

コンクリート表面のひずみとひび割れ幅の計測に基づく PC 桁の残存緊張力の推定手法の開発

恒国 光義*¹・加藤 佳孝*²・石塚 健一*³・長谷 俊彦*⁴

In this paper, a method for estimating the prestressing force in prestressed concrete beams with cracks orthogonal to the beam length was proposed. The measurement results of strain on the concrete surface and crack width were used. Laboratory loading tests were carried out to verify the proposed method. Test specimens consisted of small specimens with rectangular cross-section, as well as a full-scale specimen with an T-shaped cross-section. Based on these tests, the proposed method could estimate the prestressing force with an accuracy within 2 % under steady-state cracks condition.

キーワード：プレストレストコンクリート, PC 桁, 曲げひび割れ, 残存緊張力

1. はじめに

平成 24 年 12 月に発生した中央自動車道笹子トンネル天井板落下事故を大きな契機として、日本の社会資本施設の老朽化が問題となっており、国土交通省では平成 25 年を「社会資本メンテナンス元年」と位置付け、社会資本施設の老朽化対策がなされている¹⁾。

道路橋の老朽化について見ると、全体の 70 % を占める市町村が管理する橋梁では、通行止めや車両重量等の通行規制が約 2 000 (平成 25 年) 箇所及び、平成 20 年からの 5 年間で 2 倍と増加し続けており、今後、その数は急増すると予想されている²⁾。さらに、今後の人口減少や財政制約などを踏まえると、既設の橋梁の健全性を定量的に示し、有効活用や長寿命化に資するための技術の確立が喫緊の課題である。

本稿で対象としているプレストレストコンクリート T 桁 (以下、「PCT 桁」と略す) では、PC 鋼材緊張力の低下とそれに伴う曲げひび割れの発生は、桁のたわみの増大、劣化因子の侵入による PC 鋼材の腐食を招き、最悪の場合は PC 鋼材の破断や橋梁上部構造の脆性的な破壊につながる可能性がある。そのため、残存する PC 鋼材緊張力を定量的に把握することはきわめて重要かつ必要不可欠である。しかし、現行の点検³⁾では、ひび割れの分類、ひび割れ幅やひび割れ間隔の分類によって、半定量的に損傷程度や対策区分の判定を行うにとどまっている。

PC 鋼材緊張力、あるいはコンクリートに導入されたプレストレスの推定が可能な従来の手法として、PC 鋼材の磁気特性を EM (Elasto-Magnetic) センサーで計測して PC 鋼材の実応力を推定する方法⁴⁾があるが、内ケーブル方式の場合、センサーの PC 鋼材への取付けは困難である。また、コンクリートのコア抜きや鉄筋の切断による応力解

放試験からプレストレスを推定する手法^{5,6,7)}は、試験箇所コア周辺の応力が解放されることから、同一箇所での試験の再現ができないという課題がある。さらに、PC 鋼材の破断を AE (Acoustic Emission) センサーで検知する方法^{8,9)}では、すでに何割かの PC 鋼材が破断した後の計測では、初期からの破断本数が不明となる。

一方、筆者らは、緊張力の低下に起因する曲げひび割れを有する PCT 桁を対象として、残存緊張力によって閉じていたひび割れが、自動車荷重に対して再び開口する挙動を利用して、残存緊張力を推定する方法の検討を進めている¹⁰⁾。この方法ではひび割れ再開口の判定が重要であり、荷重に対する引張ひずみの増加の割合よりもひび割れ幅の増加の割合が大きくなる瞬間をひび割れ近傍のひずみの解放として、ひび割れの再開口の判定に利用していた。しかし、ひび割れ近傍ひずみの解放は、テンションスティフニングの影響によって緩やかに生じることから、ひび割れの再開口の判定に誤差を含むという課題があった。

そこで本開発は、ひび割れ近傍のひずみの解放ではなく、ひび割れが開口した後は仮想 RC 断面の挙動に近くなることを利用して、ひび割れを有する部材としてのひび割れ開口モーメントを算出することで、PC 鋼材の残存緊張力の推定精度の向上を図ったものである。本手法では、残存緊張力の低下に伴う曲げひび割れが生じていることを前提としているが、荷重に対するひずみやひび割れ幅の計測値 (絶対値) による評価¹¹⁾ではなく、荷重増分時のひび割れの再開口の挙動の計測を利用した非破壊手法であることに新規性がある。本稿では、小型の要素試験体と、実橋の主桁を模擬した実規模試験体の載荷試験から、手法の検証を行った結果について報告する。

*¹ Mitsuyoshi TSUNEKUNI : 東電設計 (株) 新領域研究開発推進室

*² Yoshitaka KATO : 東京理科大学 理工学部 土木工学科 コンクリート工学研究室

*³ Kenichi ISHIZUKA : 飛鳥建設 (株) 土木事業本部

*⁴ Toshihiko NAGATANI : (株) 高速道路総合技術研究所 道路研究部 橋梁研究室

2. PC 鋼材残存緊張力の推定方法

2.1 PC 鋼材の残存緊張力の推定¹⁰⁾

PC 梁部材の曲げひび割れが開口するとき、ひび割れ箇所では引張縁のコンクリート圧縮応力 σ_{cc} はゼロになると仮定すると、PC 鋼材の緊張力 P_e は式 (1) と (2) で推定できる。

$$\sigma_{cc} = 0 = \left(\frac{P_e}{A_c} + \frac{P_e \cdot e_p}{W_c} \right) - \frac{M_d}{W_e} - \frac{M_0}{W_e} \quad (1)$$

$$P_e = \frac{M_d + M_0}{\frac{W_e}{A_c} + \frac{W_c \cdot e_p}{W_c}} \quad (2)$$

