

アルカリ骨材反応による鉄筋破断を模擬した供試体実験

Experimental tests simulating the breaking mechanism of reinforcing bars due to alkali silica reaction

幸左賢二*, 川島恭志**, 合田寛基***, 興侶展朗****, 五十嵐弘行*****

Kenji Kosa, Yasushi Kawashima, Hiroki Goda, Nobuaki Kouroki and Hiroyuki Igarashi

*Ph.D. 九州工業大学教授 工学部建設社会工学科 (〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町1-1)

**工修 住友大阪セメント株式会社 セメント・コンクリート研究所 (〒551-0021 大阪市大正区南恩加島7-1-55)

***工修 九州工業大学大学院 工学研究科 機能システム創成工学専攻 (〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町1-1)

****九州工業大学大学院 工学研究科 建設社会工学専攻 (〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町1-1)

*****工修 神鋼鋼線工業株式会社 開発本部 開発部 (〒660-0091 尼崎市中浜町10-1)

Experimental tests were performed to investigate the breaking mechanism of reinforcing bars due to ASR. The specimens were produced to simulate ASR expansion using expansive concrete. The experimental results showed that tensile stress occurs at the bottom of reinforcing bars due to expansive pressure of the concrete. Initial cracks occurred during bending process of reinforcing bars, and the cracks progressed by tensile stress, finally resulting in breaking of reinforcing bars.

Key Words : alkali silica reaction, breaking of reinforcing bars, bended point

キーワード: アルカリ骨材反応, 鉄筋破断, 曲げ加工部

1. はじめに

近年アルカリ骨材反応（日本において多く確認されているのはアルカリシリカ反応，以下ASRと表記）等によるコンクリート構造物の劣化が問題となっている。

従来，ASRによる損傷は，コンクリートの体積膨張により発生するひび割れや，圧縮強度および静弾性係数の低下，ひび割れからの雨水浸入による鉄筋腐食などが問題視されており，極端な耐力低下はないと考えられてきた。しかし，近年の調査により，ASR劣化構造物中において，鉄筋の曲げ加工部や圧接部が破断している事例が報告された¹⁾。特に被害事例が多く報告されている帯鉄筋曲げ加工部での破断が多く発生した場合，帯鉄筋の有効付着長に変化が生じ，せん断耐力の低下が懸念されるため，重大な損傷であると考えられる。したがって，現在鉄筋破断メカニズムの解明が重要な課題となっている。

実構造物の鉄筋破断面に関する既往の報告では，ASRによる曲げ加工部の鉄筋破断は，伸びや絞りを伴わない脆性的な破壊を起こしていることが判明している¹⁾。既往の研究においては，曲げ加工部の脆性的な破壊に関して，鉄筋単体に着目した実験やコンクリート膨張による鉄筋損傷に着目した実験など，多くの再現実験が行われている^{1),2),3),4)}。しかしながら，いずれの実験においても未だ実損傷での脆性破面を再現できておらず，鉄筋曲げ加工部が脆性的に破断に至る支配的な要因に関しては明確にされていないのが現状である。

したがって，本研究では実構造物を模擬した1/8スケールで種々の破断条件を設定した供試体を作成し，供試体内部に膨張コンクリートを用いることでASR膨張を模擬した実験を行った。その結果，鉄筋曲げ加工部での脆性破断を再現できたため，鉄筋損傷度の検討，破断面調査等を行うことにより，脆性破断に至る最も大きな要因を明らかにし，鉄筋破断メカニズムの解明を行う。

2. 本研究の流れ

図-1に本研究のフローを示す。図-1の左側には一般に推定されている鉄筋損傷メカニズムを示すが，ASRによる鉄筋破断は曲げ加工時に発生する初期亀裂，ASRによるコンクリ

