

プレストレストコンクリート橋脚の終局強度および構造特性

ULTIMATE STRENGTH AND STRUCTURAL CHARACTERISTICS OF PRESTRESSED CONCRETE PIERS

川上 洵*, 菅原 昭磨**, 松塚 忠政***, 佐々木 保隆****, 徳重 英信*****

Makoto KAWAKAMI, Akimaro SUGAWARA, Tadamasa MATSUZUKA, Yasutaka SASAKI and Hidenobu TOKUSHIGE

*工博 秋田大学教授 鉱山学部土木環境工学科 (〒010 秋田市手形学園町1番1号)

**秋田大学大学院 鉱山学研究科土木環境工学専攻 (〒010 秋田市手形学園町1番1号)

***工修 秋田県 土木部 公園下水道課 (〒010-70 秋田市山王四丁目1番1号)

****工修 株式会社 横河ブリッジ (〒273 千葉県船橋市山野町27番地)

*****工博 秋田大学助手 鉱山学部土木環境工学科 (〒010 秋田市手形学園町1番1号)

Recently, with moving express way routes from the seaside and plains to mountainous regions, high rise piers have drastically increased. As design of the high rise piers depends on the relative magnitude of the moment and axial load, the application of prestressed concrete for piers is strongly suggested rather than the use of conventional short and stocky reinforced concrete piers.

Instantaneous strain and stress distributions of prestressed concrete members subjected to prestressing force, axial load N and bending moment M at time t_0 were firstly analyzed. Secondly, time-dependent strains and stresses during a period from time t_0 to time t in which creep and drying shrinkage of concrete and relaxation of prestressing steel occurred were obtained. Then, elasto-plastic analysis of this member was performed by assuming inelastic stress-strain relationships for concrete, reinforcing steel and prestressing steel, respectively. Furthermore, structural characteristics for the prestressed concrete members by taking parameter of creep coefficient and shrinkage of concrete, reinforcing steel ratio, axial force and strength of concrete were investigated and discussed.

Key Words: prestressed concrete, ultimate strength, creep, shrinkage, relaxation, decompression, elasto-plastic analysis.

1. まえがき

近年高速道路網の整備が急速に進められ、山間部にも路線選定される場合が多くなっている。それにともない、急峻な山岳地帯ではトンネルおよび高橋脚を用いた橋梁が、主として採用されることになる。従来の橋脚の設計においては、鉄筋コンクリート(以下、RC)橋脚が主であったが、50~100mに達する高橋脚においては地震荷重や風荷重等による曲げが支配的となり、RC橋脚では部材断面が大きなものになるため、高強度コンクリートの使用をはじめ高鉄筋比の中空断面とするか、プレストレストコンクリート(以下、PC)橋脚の適用¹⁾が考えられる。

PC橋脚にはプレストレス力および桁自重が軸圧縮力として持続作用するため、コンクリートのクリープ、乾燥収縮およびPC鋼材のリラクセーションが材齢とともに進行し、橋脚に生じるひずみと応力は変化する。したがって、橋脚の高さが増すとこれらの時間依存性応力およびひずみは、使用限界状態からも重要となる。また、

PC橋脚の終局強度を明らかにしておくことは設計上不可欠である。

本研究は、PC橋脚を対象としてコンクリートとPC鋼材の時間依存性挙動を考慮し、長期材齢経過後の終局強度および構造特性を明らかにしたものである。最初に材齢 t_0 でプレストレス力および桁自重による軸圧縮力が作用するとき、その弾性応力解析を行う。次に長期材齢 t においてコンクリートのクリープ、乾燥収縮およびPC鋼材のリラクセーションを考慮して時間依存性応力解析を行う。また、同材齢 t において荷重として、ひび割れを発生させるような大きな曲げモーメントが作用する。ひび割れ発生後においてコンクリート、鉄筋およびPC鋼材に対し非線形の応力-ひずみ関係を仮定して弾塑性解析を行い、断面の終局強度を明らかにした。

上記の解析結果をもとに、クリープ係数、乾燥収縮ひずみ、鉄筋比、軸圧縮力およびコンクリートの強度をそれぞれパラメータとし、PC橋脚の構造特性を明らかにしたものである。

2. 解析理論

2.1 基礎式

図-1に示すP C橋脚断面に軸力 N 及び曲げモーメント M が作用するときの弾性応力解析は次のとおりである。

任意点 O を基準とし、平面保持およびフックの法則を仮定すると、任意点 y におけるひずみ ε_y および応力 σ_y は、基準点における軸ひずみ ε_o と曲率 ψ を用いると次式で表される。

$$\varepsilon_y = \varepsilon_o + \psi y \quad \dots\dots (1)$$

$$\sigma_y = E(\varepsilon_o + \psi y) \quad \dots\dots (2)$$

E は弾性係数であり、軸力および基準点 O に関する曲げモーメントは式(3)で表される。

$$N = \int \sigma_y dA, \quad M = \int \sigma_y y dA \quad \dots\dots (3)$$

よって、式(2)を式(3)へ代入し、マトリックス表示すると次のようになる。

$$\begin{Bmatrix} N \\ M \end{Bmatrix} = E_{ref} \begin{bmatrix} A & B \\ B & I \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_o \\ \psi \end{Bmatrix} \quad \dots\dots (4)$$

A 、 B および I は換算断面積、換算断面1次モーメントおよび換算断面2次モーメントで、コンクリートの弾性係数 E_c を基準とすると次のように表される。

$$\left. \begin{aligned} A &= A_c + \sum_i \frac{E_s}{E_c} A_{si} + \sum_j \frac{E_p}{E_c} A_{pj} \\ B &= B_c + \sum_i \frac{E_s}{E_c} B_{si} + \sum_j \frac{E_p}{E_c} B_{pj} \\ I &= I_c + \sum_i \frac{E_s}{E_c} I_{si} + \sum_j \frac{E_p}{E_c} I_{pj} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots (5)$$

ここで、添字 c 、 s および p はそれぞれコンクリート、鉄筋およびP C鋼材を示し、添字 i および j は i 本目の鉄筋および j 本目のP C鋼材を示す。

