

PC・RC 構造物の ASR 劣化度の定量的評価に関する一考察

住友大阪セメント 正会員 ○ 川島 恭志  
 九州工業大学工学部 正会員 Ph.D. 幸左 賢二  
 阪神高速道路株式会社 佐々木一則  
 九州工業大学工学部 三浦 正嗣

1. はじめに

日本国内でアルカリ骨材反応 (以下, ASR と表記) により劣化した構造物が数多く存在することが確認されている。近年では, さらに ASR によって構造物内の鉄筋が破断する事例も確認されており, ASR による構造物の長期劣化が問題視されている。

現在, 多機関の報告により, ASR による劣化現象として, 長期的な圧縮強度・静弾性係数の低下, 鉄筋の付着力低下等が認識されているが, ASR が耐荷力に及ぼす影響や劣化進行を精度よく予測する技術は十分に確立されていない。よって, 補修・補強に関しては, 安全側の判断や予防保全的な観点により評価しているのが現状である。

このような現状を踏まえ, 本研究では, 外観劣化状況により ASR 劣化度を判定し, 適切な維持管理対策の評価に寄与すべく, 劣化構造物の外観劣化状況 (特にひび割れ性状) と圧縮強度等の力学的特性の關係に着目した分析を行った。本稿では特に, 既往の報告が少ない構造種別 (PC, RC) をパラメータとして, ASR 劣化度の定量的評価を試みた (図-1)。

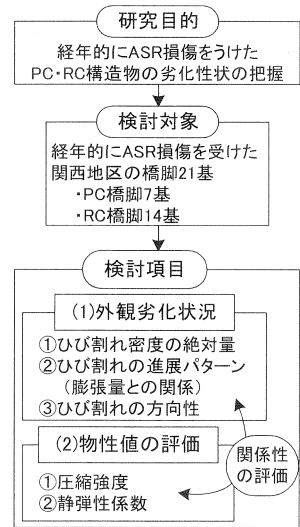


図-1 検討フロー

2. 検討対象橋梁

検討対象は, 関西地区において ASR と判定された鉄筋コンクリート製橋脚 (以下, RC 橋脚と表記) と梁部にプレストレスを導入した橋脚 (以下, PC 梁橋脚と表記) を対象とした。

ASR の判定は, 定期点検による外観目視および簡易計測などにより, RC 橋脚では, ひび割れ幅 0.3mm 以上で総ひび割れ延長が 30m 以上, PC 梁橋脚では, ひび割れ幅 0.2mm 以上で総ひび割れ延長が 20m 以上のものについて, ASR の可能性があると判断し, コア試験等の詳細点検を行っている。

詳細点検の結果, ゲルが確認され, RC 橋脚では幅 0.3mm 以上, PC 梁橋脚では幅 0.2mm 以上のひび割れ総延長が 100m を超えるもの, または, ゲルが確認され採取コアの全膨張ひずみが 0.1% を超えるものを ASR 橋脚と判定している<sup>1)・2)</sup>。ASR と判定された橋脚の内, 劣化進行が顕著なものを基本的に追跡点検 (橋脚寸法, 超音波伝播速度, ひび割れ幅の測定など) が行われている。

本検討では, データが比較的多くとられており, 長期的にひび割れが進展している橋脚 21 基 (RC 橋脚 7 基, PC 梁橋脚 14 基) を対象に検討を行った。検討対象橋脚 21 基は竣工後 25~35 年経過しており, 補修は平均で約 2.2 回程度, 第 1 回目の補修は竣工後約 10 年程度で実施されているものが多い。

表-1 検討対象橋脚概要

	橋脚	竣工年	補修・補強回数		コア試験回数	
			補修	補強	物性試験	膨張量試験
RC 橋脚 (7基)	A	S47	2	1	4	3
	B	S48	1	1	1	1
	C	S51	3	1	4	4
	D	S51	4	1	5	3
	E	S52	1	1	1	1
	F	S53	2	1	2	2
	G	S56	0	1	2	2
PC 梁橋脚 (14基)	H	S54	3	1	3	3
	I	S55	2	1	1	1
	J	S54	4	1	7	6
	K	S44	2	1	2	2
	L	S44	2	1	1	1
	M	S55	2	1	1	1
	N	S45	3	1	2	2
	O	S44	1	1	1	1
	P	S44	3	1	1	1
	Q	S44	1	1	1	1
	R	S44	1	0	1	1
	S	S44	4	1	1	1
	T	S55	3	1	1	1
	U	S44	3	1	1	1
平均値			2.2	1.0	2.0	1.9

