iによる値とよく一致している。また、解法Iの結果より、 $t=0$ の荷重作用に対する遅れ弾性歪みのみを考慮すると減少量 ΔM_0 。(または移行量 M_0)は増加するが、 $t>0$ の減少量(または移行量)に対するものを含む全ての遅れ弾性歪みを考慮した場合にはそれらの値が減少することがわかる。これは、減少量(または移行量)に対する遅れ弾性歪みが、荷重作用に対するそれと異符号であるためと考えられる。

これに対して、解法IIでは遅れ弾性歪みをフロー歪みの一部として扱うため、全ての遅れ弾性歪みを考慮したときの方が減少量(または移行量)の値が大きくなっている。この傾向はCase-1の減少量の計算では大きな誤差として現れていないが、Case-2とCase-3に示す移行量の計算結果では解法Iに対する誤差が大きく、荷重作用から構造系の変化までに10日間が経過しているCase-3では10%を越えている。これは、減少量では $t=0$ の荷重作用に対する遅れ弾性歪みが支配的であるのに対して、移行量では $t>0$ の移行量自体に対する遅れ弾性歪み

表-1 計算結果

(tf・m)		φ_d 無視	荷重作用のみ φ_d 考慮	全ての φ_d 考慮 ()内の値は 解法IIIの結果
Case-1 (ΔM_0)	I	1.610	1.808	1.771
	II	1.615	1.804	1.804
	II/I	1.003	0.998	1.019
Case-2 (M_0')	I	325.9	363.5	316.9
	II	323.7	340.6	340.6 (284.5)
	II/I	0.993	0.937	1.075 (0.898)
Case-3 (M_0')	I	-135.4	-147.4	-127.5
	II	-134.6	-142.0	-142.0 (117.9)
	II/I	0.994	0.963	1.114 (0.925)

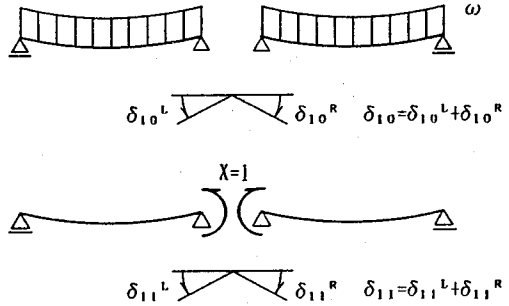


図-6 持続荷重と不静定力による変形量

の影響が大きいためと考えられる。このような解法IIにおける誤差は設計上必ずしも安全側とは言えず、遅れ弾性歪みの特性を合理的に評価する方法について検討する必要がある。

4. 提案式：解法 III

前項に示したCase-2とCase-3の結果より、荷重作用による遅れ弾性変形は移行量の増加に伴う遅れ弾性変形によって相殺されることがわかる。このことは遅れ弾性歪みの回復性を示すと考えられる。このような性質を反映できかつ簡便な解法として、ここでは次の方法を導入する。

遅れ弾性変形を弾性変形の一部とみなせると仮定し、図-6に示すように持続荷重による弾性変形量を δ_{10} 、不静定力 $X=1$ による弾性変形量を δ_{11} とあれば、歪みの連続条件は次式で表される。 k は持続荷重強度の変化を考慮するための係数である。

$$k \cdot \delta_{10} \cdot d \varphi_t + X \cdot \delta_{11} \cdot d \varphi_t + (1 + \varphi_d) \delta_{11} \cdot dX = 0 \quad (11)$$

$t=0$ における初期条件を $\varphi_t=0, X=0$ とし、 $X_1=-\delta_{10}/\delta_{11}, \varphi_d=0.4$ とあれば、この微

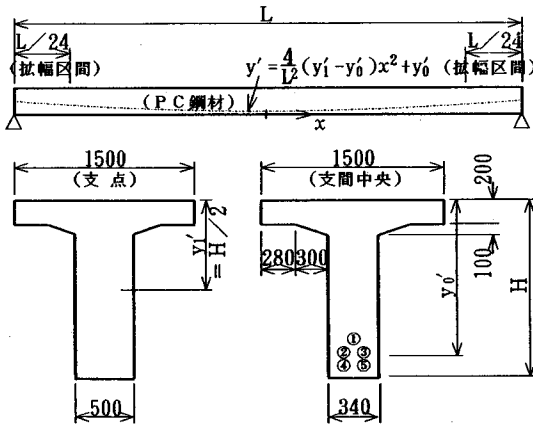


図-7 T桁の形状 (建設省標準桁)