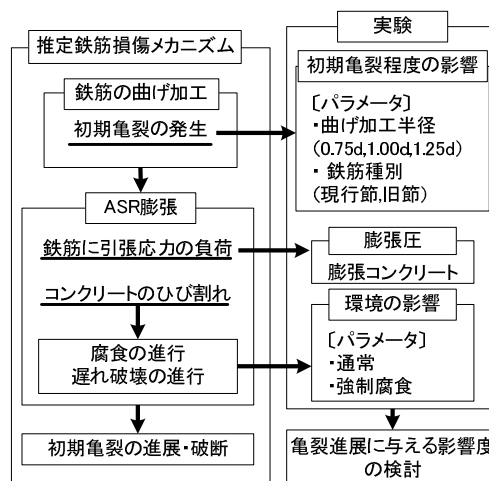


図-1 研究フロー

ートの膨張，遅れ破壊等の材料の劣化といった複合的な要因により発生すると考えられる．既往の研究では，材料に着目した研究を行い，曲げ加工半径および鉄筋種別による初期損傷度の違い，曲げ加工によって発生する残留応力，経年劣化の影響を受け破断感受性が增大することを明らかにした²⁾³⁾．しかしながら，材料試験は鉄筋曲げ戻し状態での引張試験を行い評価しているため，実構造物での鉄筋の挙動とは異なっていると考えられる．そこで，本研究では，ASR膨張を受けた際のコンクリート中の鉄筋挙動を正確に評価するため，膨張コンクリートを用いて内部から膨張圧を加える供試体実験を行った．

図-1に示すように，推定鉄筋損傷メカニズムにおいては，鉄筋の曲げ加工の段階で初期亀裂が発生しているため，先ず本実験では，曲げ加工半径による損傷度の違いと，材料試験より判明した鉄筋種別の違い（旧節形状鉄筋と現行鉄筋）を考慮することで，初期亀裂程度の影響を考慮した²⁾．

次に，ASR膨張が進むことにより，鉄筋曲げ加工部には引張応力が生じ，初期損傷を進展させると考えられる．したがって，本実験では，コンクリートの体積膨張によって鉄筋に物理的に力が作用した場合における鉄筋曲げ加工部での損傷度に着目し，膨張コンクリートを用いた実験を行うことで構造物内部からの膨張を模擬した．その際，時間経過による鉄筋曲げ加工部へのひずみ時効の影響は供試体作成前に加工鉄筋に加熱処理を与えることで再現した．

最後に既往の報告より，破断鉄筋には多少の錆の発生が確認されていたことから¹⁾，腐食や遅れ破壊といった環境が鉄筋損傷進展に与える影響を検討するため，本実験では強制的に鉄筋腐食を発生させる供試体を作成した．

これらの実験結果より，鉄筋破断への影響および亀裂進展メカニズムについての検討を行う．

3. 実験概要

3.1 実験の流れ

本実験の流れを図-2に示す．本実験では先ず，曲げ加工時に発生する初期亀裂をマイクロスコープにより確認した．次に，亀裂を確認した試料を用いて後述する縦断面観察方法による初期亀裂深さの確認と，膨張コンクリートを用いた供試体実験により膨張圧を与える実験を行った．その後，供試体内に配置した試料に関しては，はつり出しを行い，膨張圧を受けることで進展した亀裂深さを初期亀裂同様，縦断面観察により測定した．最後に，初期亀裂と進展後の亀裂の比較を行うことで，初期亀裂の進展傾向に関する検討を行った．

3.2 供試体諸元

(1) パラメータ

表-1に供試体諸元を示す．パラメータとしては膨張量の大・小，かぶりの有無，帯鉄筋比，帯鉄筋の曲げ加工半径，節形状，環境条件を設定した．

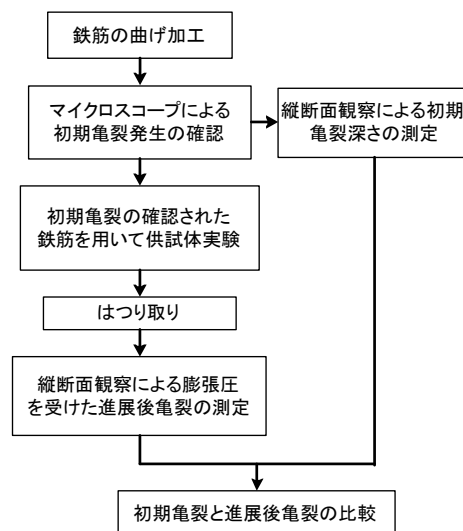


図-2 実験フロー

表-1 供試体諸元

	膨張	曲げ加工半径	帯鉄筋比	鉄筋種別	かぶり	環境条件
case1	小	1.00d	0.147%	D10	有り	通常
case2		1.00d	0.147%	D10	無し	通常
case3		1.00d	0.290%	D10	有り	通常
case4		1.25d	0.147%	D10	有り	通常
case5		0.75d	0.147%	D10	有り	通常
case6	大	1.00d	0.410%	3種類※	有り	通常
case7		1.00d	0.410%	3種類※	有り	通常
case8		1.00d	0.410%	3種類※	有り	腐食

※現行D16, D10, 旧節形状D16

表-2 供試体比較パラメータ

	シリーズ	曲げ加工半径の違い	鉄筋の違い	帯鉄筋比	環境条件
case1	現行D10				
case2					
case3		○		○	
case4		○			
case5		○		○	
case6	旧節D16	○	○	○	○
case7		○	○		○
case8		○	○		○