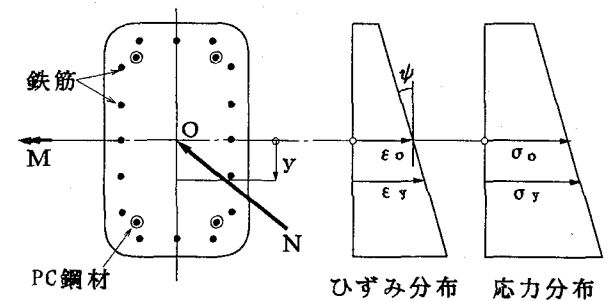


図-1 P C橋脚断面およびひずみ分布と応力分布

2.2 解析のフローチャート

本論文における解析のフローチャートは図-2に示すとおりであり、(I)～(III)のステップに大別できる。

(I)材齢 t_o で導入されるプレストレス力および作用する桁自重によるP C橋脚の弾性応力解析。

ここで、プレストレス力が導入される材齢と桁自重が作用する材齢との差は、材齢 t に比べて小さい

ものとし、両者が材齢 t_o において同時に作用するものと仮定する。

(II)材齢 t_o から材齢 t までに生じるコンクリートのクリープ、乾燥収縮およびP C鋼材のリラクセーションを考慮した時間依存性応力解析。

(III)材齢 t においてひび割れを生じさせるような大きな曲げが作用したときの弾塑性解析。

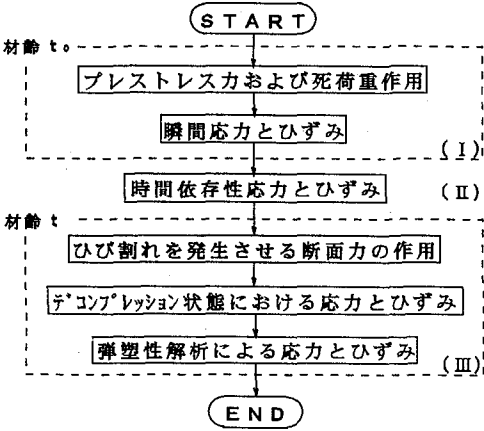


図-2 フローチャート

2.3 弾性応力解析および時間依存性応力解析

図-3に示す橋脚断面に、材齢 t_o でプレストレス力 P および桁自重等による軸圧縮力 $N(t_o)$ と曲げモーメント $M(t_o)$ が作用する。このとき、基準点 O に関する等価軸力 N_{eq} と等価曲げモーメント M_{eq} は次式で表される。

$$\begin{Bmatrix} N \\ M \end{Bmatrix}_{eq} = \begin{Bmatrix} N(t_o) - \sum P_i \\ M(t_o) - \sum P_i y_{pi} \end{Bmatrix}$$

ここで、 y_{pi} は基準点 O からのP C鋼材までの距離を表す。

この等価断面力を材齢 t_o におけるコンクリートの弾性係数 $E_c(t_o)$ を基準とした換算断面に作用させ、断面に生じる瞬間ひずみと応力を式(1)および式(2)より求める。

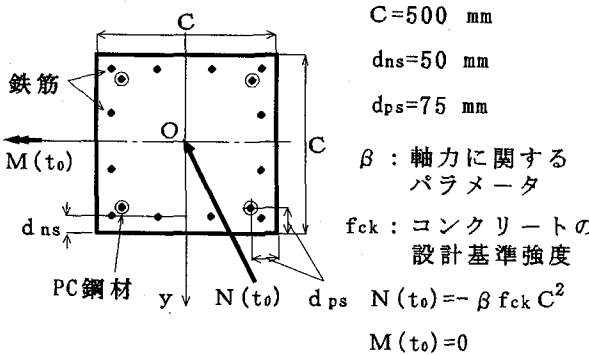


図-3 P C橋脚の断面

2.3.1 時間依存性応力およびひずみ

材齢 t_0 から材齢 t の期間において、コンクリートのクリープ、乾燥収縮およびPC鋼材のリラクセーションにより、各材料にはひずみおよび応力の変化が生じる。

はじめに、クリープおよび乾燥収縮が自由に生じるものとする、そのときの軸ひずみおよび曲率の変化分 $\Delta \varepsilon_{free}$ および $\Delta \psi_{free}$ は次式で表される。

$$\Delta \varepsilon_{free} = \phi(t, t_0) \varepsilon_0(t_0) + \varepsilon_{cs}(t, t_0)$$

$$\Delta \psi_{free} = \phi(t, t_0) \psi(t_0)$$

ここで、 $\phi(t, t_0)$ および $\varepsilon_{cs}(t, t_0)$ は、それぞれ材齢 t_0 から t の期間におけるクリープ係数および乾燥収縮ひずみである。

次に、この自由ひずみを拘束すると、その拘束状態におけるコンクリートの応力 σ_{res} は、材齢係数²⁾ χ を考慮した材齢修正弾性係数³⁾ $\overline{E}_c(t, t_0)$ を用い、次式で表される。

$$\sigma_{res} = -\overline{E}_c(t, t_0) (\Delta \varepsilon_{free} + \Delta \psi_{free} y) \quad \dots\dots (6)$$

ここで、 $\overline{E}_c(t, t_0)$ は次のとおりである。

$$\overline{E}_c(t, t_0) = \frac{E_c(t_0)}{1 + \chi \phi(t, t_0)}$$

通常 $\chi = 0.6 \sim 0.9$ である。

また、 σ_{res} による拘束断面力およびPC鋼材のリラクセーションを拘束するのに必要な断面力の合計 ΔN_{res} 、 ΔM_{res} は、次のように表される。

$$\begin{aligned} \begin{Bmatrix} \Delta N \\ \Delta M \end{Bmatrix}_{res} &= -\overline{E}_c(t, t_0) \begin{bmatrix} A_c & B_c \\ B_c & I_c \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta \varepsilon_{free} \\ \Delta \psi_{free} \end{Bmatrix} \\ &+ \begin{Bmatrix} \sum a_{pj} \Delta \overline{\sigma}_{pr} \\ \sum a_{pj} y_{pj} \Delta \overline{\sigma}_{pr} \end{Bmatrix} \quad \dots\dots (7) \end{aligned}$$

ここで、 A_c 、 B_c 、 I_c は、それぞれコンクリートの断面積、断面1次モーメント、断面2次モーメントである。また、 a_{pj} および $\Delta \overline{\sigma}_{pr}$ は、それぞれPC鋼材の断面積および低減リラクセーション値である。