分方程式の解は式(12)で与えられる。

$$X = k \cdot X_1 (1 - e^{-\varphi_1 / 1.4}) \quad (12)$$

自重のように荷重強度が不変であれば $k=1$ だが、プレストレス力については著者らが先に行った研究で $k=\bar{\eta}$ とすることにより十分な精度を得られることが明らかにされている⁴⁾。したがって、主桁自重およびプレストレス力による断面力の移行量は式(13)で計算され、これらの移行量を考慮したプレストレス力減少量は前述の式(10)で計算される。

$$M_{\varphi d}' = M_{d1} (1 - e^{-\varphi_1 / 1.4}),$$

$$M_{\varphi p}' = \bar{\eta} \cdot M_{p11} (1 - e^{-\varphi_1 / 1.4}) \quad (13)$$

本解法では遅れ弾性歪みを弾性変形の一部と考え、フロー歪みだけがコンクリート打設直後から進行するものとして値を計算する。

表-1の()内の値は、Case-2とCase-3に解法Ⅲを適用した結果である。遅れ弾性歪みを弾性変形の一部と考えるため、その値は解法Ⅰより小さい。また、荷重作用の直後に構造系が変化するCase-2に比べ、荷重作用から10日後に構造系が変化するCase-3の方が精度のよい値となっている。このような荷重作用から構造系変化までの経過時間の影響を含め、本解法の妥当性について次に調べる。

5. PC連結T桁の比較計算

上で導入した実用的な解法ⅢをPC連結T桁に適用し、解法Ⅰ(厳密解)および解法Ⅱと比較する。

表-2 T桁の諸元 (建設省標準桁)

(m)	L	H	$h_{1,1}$	N	y_1'	y_0'
Type-1	35.0	1.60	0.493	5(0000)	0.800	1.470
Type-2	30.0	1.80	0.587	4(0000)	0.900	1.650
Type-3	25.0	2.00	0.582	3(0000)	1.000	1.814

表-3 時間間隔

i			施 工	t' (日)	t (日)	φ_1	$\Delta\varphi_1$
A	B	C	コンクリート	0	0	—	—
0	0	0	型枠撤去	3	5	0.000	0.153/2
		1		4	7		≤ 0.1
1	1	2	補強鉄-1	6	10	0.153	0.596/7
		3		8	13		≤ 0.1
	2	4		12	20		
		5		16	27		
	3	6		22	37		
		7	補強鉄-2	31	52		
	4	8		43	72		
		9	補強鉄-3	60	100	0.749	0.871/10
	3	10		76	127		≤ 0.1
		11		95	158		
		12		120	200		
	4	13	補強鉄-4	150	250		
		14		190	317		
		15		240	400		
		16	補強鉄-5	300	500		
		17		370	617		
	5	18		470	783		
		19	補強鉄-6	600	1000	1.620	0.568/7
	6	20		760	1267		≤ 0.1
		21		990	1650		
		22		1300	2167		
		23		1800	3000		
		24		2700	4500		
		25		4000	6667		
7	13	26		6000	10000	2.188	≤ 0.1
8	14	27	クリ-終了	30000	∞	2.230	—

比較計算に用いるモデルの基本的な構造諸元は建設省標準桁にあわせることとし、支間長Lは連結T桁の適用例が多い25m, 30m, 35mの3タイプを考える。コンクリート強度は $\sigma_{c,k}=400\text{kgf/cm}^2$ (早強セメント使用)とし、クリープ係数等を計算する際の相対湿度は70%、コンクリート温度は15℃で一定とする。PC鋼材は12S12.7、初期引張応力度は 133kgf/cm^2 とし、全本数まとめて図-7および表-2に示す放物線形状に配置されると仮定する。桁端におけるPC鋼材の定着高さは定着具の配置を考慮して桁高Hの1/2とする。

表-2のNはPC鋼材の本数、図-7の①~⑤は y_0' の鋼材配置を表わし、 $h_{1,1}$ は桁長に沿った主桁仮想部材厚の平均値を表わす。段階的積分の時間間隔(A~C)と施工時期は表-3に示す通り。 t' は実経過日数、 t は有効経過日数を表わす。

(1) 単純桁

鋼材の拘束による影響をあらかじめ把握しておくため、単純桁の場合のクリープによるプレストレス力減少量の計算結果についての比較を行う。

表-4 減少量計算における時間間隔の影響 (TYPE-2)

	$\Delta M_{\phi d}$ (tf·m)		$\Delta M_{\phi p}$ (tf·m)		ΔM_s (tf·m)	
A	-53.1	1.017	156.1	1.019	13.9	1.007
B	-52.5	1.006	154.3	1.007	13.8	1.000
C	-52.2	1.000	153.2	1.000	13.8	1.000