ASRによる反応過程は「化学反応によりゲルが生成する化学的過程」と「ゲルが吸水することにより膨張する物理的過程」の2つに分類される．実際に反応性骨材を用いた場合，ASRによるひび割れが顕在化するには早くても数年かかるため，本実験では，物理的過程のみに着目し，石灰系膨張材を用いてASRの膨張を模擬した．

かぶりの有無に関しては，外部から鉄筋の損傷を見るためにかぶりを無くしたcase2を作製した．

帯鉄筋比に関しては，プロトモデルとした実橋の帯鉄筋比0.147%を基準として，帯鉄筋比を約2倍の0.290%としたcase3，現行D16と旧節形状D16を配置し0.410%としたcase6～8の3水準を設定した．

曲げ加工半径に関しては、実橋で破断していたD16鉄筋の曲げ加工半径が1.80dであったことから¹⁾、それよりも初期損傷度の高い曲げ加工半径を基準として設定するため、既往の検討²⁾で初期亀裂が最も多く確認された曲げ加工半径1.00d (dは公称直径) を基準とし、case4に初期損傷が軽微な1.25d, case5に1.00dよりさらに厳しい初期損傷の0.75dを選定して実験を行った。また、節形状の異なる鉄筋を配置したcase6～8は全て1.00dとした。

鉄筋種別に関しては、昭和60年代に異形鉄筋の節形状が緩やかな形状に変更され、応力集中しにくい形状となったため、昭和60年以前と以後で鉄筋の形状が異なると考えられる。そのため、竣工後30年以上経過している構造物からは取り出した旧節形状D16を検討対象に加え、現行D16と共に供試体に配置し、損傷度の比較を行った。

環境条件に関しては、case8において電食の方法で強制的に腐食を生じさせ、腐食が亀裂進展に与える影響に関して検討した。

なお、case6とcase7が同一条件となっている。これは、case7において膨張付与終了後、過防食の方法で水素脆化の影響を検討しようとしたが、膨張付与段階で135°曲げ加工部において鉄筋破断が生じたため、水素脆化を行わずに、鉄筋破断を詳細に分析すると共に、case6と同一条件での参考値として評価を行ったことによる。

以上の点から、比較する項目を表-2に示す。

①ひび割れ損傷（帯鉄筋比に着目）

0.147%, 0.290%, 0.410%および実構造物との比較を行う。本稿では、代表例として、case3, case5, case6のひび割れ損傷を比較する。

②鉄筋ひずみ（反応性骨材実験に着目）

本供試体実験でのひずみの進展結果と反応性骨材を用いた既往の実験におけるひずみ進展結果⁴⁾の比較を行う。本稿では、旧節形状鉄筋を用いた場合の標準ケースであるcase6を代表例として比較する。

③曲げ加工半径による鉄筋損傷（曲げ加工半径に着目）

現行D10における曲げ加工半径1.00d, 1.25d, 0.75dでの比較を行う。なお、比較対象としては、膨張量が大きいcase3～8を用いて比較を行う。

④鉄筋種別による鉄筋損傷（鉄筋種別に着目）

鉄筋種別による鉄筋損傷の違いを比較する。比較対象としては、case6～8を用いて、現行D10, 現行D16, 旧節形状D16の各損傷度の比較を行う。

⑤腐食環境の影響（環境条件に着目）

腐食環境が鉄筋損傷に及ぼす影響を検討する。比較対象としては、case6～8を用いて、case6, 7での通常の環境とcase8での腐食環境の違いが、各鉄筋に発生した亀裂深さに与える影響を検討する。

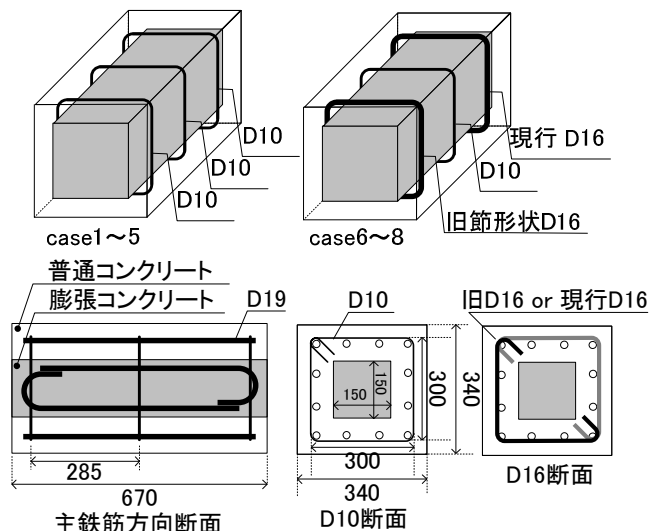


図-3 供試体形状

表-3 普通コンクリート配合表

(設計基準強度: 35N/mm²)

