

# 論文 鉄筋破断を生じた ASR 供試体のひび割れ挙動

益田 紘孝\*1・幸左 賢二\*2・上原 伸郎\*3・上園 祐太\*4

**要旨：**反応性骨材を用いた RC 供試体を作製し、長期暴露試験を行った結果、帯鉄筋曲げ加工部において鉄筋破断が発生した。鉄筋破断の有無が外観ひび割れに及ぼす影響を検討するために、供試体外観ひび割れの暴露期間も含めた詳細な観察結果と帯鉄筋の損傷状況とを併せて評価した結果、鉄筋破断が生じた周辺のひび割れは、破断していない周辺のひび割れよりも進展する傾向があった。また、鉄筋破断周辺の内部コンクリートにおいて帯鉄筋位置を跨いで供試体表面と接続する幅 2.0mm のひび割れが確認され、接続した表面のひび割れには、急激なひび割れ幅の増加が確認された。

**キーワード：**ASR, 長期暴露, 外観ひび割れ, 内部劣化, 鉄筋損傷

## 1. はじめに

現在、アルカリ骨材反応(以下, ASR)により劣化の生じたコンクリート構造物において鉄筋破断などの損傷<sup>1)</sup>や内部において幅 2.0mm ものひび割れの発生が確認されている<sup>2)</sup>。構造物内部の状況を確認する方法としては、はつり出した鉄筋の損傷状況を確認する方法や、採取コアからコンクリートの劣化状態を検査する方法などが挙げられる。しかしこれらの方法は、構造物に損傷を与えるため維持管理業務において積極的に実施することは難しい。したがって、コンクリート表面の状況から鉄筋破断などの構造物内部の状態を把握する技術が望まれているものの、現在までに、鉄筋破断箇所周辺の外観および内部のひび割れ状況について検討を行った事例は少ない。

筆者らは、340×340×670mm の ASR を生じさせた供試体(以下, ASR 供試体)を、I (case1~3), II (case4~6), III(case7~9)の3シリーズに分けて作製し、屋外暴露することにより ASR の生じた構造物(以下, ASR 構造物)を模擬した実験を行っている<sup>3)</sup>(表-1 参照)。シリーズ I, II では、外観ひび割れ密度 2m<sup>2</sup>/m<sup>2</sup> 未満の劣化度小, 同じく 2~5m<sup>2</sup>/m<sup>2</sup> を劣化度中, 5m<sup>2</sup>/m<sup>2</sup> 以上を劣化度大の各劣化段階でひび割れの経年的な測定, 内部コンクリートひび割れ観察, 圧縮強度の比較, および供試体から帯鉄筋の曲げ加工部をはつり出すことで鉄筋亀裂の進展状況を確認した。しかし、帯鉄筋亀裂の進展率が 10%未満と小さいため、外観ひび割れと鉄筋破断について十分な評価を行えていない。そのため、本検討におけるシリーズ III では、曲げ加工半径を 1.5d としたシリーズ I, II よりも小さい 1.0d に変更し、暴露期間を延ばすことで ASR 供試

表-1 実験ケース

シリーズ	case	打設日	暴露期間(日)	劣化度	主な項目
I	1	2007/8/3	463	小	外観損傷 コンクリート物性
	2		790	中	
	3		1149	大	
II	4	2008/3/12	550	中	外観と内部損傷 の関係性
	5		1168	大	
	6		1538	大	
III	7	2008/9/18	1845	大	外観と内部損傷 の関係性
	8		1523	大	
	9		暴露中	—	

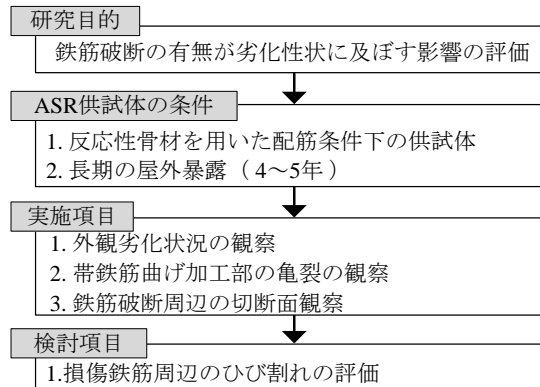


図-1 研究フロー

体の鉄筋損傷をさらに進展させた。その結果, case7 供試体において鉄筋破断が確認された。

本稿では, ASR 供試体の鉄筋破断周辺におけるひび割れに着目し, 鉄筋破断の有無が外観ひび割れに及ぼす影響について検討を行った。図-1 に研究フローを示す。

## 2. 実験概要

### 2.1 供試体諸元

供試体形状は, ASR を生じた実構造物の橋脚を模擬しており, 使用鉄筋についても昭和 60 年以前に建設された実構造物よりはつり出した旧節形状鉄筋を使用して

\*1 九州工業大学 工学部建設社会工学科 (学生会員)