式(7)により得られた ΔN_{res} 、 ΔM_{res} を材齢修正弾性係数 $\overline{E}_c(t, t_0)$ を基準とした換算断面に逆向きに作用させ拘束を解除することにより、ひずみと応力の変化量が得られる。

2.4 デコンプレッション力

材齢 t において断面にひび割れを発生させるような軸力 N_L および曲げモーメント M_L が作用する。このとき、この N_L と M_L をコンクリートの応力を0とする断面力 N_1 、 M_1 (デコンプレッション力) と残りの断面力 N_2 、 M_2 の二段階に分けて考える。ただし、時間依存性応力は、弾性域にあるものとしてデコンプレッションを考える。 N_1 、 M_1 は、ひび割れのない断面に作用し、 N_2 、 M_2 はひび

割れの生じた断面に作用する。

$$\begin{Bmatrix} N \\ M \end{Bmatrix}_L = \begin{Bmatrix} N \\ M \end{Bmatrix}_1 + \begin{Bmatrix} N \\ M \end{Bmatrix}_2 \quad \dots\dots (9)$$

このとき、デコンプレッション力 N_1 、 M_1 は、材齢 t におけるコンクリートの応力を $\sigma_c(t)$ とすると、次のように表される。

$$N_1 = -\int \sigma_c(t) dA, \quad M_1 = -\int \sigma_c(t) y dA \quad \dots\dots (10)$$

このデコンプレッション力 N_1 、 M_1 を材齢 t におけるコンクリートの弾性係数 $E_c(t)$ を基準とした換算断面に作用させ、 N_1 、 M_1 による軸ひずみと曲率の変化分 ε_{o1} 、 ψ_1 を求める。

このとき鉄筋およびPC鋼材の応力は、材齢 t における鉄筋およびPC鋼材の応力 $\sigma(t)$ と N_1 、 M_1 による応力の変化分の和である。

また、 N_1 、 M_1 が求められたことにより、ひび割れの生じた断面に作用する断面力 N_2 、 M_2 は次のようになる。

$$\begin{Bmatrix} N \\ M \end{Bmatrix}_2 = \begin{Bmatrix} N \\ M \end{Bmatrix}_L - \begin{Bmatrix} N \\ M \end{Bmatrix}_1 \quad \dots\dots (11)$$

2.5 ひび割れ後の弾塑性解析

2.5.1 仮定

ひび割れ後の解析にあたり、次の仮定を行う。

- 1) 平面保持の仮定が成り立つものとする。
- 2) コンクリートの引張抵抗は無視する。
- 3) 曲げモーメントは、図-1に示す方向を正とし、曲率は曲げモーメントに対応するものを正とする。
- 4) コンクリートの応力-ひずみ関係(図-4、図-5)は、CEB-FIP(MC90)⁴⁾に従い(Appendix参照)、鉄筋に関してはバイリニアの応力-ひずみ関係(図-6)、PC鋼材に関してはトリリニアの応力-ひずみ関係(図-7)を用いるものとする。

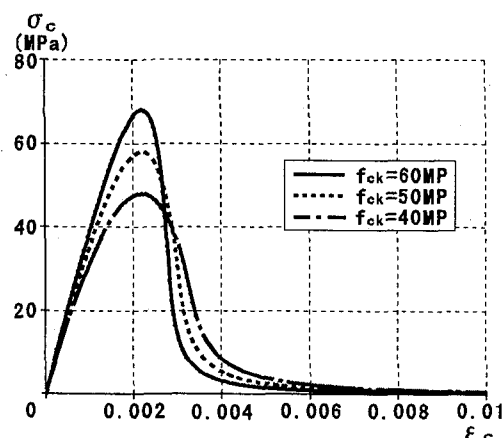


図-4 CEB-FIP(MC-90)によるコンクリートの応力-ひずみ関係

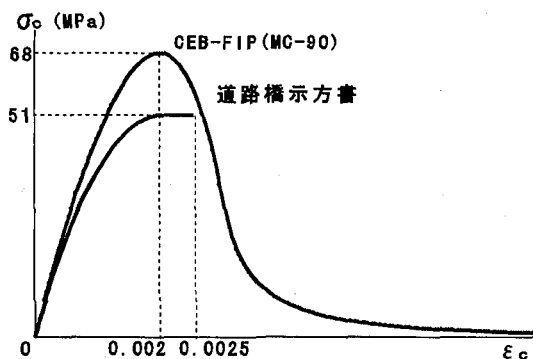


図-5 コンクリートの応力-ひずみ関係 ($f_c=60\text{MPa}$)

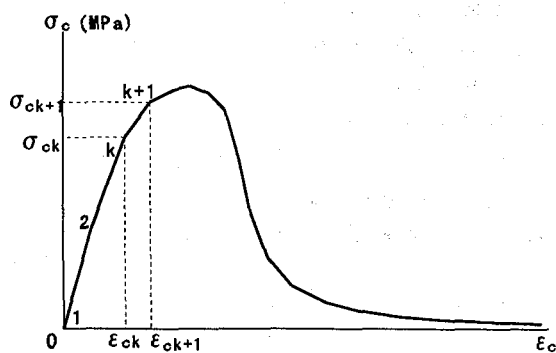


図-8 直線近似された応力-ひずみ関係

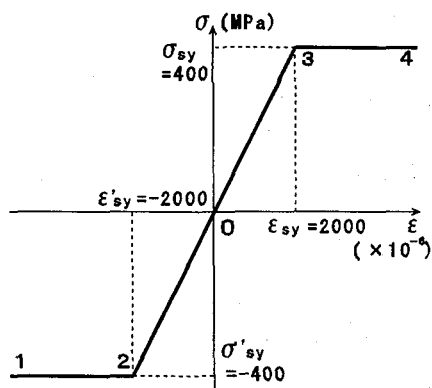


図-6 鉄筋の応力-ひずみ関係

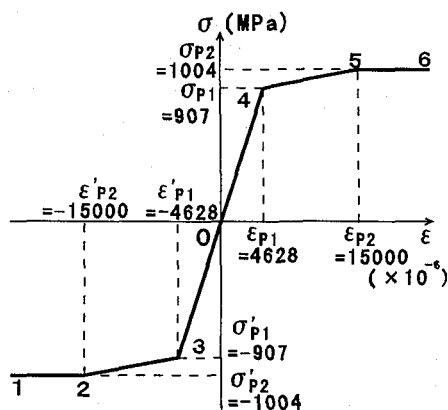


図-7 PC鋼材の応力-ひずみ関係

2.5.2 各材料の応力度

図-4に示す任意の曲線で与えられるコンクリートの応力-ひずみ関係を図-8のようにマルチリニアと近似した。

また、PC鋼材はリラクセーションにより応力が $\Delta\sigma_r$ 減少しているため、図-7の応力-ひずみ関係を図-9のように原点を $\varepsilon_{p0} = \Delta\sigma_r / E_s$ だけx軸方向に移動させたものを用いる。