また、コア試験回数は平均で2回、ひび割れ密度が4000 mm/m<sup>2</sup>以上の橋脚では4~7回程度実施されている。コア試験は圧縮強度・静弾性係数試験、促進膨張試験、必要に応じて岩種判定、化学分析試験等が実施されている。

### 3. 外観劣化状況

#### 3.1 ひび割れ損傷の評価方法

本検討では、定期点検や補修時の調査で作成されているひび割れ損傷図を用いて、ひび割れ密度を算出し、損傷度の評価を行うこととした。定期点検と補修時の詳細点検では点検手法が異なり、定期点検が主要なひび割れを計測しているのに対し、補修時点検では全ひび割れを詳細に計測している。図-2にH橋脚の累積ひび割れ密度の算出例を示す。対象面積は、梁側面(2面)および天端とし、梁下面と橋脚部は対象外とした。

対象ひび割れは、PC梁橋脚はひび割れ幅0.2mm以上、RC橋脚はひび割れ幅0.3mm以上に着目している。また、RC橋脚は、主鉄筋量が比較的多く、PC梁橋脚と同様に主に主鉄筋方向に沿ったひび割れ性状が得られているため、梁部主鉄筋方向のひび割れに着目してPC梁橋脚と同一に評価している。さらに、累積の経時変化を評価するために、補修前の値に補修後のひび割れ密度を加算して示している。ただし、同一箇所が発生しているひび割れに対しては重複して加算している。

#### 3.2 ひび割れ密度の絶対量

図-3にRC橋脚7基とPC梁橋脚14基の累積ひび割れ密度の経時変化を示す。図-3においてひび割れ損傷による劣化程度のカテゴリを行う上で、全対象橋脚21基の平均ひび割れ密度(対象橋脚の最終累積ひび割れ密度の総和/対象橋脚数)である3000mm/m<sup>2</sup>を用いて2つの領域に区分した。各領域は平均値を上回るひび割れ密度範囲を領域1、平均値を下回る範囲を領域2とする。

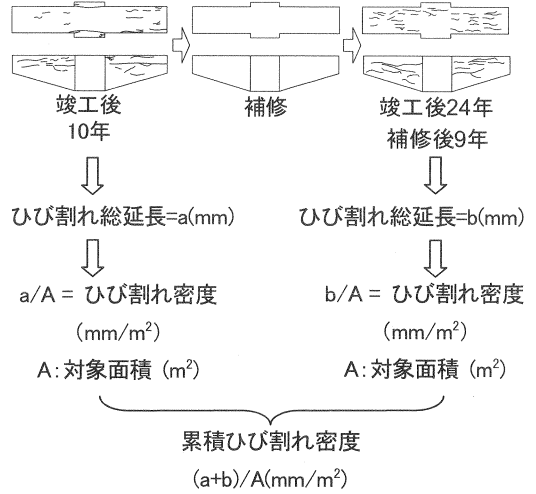


図-2 累積ひび割れ密度の算出例 (H橋脚)