表-5 単純T桁解析結果

(tf·m)	TYPE-1(L=25m)		TYPE-2(L=30m)		TYPE-3(L=35m)		
$\Delta M_{\phi d}$	I	-29.7	1.000	-52.2	1.000	-80.8	1.000
	II	-31.3	1.054	-55.2	1.057	-85.6	1.059
$\Delta M_{\phi p}$	I	91.3	1.000	153.2	1.000	218.8	1.000
	II	96.0	1.051	162.0	1.057	231.8	1.059
ΔM_s	I	9.8	1.000	14.0	1.000	18.4	1.000
	II	9.5	0.969	13.5	0.964	17.7	0.962
ΔM_s (合計)	I	71.4	1.000	115.0	1.000	156.4	1.000
	II	74.2	1.039	120.3	1.046	163.9	1.048

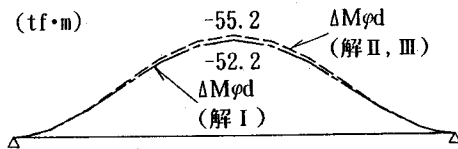


図-8 主桁自重による減少量 $\Delta M_{\phi d}$ (TYPE-2)

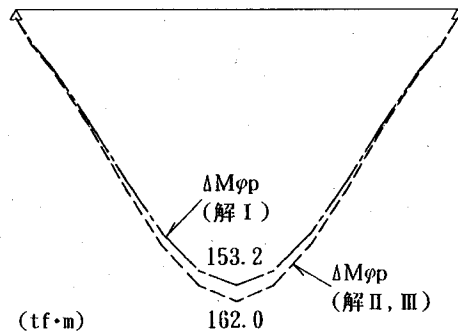


図-9 プレストレス力による減少量 $\Delta M_{\phi p}$ (TYPE-2)

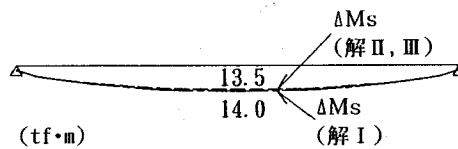


図-10 乾燥収縮による減少量 ΔM_s (TYPE-2)

解法 I による計算結果の収束状態を調べたものが表-4 であり、B ($\Delta \phi_i \leq 0.2$ の場合) と C ($\Delta \phi_i \leq 0.1$ の場合) の誤差は 1% 以下となっている。そこで、図-8, 9, 10 および 表-5 では、C の値を厳密解と考えて解法 II との比較を行った。これらの結果から、解法 II は主桁自重およびプレストレス力による減少量 $\Delta M_{\phi d}$, $\Delta M_{\phi p}$ を 6% 程度大きく、乾燥収縮による減少量 ΔM_s を 3% 程度小さく、また減少

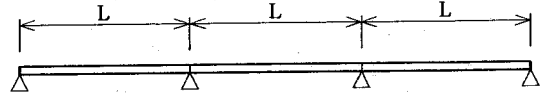


図-11 連結T桁モデル

表-6 移行量計算における時間間隔の影響 (TYPE-2)

	$M_{\phi d}'$ (tf·m)		$M_{\phi p}'$ (tf·m)		M_s' (tf·m)	
A	-159.9	1.017	353.0	1.017	-15.0	1.007
B	-158.2	1.006	349.0	1.005	-14.9	1.000
C	-157.3	1.000	347.2	1.000	-14.9	1.000

表-7 連結T桁解析結果

(tf·m)	解算中央	TYPE-2 (L=30m)					
		主桁連結-1 (6日)		主桁連結-3 (60日)		主桁連結-6 (600日)	
$\Delta M_{\phi d}$	I	-41.7	1.000	-45.7	1.000	-50.4	1.000
	II	-46.6	1.118	-49.6	1.085	-53.9	1.069
	III	-48.6	1.165	-51.0	1.116	-54.2	1.075
$\Delta M_{\phi p}$	I	129.6	1.000	139.0	1.000	149.4	1.000
	II	143.1	1.104	149.8	1.078	159.2	1.066
	III	148.8	1.148	153.8	1.106	160.1	1.072
ΔM_s	I	14.5	1.000	14.5	1.000	14.2	1.000
	II	13.5	0.931	13.5	0.931	13.5	0.951
	III	13.5	0.931	13.5	0.931	13.5	0.951
ΔM_s (合計)	I	102.4	1.000	107.8	1.000	113.3	1.000
	II	110.0	1.074	113.7	1.055	118.8	1.049
	III	113.7	1.110	116.2	1.078	119.4	1.054
中間支点		主桁連結-1 (6日)		主桁連結-3 (60日)		主桁連結-6 (600日)	
$M_{\phi d}'$	I	-157.3	1.000	-127.2	1.000	-62.5	1.000
	II	-179.6	1.142	-159.8	1.256	-92.2	1.475
	III	-153.7	0.977	-129.9	1.021	-70.4	1.126
$M_{\phi p}'$	I	347.2	1.000	277.9	1.000	134.3	1.000
	II	398.0	1.146	352.9	1.270	202.6	1.509
	III	309.2	0.891	259.9	0.935	139.8	1.041
M_s'	I	-14.9	1.000	-14.5	1.000	-10.8	1.000
	II	-	-	-	-	-	-
	III	-	-	-	-	-	-
M_s' (合計)	I	174.9	1.000	136.2	1.000	61.0	1.000
	II	218.4	1.249	193.1	1.418	110.4	1.810
	III	155.4	0.889	130.1	0.955	69.5	1.139
$M_{\phi d}'$ (鋼材なし)	I	-165.7	1.000	-139.5	1.000	-72.8	1.000
	II	-179.6	1.084	-159.8	1.146	-92.2	1.266
	III	-153.7	0.928	-129.9	0.931	-70.4	0.967
$M_{\phi p}'$ (鋼材なし)	I	340.7	1.000	275.7	1.000	133.8	1.000
	II	398.0	1.168	352.9	1.280	202.6	1.514
	III	309.2	0.908	259.9	0.943	139.8	1.045