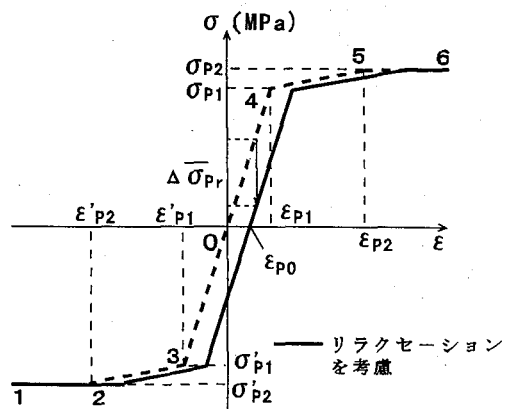


図-9 リラクセーションの影響を考慮する場合のPC鋼材の応力-ひずみ関係

2.5.3 Newton-Raphson 法

式(11)の N_2 、 M_2 が作用したとき、材料非線形およびコンクリートの引張部を無視した断面における軸ひずみ ε_{o2} および曲率 ψ_2 を求めるために、Newton-Raphson法を用いて収束計算を行った。

軸力および曲げモーメントに関する釣り合いは、次のように $\varepsilon_{o2,n}$ および $\psi_{2,n}$ の関数で表わされる。

$$\left. \begin{aligned} f(\varepsilon_{o2}, \psi_2)_n &= N_2 - N_{in} \\ g(\varepsilon_{o2}, \psi_2)_n &= M_2 - M_{in} \end{aligned} \right\} \dots\dots (12)$$

ここで、 n は繰り返し計算回数であり、 N_{in} および M_{in} は n 回目の繰り返し計算に用いる代入値 $\varepsilon_{o2,n}$ 、 $\psi_{2,n}$ により得られた断面力である。

この f 、 g がゼロに収束するまで繰り返し計算を行う。

$$\left[\begin{array}{cc} \frac{\partial f}{\partial \varepsilon_o} & \frac{\partial f}{\partial \psi} \\ \frac{\partial g}{\partial \varepsilon_o} & \frac{\partial g}{\partial \psi} \end{array} \right]_n \left[\begin{array}{c} \Delta \varepsilon_{o2} \\ \Delta \psi_2 \end{array} \right]_n = - \left[\begin{array}{c} f \\ g \end{array} \right]_n \dots\dots (13)$$

また、次の代入値 $\varepsilon_{o2,n+1}$ 、 $\psi_{2,n+1}$ は次式で表される。

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_{o2,n+1} &= \varepsilon_{o2,n} + \Delta \varepsilon_{o2} \\ \psi_{2,n+1} &= \psi_{2,n} + \Delta \psi_2 \end{aligned} \right\} \dots\dots (14)$$

ただし、初期値として適切な値を用いないと発散したり、収束が悪くなる。本論文では、全断面有効と考えた断面に N_2 、 M_2 を作用させたときの軸ひずみと曲率を初期値として用いた。

3. 構造特性

図-3に示すポストテンション方式のPC橋脚に、材齢 $t_0=180$ 日においてプレストレスおよび桁自重による軸圧縮力 $N(t_0)=-\beta f_{ck} C^2$ が作用する。そして、クリープ、乾燥収縮およびリラクセーションが生じた後の材齢 $t=10000$ 日において、荷重として曲げモーメント M_L が作用する場合についてパラメータ解析を行う。パラメータは、表-1に示すとおりである。

表-1 パラメータとして用いる諸量

$\phi(t, t_0)$			$\epsilon_{cs} (\times 10^{-6})$			
1.0	2.0	3.0	-100	-200	-300	
β			$\rho_{ss} (\%)$			
0.15	0.25	0.35	0	1	2	3
$f_{ck}(\text{MPa})$	$E_c(t_0) (\text{GPa})$		$E_c(t) (\text{MPa})$			
40	39.120		40.826			
50	41.667		43.484			
60	43.936		45.852			

解析に用いたその他の諸数値を以下に示す。

PC鋼材の弾性係数 $E_{ps}=196 \text{ GPa}$
鉄筋の弾性係数 $E_{ss}=200 \text{ GPa}$
材齢係数 $\chi=0.8$
低減リラクセーション値 $\Delta \sigma_{pr}=-90 \text{ MPa}$
PC鋼材の鋼材比 $\rho_{ps}=1.0 \%$
プレストレス(1本当たり) $P=0.3 \text{ MN}$

(1) コンクリート、鉄筋およびPC鋼材の軸力変化

図-10は、 $\phi=2.0$ および $\epsilon_{cs}=-200 \times 10^{-6}$ のときの材齢 t_0 から材齢 t でのコンクリート、PC鋼材および鉄筋の軸力変化を ΔP_c 、 ΔP_{ps} および ΔP_{ss} とし、 ρ_{ss} と $|\Delta P_{ps}|/\Delta P_{ref}$ および $\Delta P_c/\Delta P_{ref}$ の関係を表している。ここで、 $\rho_{ss}=0\%$ のとき $|\Delta P_{ps}|=\Delta P_c=\Delta P_{ref}$ とする。

$|\Delta P_{ps}|/\Delta P_{ref}$ と $\Delta P_c/\Delta P_{ref}$ の縦距差が、鉄筋の圧縮力の相対的増加量を表しており、鉄筋比が大きくな