ここに、 W_e : コンクリート断面係数 (m³)、 W_c : 換算断面係数 (m³)、 A_c : コンクリート断面積 (m²)、 e_p : コンクリート断面図心と PC 鋼材群の図心間の距離 (m)、 M_d : 死荷重による曲げモーメント (kN・m)、 M_0 : ひび割れ開口曲げモーメント (kN・m) である。

式 (2) の変数のうち、ひび割れ開口モーメント以外の変数は、竣工図などに基づいて設定し、ひび割れ開口曲げモーメントは PC 梁部材の計測から算出することで、PC 鋼材の緊張力を推定することが可能となる。

2.2 ひび割れ開口曲げモーメントの算出

本手法では、曲げひび割れを含む PC 梁部材の挙動に基づいてひび割れ開口曲げモーメントを算出する。PC 梁部材の曲げひび割れ断面での引張鉄筋ひずみ ϵ_s と作用曲げモーメント M の関係を図 - 1 に示す。同図には、軸力が作用する仮想 RC 断面の関係¹¹⁾ も破線で示している。残存緊張力によって曲げひび割れが閉じていて弾性とみなせる曲げモーメントの範囲が状態 I、再び開口した後の範囲が状態 II としている。状態 I での引張鉄筋ひずみが ϵ_{s1} 、ひび割れが再開したときのひび割れ部の引張鉄筋のひずみが ϵ_{s2} である。状態 II での作用曲げモーメントの大きい範囲では、PC 梁部材のひび割れ部の引張鉄筋ひずみ ϵ_{s2} は、仮想 RC 断面の引張鉄筋ひずみ ϵ_{sm} に漸近する¹²⁾。仮想 RC 断面の引張鉄筋の平均ひずみ ϵ_{sm} は、ひび割れ間のコンクリートの平均引張ひずみ ϵ_{cm} 、ひび割れ間隔 ℓ 、ひび割れ幅 w とすると、以下の関係がある。

$$w = (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) \cdot \ell \quad (3)$$

$$\epsilon_{sm} = w/\ell + \epsilon_{cm} \quad (4)$$

一般的に状態 II では ϵ_{cm} は無視できるほどに小さい。一方で状態 I では、引張鉄筋とコンクリートが付着していることから、 ϵ_{cm} は ϵ_{s1} に等しいと仮定する。この仮定を設けることで、ひび割れ幅とひび割れ間のコンクリートひずみの計測から、状態 I と状態 II を連続的に算出することが可能となる。また、ひび割れ再開前の ϵ_{s1} と、式 (4) で示される ϵ_{sm} との交点が仮想 RC 断面の始点に対応し、ひび割れ開口曲げモーメント M_0 として算出する (図 - 1)。

以上のことから整理すると、ひび割れ開口曲げモーメントの算出に必要な変数は、状態 I の引張鉄筋ひずみ ϵ_{s1} 、および状態 II のひび割れ幅 w 、ひび割れ間隔 ℓ 、およびひび割れ間のコンクリートの平均ひずみ ϵ_{cm} である。

2.3 計測方法

ひび割れ開口曲げモーメントの算出に必要な計測の概要を図 - 2 に示す。ひずみゲージと π 型変位計を用いた計測、または光ファイバセンサとひずみゲージを用いた計測により必要な情報は取得可能である。なお、ひび割れ再開前の引張鉄筋のひずみ ϵ_{s1} とひび割れ後のひび割れ間のコンクリートの平均ひずみ ϵ_{cm} は、ひび割れ間隔の中央付近では鉄筋とコンクリートは付着により一体化されていることから、コンクリートひずみの計測値と等しいと仮定する。

ひずみゲージと π 型変位計を用いる場合は、ひび割れ間のコンクリートの表面ひずみ ϵ_g 、 π 型変位計から得られるひび割れ幅 w_p 、ひび割れ間隔 ℓ を計測する。ただし、 π 型変位計によるひび割れ幅の計測には、ひび割れの幅だけでなく、 π 型変位計の評点区間に含まれるコンクリートのひずみも含まれる。そこで、 π 型変位計の評点区間 L_p を用いて次式で算出されるひび割れ幅 w_m を用いる。

$$w_m = (w_p - L_p \cdot \epsilon_g) \quad (5)$$

式 (6) と式 (7) の交点からひび割れ開口曲げモーメントを算出する。

$$\epsilon_{s1} = \epsilon_g \quad : \text{ひび割れ開口前} \quad (6)$$

$$\epsilon_{sm} = w_m/\ell + \epsilon_g \quad : \text{ひび割れ開口後} \quad (7)$$

光ファイバセンサとひずみゲージを用いる場合は、光ファイバセンサの評点距離 L_f と計測値 ϵ_f 、およびひずみゲージの計測値 ϵ_g を用いて、以下の関係を用いる。

