

神通川橋の補強対策とその有効性

～複合劣化を受けたPC有ヒンジラーメン橋の改良～

Reinforcement Works of JINZUGAWA Bridge

北野 勇一
Yuichi KITANO

川田建設(株)技術部
技術課

古村 崇
Takashi FURUMURA

川田建設(株)営業本部
新事業開発室室長

小西 哲司
Tetsushi KONISHI

川田建設(株)東京支店技術部
次長

有川 巨章
Takaaki ARIKAWA

川田建設(株)北陸支店工務部
工事課

高場 啓輔
Keisuke TAKABA

川田建設(株)技術部
技術課

後藤 博史
Hiroshi GOTOH

川田建設(株)北陸支店工務部
工事課

神通川橋は、1975年に建設された7径間連続PC有ヒンジラーメン橋である。本橋では、橋体の垂れ下がりや一部ひび割れなどの複合劣化を確認しているため、走行性の改善、耐震性の向上、車両大型化対応を目的として、外ケーブルによる連続化補強を実施した。また、工事の実施にあたり、現況の健全性を調査・解析により定量的に把握し、複合劣化の影響を補強対策に反映し、かつ、補強対策の有効性を評価するために外ケーブル緊張時の計測を実施した。本報告では、すでに発表済みである補強対策の経緯についてまとめ直すとともに、その有効性について解析的な検証をしたので、その結果について紹介する。

キーワード：PC有ヒンジラーメン橋，複合劣化，外ケーブル，連続化補強，健全性

1. まえがき

神通川橋は、北陸自動車道の小杉・富山IC間を結ぶ一環として1975年4月に建設されたプレストレストコンクリート長大橋であり、P1～A2間は7径間連続有ヒンジラーメン構造となっている。この構造形式は、同構造の導入経緯および構造解析が容易であることから、1960～1980年代にかけてその多くが建設されている。しかし、ヒンジ沓は経年的に摩耗するためメンテナンスを必要とすること、および場合により、当初想定された値を超える橋体の垂れ下がりを生じて走行性が劣ることもあり、今日では連続桁形式に変更されてきている。

これらの変状は、本橋においても1991年に確認されていたが、経過観察を行いながら供用を継続してきた。しかし、その後の調査により、垂れ下がりに進行性がある、アルカリ骨材反応によるひび割れが生じていることが確認され、これらの複合劣化による構造性能の低下が懸念されてきた。このため、走行性の改善、耐震性の向上、車両大型化対応を目的として、平成13、14年度にかけて外ケーブルによる連続化補強を実施した。また、工事の実施にあたり、現況の健全性を調査・解析により定量的に把握し、複合劣化の影響を補強対策に反映し、かつ、補強対策の有効性を評価するために外ケーブル緊張時の計測を実施した。本報告では、すでに発表済み¹⁾

である補強対策の経緯についてまとめ直すとともに、実施した施工の有効性について解析的な検証をしたので、その結果について紹介する。

2. 既設橋梁の概要と損傷状況

(1) 既設橋梁の概要

写真1に既設橋梁の状況を、以下に橋梁諸元を示す。

構造形式：7径間連続PC有ヒンジラーメン橋(P1～A2)

橋長：554.2 m (73.2 m + 5 × 81.6 m + 73.2 m)

有効幅員：10.000 m (2車線)

下部工：小判型橋脚，ケーソン基礎

橋台支承：ピット+ローラ沓 380 tf × 2基 (P1, A2)

ヒンジ沓：鉛直 50 tf × 2, 水平 30 tf × 2 (G1～G5)

適用示方書：道路橋示方書(昭和47年), 活荷重TL-20

コンクリート：橋体 $c = 40 \text{ N/mm}^2$, 橋脚 $c = 24 \text{ N/mm}^2$

使用鋼材：PC鋼棒 32 (SBPR80/105), 鉄筋 SD295

(2) 構造形式に起因する損傷状況

図1は道路中心における測量高さや計画高を比較した結果であるが、本橋では、柱頭部からヒンジ部に向けて最大で100 mm程度の垂れ下がりが生じていた。また、ヒンジ沓には最大30 mm程度の摩耗があり、大型車両が通過する度に衝突音を生じていた。これらの損傷は、これまでもその事例が報告²⁾されているように、PC有ヒンジ橋特有の損傷であることが明らかになっている。