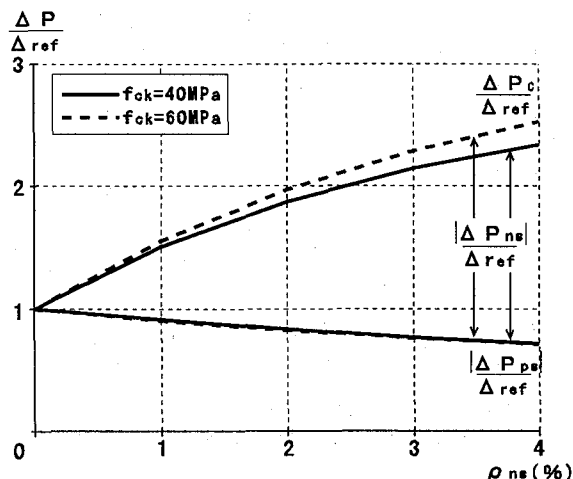


図-10 コンクリート、鉄筋及びPC鋼材の軸力変化 ($\phi=2.0$, $\epsilon_{cs}=-200 \times 10^{-6}$)

るほど鋼材の圧縮力は増加し、コンクリートの圧縮力は減少する傾向にある。これは、コンクリートの応力を鋼材が受け持つためであり、プレストレスの減少を表している。また、PC鋼材の圧縮力の相対的変化量は、コンクリートの設計基準強度の大きさにかかわらず、ほぼ一定であるが、コンクリートおよび鉄筋の相対的変化量は、設計基準強度が高い方がより大きい。

一般に橋脚における使用鉄筋量は、桁に比べ相当多い。そのため、鉄筋によるプレストレスの減少が橋脚では多くなるため、上記の影響は注意しなければならない。

(2) クリープおよび乾燥収縮による鉄筋の応力の変化

設計基準強度が異なるコンクリートを用い、クリープ係数および乾燥収縮ひずみをそれぞれ変化させたときの荷重載荷直前の鉄筋の応力を図-11と図-12に示す。

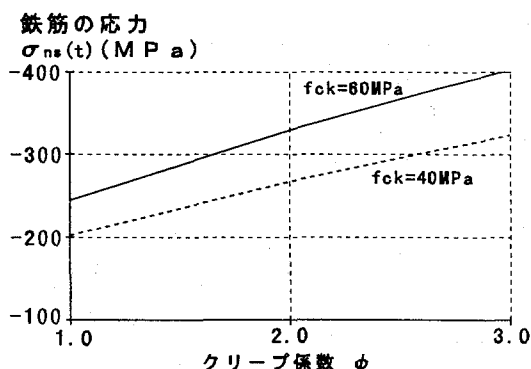


図-11 クリープ係数と鉄筋の応力変化

図-11は、 $\epsilon_{cs}=-200 \times 10^{-6}$ とし、クリープ係数を変化させたときの材齢 t での鉄筋の応力を比較したものである。クリープ係数が大きくなると鉄筋の圧縮応力は比例して大きくなる。なお、クリープ係数が大きくなると、材齢 t において鉄筋が降伏する場合がある。

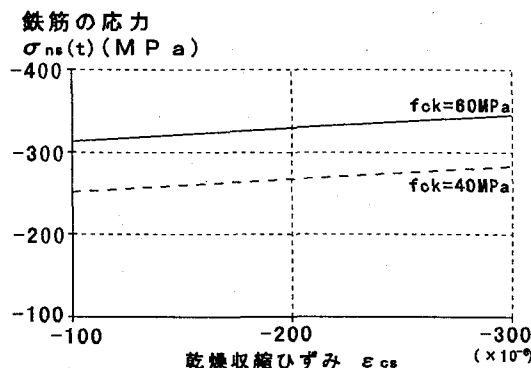


図-12 乾燥収縮ひずみと鉄筋の応力変化

図-12は、 $\phi=2.0$ とし、乾燥収縮ひずみを変化させたときの材齢 t での鉄筋の応力を比較したものである。鉄筋の応力は、乾燥収縮ひずみに比例しているものの、その傾きは非常に小さい。

図-11及び図-12から、クリープ係数の方が乾燥収縮ひずみよりも鉄筋の応力に大きな影響を与える。

(3) M- ψ 関係

材齢 t において、曲げモーメント M_L がゼロから破壊まで増加したとき、この曲げモーメント M_L と曲率 ψ の関係を求めることにより橋脚の耐力を明らかにする。ここで、コンクリートの設計基準強度 f_{ck} 、クリープ係数 ϕ 、乾燥収縮ひずみ ε_{cs} 、鉄筋比 ρ_{ss} および軸圧縮力 $N(t_0)$ をパラメータ(表-1)とする。

図-13～図-20において線ABは圧縮鉄筋の降伏を示し、線CDまたは点Cは引張鉄筋の降伏を示す。

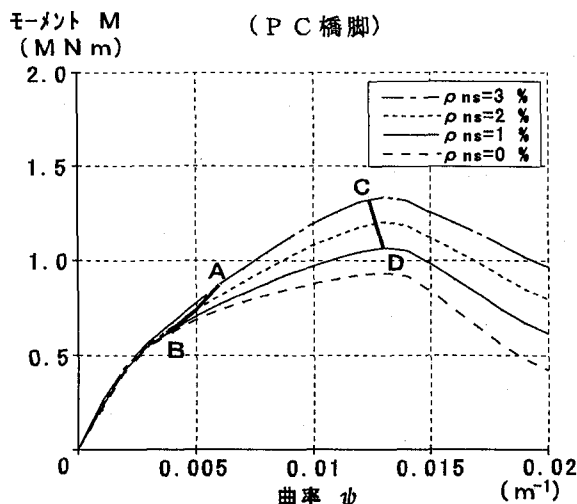


図-13 鉄筋比の変化によるM- ψ 関係
($\beta=0.35, f_{ck}=40\text{MPa}, \phi=2.0, \varepsilon_{cs}=-200 \times 10^{-6}$)