量合計 ΔM_s については 5% 程度大きく見積もっていることがわかる。単純桁では移行量が生じないので、解法 III の結果も全く同じ値となる。しかし、これらの誤差は小さく、また設計荷重作用時の単純 T 桁の支間中央における曲げに対して安全側であるため、設計上問題にはならないと考えられる。

(2) 連結桁

比較計算に用いるモデルは、図-11のように前述の単純 T 桁を 3 径間連結した構造とする。主桁の連

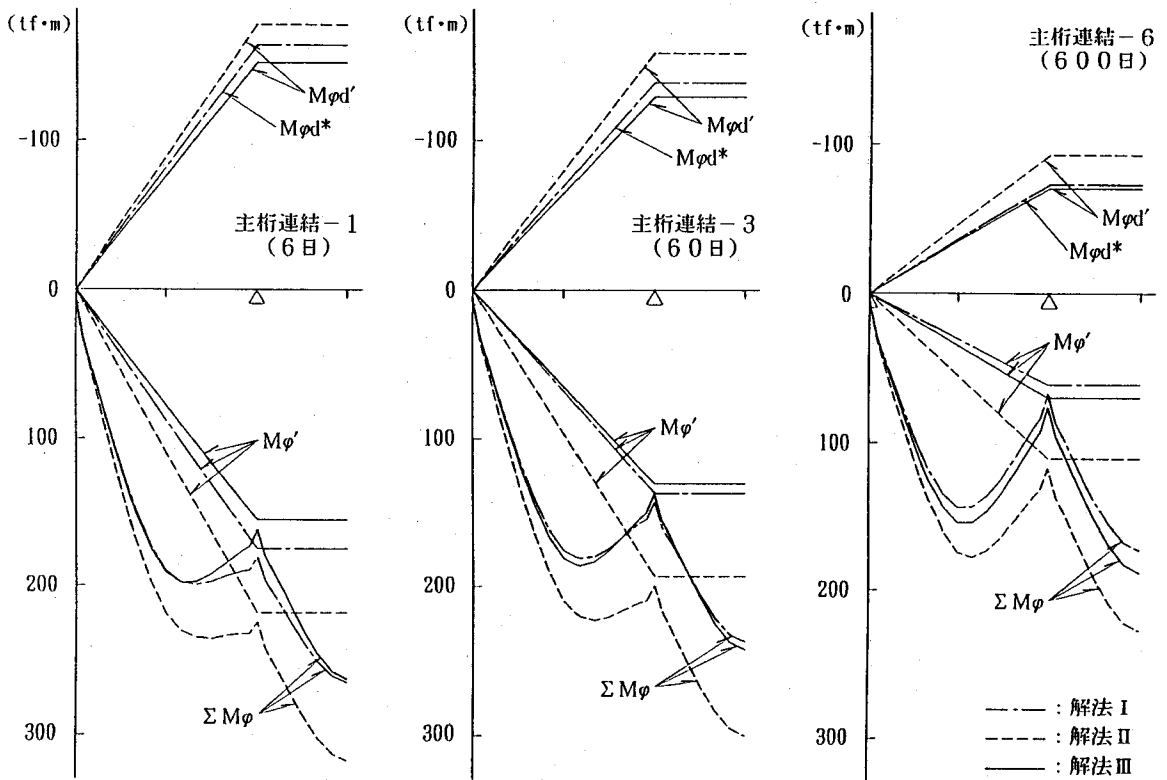


図-12 連結T桁のクリープによる曲げモーメント (TYPE-2)