写真1 既設橋梁の状況

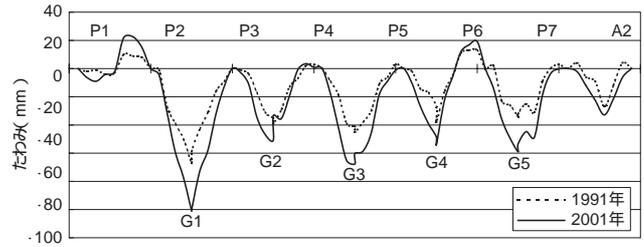


図1 橋体の垂れ下がり状況

(3) コンクリートに起因する損傷状況

本橋では橋台や橋脚にひび割れが生じているとともに、上部工の一部には写真2に示すような亀甲状ひび割れ（柱頭部・端横桁部）や写真3の橋軸方向の水平ひび割れ（サークルハンチ部）のように、アルカリ骨材反応によると思われる損傷が確認された。

3. 補強対策前の健全性

(1) 構造性能の健全性

構造性能を確認するため、1台200 kNの車両をヒンジ付近に最大6台載荷、車両を時速60 km/hで走行する実橋載荷試験を実施し、上下部工の静ひずみやたわみおよび動的な変形挙動について測定を行った。

図2は、車両走行による橋体の振動特性を測定した結果であるが、卓越する1次、2次振動モードともヒンジ部の連続性がなく解析値とは異なる挙動を示した。これより、ヒンジ沓の機能が低下していること、および静的な挙動より柱頭部付近の橋体剛性が、コンクリート弾性係数換算で、設計値（31 kN/mm²）を下回る27.5～30.6 kN/mm²となることがわかった。

一方、これらの構造性能の低下が応力状態に与える影響を検討するため、設計的なアプローチを行った結果、発生応力の変化は小さく、現供用時の安全性には問題がないことから、健全な範囲内であるものと判断した¹⁾。



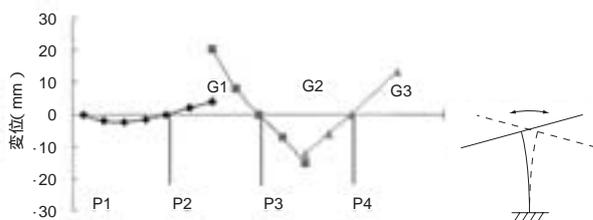
写真2 柱頭部のひび割れ状況



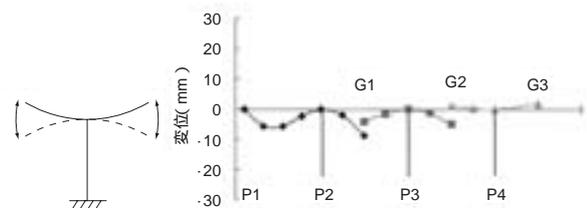
写真3 サークルハンチ部のひび割れ状況

実測振動

卓越1次振動（やじろべえ型）



卓越2次振動（つばさ型）



固有値解析

水平卓越1次振動

8次モード F = 2.381 Hz



鉛直卓越1次振動

7次モード F = 1.966 Hz



図2 車両走行による振動と固有値解析との比較

(2) コンクリート物性の健全性

本橋建設時のコンクリートには、アルカリ総量規制以前のセメントが使用されており、骨材も反応性の考えられる河川から採取されたものであった。このことから、現地における詳細調査を行ったが、コア表面には滲出ゲルが確認でき、残存膨張量も柱頭部で0.6%、それ以外の部位でも基準値を大きく上回ることより、既設橋梁にはアルカリ骨材反応が生じているものと判定された。