図-13は $f_{ck}=40\text{MPa}$ 、 $\beta=0.35$ 、 $\phi=2.0$ および $\varepsilon_{cs}=-200 \times 10^{-6}$ のときの鉄筋比 ρ_{ss} の変化によるM- ψ 関係を示している。鉄筋比 $\rho_{ss}=0\%$ のとき、つまりPC鋼材のみの場合に比べ、鉄筋を有する断面の方がその鉄筋比に応じて耐力が上昇する。鉄筋は圧縮鉄筋が先に降伏し、次に引張鉄筋が降伏する。また、鉄筋比 ρ_{ss} が大きいほど、圧縮鉄筋の降伏はB～Aのように大きな曲率で生じるようになり、逆に引張鉄筋の降伏はD～Cのように小さな曲率で生じる。

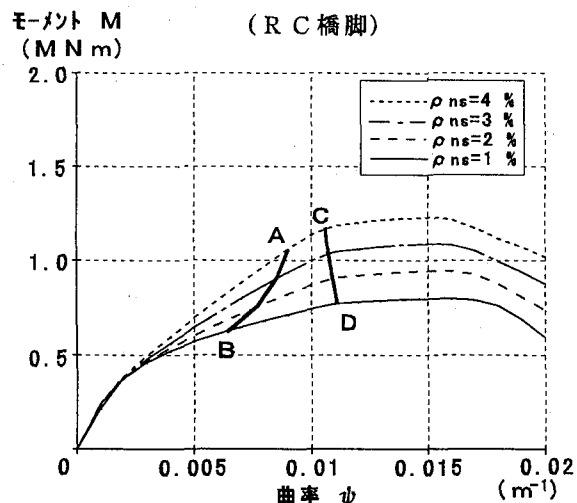


図-14 鉄筋比の変化によるM- ψ 関係
($\beta=0.35, f_{ck}=40\text{MPa}, \rho_{ss}=0\%, \phi=2.0, \varepsilon_{cs}=-200 \times 10^{-6}$)

図-14はRC橋脚において鉄筋比 ρ_{ss} の変化によるM- ψ 関係を示している。ここで、 $f_{ck}=40\text{MPa}$ 、 $\beta=0.35$ 、 $\phi=2.0$ および $\varepsilon_{cs}=-200 \times 10^{-6}$ とする。鉄筋比 ρ_{ss} が大きい方が耐力が上昇する。鉄筋はPC断面と同様に、はじめ圧縮鉄筋が降伏し、次に引張鉄筋が降伏する。また、鉄筋比 ρ_{ss} が大きいほど圧縮鉄筋の降伏は大きな曲率で生じ、引張鉄筋の降伏は小さな曲率で生じる。

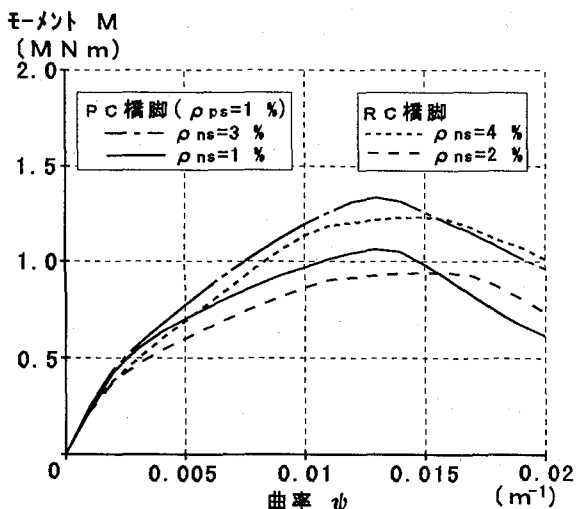


図-15 PC橋脚とRC橋脚の比較
($\beta=0.35, f_{ck}=40\text{MPa}, \phi=2.0, \varepsilon_{cs}=-200 \times 10^{-6}$)

図-15は、 $f_{ck}=40\text{MPa}$ 、 $\beta=0.35$ 、 $\phi=2.0$ および $\varepsilon_{cs}=-200 \times 10^{-6}$ のときのPC橋脚とRC橋脚の耐力を比較したものである。両者を比較すると、断面内の全鋼材量が等しければ、RC橋脚よりもPC橋脚の方が耐力が大きい。また、図-13および図-14から、PC橋脚の方がRC橋脚よりもプレストレス力により鉄筋の引張降伏がより大きな曲率で生じる。

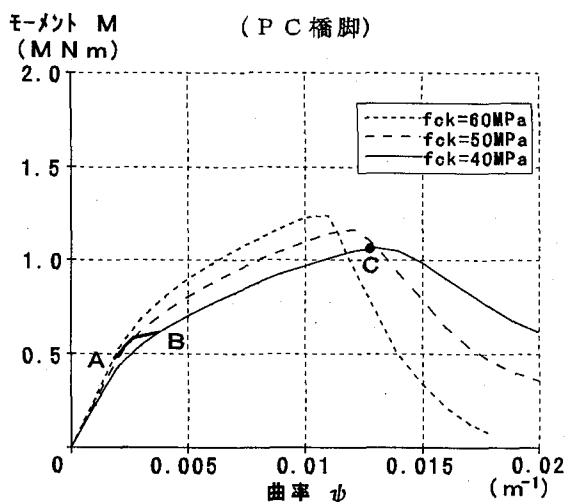


図-16 コンクリートの強度の変化によるM- ψ 関係
($\beta=0.35, \rho_{ss}=1\%, \phi=2.0, \varepsilon_{cs}=-200 \times 10^{-6}$)

図-16は $\beta=0.35$ 、 $\phi=2.0$ 、 $\varepsilon_{cs}=-200 \times 10^{-6}$ および $\rho_{ss}=1\%$ のときの f_{ck} の変化による

M- ψ 関係を示している。 f_{ck} が高いほど耐力は上昇し、圧縮鉄筋の降伏は小さな曲率で生じる。 f_{ck} が40MPaのときは、変形が大きくなるため引張鉄筋の降伏がみられる。さらに、 f_{ck} が高いほど急激に耐力が低下する。