結時期については、前掲の表-3 に示すように主桁コンクリート打設後6日、31日、60日、150日、300日、600日の6ケースを考える。

解法 I による移行量計算結果の収束状態は表-6の通りであり、BとCの差が1%以内に納まっているので、以下の比較ではCを厳密解と考える。

表-7と図-12は、主桁連結時期が6日、60日、600日の場合について、TYPE-2の計算結果を示したものである。ただし、解法 II および解法 III では主桁自重移行量 $M_{\phi,d}'$ を計算する際に減少量すなわち鋼材の拘束による影響を考慮していないので、解法 I についても鋼材を無視した場合の主桁自重移行量 $M_{\phi,d}^*$ を計算し、その結果との比較を行った。

表-7 に示すように、中間支点における $M_{\phi,d}'$ は、解法 II の結果が解法 I (厳密解) に比べて8~27%大きいものに対して、解法 III による値は $M_{\phi,d}^*$ より3~7%小さいことがわかる。移行量合計 M_{ϕ}' については、解法 II の結果が厳密解より25~80%大きくなっている。このように M_{ϕ}' の計算誤差が $M_{\phi,d}'$ に比べて著しく大きくなっているのは、遅れ弾性歪みの影響に鋼材拘束の影響が加わったため、すなわち減少量が移行量に与える影響が適切に評価

されていないためと考えられる。これに対して、解法 III による値は-10~+15%の範囲に納まっており、減少量と移行量との相互の影響の評価について大幅な計算精度の改善がみられる。

側径間中央における減少量合計 ΔM_{ϕ} については、解法 II の結果が解法 I (厳密解) に比べて5~7%大きいものに対して、解法 III による値は厳密解より5~11%大きくなっている。これは、解法 III の移行量合計 M_{ϕ}' が解法 II に比べて厳密解に近く、値が小さいためと考えられる。

一般に荷重による曲げモーメントが側径間中央で正、中間支点で負であること、また、図-12に示すように減少量と移行量による曲げモーメントの合計 ΣM_{ϕ} が連結桁の全断面にわたって正になることを考えれば、側径間中央付近の ΣM_{ϕ} の計算結果が厳密解より大きく、中間支点付近の ΣM_{ϕ} の計算結果が厳密解より小さくなるのが設計上安全側であると言える。主桁連結時期が6日および60日の場合の解法 III による ΣM_{ϕ} は、このような安全側の結果となっている。これは、解法 III によって求めた移行量合計 M_{ϕ}' が解法 II による値より小さく、支間中央の減少量合計 ΔM_{ϕ} が解法 II による値よりやや大