また、表1および図3に薄片を用いたEPMA分析を行った結果を示したが、生成したゲルの内、骨材のひび割れ内や周辺には、膨潤性と判断される組成 (Ca/Si = 0.25) のアルカリシリカゲルが目立ち、セメントペーストのひび割れ内や気泡内には、無害なCSHゲルに相当する組成 (Ca/Si = 1.2 ~ 1.3) のゲルが簡単に見つからなかった。

一方、採取コアの試験の内、静弾性係数が設計基準値の57 ~ 76%となったが、アルカリ骨材反応に特有な劣化であると考えられ、圧縮強度については設計強度を上回る結果となった。

以上より、柱頭部では現在、アルカリ骨材反応の潜在進行性があるものの、供用後28年経過しており強度等からも健全性が保たれているため、環境条件に大きな変化がなければ、急激な今後の進行も考えにくく、クラックの補修、ライニング等の予防保全が重要と判断した。

4. 補強対策の特徴と留意点

(1) 補強設計の方針

補強前の健全性について、以下に示すように評価した。

設計当時の物性値との相違は認められるものの、耐力には支障がないため、健全な構造体とする。

現況と検討が乖離しないようにするため、基本断面力は垂れ下がり考慮 (クリープ係数 = 6) する。経年劣化による局部損傷が考えられるため、過度な応力集中を作用させないようにする。

ヒンジ沓の機能は低下し、走行性および構造体にも悪影響があるため補修もしくは交換が必要。

現時点においてアルカリ骨材反応の構造機能に対する影響は問題ないものの、劣化進行の予想される柱頭部で劣化の抑止対策が必要。

また、外ケーブルによる連続化補強を実施する際の技術的な課題点として、次のことが挙げられた。

- a) 完成後25年を経過している構造物の健全度評価
- b) 垂れ下がりから想定されるクリープ変形の評価
- c) 構造形式およびコンクリートに起因する損傷対策

これより、補強設計の方針として、課題点a), b) については、上記に示す評価 ~ を補強設計に反映させることにより対応し、課題点c) については評価 , の機能改善対策、または、予防保全対策を実施することにした。

表1 アルカリシリカゲルの組成 (原子比) 分析結果

分析位置	細骨材周辺A			細骨材周辺B			粗骨材周辺			細骨材周辺C			
	骨材中		ペースト中	骨材中		ペースト中	骨材中		ペースト中		気泡中		
	1	2	4	4	2	2	2	4	1	2	5	1	
Si	26.72	23.98	23.17	24.58	23.43	21.99	26.62	20.76	20.20	20.60	20.43	19.68	
Ca	0.16	4.42	7.78	5.22	7.52	10.27	3.70	16.04	16.94	13.24	14.96	16.75	
Na	5.87	6.59	4.99	5.59	4.03	3.41	3.78	1.62	1.25	2.30	1.71	0.97	
K	4.13	4.30	3.81	3.75	4.10	4.00	3.88	1.34	1.04	3.49	2.03	1.41	
Ca/Si	0.01	0.18	0.34	0.21	0.32	0.47	0.14	0.77	0.84	0.64	0.73	0.85	
Ca/(Na+K)	0.02	0.41	0.88	0.56	0.92	1.39	0.48	5.42	7.40	2.29	4.00	7.04	

