

建設後38年経過した3径間連続PC箱桁橋の異常変形の調査と原因究明の報告

(株)K&Tこんさると 正会員 ○肥田 研一
 (株)K&Tこんさると 吉田 須直
 中電技術コンサルタント(株) 堀部 守宏
 佐賀大学 大学院 正会員 伊藤 幸広

キーワード：異常たわみ，現有応力計測，現有鉄筋ひずみ計測，PC橋のクリープ・乾燥収縮度

1. はじめに

本調査の対象橋梁は，1977年(昭和52年)に建設された山間部に位置する3径間連続PC箱桁橋で，橋長166.20m，支間割り40.0m+85.0m+40.0mで構成されている道路橋である。(図-1,表-1)

本橋の中央支間部は，写真-1に示すように，建設後より約150mmの異常変形(下そり)が生じていた。そこで，異常変形の原因究明のため，柱頭部および中央支間部の応力調査を実施した。

全視野ひずみ計測装置を用いたスリット応力解放法による現有応力計測¹⁾⁻³⁾と鉄筋切断法による現有鉄筋ひずみ計測の併用によりコンクリート応力とクリープなどの無応力ひずみを求め，箱桁断面の上下床版およびウェブなどの部材におけるコンクリートの収縮差によって生じる成分を考慮した解析より異常変形の要因を究明した結果の報告である。

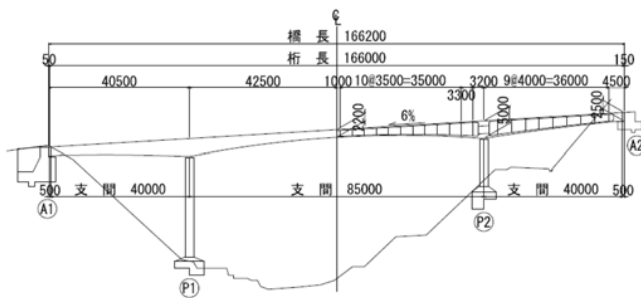


図-1 橋梁一般図

表-1 橋梁諸元

完成年	1977年(昭和52年)
橋梁形式	3径間連続PC箱桁橋
橋長	166.2m
支間長	40.0m+85.0m+40.0m
幅員	8.20m 車道7.00m
橋格	1等橋(TL-20)
適用示方書	PC道路橋示方書(昭和43年)
横断勾配	車道 両側 2.0%
縦断勾配	6.00%
斜角	90°



写真-1 支間中央たわみ

2. 応力調査

2.1 応力調査の概要

応力調査は，①光学的全視野ひずみ計測装置を用いたスリット応力解放法による現有コンクリート応力計測(以下，スリット応力解放法による現有応力計測と呼ぶ)，②鉄筋切断法による現有鉄筋ひずみ計測を実施した。

スリット応力解放法による現有応力計測及び現有鉄筋ひずみ計測は，図-2に示すようにP1柱頭部，支間中央，P2柱頭部の3断面の上床版上面と下床版下面の2箇所を実施した。なお，スリット応力解放法による現有応力計測と