\*2 九州工業大学 工学部建設社会工学科 教授 Ph.D. (正会員)

\*3 住友大阪セメント(株) セメント・コンクリート研究所 (正会員)

\*4 九州工業大学大学院 工学研究科建設社会工学専攻 (学生会員)

供試体を作成した。図-2 に供試体形状を示す。供試体断面寸法は、実際に ASR による損傷および曲げ加工部において鉄筋破断が確認されている橋脚梁部の寸法を基に 1/8 スケールとした。供試体両端面の帯鉄筋には、実構造物からはつり出した旧節 D16 鉄筋を曲げ加工半径 1.0d で加工して配置した。なお、模擬した実橋脚と帯鉄筋比を合わせるため、供試体中央部分には現行 D10 鉄筋を使用した。今回主な検討対象とした ASR 供試体は、暴露期間 1523 日で試験を行った供試体(以下, case8 供試体) および暴露期間 1845 日の供試体(以下, case7 供試体)を用いた。

## 2.2 使用材料および配合

コンクリート配合は、W/C=46%, s/a=43%, 単位水量は 175kg/m<sup>3</sup>であり、セメントには普通ポルトランドセメントを使用した。なお、設計基準強度は 35N/mm<sup>2</sup>とした。反応性骨材には、細骨材に長崎県産砕砂、粗骨材に北海道産砕石を使用した。反応性骨材の岩種はいずれも安山岩である。また、ASR の促進を目的として、コンクリートの等価アルカリ量を 8kg/m<sup>3</sup>に設定し、NaOH を添加した。

## 3. 供試体劣化概要

### 3.1 外観ひび割れ

#### (1) 計測方法

外観ひび割れの計測箇所は端面と下面を除いた東面、西面および上面とし、暴露日数に伴う外観ひび割れの経時変化を計測した。ひび割れ密度の算出方法は、供試体に直接マーキングをし、写真撮影を行い、パソコンのアプリケーション上でトレースすることで、ひび割れ総延長を求め、対象面積で除すことにより算出した。本研究における劣化程度の判定基準は、各供試体の 3 観察面(東面、西面、上面)におけるひび割れ密度の平均値によって評価した。

#### (2) 外観ひび割れ密度

図-3 に外観ひび割れ密度の経時変化を示す。同図では、阪神高速道路公団が実施した構造物の健全度調査<sup>4)</sup>を参考に、供試体の劣化進展度を表す指標として、幅 0.2mm 以上のひび割れを対象にひび割れ密度を算出した。ひび割れ密度は、材齢 790 日時点において case8, case7 供試体それぞれで 2.8m<sup>2</sup>/m<sup>2</sup>, 2.4m<sup>2</sup>/m<sup>2</sup>、材齢 1090 日時点では、case8, case7 供試体それぞれ、3.5m<sup>2</sup>/m<sup>2</sup>, 3.3m<sup>2</sup>/m<sup>2</sup>となっており、case8, case7 供試体は同様な傾向を示しながら、ひび割れは進展している。最終的なひび割れ密度は、case8 供試体は約 4 年で 6.72m<sup>2</sup>/m<sup>2</sup>、case7 供試体は約 5 年で 9.14m<sup>2</sup>/m<sup>2</sup>となっている。