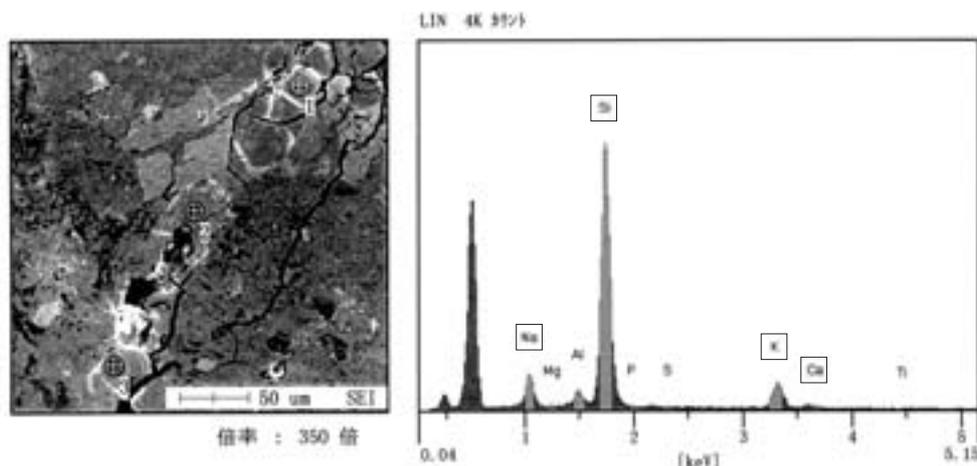


図3 EPMAによる組成分析の結果 (細骨材周辺A-骨材中1)

(2) 連続化の径間数の検討

上部工を連続化することにより橋脚の負担が大きくなるため、どの程度の径間数まで連続化が可能であるかについて、上・下部工を対象として検討した。

図4にその結果を示したが、全7径間を連続化した場合、上部工は外ケーブル補強により所定の耐力を確保できるものの、橋脚下端での発生曲げモーメントがケーソン耐力を大きく上回ることが確認された。このため、連続化の径間数は中央1箇所のみをヒンジ（交換の必要性あり）を残した3径間に留めることにした。

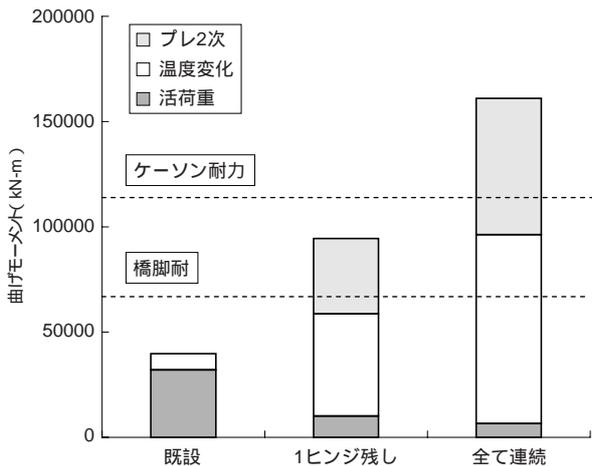


図4 連続化に伴う発生断面力 (P2脚下端)

(3) 補強対策の概要

図5に補強対策の概要（上り線側）を示す。本工事は、外ケーブルによる連続化、橋脚のRC巻立てのほか、せん断鋼棒の突出防止や橋面排水機能の向上を目的とした、床版上面補強対策などを実施した。

施工手順は、床版上面やRC巻立てなどの工種を先行

し、外ケーブルの定着、偏向部を製作した後、通行規制期間（10日間）中に外ケーブル緊張を行い、上部工の連続化を図った。この際、交通開放に必要な外ケーブル本数は連続化部で6.2本であることから、短期的な支障がないと考えられる6本を規制中に緊張することにした。

また、局部応力の働く定着突起の安全性や連続化構造への移行の確認を目的とした施工時の計測を行い、これらに問題のないことを確認した後、残りの外ケーブル（合計で中央径間：10本、側径間：8本）の緊張を実施した。

(4) ヒンジ部連結工

ヒンジ部の連結は、ヒンジ沓の設置されている900 mm 区間について全て撤去し、箱桁断面の一括打設（超硬コンクリート使用）によりヒンジ部の連結を行った（写真4）。また、下床版には換気と湿気・結露対策として空気孔を設け、空気や水分の滞留を防止した。