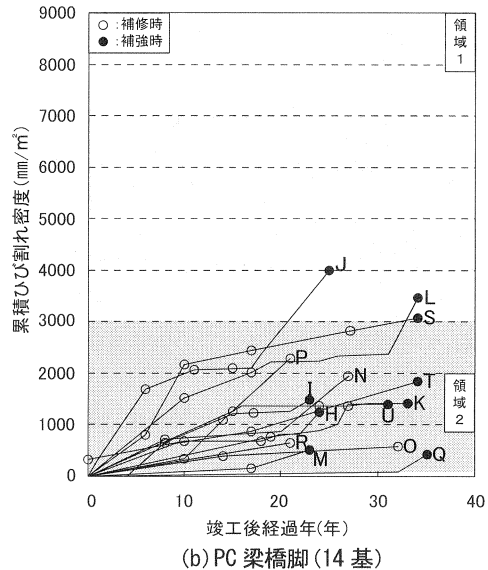
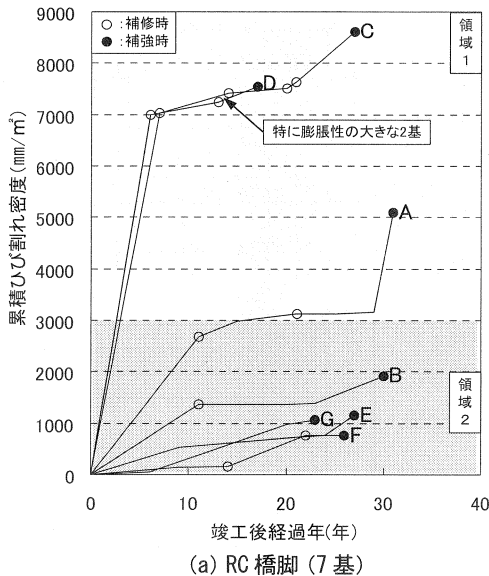


図-3 累積ひび割れ密度の経年変化

領域1にはRC橋脚(A, C, D)およびPC梁橋脚(J, L, S)の各3基, 合計6基の橋脚が存在している。岩種判定試験結果によると, 領域1の6橋脚のうち3橋脚(C, D, J)には反応速度が速いとされている古銅輝石安山岩が含まれており, 使用された骨材の種類が影響している可能性が考えられる。また, この3基のうち2基はRC橋脚であり, 竣工直後より急激にひび割れ密度が上昇しているのが特徴的である。一方, 領域2におけるひび割れ密度の経時変化はRC橋脚とPC梁橋脚で明確な差異は認められなかった。

橋脚の補修は竣工後約10年程度で実施されており, その後のひび割れ密度の増加率は緩やかになっているものが多い。ただし, 図-3において, 補強前後の累積ひび割れ密度の変化(補強時●とその前の値の差)の勾配が大きくなっている橋脚(例: 橋脚A, C, J, L等)は, 定期点検時に表面被覆材の上からひび割れを観察しているため, 実際に新たなひび割れや再開口したひび割れが発生しても, その存在を確認しにくいことが影響していると考えられる。

### 3.3 ひび割れの進展傾向

図-3の累積ひび割れ密度の経時変化において, 各橋脚で累積ひび割れ密度の進展傾向が異なっていたため, ASR劣化過程の違いを把握することを目的として進展パターンを分類することとした。累積ひび割れ密度の進展パターンを図-4に示す。また進展パターンの分類結果を表-2に示す。表-2よりパターン1とパターン2の橋脚数はRC橋脚でほぼ同等, PC梁橋脚ではパターン2がやや多い結果となった。パターン3はPC梁橋脚に1橋脚のみであった。パターン3の橋脚は竣工後21年までのデータであり, 35年に補強されているが, データが無いため最近のパターンは不明である。したがって, 殆どの橋脚はパターン1, 2に属しているが, 竣工後25~35年経過しているASR構造物においてパターン2の増加型の橋脚が半数を超えていることは興味深く, 表面被覆による補修を実施してもASR膨脹を十分に抑制できていないことが示唆される。

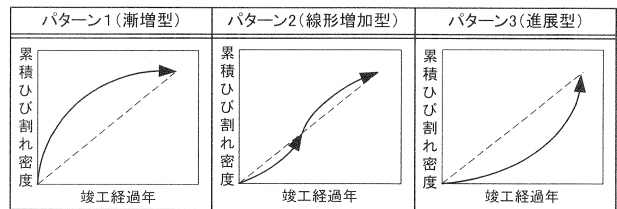


図-4 ひび割れ進展パターンの分類

表-2 ひび割れ進展パターン分類結果

		パターン1	パターン2	パターン3
橋脚数 (基)	RC橋脚	4	3	0
	PC梁橋脚	5	8	1
全体		9	11	1
最終累積ひび割れ 密度の平均 (mm/m <sup>2</sup> )	RC橋脚	4811	2306	-
	PC梁橋脚	1593	1763	2285
	全体	3023	1911	2285