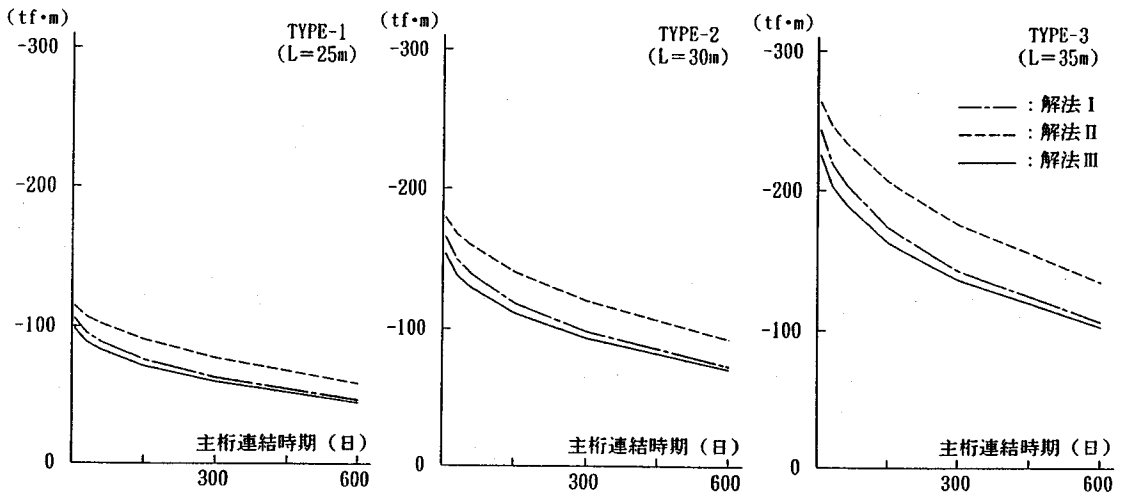


図-13 中間支点の主桁自重移行量 $M_{p,d}'$

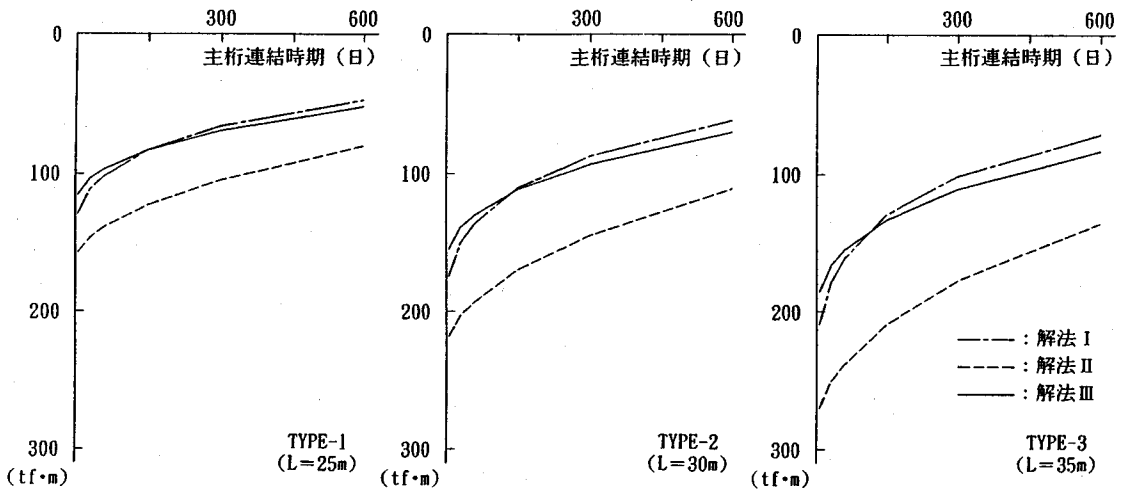


図-14 中間支点の移行量合計 $M_{p,d}'$

きいことに関係すると考えられる。

図-13は、主桁連結時期を変化させた場合について、TYPE-1 および TYPE-2, TYPE-3 についての主桁自重移行量 $M_{p,d}'$ の計算結果をグラフに示したものである。 $M_{p,d}'$ の絶対値を比較すると、表-7 で説明したように、解法Ⅱの結果が解法Ⅰ（厳密解）より最大で27%大きいのに対して、解法Ⅲによる値は-3～-7%の範囲に納まっている。

図-14 に示す移行量合計 $M_{p,d}'$ を表-7 の値と比較すれば、解法Ⅱの結果は解法Ⅰ（厳密解）に比べて最大で80%以上大きい。一方、解法Ⅲによる値は、主桁連結時期が6日の場合には厳密解より約10%小さいが、連結時期が遅くなると解法Ⅲによる値は厳密解より大きくなり、600日では厳密解

より約15%大きくなる。これは、前掲の表-7 の $M_{p,d}^*$ と $M_{p,d}' - M_{p,d}^*$ を比較することにより、鋼材の拘束すなわち減少量が移行量に与える影響についての計算誤差が生じているため考えられる。

図-13, 図-14 に示した TYPE-1 および TYPE-2, TYPE-3 の移行量計算結果には同じ傾向が認められ、プレストレスの導入直後に主桁の連結を行うような特殊な場合を除けば、解法Ⅲが解法Ⅱより厳密解に近い計算結果を与えることがわかる。

図-15 と表-8 は、主桁連結時期を変化させた場合について、側径間中央および中間支点におけるクリープによる減少量と移行量の合計 $\Sigma M_{p,d}$ の計算結果を示したものである。解法Ⅱの結果は側径間中央と中間支点のいずれにおいても解法Ⅰ（厳密解）