なお、ヒンジを残す1箇所については、新規製作品（ハンマーヘッドの摩耗を考慮し、交換可能な支圧版を採用）と取り替えることにした。



写真4 超硬コンクリートの打設状況

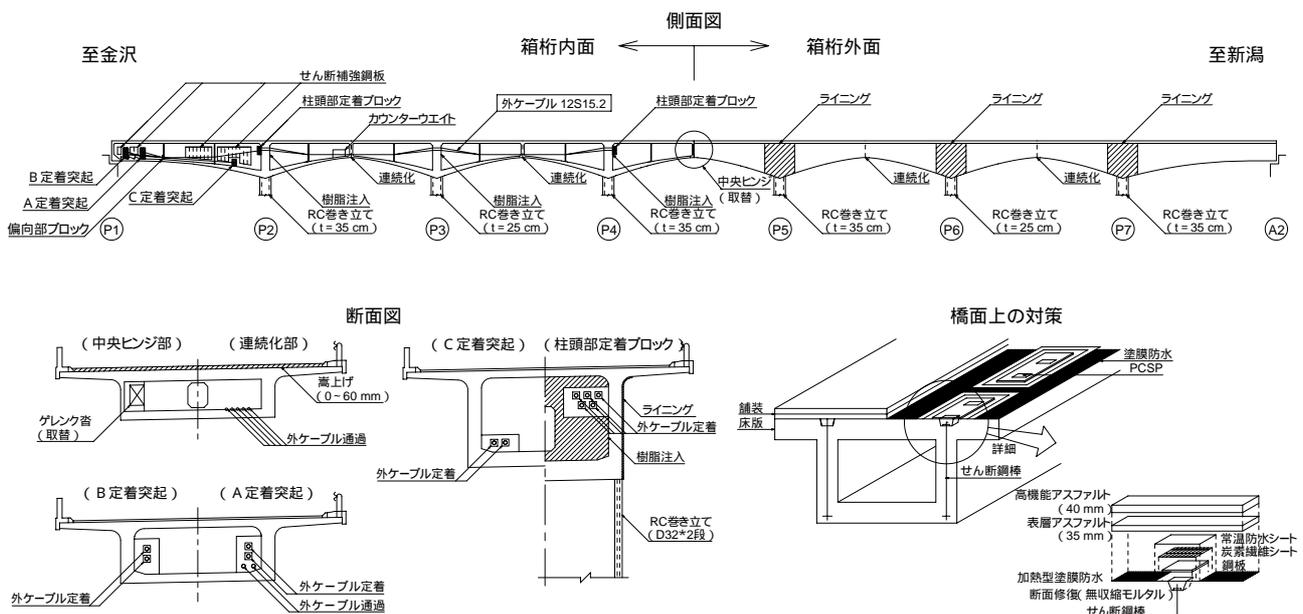


図5 補強対策の概要

(5) 外ケーブル連結工

本工程は、箱桁内に定着突起・偏向部・カウンターウェイトを設け、そこに外ケーブルを配置してプレストレスを導入するものである。この際、側径間のせん断補強（鋼板接着）を先行して行った。

ここで、新設する定着突起は、文献³⁾を参考に構造形状および配筋量を概略決定し、定着突起および既設構造に過大な局部応力が働かないことをFEM解析により確認した。写真5にその製作状況を示す。

また、外ケーブルは桁内配置とするため、エポキシ樹脂塗装を施した防食ケーブル（12S15.2B）を用い、初期導入力についてはクリーブ・乾燥収縮が進行しないものとして、新設橋梁の場合より低めに設定（ $\pi = 1150 \text{ N/mm}^2$ ）して緊張を行った（写真6）。

(6) 予防保全対策

健全度調査の結果より、上部工にはアルカリ骨材反応の潜在進行性が判断されたことから、外部からの水分供給が懸念される橋面に対しては塗膜系防水を行った。この際、せん断鋼棒の突出防止の予防策としてPCSP工を同時に実施した。

また、箱桁外面の防水対策として、損傷の大きい柱頭部に対してライニングを施し、これ以外の部位に関しては継続点検を行っていくことにした。

なお、ひび割れ損傷は構造体に及ぼす影響が小さいことより、補修は行わないものとしたが、上部工反力を受ける柱頭部と端横桁に関しては、0.2 mm以上のひび割れに対してエポキシ樹脂を注入することにした（写真7）。