Gmax (mm)	水セメント比 W/C (%)	細骨材率 s/a (%)	単位量 (kg/m ³)				混和剤 (g/m ³)
			水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	
20	46	43	175	381	718	1018	1.142

表-4 膨張コンクリート配合表（膨張小）

水セメント比 W/C (%)	単位量 (kg/m ³)				
	水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	膨張材 E
50	170	340	754	965	70

表-5 膨張コンクリート配合表（膨張大）

水セメント比 W/C (%)	単位量 (kg/m ³)				
	水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	膨張材 E
40	230	575	1150	-	200

(2) 供試体形状

図-3に供試体形状を示す。本研究では、鉄筋がコンクリートにより拘束されている状態で、ASRによって内部に発生した膨張圧を受けた場合の損傷度を検討するため、膨張コンクリートを普通コンクリートの中央部に打設できるように中空形状を適用した。供試体寸法に関しては、実構造物でASRによる鉄筋破断が確認された橋脚梁部の断面を1/8にスケールダウンして用いた。なお、帯鉄筋のコンクリート定着を健全な状態に保つために95mm (両側190mm)の普通コンクリート厚さが必要であったことから、膨張コンクリートを打設する範囲は、その範囲を除く150×150mm範囲とした。

帯鉄筋の形状は、D10の鉄筋では1本の鉄筋を矩形に加工して用いたが、case6～8の供試体端部に配置したD16の鉄筋では入手した鉄筋の長さの制約により両端にフックを設けたL型形状を2つ合わせて用いた。

(3) 使用材料および供試体作成方法

本実験で使用したコンクリートおよび膨張コンクリートの配合を表-3～5に示す。本実験での普通コンクリートの強度は、鉄筋破断が生じていた単柱式橋脚のPC梁

の設計基準強度である 35N/mm^2 を用いた。膨張コンクリートに関しては、実構造物でのコア試験において、ASR 損傷が大きいコンクリートでは全膨張量が 1000μ 以上であったことから、 1000μ を超える膨張ひずみを与える配合とした。既往の文献より⁵⁾、 1000μ を超える膨張ひずみを与えるために必要な膨張材量は 70kg/m^3 であったため、この値を設定し膨張量小のケースとした。さらに強制的に鉄筋破断を生じさせる目的で、膨張ひずみが極端に大きい 200kg/m^3 を設定し、膨張量大のケースとした。

本実験で使用した鉄筋の機械的性質および、化学成分分析結果を表-6、7に示す。表-6より、検討に用いた旧節形状鉄筋、現行鉄筋ともに降伏荷重、引張強さ、伸びに関して、JIS規格値を満足していることから、十分強度を有する鉄筋であると言える。また、表-7より、鉄筋に脆化を及ぼすP（リン）およびS（硫黄）は現行鉄筋および旧節形状鉄筋共にJIS規格を満たしていることがわかる。ひずみ時効に影響しやすいN（窒素）も現行鉄筋とほぼ同程度であり、成分分析の結果、旧節形状鉄筋の品質に異常はなかったと言える。

供試体作成方法に関しては、図-3に示すように、外側に普通コンクリートを打設し、常温で2週間湿布養生した後、供試体の中空部分に石灰系膨張材を用いた膨張コンクリートを打設した。

また、鉄筋の曲げ加工部には経年劣化の影響からひずみ時効が発生するため、鉄筋の靱性が低下し、鉄筋損傷進展に影響を与えていると考えられる。このため、実験では加工鉄筋を加熱処理することで、ひずみ時効を再現している。具体的には、B.B.Hundyの提案式を用いて⁹⁾、時効処理の温度と時間を定めており、電気炉を用いて 120°C 、10時間の加熱処理を行うことで、実構造物における竣工後6年経過分に相当するひずみ時効を与えた。

$$\log \frac{tr}{t} = 4400 \left(\frac{1}{Tr} - \frac{1}{T} \right) - \log \frac{T}{Tr} \quad (1)$$

tr：常温(Tr)で一定の歪時効を生ずるまでの時間 (hr)

t：高温(T)で同程度の時効を生ずるまでの時間 (hr)

Tr ：常温（自然環境）での絶対温度 (K)

T ：高温（促進温度）での絶対温度 (K)