$$w_m = L_f (\epsilon_f - \epsilon_g) \quad (8)$$

$$\epsilon_{s1} = \epsilon_g \quad : \text{ひび割れ開口前} \quad (9)$$

$$\epsilon_{sm} = w_m/\ell + \epsilon_g \quad : \text{ひび割れ開口後} \quad (10)$$

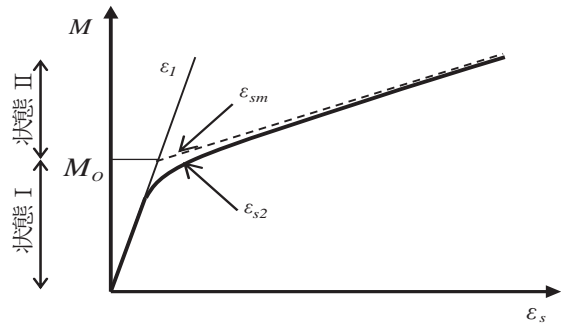


図 - 1 曲げモーメントと引張鉄筋のひずみの関係

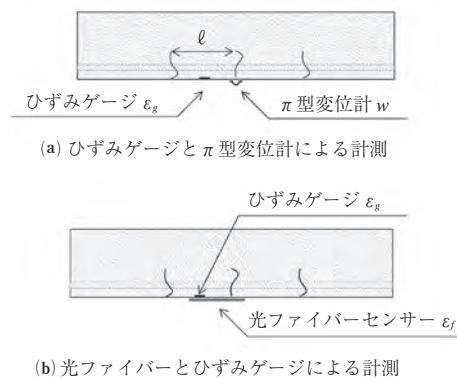


図 - 2 ひび割れ開口曲げモーメントを算出するための計測概要

3. 提案手法の検証のための载荷試験

3.1 検証方法

PC 梁試験体を作製して载荷試験を行い、提案する手法で各試験体の PC 鋼材の残存緊張力を推定し、試験体に導入した緊張力との比較から手法の検証を行った。

試験体は、緊張力が試験体に沿ってほぼ一様となるように PC 鋼材を直線配置した小型の要素試験体、および実橋の主桁を模擬した大きさと PC 鋼材を曲げ上げ配置した実規模試験体の 2 種類とした。

3.2 試験体と载荷方法

(1) 要素試験体

要素試験体の断面および载荷状況を、それぞれ図 - 3 と図 - 4 に示す。試験体の形状は、20 cm × 30 cm × 340 cm（支間長 300 cm）とし、PC 鋼線を引張縁から 7.5 cm の高さの位置に試験体に沿って直線で配置した。緊張力の導入時の上縁の引張応力度が 1 N/mm² 程度となるように緊張力を 95 kN とした場合を 100% とし、緊張力の低下を模擬した 76 kN（80%）、57 kN（60%）の 3 レベルの試験体を作製した。試験体の材料定数と断面特性を表 - 1 に示す。圧縮強度は载荷試験時の材齢のテストピースの圧縮強度試験結果であり、弾性係数は圧縮強度から道路橋示方書¹³⁾（以下、「道示」と略す）に準拠して設定した。同様に、道示から単位体積重量を設定している。

载荷は支間中央の 2 点载荷（载荷点の距離は 100 cm）として、油圧ジャッキを用いて荷重制御の片振り载荷で行った。最大荷重は全ての試験体で統一し、最も緊張力の小さい導入率 60% の試験体で、引張鉄筋の応力度が許容応力度 200 N/mm² に近くなる 60 kN とした。

(2) 実規模試験体

実規模試験体の断面および载荷状況を、それぞれ図 - 5 と図 - 6 に示す。試験体は実橋梁の主桁を模擬した T 形断面とし、桁高は 1 m、支間長は 17.04 m であり、5 本の PC 鋼材を実橋梁と同様に曲げ上げ配置している（図 - 7）。緊張力の導入時の上縁の引張応力度が 1 N/mm² 程度となるように 5 本の PC 鋼材の緊張力の合計が 360 kN とした場合を 116% とし、定着具を調整することで緊張力が 310 kN（100%）、260 kN（84%）となるようにして、緊張力の低下を模擬した。つまり、要素試験体とは異なり 1 体の試験体を用いている。試験体のコンクリートと PC 鋼材の材料特性と断面特性を表 - 2 に示す。28 日圧縮強度から道示に準じて弾性係数を設定し、同様に道示の単位体積重量を設定した。

载荷は支間中央での 2 点载荷とし、载荷点の距離は 2 m とした。アクチュエータによる静的な片振り载荷（荷重制御）を行った。緊張力の調整と载荷は次の 2 ケースとした。まず、緊張力 84% を導入してひび割れ発生荷重でひび割れを導入し、その後、最大荷重 185 kN として静的な片振り载荷を行った。その後、定着具を調整することで導入率を 100% に上げた後、最大荷重 240 kN として同様に载荷を行った。続いて、さらに導入率を 116% に上げ、最大荷重 300 kN として载荷を行った。これを「ケース A」と

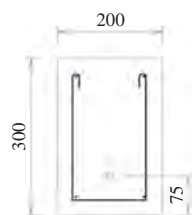


図 - 3 要素試験体の支間中央断面 (単位: mm)



図 - 4 要素試験体の载荷状況

表 - 1 要素試験体の材料定数

対象	項目	数値
コンクリート	圧縮強度	43 N/mm ²
	弾性係数	3.16 × 10 ⁷ kN/m ²
	単位体積重量	24.5 kN/m ³
PC 鋼棒 (13 mm)	弾性係数	1.96 × 10 ⁸ kN/m ²
	断面積	132.7 mm ²

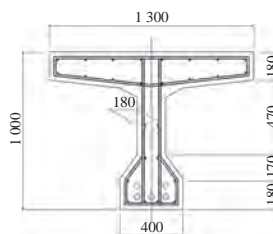


図 - 5 実規模試験体の支間中央断面 (単位: mm)



図 - 6 実規模試験体の载荷状況

表 - 2 実規模試験体の材料定数

対象	項目	数値
コンクリート	圧縮強度	50 N/mm ²
	弾性係数	3.3 × 10 ⁷ kN/m ²
	単位体積重量	24.5 kN/m ³
PC 鋼材 (7W9.5)	弾性係数	2.0 × 10 ⁸ kN/m ²
	断面積	54.8 mm ²

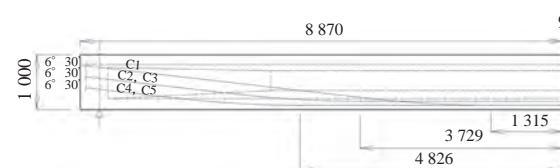


図 - 7 実規模試験体の PC 鋼材の配置 (単位: mm)