これらのひび割れ進展パターンと最終累積ひび割れ密度およびコアの全膨張量の関係を検討した。なお, コアの全膨張量はコア採取後の開放膨脹量(20℃, RH95%保存)と残存膨脹量(40℃, RH95%保存)を合計したものであり, 開放膨脹量はそれまでの劣化の程度, 残存膨脹量は今後の膨脹余力の参考値になると言われている。

図-5にひび割れ進展パターンと最終累積ひび割れ密度の関係を示す。図-5において, 線形増加型のパターン2はRC橋脚で7基中の3基, PC梁橋脚で14基中の8基あり, PC梁橋脚の方が多。これは一方でも極端に拘束が強い場合は, 拘束の弱い方向にひび割れの進展が集中するものの, PC鋼材の軸方向に膨脹圧が蓄積されるため, 進展がより長期化するよう作用したと考えられる。

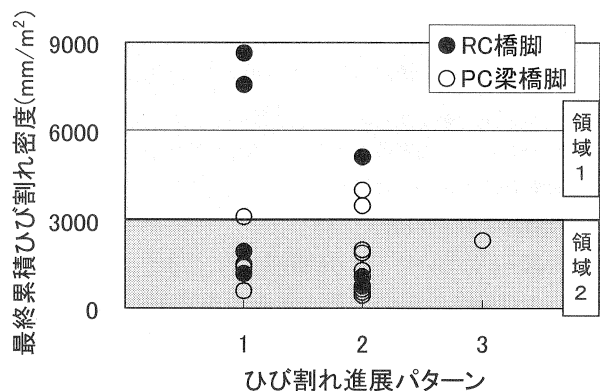


図-5 ひび割れ進展パターンと累積ひび割れ密度

図-6に最終累積ひび割れ密度とコアの全膨張量の関係を示す。なおコアの全膨張量は竣工年に最も近い時期に実施した試験値を用いている。図-6において、コアの全膨張が比較的大きいと考えられる  $500 \times 10^{-6}$  と累積ひび割れ密度が大きいと考えられる  $3000 \text{mm}/\text{m}^2$  を境界としてa~dの4つのエリアに区分する。エリアaでは、ほぼ大きな累積ひび割れ密度を示す構造物はないことが分かる。またエリアdでは膨張量が大いにも係わらず、最終累積ひび割れ密度が小さい構造物であり、PC構造物が多い。これはPC鋼材の緊張力により鉛直方向のひび割れが抑制されて、鋼材軸方向のひび割れが卓越したと考えられる。以上のような特徴が認められるものの、最終累積ひび割れ密度が  $3000 \text{mm}/\text{m}^2$  以上ではコアの全膨張量が  $500 \times 10^{-6}$  以上の橋脚が多く、コアの全膨張量が  $500 \times 10^{-6}$  以下では最終累積ひび割れ密度  $2000 \text{mm}/\text{m}^2$  以下の橋脚が存在し、総じて累積ひび割れ密度が大きい橋脚ほどコアの全膨張量が増加する傾向が認められ、最終累積ひび割れ密度とコアの全膨張量には相関関係があるといえる。

### 3.4 ひび割れの方向性

本研究で対象とした橋脚の構造形式はRCとPCであり、橋脚の梁部側面と天端面に発生したASRによるひび割れは、PC鋼材や主鉄筋の拘束の影響を受けて、主鉄筋軸方向のひび割れが卓越することが予想される。主鉄筋方向とそれに直角なスターラップ方向のひび割れの分類方法を図-7に示す。図-7より、主鉄筋方向ひび割れは、主鉄筋とひび割れのなす角度が  $45^\circ$  以内のものとし、スターラップ方向ひび割れは主鉄筋とひび割れのなす角度が  $45^\circ$  よりも大きいものに区分した。各対象橋脚の中からPCとRCの代表的な橋脚を1基選定し、図-7に従ってひび割れの方向性の分類を行った。代表橋脚2基の累積ひび割れ密度の経時変化を図-8に示す。また各橋脚のひび割れ損傷図を図-9に示す。