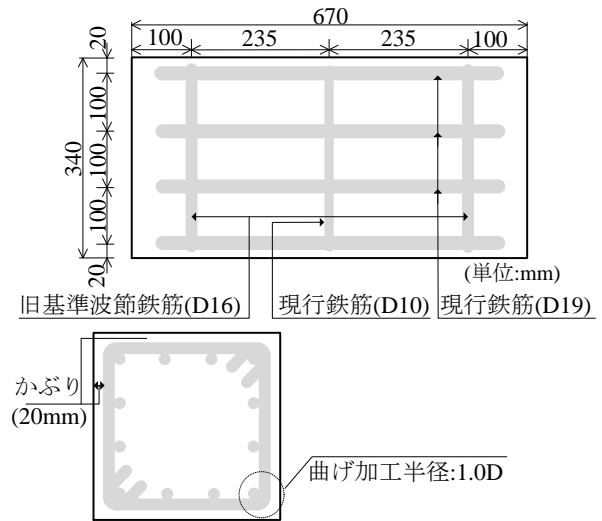


図-2 供試体形状

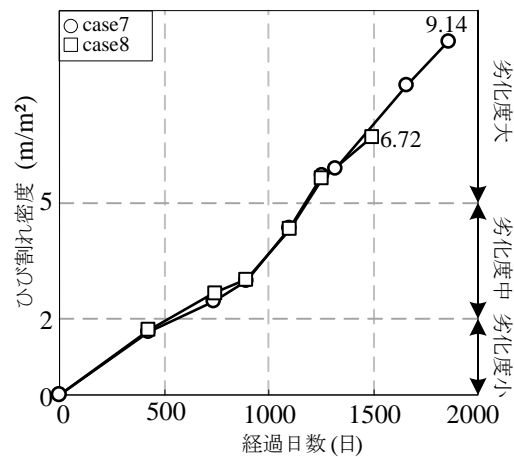


図-3 外観ひび割れ密度の経時変化

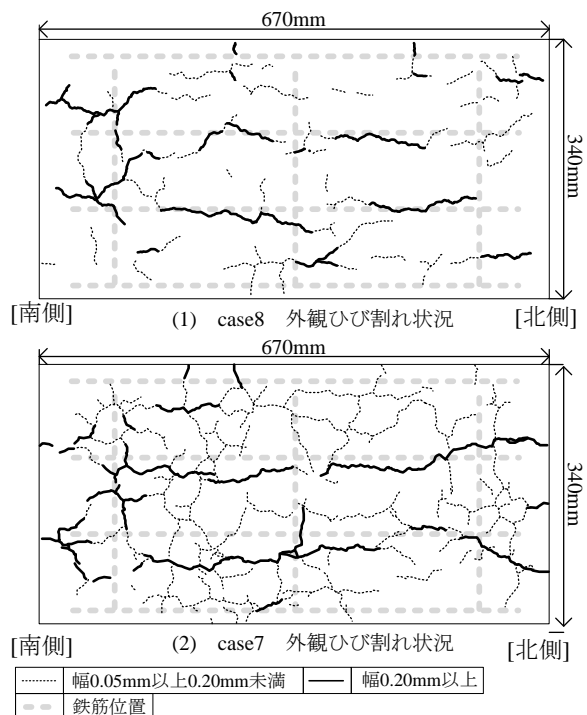


図-4 外観ひび割れ状況(東面)

### (3) ひび割れ状況

図-4 に外観ひび割れの一例として、case8, case7 供試体の東面を示す。図-4 より、2 体とも幅 0.2mm 以上のひび割れが供試体軸方向に卓越しており、これを連結するように微細なひび割れが形成されている。幅 0.2mm 以上を示すひび割れの多くは、軸方向鉄筋直上に形成されていることから、配筋条件下における ASR 劣化の特徴を示していると考えられる。

### 3.2 コンクリートの物性

図-5 に  $\phi 190\text{mm}$  の大型コア採取位置を示す。コアは供試体端面の中心をコアの中心とし、また、採取コアの長さが 380mm 程度(直径の2倍)となるように切断した上で圧縮強度、および静弾性係数の測定を行った(図-6)。なお、基準として用いた値(圧縮強度 46.6N/mm<sup>2</sup>、静弾性係数 32.3kN/mm<sup>2</sup>)は、同一配合で作製した他の模擬供試体(340×340×900mm)から同一サイズのコアを採取し、材齢 28 日で試験を行ったものである。図-6 に示す通り、圧縮強度は case8, case7 とともに設計基準強度(35N/mm<sup>2</sup>)を下回り、材齢 28 日強度の約 60%の値に低下した。静弾性係数も材齢 28 日の計測値に対し、約 50%の値を示した。以上から、両供試体のコンクリートは、ASR によって顕著な劣化を生じていたと判断される。

### 3.3 鉄筋損傷

#### (1) 鉄筋損傷評価方法

鉄筋損傷の評価方法を図-7 に示す。鉄筋の観察は、曲げ加工部を軸方向に 1/2 にカットし、#1200 の研磨剤を用いて切断面を研磨した後、デジタルマイクロスコープを用いて 100~1,000 倍に拡大した画像によって行った。また、損傷程度の評価は、図-7 中(b)に示す亀裂深さを同図中(a) に示す鉄筋径で除した値(以下、亀裂進展率)によって行った。