5. 補強対策の有効性の検証

(1) 構造変更に関する検証

構造変更に関する検証として、緊張時、経時変化の変形挙動を実測し、設計値との相関性を確認した。その結果を表2に示す。ここで、外ケーブルの緊張前後に生じた橋体の鉛直・水平変位および橋脚の傾斜角度は、相関係数で98.6%となり、設計値とよく一致した。これより、構造変更が設計どおりに行われたことが検証された。

また、連続化構造となることで温度変化による橋体の伸縮量が大きくなり、橋脚の負担が増加するため、外気温差が最大となった日の経時変化について検討した。ここで、橋体の温度変形には、主桁に様な温度変化が生じる影響と、上床版との温度差による影響があり、これらを外気温差10.2 分の実測変形から逆算した場合、前者が設計値の28%（5.7 分）、後方で44%（2.2 分）となった。これより、実橋における温度変形量は、設計上の想定より小さくなると考えられ、構造変更による橋脚の負担増加が問題とならないことが検証された。



写真5 A定着突起部の製作状況（側径間）



写真6 外ケーブルの緊張状況



写真7 ひび割れ注入状況（柱頭部）

表2 橋梁の変形挙動の実測値と設計値の相関性

		緊張時		温度変化		
		実測	設計	実測	設計 1	
					T = +20	TS = +5
支間中央の鉛直変位 (mm)	G4	3.5	5.0	0.9	8.4	-1.3
	G3	6.6	6.8	-13.8	-19.3	-19.2
桁端の水平変位 (mm)	A2	-4.9	-4.7	4.8	13.6	2.4
	G3	-6.6	-5.6	9.4	22.8	5.6
橋脚頭部の傾斜角度 (deg)	P7	-0.011	-0.011	0.006	0.023	0.002
	P6	0.000	0.000	0.000	-0.001	0.000
	P5	0.008	0.008	-0.015	-0.028	-0.008
回帰係数		-	0.986	-	0.284	0.440
相関係数 R		-	0.991	-	0.998	
2変数回帰による温度推定 ()					5.7	2.2

1) T: 温度変化、TS: 上床版の温度上昇

(2) 外ケーブル定着部に関する検証

外ケーブル定着部に関する検証は、A定着突起およびその近傍の既設桁に設置した3軸ひずみゲージの実測値から、設計弾性係数 $E = 31 \text{ kN/mm}^2$ を用いて主応力を算出した結果をFEM解析と比較した。図6にその結果を示したが、既設下床版における実測応力は、概ね解析値と同様な応力性状を示す傾向であった。これより、既設構造物に過度の応力集中が作用することもなく、定着力を伝達するための耐荷力には問題のないことが検証された。

(3) 連続化部に関する検証

連続化部の課題点として、材齢1日でプレストレスを導入、厚さ45 cmの上床版に発熱量の多い超速硬コンクリートを打設することが挙げられる。

ここで、前者に対しては、図7に示すように緊張時の実測ひずみと設計値との関係を検証した。これより、実測ひずみの方が若干大きな値となるものの、上下床版とも十分なプレストレス量を得ていることがわかった。

また、後者に対しては、市販の温度解析プログラムを用い、連続化部の上床版中央における温度実測値より終局断熱温度上昇量(Q)を推定し(図8)、その結果を基にひび割れ指数を算出した(図9)。これより、超速硬コンクリートの断熱温度上昇量は一般的なセメントより高い90弱と算定されたが、強度が早期に発現するために、ひび割れ指数は1.53と普通セメントの1.32や早強セメントの1.10よりも安全側になることが検証された。

6. あとがき

今回の補強工事では、調査・分析結果をもとに検討会を開き、有識者の意見を取り入れながら対策の選定を行った。また、各種要素技術を組み合わせて実施した対策については、既設橋梁の機能回復と耐震補強に加え、アルカリ骨材反応の進行抑制も併せて考えねばならず、今後の継続調査並びに再評価を行っていく必要がある。しかしながら、構造形式の「機能低下」とコンクリートの「物性変化」に起因する複合劣化に対し、化学的、力学的観点から材料、工法選定を行い、その有効性が検証できたことから、ある程度の対策の方向性は示せたと考える。今回の対策が、今後のメンテナンス技術に活かされていくことを期待する。

参考文献

- 1) 坂本, 大澤, 古村, 小西, 北野: 神通川橋の健全度評価と補強計画, 橋梁と基礎, 2003.4.
- 2) 酒井: 美陵高架橋の補修, 橋梁と基礎, 1983.8.
- 3) (社)プレストレスト・コンクリート建設業協会: 外ケーブル方式によるコンクリート橋の補強マニュアル(案), 1998.6.