鉄筋切断法は、同一箇所を実施し、スリット応力解放法による現有応力計測を実施した後、鉄筋切断法による現有鉄筋ひずみ計測を実施した。

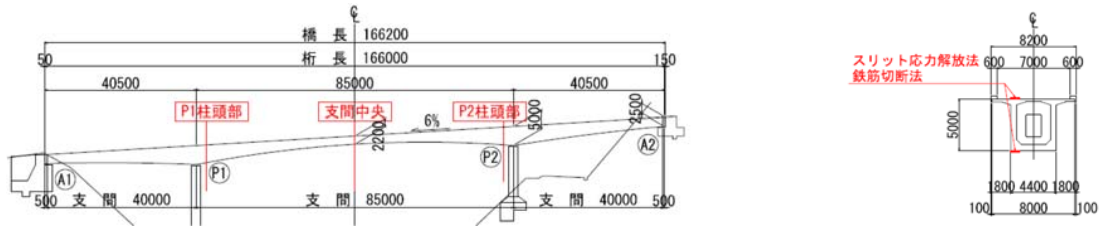


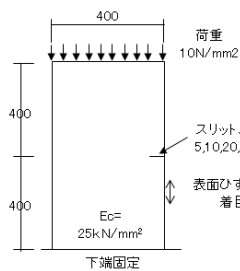
図-2 応力調査位置

2.2 光学的全視野ひずみ計測装置を用いたスリット応力解放法による現有応力測定

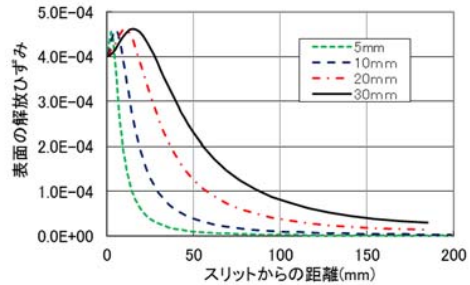
スリット応力解放法による現有応力計測¹⁾³⁾は、一様に圧縮応力が作用しているコンクリート部材にかぶり程度の深さで、幅200mm以上のスリットを入れ解放ひずみを計測し現有応力を推定するものである。

既存の計測手法に比べ精度の向上を図るため、光学的全視野ひずみ計測法を用いるところに特徴がある。光学的全視野ひずみ計測法を用いることによりスリット近傍の微小領域まで高精度に解放ひずみ分布を計測することができる。

一様に圧縮応力が作用しているコンクリート部材に応力方向に対して直角にスリットを切削すると、スリット周辺に解放ひずみが発生する。解析モデルにスリット切削深さを5, 10, 20, 30mmとした場合の解放ひずみとスリット中心からの距離との関係の解析結果を図-3に示す。



解析モデル



スリットによる解放ひずみ分布

図-3 スリット応力解放法の解放ひずみ分布

スリット応力解放法による現有応力計測は、スリットを切削する前後のスリット周辺部を図-4に示す全視野ひずみ測定装置で計測し、計測した画像からデジタル画像相関法 (図-5)により対象点間距離変化率分布 (図-6)を求める。光学的全視野ひずみ計測法で計測された対象点間距離変化率を2次元FEM解析モデルにより解析を行い、計測結果の対象点間距離変化率分布と同一となる応力を逆解析にて求めた。

逆解析の結果、P1柱頭部、支間中央、P2柱頭部のコンクリート応力は、表-2に示すように応力が作用していると推定された。図-7に、P1柱頭部の上床版上面と下床版下面の解析値と計測値の対象点間距離変化率分布を示す。なお、コンクリートの弾性係数は、設計値の $E_c=35\text{kN/mm}^2$ とした。

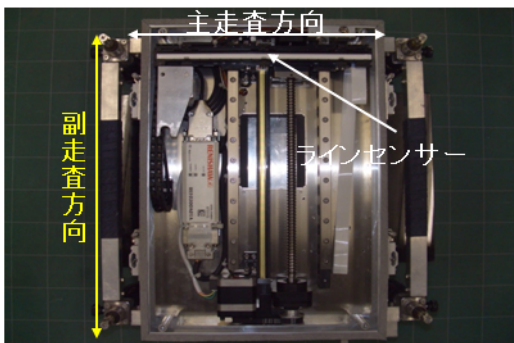


図-4 全視野ひずみ測定装置

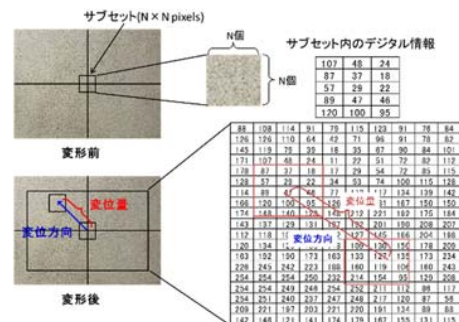


図-5 デジタル画像相関法

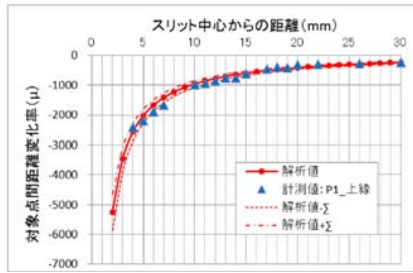


図-6 対象点間距離変化率

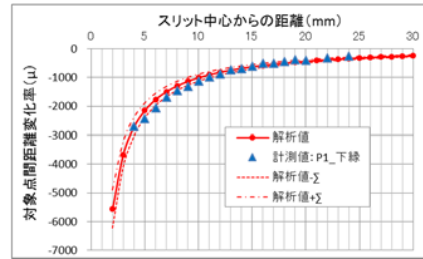
表-2 現有応力計測結果

		現有応力 σ_e	コンクリートひずみ ϵ_c
P1柱頭部	上床版上面	4.53 ± 0.54 N/mm ²	129.4 × 10 ⁻⁶
	下床版下面	6.20 ± 0.76 N/mm ²	177.1 × 10 ⁻⁶
支間中央	上床版上面	7.06 ± 0.44 N/mm ²	201.7 × 10 ⁻⁶
	下床版下面	1.80 ± 0.23 N/mm ²	51.4 × 10 ⁻⁶
P2柱頭部	上床版上面	3.10 ± 0.53 N/mm ²	88.6 × 10 ⁻⁶
	下床版下面	12.37 ± 1.01 N/mm ²	353.4 × 10 ⁻⁶