した。なお、各導入率の载荷試験でひび割れ本数は増加していないことは確認している。ケース A の後、導入率 100% で、引張鉄筋の応力度の計算値が鋼材の許容応力度 200 N/mm² 相当となる最大荷重 (300 kN) の载荷を実施した場合を「ケース B」とした。このとき、ケース A からひび割れ本数が増加していることを確認した。なお、3 章ではケース B の結果を用い、ケース A の結果については 4 章の検討で用いる。

3.3 計測方法

要素試験体、実規模試験体ともに、複数のひび割れのうち、曲げモーメントが最大となる支間中央に近い2本のひび割れの中間の位置で、図-8に示すような、引張側と圧縮側のコンクリート表面ひずみ、およびひび割れ幅の計測を行った。ひずみの計測は、長さ90mmのひずみゲージを用いている。また、等曲げ区間で発生したひび割れの幅を評点距離50mmのπ型変位計で計測した。載荷試験では、支間中央のたわみも計測し、試験に異常がないことを確認しながら載荷を行っている。

3.4 ひび割れ発生状況

(1) 要素試験体

各ケースの試験体のひび割れ発生状況を図-9に示す。また、図-10には、支間中央付近の5本のひび割れについて、同一の荷重(40kN)時のひび割れ間隔とπ型変位計で計測したひび割れ幅の関係を示す。横軸のひび割れ間隔は、対象とするひび割れの左右のひび割れまでの距離の平均とした。いずれのケースもひび割れ間隔の増加に伴って、ひび割れ幅が大きくなる傾向にあり、ひび割れの発生状況は妥当であると考えられる。なお、配筋から算出した導入率100%での平均ひび割れ間隔¹⁴⁾は255mmであり、試験結果の平均値226mmに近く、妥当なひび割れ間隔であった。

(2) 実規模試験体

緊張力の導入率を100%(310kN)とし、ひび割れ本数を増加させたケースBでの支間中央付近のひび割れ発生状況を図-11に示す。また、図-12には、支間中央付近の5本のひび割れについて、最大荷重(300kN)時のひび割れ間隔とπ型変位計で計測したひび割れ幅の関係を示す。要素試験体と異なり、明確な関係が認められなかった。なお、5本のひび割れの間隔の平均値は216mm、配筋から求めたひび割れ間隔¹⁴⁾176mmの1.2倍であり、おおむね妥当であると考えられる。

4. 提案手法の検証

4.1 曲げひび割れ再開口前の弾性挙動

(1) 要素試験体

曲げひび割れが再開口する前の状態Iでの弾性体としての挙動の確認を行った。要素試験体の引張鉄筋のひずみ(計

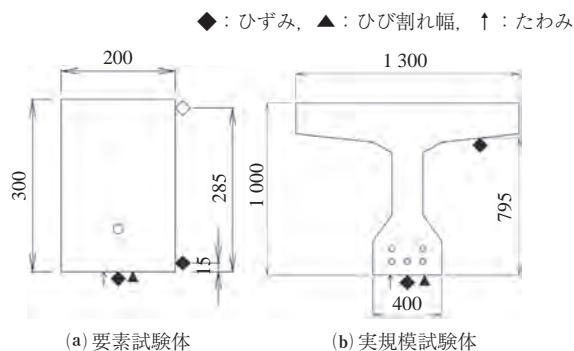


図-8 ひずみとひび割れ幅の計測位置
(支間中央断面, 単位: mm)

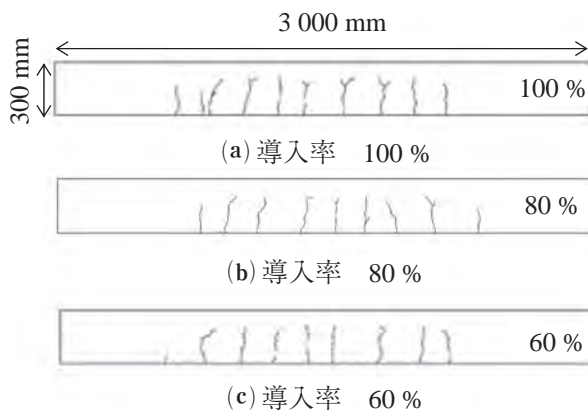


図-9 要素試験体のひび割れ発生状況

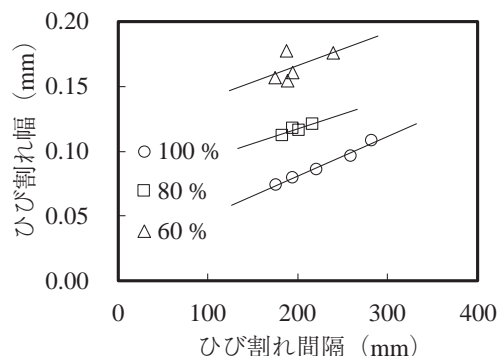


図-10 ひび割れ間隔とひび割れ幅の関係
(要素試験体)

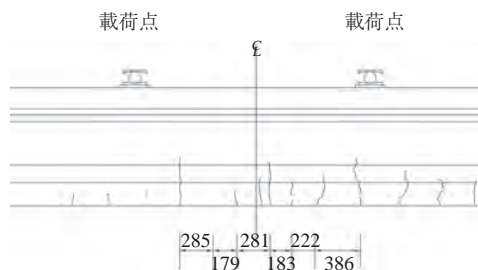


図-11 実規模試験体のひび割れとひび割れ間隔
(図中の数値はひび割れ間隔(単位: mm))