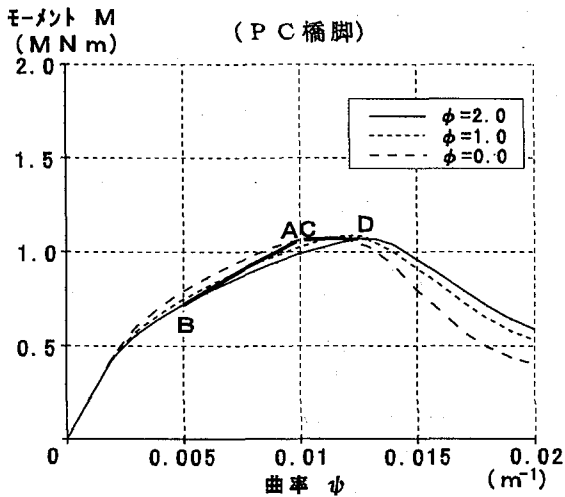


図-17 クリープ係数の変化によるM- ψ 関係 ($\beta=0.35$, $f_{ck}=40\text{MPa}$, $\rho_{ns}=1\%$, $\phi=2.0$, $\varepsilon_{cs}=0.0$)

図-17は、PC橋脚において $\beta=0.35$ 、 $f_{ck}=40\text{MPa}$ 、 $\rho_{ns}=1\%$ および $\varepsilon_{cs}=0.0$ のときのクリープ係数 ϕ の変化によるM- ψ 関係を示している。クリープ係数が増加することによる鉄筋の降伏への影響は見られる。しかし、クリープ係数の変化による耐力は、コンクリートの設計基準強度および鉄筋比の変化ほど影響されない。

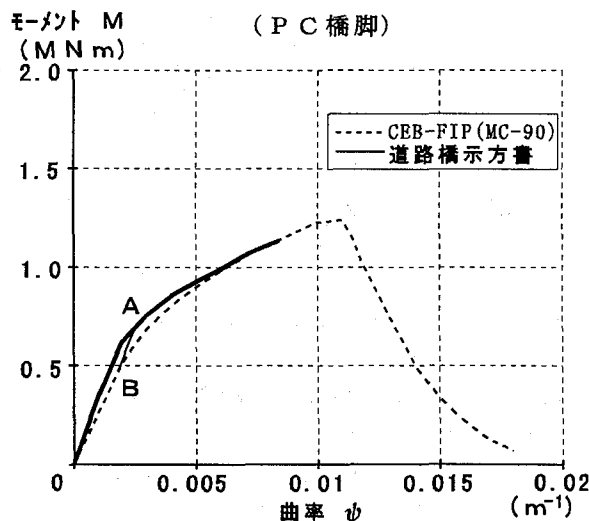


図-18 CEB-FIPと道路橋示方書の比較 ($\beta=0.35$, $f_{ck}=60\text{MPa}$, $\rho_{ns}=1\%$, $\phi=2.0$, $\varepsilon_{cs}=-200 \times 10^{-6}$)

図-18は、 $f_{ck}=60\text{MPa}$ 、 $\phi=2.0$ 、 $\varepsilon_{cs}=-200 \times 10^{-6}$ および $\rho_{ns}=1\%$ のとき、図-5に示したCEB-FIP(MC-90)⁴⁾および道路橋示方書⁵⁾による応力-ひずみ関係を適用して、M- ψ 関係を求めたものである。両者間に顕著な差はみられない。ただし、道路橋示

方書によると $f_{ck}=60\text{MPa}$ の場合、終局ひずみが 0.0025 であり、 $\psi=0.0085\text{m}^{-1}$ までとなる。また、若干ではあるが圧縮鉄筋の降伏は、道路橋示方書の応力-ひずみ関係を用いた方が大きな曲率で生じる。

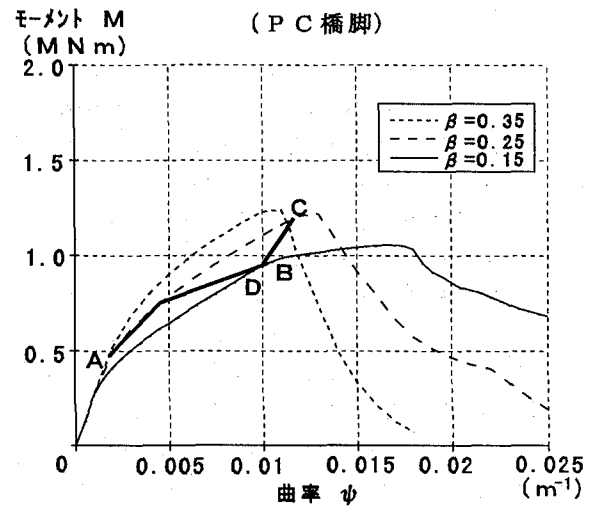


図-19 β の変化によるM- ψ 関係 ($f_{ck}=60\text{MPa}$, $\rho_{ns}=1\%$, $\phi=2.0$, $\varepsilon_{cs}=-200 \times 10^{-6}$)

図-19は、 $f_{ck}=60\text{MPa}$ 、 $\rho_{ns}=1\%$ 、 $\phi=2.0$ および $\varepsilon_{cs}=-200 \times 10^{-6}$ のときの軸圧縮力の変化すなわち β の変化によるM- ψ 関係を示している。 β が大きくなるほど耐力が上昇するものの、圧縮鉄筋がより小さな曲率で降伏し、より急激に耐力が低下する傾向にある。引張鉄筋の降伏は $\beta=0.35$ のときには見られず、 $\beta=0.15$ では、圧縮鉄筋よりも小さな曲率で生じる。

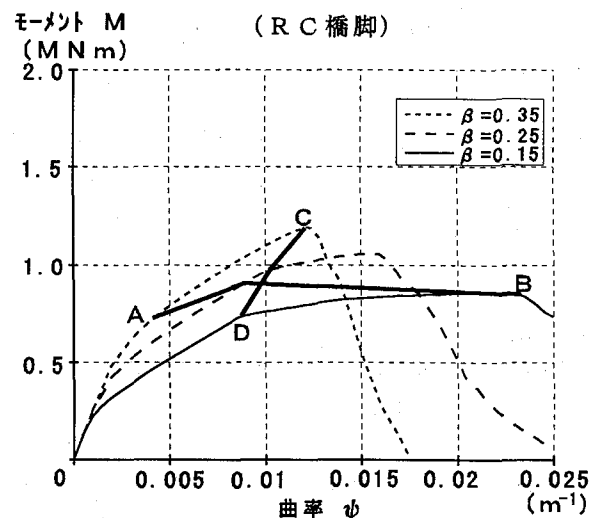


図-20 β の変化によるM- ψ 関係 ($f_{ck}=60\text{MPa}$, $\rho_{ns}=2\%$, $\phi=2.0$, $\varepsilon_{cs}=-200 \times 10^{-6}$)