現有応力の±の値は標準偏差から求められる誤差範囲を示す。



P1柱頭部上床版上面



P1柱頭部下床版下面

図-7 対象点間距離変化率分布

2.3 クリープ・乾燥収縮による支間中央のたわみ量

鉄筋切断法による現有鉄筋ひずみ計測結果を表-3に示す。PC橋に配置されている鉄筋には、その位置での現有応力である弾性ひずみとクリープ・乾燥収縮ひずみが生じている。(図-8参照)

本橋は、張出し施工により架設されており、構造系が変化するため乾燥収縮とクリープによる挙動も複雑に変化する。このため、クリープ係数は静定系におけるクリープ係数 ϕ_1 (張出し施工時)と構造系が変化してからのクリープ係数 ϕ_2 (中央連結以降)と定義して、表-4に示すように、計測結果より乾燥収縮度・クリープ係数を求めた。表-4の計測値の乾燥収縮度とクリープ係数を用いて構造系の変化を考慮した復元設計とたわみ計算(上げ越し計算)の結果、支間中央のたわみは、数十ミリで実橋の支間中央部のたわみ量150mmと大きく異なる結果となった。このため、本橋の異常たわみの原因は、クリープ・乾燥収縮による影響ではないと推定される。

表-3 鉄筋切断法計測結果

		鉄筋ひずみ ϵ_r
P1柱頭部	上床版上面	740 × 10 ⁻⁶
	下床版下面	862 × 10 ⁻⁶
支間中央	上床版上面	1211 × 10 ⁻⁶
	下床版下面	761 × 10 ⁻⁶
P2柱頭部	上床版上面	368 × 10 ⁻⁶
	下床版下面	616 × 10 ⁻⁶

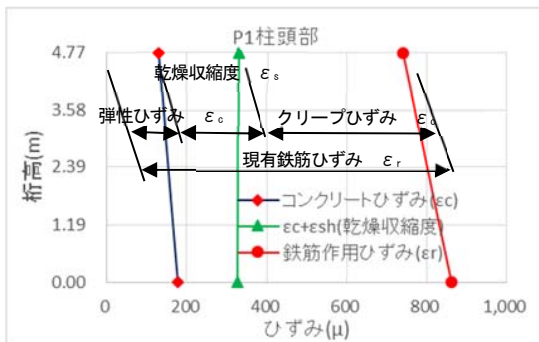


図-8 P1柱頭部ひずみ分布(計測値)

表-4 計測結果から得られた乾燥収縮度・クリープ係数と設計値

		P1柱頭部	支間中央	P2柱頭部
乾燥収縮度 $\epsilon_{sh} (\mu)$	計測値	175.0	200.0	75.0
	設計値	158.9	197.5	158.9
クリープ係数 ϕ_1	計測値	0.70	0.70	0.25
	設計値	0.33	0.40	0.33
クリープ係数 ϕ_2	計測値	2.27	3.71	0.94
	設計値	1.26	2.17	1.26
全クリープ係数 $\phi = \phi_1 + \phi_2$	計測値	2.97	4.41	1.19
	設計値	1.59	2.58	1.59

3. 異常たわみ現象の原因推定

復元設計および上げ越し計算で用いた解析モデルは主桁箱桁断面をその図心を通る1本の梁とするモデルである(梁解析理論)。梁解析理論では変位の計算は線形クリープ則を用いたクリープひずみのみに基づいて算定される。すなわち、箱桁断面の上下床版およびウェブなどの部材におけるコンクリートの収縮差によって生じる成分が

考慮されないため、長期の変位や変形のメカニズムを解明する上では適しているとは言い難い。

そこで、2012年制定のコンクリート標準示方書「設計編：付属資料」に基づき、**図-9**に示すように、箱桁断面を上床版、ウェブ、下床版の3つの部位に区分して、各々の梁要素を用いた解析モデルにより、前述のコンクリートの収縮差を反映した試算を行った。