#### (2) ASR による鉄筋損傷状況

屋外暴露試験後に case8 供試体、および case7 供試体よりはつり出した鉄筋損傷状況について図-8 に示す。図中には、鉄筋試料採取箇所を併せて示しており、各供試体それぞれで試料(1)~(4)の 4 つの帯鉄筋隅角部で観察を行っている。各試料における亀裂が最大のものを鉄筋亀裂とした。

観察の結果、case8 供試体(外観ひび割れ密度 6.72m<sup>2</sup>/m<sup>3</sup>)では、隅角部 (1)~(4)で 5.5~31.5%の最大亀裂、case7 供試体(同 9.14m<sup>2</sup>/m<sup>3</sup>)で 8.0~40%の最大亀裂が観察され、case7 供試体の試料(3)では、破断が確認された。なお、すべての鉄筋亀裂は節の付け根部分から発生していた。ここで、各試料に発生した最大亀裂の平均値は case8 供試体、および case7 供試体でそれぞれ 13.3%、40.5%であり、同じく外観ひび割れ密度も case7 > case8 であったこ

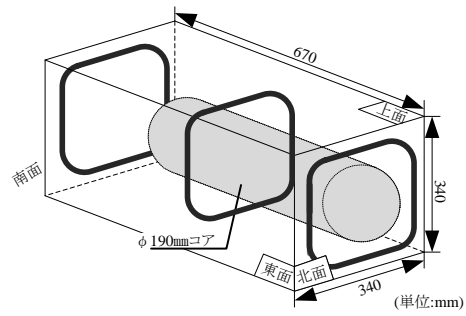


図-5 コア採取位置

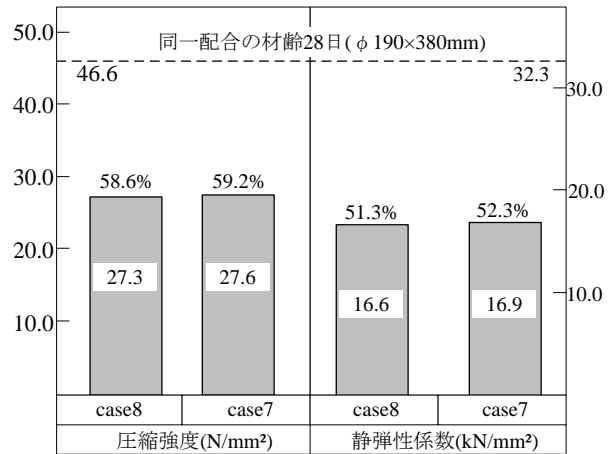


図-6 圧縮強度および静弾性係数(φ190)

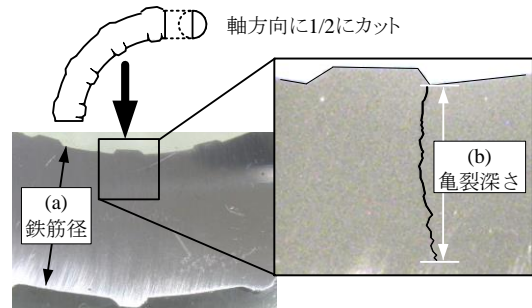


図-7 鉄筋損傷の評価方法

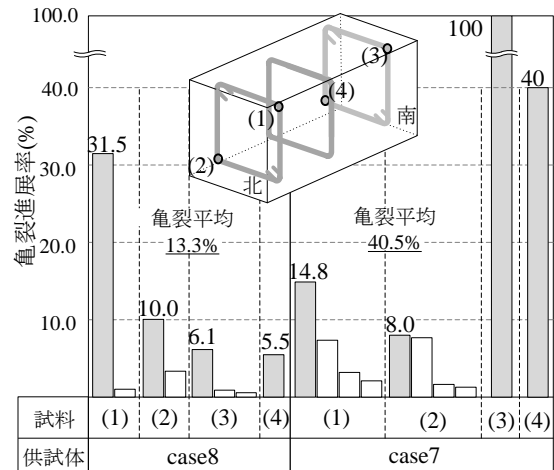


図-8 各caseの鉄筋損傷状況

とから考えると、外観の劣化進展に伴い内部の鉄筋損傷も同様に進展していた可能性も考えられた。

#### 4. 損傷鉄筋周辺のひび割れ

約4~5年にも及ぶ屋外暴露によって、case8 供試体では亀裂進展率 31.5%の鉄筋損傷、case7 供試体では鉄筋破断が帯鉄筋隅角部において生じた。したがって、本章では、帯鉄筋隅角部の近傍に着目し、ひび割れの状況と鉄筋損傷との関係について検討を行った。