図-8において、PCのK橋脚に着目すると、竣工後15年までに主鉄筋方向の累積ひび割れ密度が  $1400 \text{mm}/\text{m}^2$  まで直線的に増加し、その後30年までは定常状態となっている。またスターラップ方向の累積ひび割れ密度も同様の傾向を示しているが、値が1/10程度とかなり小さく、主鉄筋方向のひび割れが卓越している。図-9のひび割れ損傷図よりひび割れ発生位置を見ると、PC橋脚梁側面では主鉄筋方向のひび割れが等間隔に発生しており、しかも柱付け根から梁端部の全長に渡って発生している。またスターラップ方向のひび割れは、

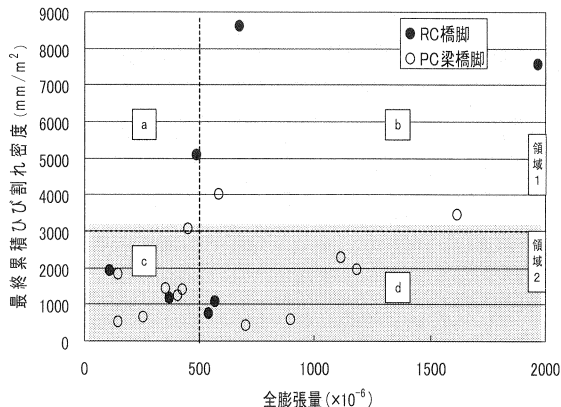


図-6 最終累積ひび割れ密度とコアの全膨張量の関係

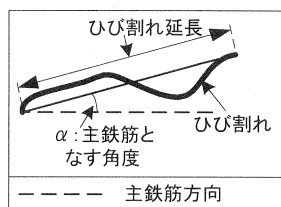


図-7 ひび割れの方向性の定義

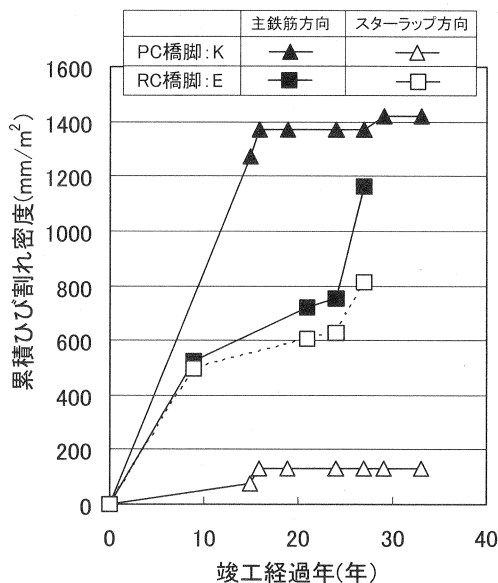


図-8 累積ひび割れ密度経年変化(方向性に着目)

梁側面の上部と下部の一部にのみ発生している状況であった。

一方、RC 橋脚では図-8において主鉄筋方向とスターラップ方向の累積ひび割れ密度が共に直線的に増加し、しかも竣工後20年程度まではほぼ同じ値で推移していることが特徴的である。

図-9のひび割れ損傷図では主鉄筋方向のひび割れは、梁高さの中心付近に多く発生し、スターラップ方向のひび割れは梁側面上縁部で等間隔に発生

している曲げひび割れによるもの(図中a)と、梁高さの中央部分で無応力状態となり、ひび割れに方向性が無くなったもの(図中b)が確認された。

さらに検討橋脚数を5基に増加し、RC 橋脚とPC 梁橋脚の最終累積ひび割れ密度の割合に関して検討を行った。

図-10にPC 梁橋脚の最終累積ひび割れ密度の割合を示し、図-11にRC 橋脚の最終累積ひび割れ密度の割合を示す。図-10および図-11より、PC 梁橋脚の主鉄筋方向ひび割れの割合は約85~95%であり橋脚5基の結果に大きな違いは認められなかった。さらにRC 橋脚の主鉄筋方向ひび割れの割合はA, B, E, F 橋脚で約60~70%, G 橋脚で40%程度である。RC 橋脚ではPC 梁橋脚の場合よりも各橋脚ごとの比率の差異が大きいが、スターラップ方向のひび割れの割合が約30~40%という傾向が5基中4基で認められており、主鉄筋方向とスターラップ方向の最終累積ひび割れ密度の割合はPC 梁橋脚とRC 橋脚で各々同様の傾向を持つことが確認された。