なお、コンクリート標準示方書「設計編：付属資料」に基づき、クリープひずみによる変位は全変位量の60%を占め残り40%が収縮ひずみによる変位によるものと仮定した。

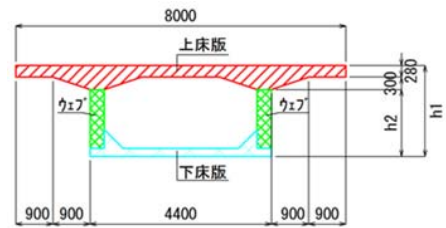


図-9 部位の分割断面図

表-5 各部位の収縮差を考慮した試算結果

上床版収縮ひずみ： $\epsilon_U = 230 \mu$
下床版収縮ひずみ： $\epsilon_L = 280 \mu$

	解析値			測定値
	収縮ひずみ (δ_s)	クリープ ($1.5 \delta_s$)	合計	
側径間	12.4	18.6	31	30
支間中央	-59.1	-88.7	-148	-150

※表中の-符号は下向きを示す。

図-10に示す解析モデルを用い、上下床版の収縮ひずみの組み合わせをさまざまに変えて変位を算出した結果、**表-5**に示すひずみ量するとき、現況の変位とほぼ一致した結果を得た。

また、**図-10**に示す解析モデルより求められる支点反力より、梁理論解析による復元設計から着目位置の応力を求めた試算結果とスリット応力解放法による現有応力の測定結果を**表-6**に示す。**表-6**よりP2柱頭部の下縁の測定結果は、試算結果とかなり離れているが、他の測定点の測定結果と試算結果は、極めて近い値となっている。

表-6 各部位の収縮差を考慮した試算より求めた応力

	上縁 (N/mm^2)		下縁 (N/mm^2)	
	測定結果	試算結果	測定結果	試算結果
P1柱頭部	4.53 ± 0.54	4.30	6.20 ± 0.76	6.14
支間中央部	7.06 ± 0.44	7.03	1.80 ± 0.23	2.01
P2柱頭部	3.10 ± 0.53	4.30	12.37 ± 1.01	6.14

測定結果の±の値は標準偏差から求められる誤差範囲を示す。

以上の結果、本橋の異常変形は、上床版と下床版との収縮差により生じている可能性が高いと考えられる。

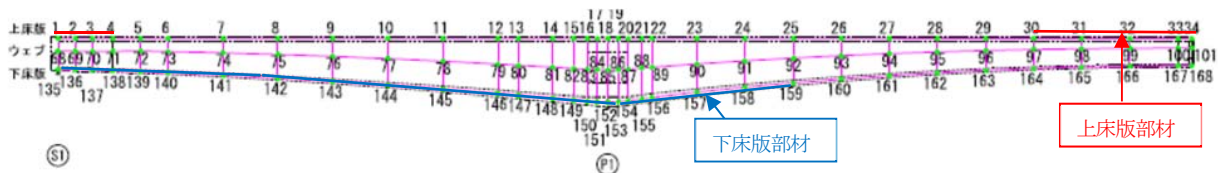


図-10 解析モデル

4. おわりに

スリット応力解放法による現有応力計測を進めてきたが、PC単純桁などの静定構造物の現有応力と設計値は比較的一致する結果が得られている。しかし、連続PC箱桁などの不静定構造物の現有応力と設計値は一致しない傾向にあった。

今回行った上床版と下床版の収縮差を考慮した試算より変形量と現有応力が一致したことにより連続PC箱桁などの不静定構造物は、部材の収縮差の影響を大きく受けている可能性が高いと思われる。このため、今後、過去の現有応力調査結果を整理・検討する予定である。

【参考文献】

- 1) 出水享, 肥田 研一, 伊藤 幸広, 松田 浩: 応力解放法によるPC構造物の現有応力の推定方法の開発, プレストレストコンクリート技術協会, 第19回シンポジウム論文集, pp. 241-246, 2010. 10
- 2) 肥田 研一, 伊藤 幸広, 月原 光昭, 小坂橋 晴之: 約30年経過した異常変形が生じた中央ヒンジ橋の調査報告, 第22回シンポジウム論文集, pp. 345-348, 2013. 10
- 3) 肥田 研一, 中澤 治郎, 芳賀 堯, 米本 雅紀: 塩害損傷を受けたプレテンションPCT桁の残存プレストレス調査と補強設計報告, 第24回シンポジウム論文集, pp. 441-444, 2015.