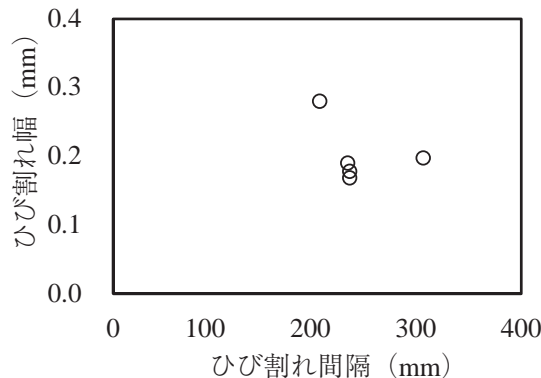


図-12 ひび割れ間隔とひび割れ幅の関係
(実規模試験体)

算値)と荷重との関係を図-13に示す。同図には、導入率100%の試験体の曲げひび割れ導入前の関係(計測値)について併記している。引張鉄筋のひずみは、導入前については支間中央のコンクリート引張ひずみ、導入後に対しては式(7)を用いて算出している。荷重は、油圧ジャッキの値である。いずれの試験体も、曲げひび割れが再開口した後に導入前の勾配から変化しているが、それ以前ではひび割れ導入前とほぼ同じ勾配であるとみなせる。このことから、曲げひび割れが発生した後も、残存する緊張力によってひび割れが閉合している状態Iでは、ひび割れの無い弾性体の挙動とみなすことができる。

(2) 実規模試験体

要素試験体と同様に、ひび割れ再開口前の弾性体の挙動の確認を行った。引張縁のコンクリートひずみの計測値と荷重の関係を図-14に示す。なお、ひび割れ前は支間中央で計測したコンクリートひずみを用い、ひび割れ後はケースBでのひび割れ間のコンクリートひずみを用いている。要素試験体と同様に、載荷試験でひび割れが再開口し始めたと考えられる引張縁のコンクリートひずみ約200 μ までは、ひび割れの無い弾性体の挙動とみなすことができる。

4.2 ひび割れ再開口後の挙動と残存緊張力の推定

(1) 要素試験体

各ケースの曲げモーメントと引張鉄筋ひずみの関係を図-15に示す。なお、同図中の「ひび割れ前」は、導入率100%の再開口前の計測値である。ひび割れ後は式(7)の計算値である。曲げモーメントが約10kN・m以上では、ひび割れ再開口後も両者の関係はほぼ線形とみなすことができ、仮想RC断面の関係に近くなっていると考えられる。そこで、ひび割れ再開口後は最大荷重時を基準としてひずみの変化量が約50 μ の範囲の線形回帰、ひび割れ前は荷重ゼロを基準としてひずみ変化量が50 μ の範囲の線形回帰を行い、各直線との交点からひび割れ開口曲げモーメント M_0 を算出した。式(2)による緊張力の推定を結果を図-16に示す。なお、図中の「計測」とは、緊張力導入時の油圧ジャッキの値であり、推定誤差の絶対値は、導入率60%の場合で8.4%、80%と100%ではそれぞれ、1.4%と0.2%であった。なお、要素試験体はPC鋼棒の直線配置であり、試験体の支間長も3mと短いことから、PC鋼材緊張力のプレストレスロスは考慮しないものとした。

(2) 実規模試験体

実規模試験体のケースBについて、引張鉄筋ひずみと曲げモーメントの関係を図-17に示す。ひび割れ前の引張鉄筋ひずみは式(6)、ひび割れ後は式(7)による計算値である。なお、曲げモーメントが約300~600kN・mの範囲では緩やかなうねに凸な曲線となっており、コンクリートの引張軟化の影響があるものと考えられる。一方、約800kN・m以上では直線に近く、仮想RC断面の関係に近くなっていると考えられる。

ひび割れ再開口前後について、引張鉄筋ひずみと曲げモーメントの関係のそれぞれの線形回帰を行い、両者の交点からひび割れ開口曲げモーメント M_0 を算出した。ひび割

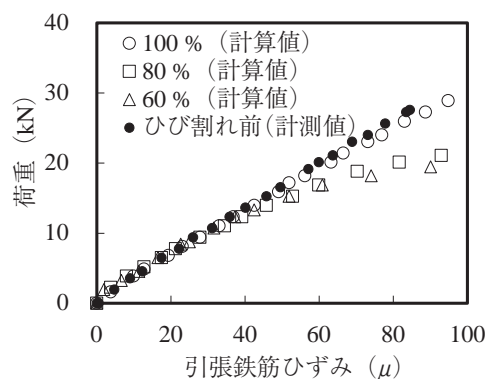


図-13 荷重とコンクリートのひずみとの関係

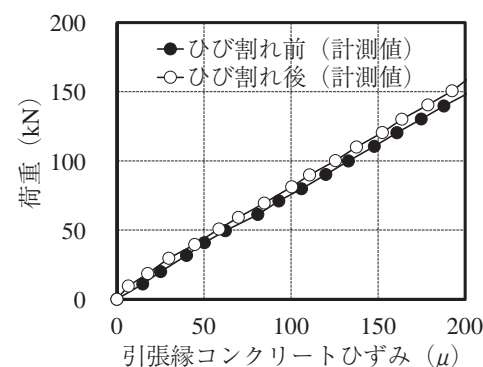


図-14 引張縁のひずみと荷重の関係の比較 (実規模試験体(導入率100%・ケースB))

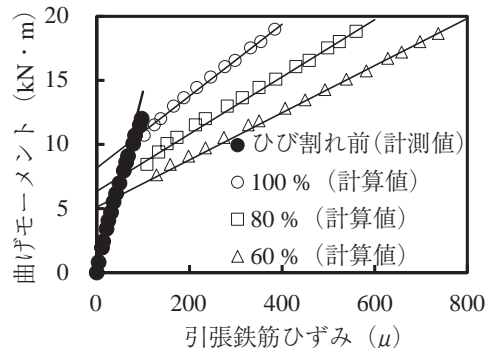


図-15 引張鉄筋ひずみと曲げモーメントの関係 (要素試験体)