##### 4.1 評価面におけるひび割れと鉄筋亀裂

###### (1) 評価範囲の設定手法

図-9 に隅角部に着目した外観評価範囲を示す。外観評価範囲は、損傷鉄筋位置(1)~(4)における近傍のコンクリート表面に設定することにした。なお、評価範囲の軸方向長さを 220mm、軸直角方向長さを 170mm と設定した。なお、損傷鉄筋位置(1), (3)に対しては、それぞれ鉄筋損傷位置を挟む評価範囲(a)と(b), (d)と(e)の 2 範囲ずつ行った。損傷鉄筋位置(2), (4)に対しては、下面のひび割れ観察を行っていないため、それぞれ評価範囲(c), (f)の 1 範囲ずつで評価を行った。

###### (2) 評価範囲におけるひび割れ状況

図-10 に case7 供試体の各評価範囲のひび割れ状況を示す。ひび割れの発生状況は、図-4 の外観ひび割れ状況同様に軸方向にひび割れが卓越していた。鉄筋破断が生じていない場合には、評価範囲のひび割れの長さや幅に大きな差は見られなかった。しかしながら、破断鉄筋位置近傍の評価範囲(d), (e)では、鉄筋破断の生じていない評価面(a, b, c, f)よりもひび割れが多く見られた。また、評価範囲(e)で認められた幅 0.2mm 以上のひび割れのうち約半数は、幅 0.4mm 以上であり、評価範囲(d)と比べるとひび割れ幅の大きさに違いが認められた。

###### (3) 鉄筋損傷箇所周辺におけるひび割れ密度

図-11 に鉄筋亀裂進展率と各評価範囲(計6評価範囲)におけるひび割れ密度の関係について示す。図に示すように、破断の生じていない鉄筋損傷の評価範囲の最終ひび割れ密度は 3.5~12.0m/m<sup>2</sup> となっているが、亀裂進展率 31.5%の評価範囲のひび割れ密度はそれぞれ 3.5m/m<sup>2</sup>, 7.7m/m<sup>2</sup> となっており、亀裂進展率 6.1%の評価面のひび割れ密度と同程度となっていることから、鉄筋亀裂進展率の大小に関わらず鉄筋による拘束力は保持されるため、鉄筋亀裂の大きさと評価範囲のひび割れ密度の関係性は低いことが考えられる。また、鉄筋破断が生じている case7 供試体評価範囲(e), (d)のひび割れ密度はそれぞれ 17.8m/m<sup>2</sup>, 17.5m/m<sup>2</sup> と非常に大きな値となっている。

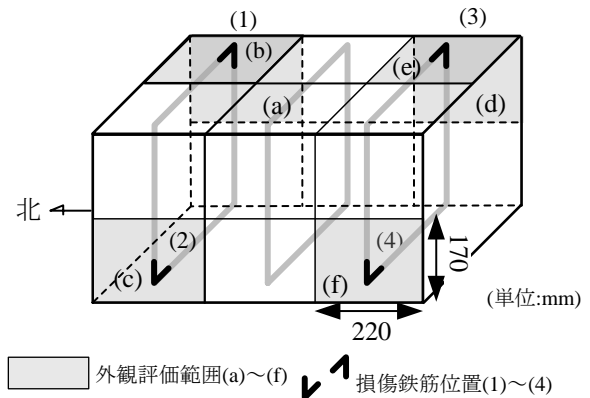


図-9 評価対象面

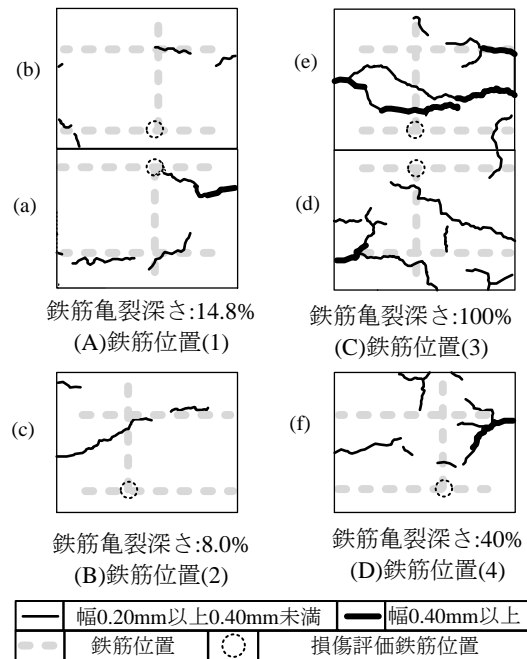


図-10 各評価範囲のひび割れ状況(case7)