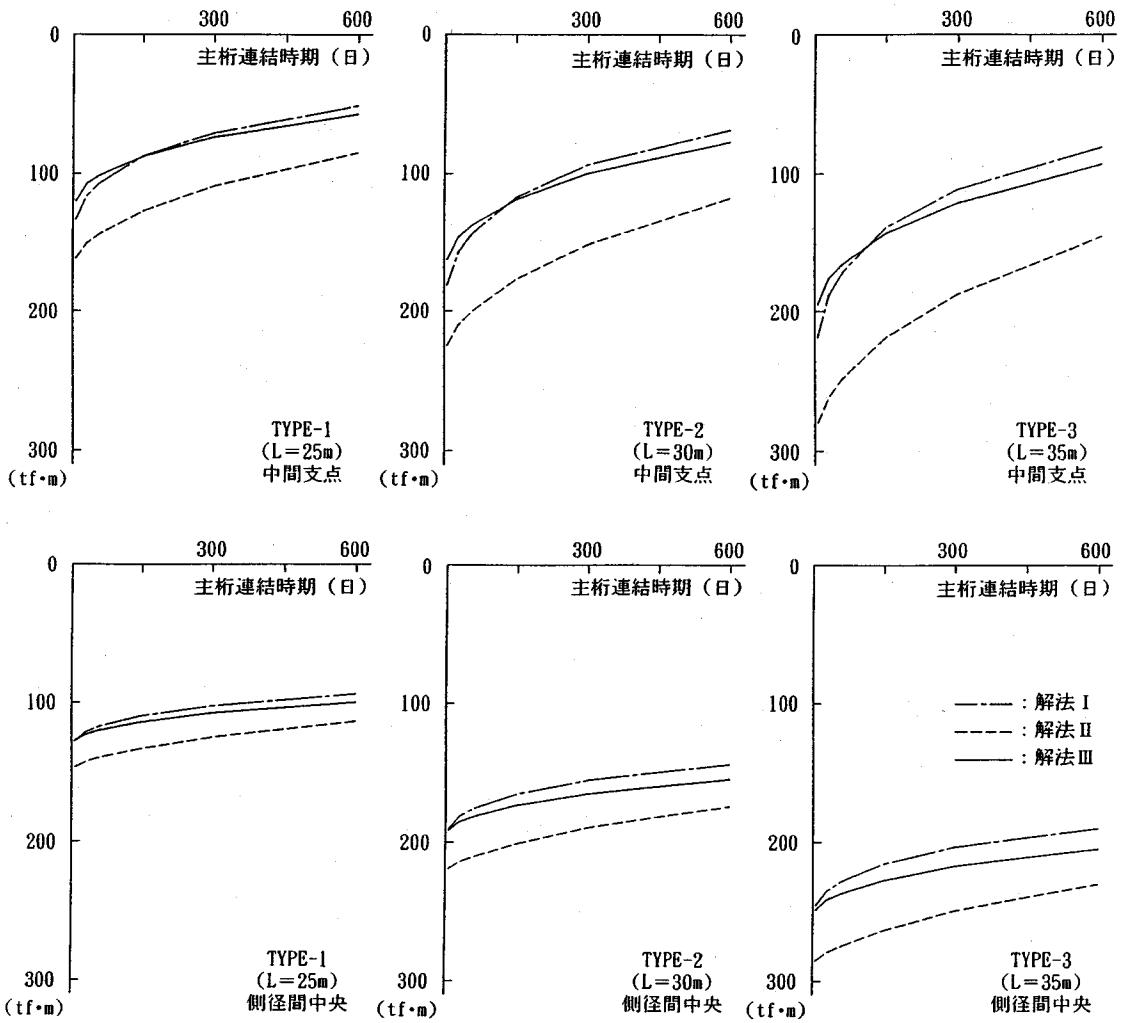


図-15 減少量と移行量の合計 ΣM_{ϕ}

表-8 減少量と移行量の合計 ΣM_{ϕ} の比較

(tf·m)		主桁連結-1 (6日)		主桁連結-2 (31日)		主桁連結-3 (60日)		主桁連結-4(150日)		主桁連結-5(300日)		主桁連結-6(600日)		
TYPE-1 (L=25m)	側径間中央	I	127.7	1.000	121.3	1.000	117.4	1.000	109.6	1.000	102.2	1.000	93.5	1.000
		II	146.3	1.146	142.4	1.174	139.6	1.189	132.7	1.211	124.5	1.218	113.2	1.211
		III	127.6	0.999	122.7	1.012	119.9	1.021	113.8	1.038	107.6	1.053	99.5	1.064
	中間支点	I	133.4	1.000	116.1	1.000	106.2	1.000	87.3	1.000	70.3	1.000	51.1	1.000
		II	161.8	1.213	150.7	1.298	143.5	1.351	127.2	1.457	108.8	1.548	84.3	1.650
		III	119.8	0.898	107.8	0.929	101.2	0.953	87.3	1.000	73.6	1.047	56.3	1.102
TYPE-2 (L=30m)	側径間中央	I	190.0	1.000	181.2	1.000	175.9	1.000	165.2	1.000	155.3	1.000	143.8	1.000
		II	219.1	1.153	214.0	1.181	210.2	1.195	200.7	1.215	189.6	1.221	174.0	1.210
		III	191.4	1.007	184.9	1.020	181.2	1.030	173.1	1.048	164.8	1.061	154.1	1.072
	中間支点	I	181.5	1.000	156.8	1.000	143.0	1.000	116.9	1.000	93.7	1.000	67.9	1.000
		II	225.1	1.240	210.0	1.339	200.0	1.399	176.9	1.513	151.5	1.617	117.4	1.729
		III	162.3	0.894	146.0	0.931	137.1	0.959	118.2	1.011	99.7	1.064	76.6	1.128
TYPE-3 (L=35m)	側径間中央	I	245.4	1.000	234.6	1.000	228.1	1.000	215.2	1.000	203.2	1.000	189.6	1.000
		II	285.7	1.164	279.1	1.190	274.5	1.203	262.7	1.221	249.1	1.226	229.9	1.213
		III	248.6	1.013	240.9	1.027	236.4	1.036	226.9	1.054	216.9	1.067	204.1	1.076
	中間支点	I	219.0	1.000	188.1	1.000	170.9	1.000	139.0	1.000	111.0	1.000	80.3	1.000
		II	279.9	1.278	260.5	1.385	247.9	1.451	219.2	1.577	187.8	1.692	145.7	1.814
		III	195.8	0.894	175.9	0.935	165.1	0.966	142.7	1.027	120.5	1.086	92.6	1.153