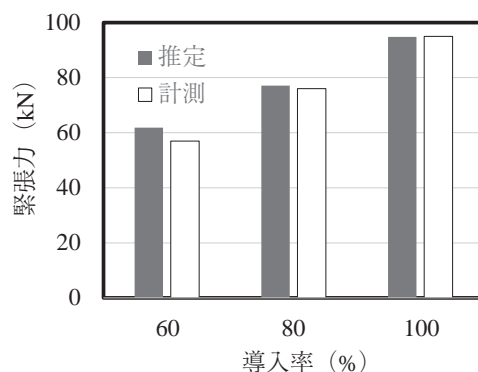


図-16 緊張力の推定結果 (要素試験体)

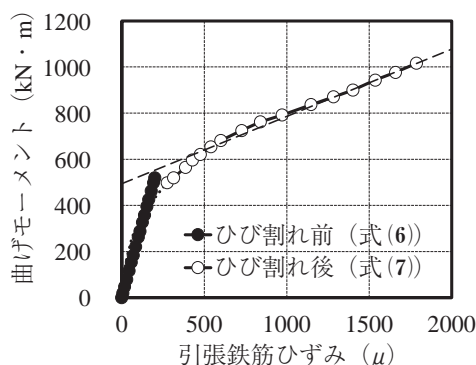


図 - 17 引張鉄筋ひずみと曲げモーメントの関係 (実規模試験体 (ケース B))

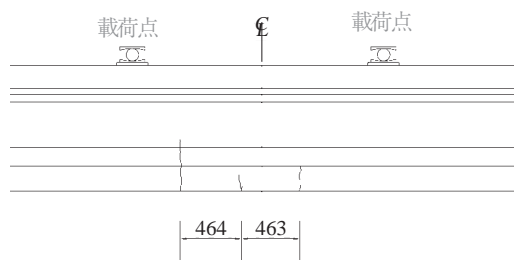


図 - 18 ひび割れ発生状況 (実規模試験体ケース A, 単位: mm)

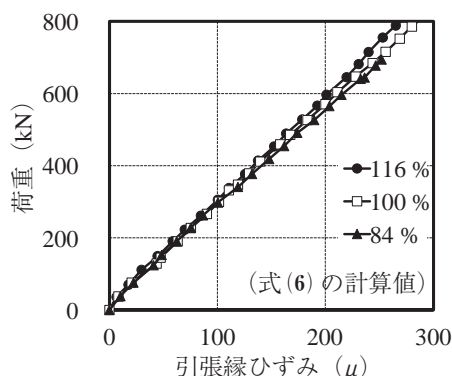


図 - 19 引張縁のひずみと荷重の関係の比較

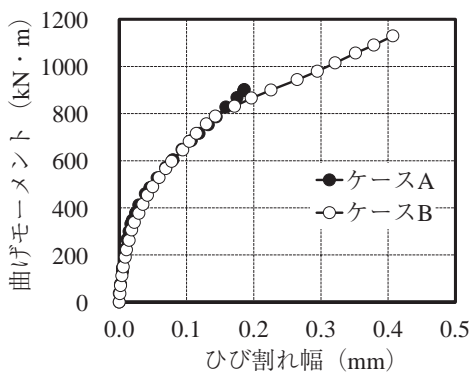


図 - 20 ひび割れ幅と曲げモーメントの関係の比較 (導入率 100%)

れ開口曲げモーメントは $550.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$ であり, 式(2)から推定した PC 鋼材 1 本あたりの緊張力は 287.2 kN であった。5 本の PC 鋼材に対してシースの摩擦損失 6.5% を考慮した支間中央での緊張力の平均値 292.0 kN (変動係数 1.1%) に対して, 推定誤差は -1.7% であり, 要素試験体と同程度の推定精度であった。

5. 荷重の大きさが推定精度に及ぼす影響の検討

5.1 検討方法

これまでの検討では, 要素試験体と実規模試験体ともに, ひび割れ間隔は引張鋼材の配筋から算定される数値に近く, ひび割れ間に新たなひび割れが発生しない状態であると言える。これは, ひび割れ開口モーメントに対して, 比較的大きな作用曲げモーメントが作用した状態, あるいは, 作用荷重に対して残存緊張力の低下が大きい状態であると言える。

一方で, 作用曲げモーメントがひび割れ開口曲げモーメントに近い状態, あるいは, 残存緊張力の低下が小さい状態は, ひび割れ間隔が大きくひび割れ本数も少ない状態が想定される。実構造物の場合, このような初期のひび割れの状態での提案手法の適用が想定される。

そこで, 初期のひび割れの状態を対象として, 残存緊張力と比較して小さい荷重での推定精度について検討を行った。ここでは, 等曲げスパンが長く, ひび割れ本数を制御しやすい実規模試験体を用いて, ケース A の荷重試験結果を利用した。

5.2 ひび割れ発生状況

ケース A の荷重試験におけるひび割れ発生状況を, 図 - 18 に示す。緊張力のもっとも小さい 84% に対して, ひび割れが最初に発生したときの荷重 (213 kN) であり, ひび割れの本数は 3 本, ひび割れ間隔の平均値は 464 mm であった。以降では, ケース A を「初期ひび割れ間隔」とし, ケース B を「定常ひび割れ間隔」とする。