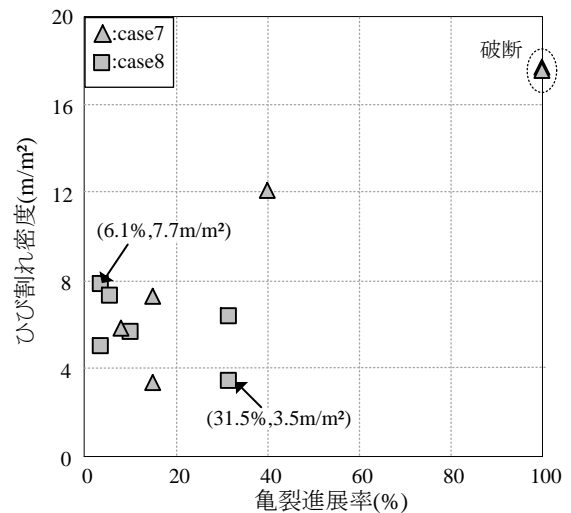


図-11 亀裂進展率とひび割れ密度の関係

## 4.2 評価範囲のひび割れの経時変化

### (1) ひび割れ密度

図-12 に評価範囲におけるひび割れ密度の経時変化を示す。図-12 では、case7 と case8 供試体それぞれについて、一つの鉄筋曲げ加工部に対し評価範囲が2面確保されたもの(図-9(1), (3))を選定した。亀裂進展率としては6.1%、14.8%、31.5%、および鉄筋破断の4水準であり、ひび割れ密度は、2つの評価面の平均値で示した。

図-12 より、鉄筋破断が生じなかった鉄筋(図中白抜き記号)では、経過日数に伴うひび割れ密度の傾向に大きな差異は確認されず、総じて一様に増加していた。一方で、破断が生じた鉄筋近傍の評価範囲内では(図中黒色記号)、材齢1200~1300日程度からひび割れ密度が急激に大きくなり、1845日では、他と比べて概ね3倍程度の差が生じる結果となった。以上から推察すると、今回の現象は、鉄筋破断が生じたことで帯鉄筋による拘束力が急激に低下し、その結果、破断鉄筋周辺のコンクリート表面でひび割れ損傷が著しく進展したとも考えられる。

### (2) ひび割れ幅

ひび割れ幅の経時変化は、図-13(測線位置とひび割れ幅分析方法)に示すように、前述の評価範囲に40mm間隔で測線を引き、この測線を跨ぐひび割れ幅の変化を追うことで評価した。なお、複数のひび割れが測線を跨ぐ場合は、測線上の複数のひび割れうち最も幅が大きいものをその測線上のひび割れ幅とした。また、測線番号は、供試体端面から供試体中央へ1~6に割り当てた。

ここでは、破断が生じた case7 供試体に着目し、鉄筋破断の生じていない亀裂進展率40%の評価範囲(f)、同じく14.8%の評価範囲(a)の2範囲と鉄筋破断箇所の評価範囲(d)、(e)を対象に、ひび割れ幅の経時変化について分析を行った。ひび割れ幅の経時変化を図-14に示す。図示は、実験終了直前(1845日)と破断鉄筋の評価範囲においてひび割れ密度が著しく増加し始めた時期(1300日：図-12参照)のひび割れ幅について分析を行っており、また、評価範囲(b)、(c)については(a)、(f)と同様な傾向を示していた。

分析の結果、鉄筋破断の生じていない評価範囲(a)、(f)では、ひび割れ幅の増加が僅かであった。また、鉄筋破断箇所近傍の評価範囲(e)では、測線1においてひび割れ幅が0.6mmから3.0mmまで著しく増加しており、測線2~4においても幅1.0mmを超えるひび割れ幅への進展が確認された。しかしながら、同じく破断箇所近傍の評価範囲である(d)では、破断していない鉄筋の評価範囲と同様にひび割れ幅の増加は些少であり、評価範囲(e)のような著しいひび割れ幅の増加は認められなかった。この要因については、次節において考察を加える。