より大きくなっており、中間支点では危険側の値となっている。その誤差は最大で80%を越えている。これに対して、解法Ⅲによる値は、側径間中央で厳密解より15~21%大きく、また連結時期が60日以内の場合には中間支点で厳密解より小さくなっており、いずれも設計上安全側であることがわかる。連結時期が150日以上の場合には、解法Ⅲによる中間支点の値は厳密解より大きくなっているが、解法Ⅱに比べてその計算誤差は小さい。実際の主桁連結時期に相当する60日から300日の範囲に限定すれば、厳密解に対する解法Ⅲの誤差は-5~+9%であり、解法Ⅱより厳密解に近くかつ安全側の結果を与えることがわかる。

6. まとめ

本研究により、道路橋示方書の算式に基づく慣用の解法および提案式によるクリープ移行量の計算結果について、以下のことがわかった。

- (1) 遅れ弾性歪みは移行量を減少させる要因となるが、慣用の解法では逆に増加させる要因として評価しており、移行量を過大に見積もる傾向がある。また、この計算誤差は設計上必ずしも安全側とは言えない。
- (2) 慣用の解法で計算したPC連結T桁の主桁自重移行量が、段階的積分法による厳密解に比べて最大で27%大きいものに対して、提案式による値は-3~-7%の範囲に納まる。移行量合計については、慣用の解法で計算した結果が段階的積分法による厳密解に比べて最大で80%以上大きい。これは、鋼材の拘束による影響すなわち減少量が移行量に与える影響が適切に評価されていないためと考えられる。これに対して、提案式による値は-10~+15%の範囲に納まっており、減少量と移行量間の相互の影響の評価について大幅な計算精度の改善がみ

られる。このような移行量の計算結果についての傾向は支間25m, 30m, 35mのいずれにも共通しており、プレストレス導入直後に主桁連結を行うような特殊な場合を除けば、提案式は慣用の解法より厳密解に近い結果を与える。

- (3) 慣用の解法で計算したPC連結T桁の減少量と移行量の合計は、側径間中央および中間支点のいずれにおいても段階的積分法による厳密解より大きく、中間支点では危険側の値となる。その誤差は最大で80%を越えている。一方、提案式による値は側径間中央で厳密解より大きく、中間支点では厳密解より小さくなる傾向がある。実際の主桁連結時期に相当する60日から300日の範囲での提案式の厳密解に対する誤差は-5~+9%であり、慣用の解法より厳密解に近くかつ安全側の結果を与える。

以上の結果から、構造系が変化するPC構造の設計に本論文の提案式を用いることにより、クリープ移行量に対する鋼材の拘束(プレストレス力の減少量)および遅れ弾性歪みの影響を総合的にかつ十分な精度で評価できることが確認された。

参考文献

- 1) 道路橋示方書・同解説(Ⅰ)(Ⅲ), 日本道路協会, 1994.
- 2) コンクリート道路橋設計便覧, 日本道路協会, 1985.
- 3) 石黒 如: 鋼材の拘束を考慮した段階的積分法によるPC斜張橋のクリープ解析, コンクリート工学年次論文報告集, vol.13, No.2, pp.121-126, 1991.
- 4) 石黒 如, 倉持 春夫, 近藤 亮: PC単純および連結T桁のクリープ特性に関する解析的研究, コンクリート工学年次論文報告集, vol.16, No.2, pp.979-984, 1994.
- 5) 猪股 俊司: 多数段配置PC緊張材および普通鉄筋を有するPC断面のクリープ解, プレストレストコンクリート, 1971.2.
- 6) 佐藤 素啓, 渡辺 実, 佐藤 昇: 変位法によるコンクリート構造物のクリープ・乾燥収縮解析の基礎理論, プレストレストコンクリート, 1980.4.

(1994.11.22 受付)

A PROPOSAL ON THE FORMULA TO EVALUATE THE FORCE DUE TO CREEP AND SHRINKAGE OF THE PRESTRESSED CONCRETE STRUCTURE

Hitoshi ISHIGURO and Yoshio KAKUTA

In this paper, comparing with the results of numerical step-by-step method, we examined whether the formula shown in "Specification for Highway Bridges" could evaluate exactly the influence of internal restraints by steel and delayed elasticity factor of concrete in the calculation of prestress decrement and indeterminate force due to creep and shrinkage of concrete. We discussed a formula to evaluate collectively those influence on the prestressed concrete structure which is subjected to the change of restraint conditions. And we illustrated the validity of the formula by some numerical results on the prestressed concrete continuous beams.