5.3 曲げひび割れ再開口前の弾性挙動

荷重に伴う曲げひび割れ再開口前の弾性体の挙動の確認を行った。ひずみゲージで計測した支間中央での引張縁のひずみと荷重の関係を図 - 19 に示す。曲げひび割れが再開口する約 200μ までは, 緊張力による差は小さい。導入率 100% の場合については, 曲げひび割れの発生前と, ひび割れ発生後の開口前の差異は小さいことも確認している(図 - 14) ことから, 初期のひび割れの状態であっても, 曲げひび割れが再開口するまでは導入緊張力によらず弾性体の挙動とみなすことができる。

5.4 曲げひび割れ再開口後の挙動

曲げひび割れ再開口後の挙動を確認する前に, ひび割れ間隔が異なる場合のひび割れの挙動について確認を行った。

ひび割れ再開口後の引張鉄筋のひずみを推定する式(7)では, ひび割れ幅とひび割れ間隔がパラメーターとなっている。そこで, 初期のひび割れ(ケース A)と, 定常のひび割れ(ケース B)について, 両ケースで共通するひび割

れについて、同じく両ケースで共通する導入率 100 % の場合で、ひび割れ幅と曲げモーメントとの関係を比較した結果を図 - 20 に示す。ケース B の定常ひび割れ間隔 216 mm に対するケース A の初期ひび割れ間隔 464 mm の比率は 2.15 倍であり、両者は大きく異なるが、同一の曲げモーメントに対するひび割れ幅の違いは小さい結果となっている。

5.5 残存緊張力の推定

(1) 初期ひび割れ間隔を用いた推定

ひび割れ開口曲げモーメントを算出するために、ひび割れ再開前後の引張鉄筋ひずみと曲げモーメントの関係の線形回帰を行った。各導入率の引張鉄筋ひずみと曲げモーメントの関係および回帰結果を図 - 21 に示す。ひび割れ再開前は式 (6)、再開後は式 (7) を用いた計算値であり、再開後ではひび割れ間隔の平均値 464 mm を用いている。同式は定常ひび割れを対象としたものであるが、実橋ではひび割れの定常性が判断できない場合も想定し、式 (7) を用いたものである。ひび割れ間隔が大きいことに起因して、式 (7) におけるひび割れ再開後の引張鉄筋のひずみが、ひび割れ再開前のひずみよりも小さくなる領域が存在する結果となっているが、ここでは、ひび割れ再開前後の回帰直線との交点からそのままひび割れ開口曲げモーメントを算出した。

式 (2) から求めたそれぞれのケースの残存緊張力 (PC 鋼材 5 本の平均値) の推定結果は、導入率 84 % のケースで 272.7 kN, 100 % で 347.0 kN, および 116 % で 435.1 kN であった。推定誤差はそれぞれのケースで、+4 %, +12 %, +19 % であり、ケース B の推定誤差 -1.7 % と比較して誤差の絶対値が大きくなっているとともに、導入率の増加に伴って推定誤差が大きくなる傾向となった。

(2) 定常ひび割れ間隔を用いた推定

曲げひび割れ再開後の挙動 (前項 5.4) で確認したように、ひび割れ間隔の違いがひび割れ幅と曲げモーメントの関係に与える影響は小さいこと (図 - 20) を勘案して、式 (7) でのひび割れ間隔として、ケース B と同じ定常ひび割れ間隔 216 mm を用いた場合の引張鉄筋ひずみと曲げモーメントの関係を示したものが図 - 22 である。ひび割れ再開前は式 (6)、再開後は式 (7) による計算値である。同図には、ケース B の導入率 100 % の結果も併記している。導入率 100 % で比較すると、引張鉄筋のひずみが 500 μ まではほぼ同じ履歴となっている。その一方で、載荷荷重の大きいケース B では、ひずみが約 500 μ を超えた領域では勾配が小さくなっている。これは、曲げひび割れが再開して約 500 μ まではテンションステイニングの影響、すなわちコンクリートの引張の負担の影響があることが要因の一つとして考えられる。

ケース A の各緊張率について、緊張力の推定値と導入した緊張力 (「計測」) の比較を図 - 23 に示しており、推定値は 84 % のケースで 223.4 kN, 100 % で 275.0 kN, および 116 % で 336.4 kN であった。推定誤差は、それぞれのケースで -15 %, -11 %, -8 % であった。初期ひび割れ間隔 464 mm を用いた場合は、いずれも導入よりも大きな

緊張力を推定していたが、定常ひび割れ間隔 216 mm を用いた場合では、いずれも小さい値を推定している。同図には初期ひび割れ間隔の結果も併記している。

この結果は、実橋のひび割れ間隔が、引張鋼材の配筋条件から算定されるひび割れ間隔よりも大きい場合、そのひび割れ間隔をそのまま用いて推定した結果は危険側となることを示している。このような場合、配筋条件から算出されるひび割れ間隔を用いて推定する必要があると考えられる。また、初期ひび割れ間隔での式 (7) に代わる引張鉄筋ひずみの推定方法を検討する必要がある。

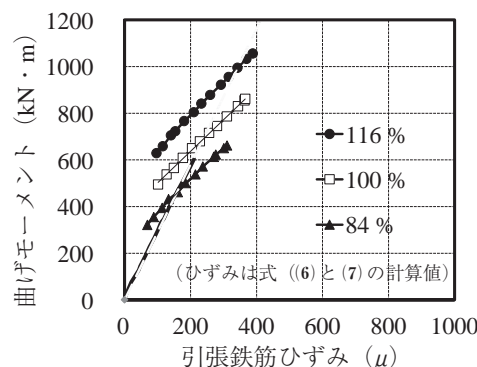


図 - 21 引張ひずみと曲げモーメントの関係 (ひび割れ間隔 464 mm で算出)