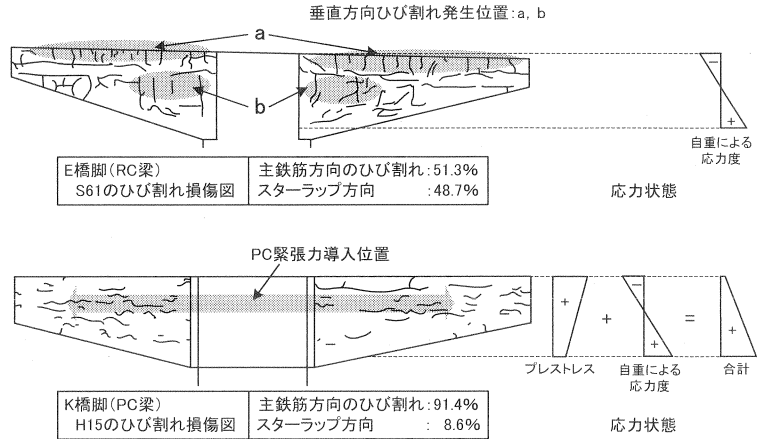


図-9 ひび割れの発生位置 (+ : 圧縮)

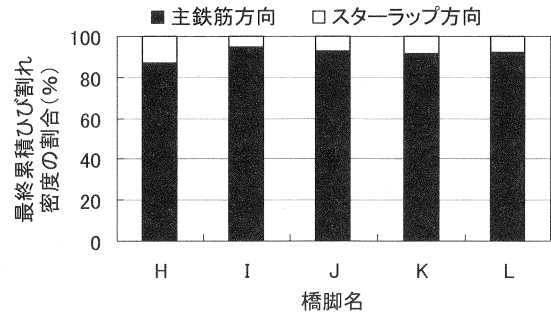


図-10 PC 梁橋脚の最終累積ひび割れ密度の割合

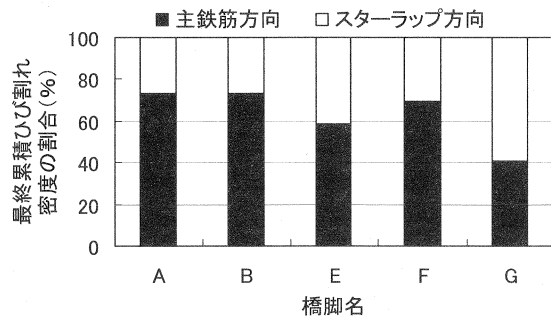


図-11 RC 橋脚の最終累積ひび割れ密度の割合

#### 4. 物性値の評価

##### 4.1 圧縮強度

図-12に検討対象橋脚における最終累積ひび割れ密度と圧縮強度の関係を示す。圧縮強度は各橋脚において測定されたデータのうち最も新しいものを用いており、コアが複数個採取されている場合は平均値を用いた。図-12より、ひび割れ密度が増加するに従って、圧縮強度が低下する傾向が見受けられる。設計基準強度に対する圧縮強度比( $f_c / f_{ck}$ )の分布は、PC梁橋脚の方が1を上回るものが多い。また、最終累積ひび割れ密度に関してはPC梁橋脚の方がひび割れの方向性が強いことから4000mm<sup>2</sup>/m<sup>2</sup>以上の領域に分布しているも

のが少ない。

#### 4.2 静弾性係数

図-13 に検討対象橋脚における最終累積ひび割れ密度と静弾性係数の関係を示す。静弾性係数は圧縮強度と同様に複数本試験したコアの平均値を用いた。図-13 より、累積ひび割れ密度が増加するに伴って、静弾性係数が低下する傾向が見受けられる。静弾性係数の低下割合は圧縮強度よりも著しく、道路橋示方書的设计値 ( $E'_{cd}$ ) 以上の橋脚はPC 梁橋脚のみである。静弾性係数の低下はRC 橋脚でやや大きい結果となった。