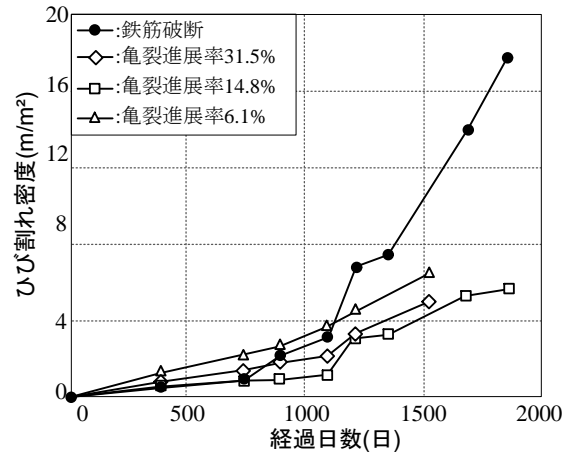


図-12 評価範囲のひび割れ密度の経時変化

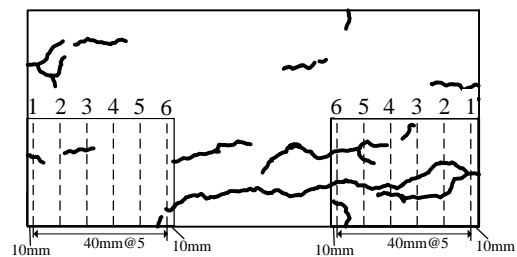


図-13 測線位置とひび割れ幅分析方法

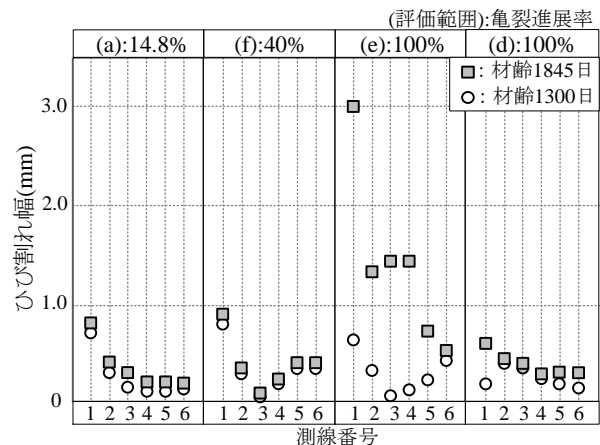


図-14 ひび割れ幅の経時変化

## 4.3 破断鉄筋周辺のひび割れ状況

鉄筋破断が生じた case7 供試体では、南側側面から供試体軸方向に約145mmの位置において、軸直交方向に供試体を切断した。切断箇所は、前述までの評価範囲(d)、(e)内であり、破断した帯鉄筋の近傍に位置する部分である。図-15に破断鉄筋周辺のひび割れ状況として、切断面の南西側隅角部を拡大した3次元的なひび割れ損傷図を示す。

図-15中(A)は、切断面で認められた最大幅2.0mmを示す最も顕著なひび割れであり、前節において著しいひび割れ幅の増加が確認された評価範囲(e)の外観ひび割れとつながっていた。また、供試体の南側側面(図中背面)

でも、ひび割れ(A)と同様な角度を有するひび割れ(C)が発生していた。さらに、ひび割れ観察後のはつり作業時において、(A)のひび割れは、帯鉄筋隅角部の破断箇所を貫くように生じていることも確認されたことから考えると、これらのひび割れは、鉄筋破断箇所を貫いたひび割れが広い範囲で連結した損傷であると推察された。

一方で、図中(B)に示す切断面で認められたひび割れは、前節までの評価範囲(d)に接続するものであるが、このひび割れは、帯鉄筋の深さまで到達しておらず、コンクリートのかぶり内部で収束していたことが確認された。

以上より、評価範囲(e)において外観上に認められたひび割れが、暴露期間の延長とともにその幅を顕著に増加させた要因は、鉄筋破断に起因して拘束力が低下したことで、ひび割れが拡大したことによると推定された。

本稿の結果から考えると、ASR 構造物のコンクリート表面で観察されるひび割れの幅が、ある時期に大きく増加する、あるいは他の場所と比べて大きく異なる傾向を示す場合は、その内部において、鉄筋の破断が懸念されることを示唆するものと言える。