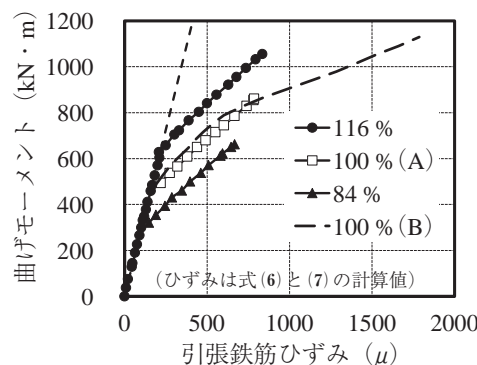


図 - 22 引張ひずみと曲げモーメントの関係 (ひび割れ間隔 216 mm で算出)

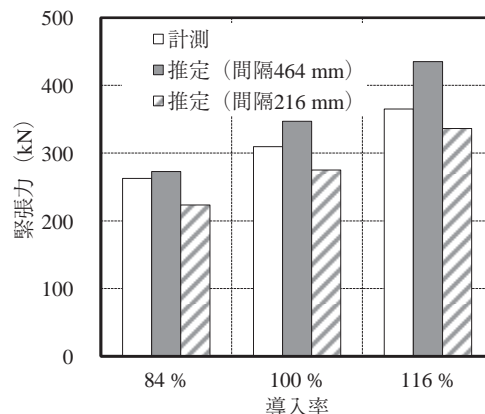


図 - 23 緊張力の推定結果

6. ま と め

本稿は、PCT 桁を対象として、コンクリート表面のひずみと曲げひび割れ幅の計測から、PC 鋼材の残存緊張力を推定する手法を提案した。小型の要素試験体、および実橋の主桁を模擬した実規模試験体の載荷試験から提案手法の推定について検証を行っている。主な成果は以下のとおりである。

- ①曲げひび割れを含む PC 梁部材としてのひび割れ再開口曲げモーメントから、PC 鋼材の残存緊張力の推定方法を定式化するとともに、必要な計測方法を提案した。
- ②提案手法では、ひずみゲージと π 型変位計の組合せ、および光ファイバとひずみゲージの組合せによる計測で必要な情報を取得できる。
- ③要素試験体および実規模試験体ともに、緊張力導入時の上縁の引張応力度が約 1 N/mm^2 となる場合の緊張力の導入率を 100% として、導入率 80 ~ 100% に対して提案手法の PC 鋼材の残存緊張力の推定誤差を評価した。載荷によって発生したひび割れの間隔が一定となった定常状態である場合に対して、要素試験体で 80 ~ 100% の緊張力のレベルに対して 2% 以下であり、実規模試験体で緊張力 100% の導入率に対して 1.7% であった。
- ④ひび割れ間隔の広い初期のひび割れの状態に本手法を適用した場合、PC 鋼材緊張力の推定精度は低下すると同時に実際の導入値よりも大きな結果を与え、危険側となる。このような場合、配筋条件から決まる定常ひび割れを用いて PC 鋼材緊張力を推定することで安全側の推定となる。今後は、初期ひび割れ間隔を用いた引張鉄筋ひずみの推定方法を検討し、本手法に取り込む必要がある。

謝辞：本稿では、国土交通省建設技術研究開発助成制度（平成 29 年度～平成 30 年度）の「PC 桁の健全性評価のための PC 鋼材緊張力の非破壊監視システムの開発」として行った結果を参照しており、ここに、関係各位のご協力とご理解に深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 社会資本整備審議会 道路分科会：道路の老朽化対策の本格実施に関する提言，平成 26 年 4 月 14 日。
- 2) 社会資本整備審議会 道路分科会：道路の老朽化対策の本格実施に関する提言，平成 26 年 4 月 14 日。
- 3) 国土交通省道路局：橋梁定期点検要領（案），平成 26 年 6 月。
- 4) 羅 黄順：EM センサーによる PC 鋼材の実応力測定，プレストレストコンクリート特集／技術ノート，Vol.43, No.6, pp.99-103, November, 2001.
- 5) 二井谷教治：コンクリートに作用する有効応力の推定に関する研究，岡山大学大学院博士論文，平成 20 年 3 月。
- 6) 横山和昭，長田光司，室井智文，加藤卓也：鉄筋切断法による実 PC 橋の残存プレストレス測定に関する検討，PC 技術協会第 13 回シンポジウム論文集，平成 16 年 10 月。
- 7) 東京大学生産技術研究所，（財）生産技術研究奨励会：コンクリート構造物の劣化診断に関する研究委員会報告書（コンクリート橋非破壊検査編），2005.4.
- 8) 横山和昭，長田光司，紫桃孝一郎，二井谷教治：弾性波モニタリング手法による PC 鋼材の破断検知に関する検証実験，土木学会第 58 回年次学術講演会概要集 共通セッション，pp.27-28, 平成 15 年 9 月。
- 9) 森 寛晃，内田昌勝，中村秀三，濱田 譲：PC 緊張材の破断モニタリングに関する基礎的検討，土木学会第 58 回年次学術講演会概要集，第 V 部門，pp.619-620, 平成 15 年 9 月。
- 10) 恒国光義，加藤佳孝，魚本健人：既設 PC 桁の構造劣化診断に関する検討，コンクリート工学年次論文集，Vol.28, No.1, pp.1967-1972, 2006.
- 11) 藤田知高，玉越隆史，堤 忠彦：PC 道路橋のプレストレス評価に関する研究，コンクリート工学 Vol.49, No.8, pp.23-29, 2011.8.
- 12) 角田与史雄：曲げを受けるコンクリート部材のひび割れとたわみに関する研究の現状，土木学会論文集 第 384 号／V -7, pp.21-32, 1987.8.
- 13) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 III コンクリート橋編，平成 29 年 11 月。
- 14) 日本建築学会：プレストレスト鉄筋コンクリート（Ⅲ種 PC）構造設計・施工指針・同解説，p.60, 1986.

【2020 年 9 月 14 日受付】