#### 4.3 圧縮強度と静弾性係数

図-14 にコアの圧縮強度と静弾性係数の関係を示す。図-13 に示した累積ひび割れ密度の領域区分に着目すると、最終累積ひび割れ密度が  $3000\text{mm}^2/\text{m}^2$  以上の領域 1 の橋脚では、圧縮強度と静弾性係数が設計値以下になっているものが多く、静弾性の低下割合はRC橋脚の方が大きい。一方、領域2の橋脚では圧縮強度が設計値を満足するものの静弾性係数が設計値以下になるものが多い。

上記の結果から、累積ひび割れ密度の増加に伴って静弾性係数が先行して低下し、PCとRC双方とも累積ひび割れ密度が  $3000\text{mm}^2/\text{m}^2$  以上になると圧縮強度と静弾性係数がともに大きく低下する傾向となっている。

#### 5. 結論

今回、PC 及び RC 実構造物の外観劣化状況とコアの物性値を分析した結果、以下の結論を得た。

- (1) 最終累積ひび割れ密度の絶対値は  $3000\text{mm}^2/\text{m}^2$  以下の領域ではPCとRCの明確な違いは認められなかったが、 $3000\text{mm}^2/\text{m}^2$  以上領域では2基のRC橋脚で竣工後の累積ひび割れ密度が  $7000\text{mm}^2/\text{m}^2$  まで急激に増加するものが確認された。
- (2) 竣工後 25~35 年経過している ASR 構造物のひび割れ進展傾向を3つのパターンに分類して整理した結果、パターン2 (線形増加型) の橋脚が全体では半数を超えており、RC 橋脚では7基中3基、PC 梁橋脚では14基中8基存在し、PC 梁橋脚の方がやや多い傾向にあることが確認された。
- (3) ひび割れの方向性を主鉄筋方向とスターラップ方向に分けてPCおよびRCの各5橋脚で分析した結果、主鉄筋方向のひび割れはPC 梁橋脚で90%程度、RC 橋脚で40~70%程度発生しており、PC 梁橋脚ではひび割れ発生の初期段階から方向性が顕著に現れていた。
- (4) コアの物性値を検討した結果、最終累積ひび割れ密度の増加に伴って静弾性係数が先行して低下し、ひび割れ密度が  $3000\text{mm}^2/\text{m}^2$  以上になると圧縮強度と静弾性係数がともに大きく低下する傾向が認められた。

#### 参考文献

- 1) 阪神高速道路公団：アルカリ骨材反応に関する調査研究委員会報告書，アルカリ骨材反応に関する調査研究委員会，1986.9
- 2) 阪神高速道路公団：道路構造物の点検要領，2005.10

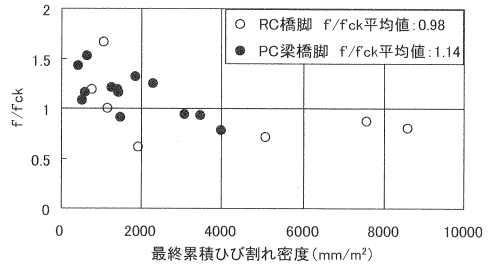


図-12 圧縮強度と最終累積ひび割れ密度

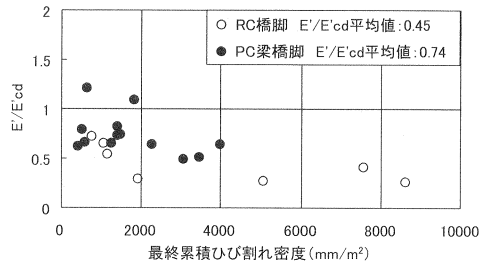


図-13 静弾性係数と最終累積ひび割れ密度

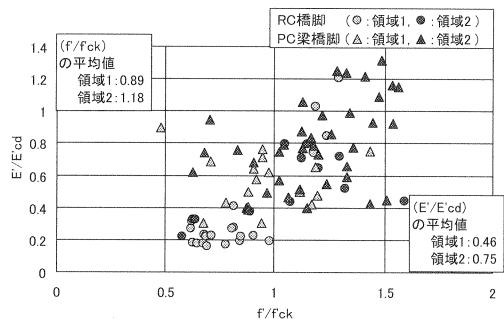


図-14 圧縮強度と静弾性係数