図-20は、RC橋脚において $f_{ck}=60\text{MPa}$ 、 $\rho_{ns}=2\%$ 、 $\phi=2.0$ および $\varepsilon_{cs}=-200 \times 10^{-6}$ のときの β の変化によるM- ψ 関係を示している。 β が大きい方が耐力が上昇している。また、 β が0.35お

よび0.25のときには、圧縮鉄筋の降伏が引張鉄筋の降伏よりも先行しているが、 $\beta = 0.15$ のときには、逆に引張鉄筋の降伏が圧縮鉄筋の降伏よりも先行して生じる。

4. むすび

本論文ではPC橋脚に関し、コンクリートのクリープ、乾燥収縮およびPC鋼材のリラクセーションを考慮した時間依存性応力解析および弾塑性解析を行い、またPC橋脚のパラメータ解析を行ったものである。

得られた結果をまとめると以下のとおりである。

- (1) 時間依存性応力解析の結果から、断面の鉄筋比が大きいほど鉄筋およびPC鋼材の圧縮力は増加し、コンクリートの圧縮力は減少する。一般に橋脚における使用鉄筋量は、桁に比べ多くなるため、上記の影響は設計に対し注意しなければならない。
- (2) クリープ係数の変化(1~3)が鉄筋の時間依存性応力変化に及ぼす影響は、乾燥収縮ひずみの変化($-100 \times 10^{-6} \sim -300 \times 10^{-6}$)がそれに及ぼす影響よりも大きい。
- (3) 鉄筋比が大きいほど最大耐力は上昇する。また、圧縮鉄筋の降伏は大きな曲率で生じるようになり、引張鉄筋の降伏は小さな曲率で生じる。
- (4) PC橋脚およびRC橋脚において全鋼材量が等しいとき、PC橋脚の耐力の方が大きい。また、RC橋脚に比べPC橋脚は、鉄筋の引張降伏がより大きな曲率で生じる。
- (5) PC橋脚において、コンクリートの強度が増大し、また、桁自重が増加すると脆性的に破壊する傾向がみられる。
- (6) クリープ係数の変化による耐力の顕著な差はみられない。

実際のPC高橋脚において、その断面力および変形に対し、本研究で得られた終局強度および構造特性を考慮することで、より合理的な設計を行うことができる。

Appendix

CEB-FIP Model Code 1990(MC-90)によるコンクリートの応力-ひずみ関係

設計基準強度を f_{ck} (MPa)、平均圧縮強度を f_{cm} (MPa) とすると、材齢28日におけるコンクリートの弾性係数 E_c (28) (MPa)は

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ MPa}$$

$$E_c(28) = 21500 (f_{cm} / f_{cm0})^{1/3}$$

ここで、 $f_{cm0} = 10 \text{ MPa}$

また、任意材齢 t (日)における平均圧縮強度 $f_{cm}(t)$ は材齢28日の平均圧縮強度を用いると、普通および早強

ポルトランドセメントで、

$$f_{cm}(t) = [\exp\{0.25(1 - \sqrt{28/t})\}] f_{cm}$$

任意材齢 t (日)における弾性係数 $E_c(t)$ は次式により推定される。

$$E_c(t) = [\exp\{0.25(1 - \sqrt{28/t})\}]^{1/2} E_c(28)$$

図-4に示すコンクリートの応力-ひずみ関係において $|\epsilon_c| < |\epsilon_{c,lim}|$ のとき、コンクリートの応力とひずみ関係の一般式は次式によって与えられる。

$$\sigma_c = - \frac{\frac{E_{c1}}{E_{c1}} \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}} - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}} \right)^2}{1 + \left(\frac{E_{c1}}{E_{c1}} - 2 \right) \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}}} f_{cm}$$

ここで、 $\sigma_{c,lim} = -0.5 f_{cm}$

$\epsilon_{c,lim}$: $\sigma_{c,lim}$ でのひずみ

E_{c1} : 接線弾性係数

σ_c : 圧縮応力 (MPa)

ϵ_c : 圧縮ひずみ

$\epsilon_{c1} = -0.002$

$E_{c1} = f_{cm} / 0.002$

さらに $|\epsilon_c| > |\epsilon_{c,lim}|$ のとき、コンクリートの応力とひずみ関係の一般式は次式によって与えられる。

$$\sigma_c = - \left[\left(\frac{1}{\epsilon_{c,lim}/\epsilon_{c1}} \zeta - \frac{2}{(\epsilon_{c,lim}/\epsilon_{c1})^2} \right) \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}} \right)^2 + \left(\frac{4}{\epsilon_{c,lim}/\epsilon_{c1}} - \zeta \right) \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}} \right]^{-1} f_{cm}$$

ここで、

$$\zeta = \frac{4 \left[\left(\frac{\epsilon_{c,lim}}{\epsilon_c} \right)^2 \left(\frac{E_{c1}}{E_{c1}} - 2 \right) + 2 \frac{\epsilon_{c,lim}}{\epsilon_{c1}} - \frac{E_{c1}}{E_{c1}} \right]}{\left[\frac{\epsilon_{c,lim}}{\epsilon_{c1}} \left(\frac{E_{c1}}{E_{c1}} - 2 \right) + 1 \right]^2}$$

参考文献

- 1) 伊藤忠彦, 山口隆裕, 池田尚治: 軸方向プレストレスを有するコンクリート橋脚の耐震性能, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.19, No.2, pp.1197-1202, 1997
- 2) Trost, H.: Auswirkungen des Superpositionsprinzips auf Kriech- und Relaxations-Probleme bei beton und Spannbeton, Beton- und Stahlbetonbau, Vol.62, pp.230-238, 1967
- 3) Ghali, A and Favre, R 著 川上 洵, 樫福 浄他訳: コンクリート構造物の応力と変形, 技報堂出版, 1995
- 4) Comité Euro-International du Béton (CEB) Fédération internationale de la Précontrainte (FIP) : Model Code for Concrete Structures (MC-90), Thomas Telford, London, 1993
- 5) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 Ⅲ コンクリート橋編, 1996

(1997年9月26日受付)