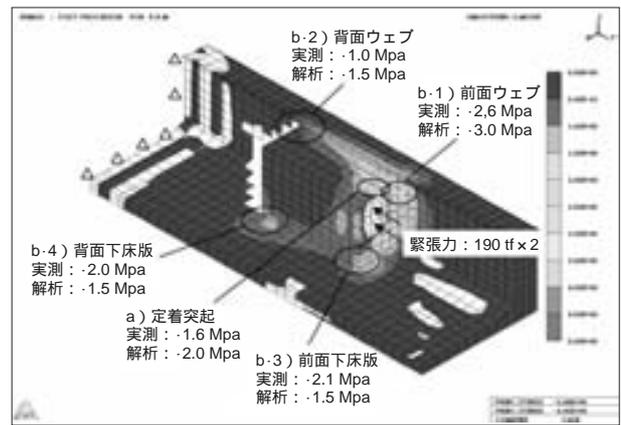


図6 A定着突起の実測応力とFEM解析値

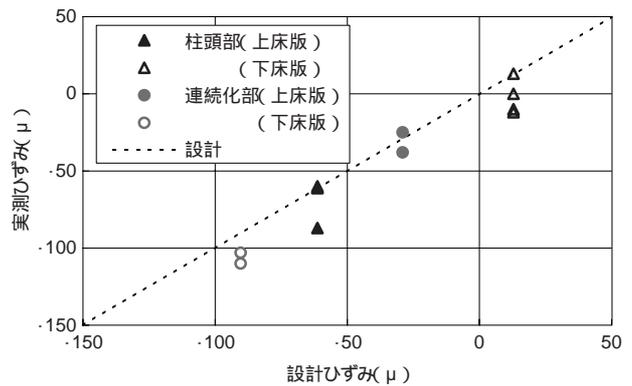


図7 緊張時の実測ひずみと設計値の関係

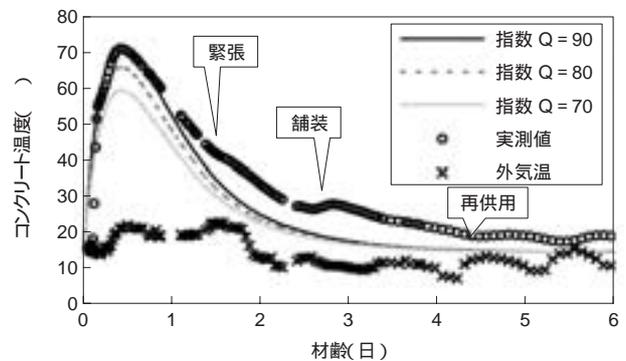


図8 連続化部の温度実測値と解析推定値

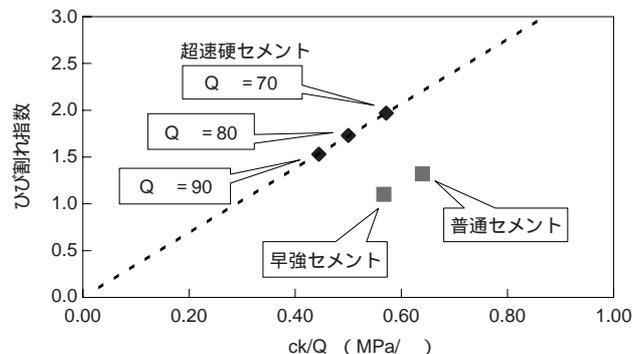


図9 セメント種類とひび割れ指数の関係