## 5. まとめ

反応性骨材を用いた RC 供試体を長期屋外暴露に供した結果、暴露日数 1523 日、ひび割れ密度  $6.12\text{m}^2$  の供試体(以下 case8 供試体)で鉄筋亀裂進展率 31.5%もの鉄筋損傷、同じく 1845 日、 $9.14\text{m}^2$  の供試体(以下 case7 供試体)で鉄筋破断が確認された。本稿では、鉄筋破断の有無が破断箇所周辺のひび割れ損傷に及ぼす影響を検討するため、供試体の外観劣化状況の経時変化、鉄筋曲げ加工部に生じた鉄筋亀裂の観察、ならびに軸直交方向に切断した断面の観察を行い、これらの関係性などから考察を加えた。以下に、本研究の範囲内で得られた結果を示す。

- 1) 幅 0.2mm 以上の外観ひび割れ密度が  $6.72\text{m}^2$  となった case8 供試体、同じく  $9.14\text{m}^2$  となった case7 供試体の外観ひび割れは、両供試体とも軸方向に進展している。このことは、鉄筋拘束による影響を示すものであると推察される。
- 2) case7, case8 供試体表面とひび割れ状況と帯鉄筋曲げ加工部に生じた鉄筋損傷状況を比較した結果、case8 供試体では外観ひび割れ密度および鉄筋亀裂の平均値は、それぞれ  $6.72\text{m}^2$ 、13.3%であり、case7 供試体では、同じく  $9.14\text{m}^2$ 、40.5%となり、外観劣化の進展に伴い、鉄筋損傷も進展する傾向を示した。
- 3) 帯鉄筋曲げ加工部周辺のコンクリート表面に評価範囲を設定し、鉄筋損傷と外観ひび割れ密度の関係を求めた結果、鉄筋亀裂進展率が 31.5%の周辺で外観ひび割れ密度が比較的小さい  $3.5\text{m}^2$ 、鉄筋亀裂進展率 6.1%の周辺では、比較的大きな  $7.7\text{m}^2$  を示すなど、破断が生じていない鉄筋周辺では、鉄筋損傷と外観ひび割れ密度に明確な一定の傾向は認められなかった。

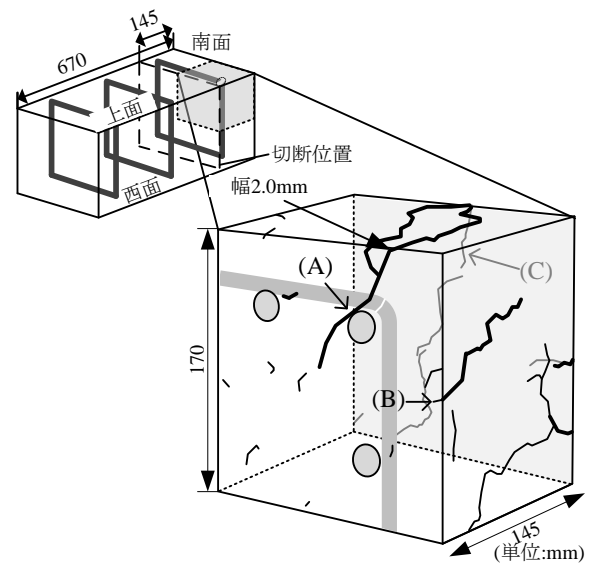


図-15 破断鉄筋周辺のひび割れ状況

- 4) 一方、破断鉄筋の周辺では、外観ひび割れの経時的な観察によって暴露日数 1300 日以降、ひび割れ幅の急激な増加が認められた。このひび割れは、鉄筋破断位置を貫いており、鉄筋の拘束力が低下したことによって、拡大したひび割れ損傷であると推定され、鉄筋破断に起因した外観上の特徴的な損傷形態のひとつと考えられた。

## 参考文献

- 1) 例えば、湊俊彦, 鳥居和之: コンクリート構造物の鉄筋破断および配筋不良の ASR 劣化に及ぼす影響, コンクリート工学年次論文集, Vol. 32, No. 1, pp. 989-994, 2010.7
- 2) Ono, K. and Taguchi, M.: Long-Term Behavior of AAR Bridge Pier and the Internal Deterioration, 11th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction pp. 1167-1174, 2000
- 3) 例えば, 増田隆宏, 幸左賢二, 草野昌夫, 合田寛基: ASR 供試体を用いた実構造物内の鉄筋損傷評価, コンクリート年次論文集, Vol.31, No.1, pp.1207-1212, 2009.7
- 4) 阪神高速道路公団: コンクリート構造物の健全度に関する調査研究業務(その3)報告書, (財)阪神高速道路管理技術センター, 1985.9