(4) 供試体測定方法

本実験では膨張によって発生するひび割れ、断面方向の変形、帯鉄筋の応力状態を調べるためにひずみを測定した。図-4にひび割れ測定および変形測定面を、図-5にひずみゲージ貼付位置を示す。

ひび割れの測定に関しては、図-4の左側に示すように、供試体に升目を書き、各測定線（長手方向a～c、断面方向1～5）を横切るひび割れの幅を測定した。また、変形の測定に関しては、図-4の右側に示すように、供試体断面方向を400万画素のデジタルカメラで測定し、断面の各

表-6 検討対象鉄筋とJISの比較（機械的性質）

	降伏荷重(N/mm^2)	引張強さ(N/mm^2)	伸び(%)
旧節形状鉄筋	345	508	30
現行鉄筋	352～380	515～550	23～29
JIS規格	295以上	440～600	16以上

表-7 検討対象鉄筋とJISの比較（化学成分）

	C	Si	Mn	Cu	Ni	Cr
旧節形状鉄筋	0.25	0.18	0.77	0.19	0.13	0.17
現行鉄筋	0.23	0.1	0.59	0.35	0.07	0.22
JIS規格	—	—	—	—	—	—
	Mo	Al	N	P	S	
旧節形状鉄筋	0.02	0.014	0.009	0.018	0.03	
現行鉄筋	0.01	<0.001	0.013	0.037	0.042	
JIS規格	—	—	—	<0.05	<0.05	

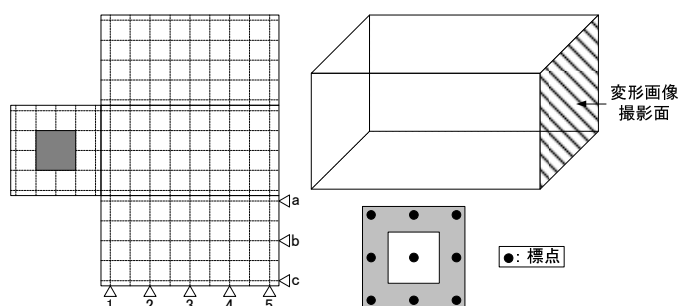


図-4 ひび割れ測定方法およびゲージ貼付位置

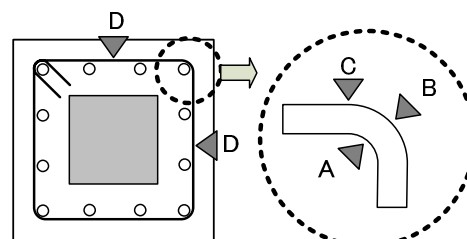


図-5 ひずみゲージ貼付位置

標点間の距離を 0.1mm の精度で画像計測することで、コンクリートの変形量の評価を行った。

ひずみの測定に関しては、図-5に示すように、鉄筋の変形を考慮するため、曲げ加工部内側 (A)、曲げ加工部外側 (B)、曲げ加工部近傍 (曲げ加工終了位置) (C)、直線部 (D) にひずみゲージを貼付けた。ただし、亀裂の進展に関する評価を行う曲げ加工部に関してはゲージを貼付けなかった。

(5) 電食方法

本実験では腐食環境が鉄筋損傷に与える影響を検討した。鉄筋の腐食は、鉄筋がイオン化する反応（酸化反応、アノード反応）によって発生するが、本実験では短期間で腐食を発生させるために、外部電源方式による強制腐食回路を適用した。図-6に強制腐食の回路図を示す。

供試体の表面には、チタンメッシュを設置し、チタンメッシュが陰極（カソード）、鉄筋が陽極（アノード）となるように直流電流を流した。また、鉄筋が腐食しやすいように電解質として $5\%\text{NaCl}$ 水溶液でコンクリートを

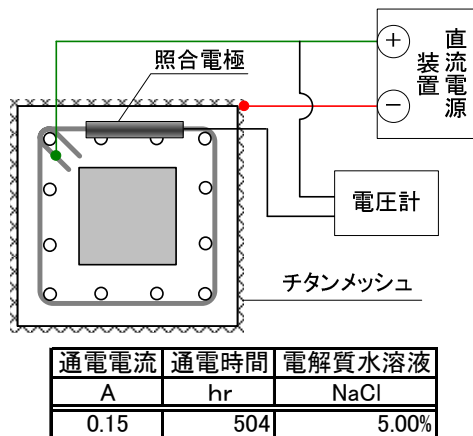


図-6 回路図および通電条件

湿潤状態に保った。試験中に鉄筋の腐食の進行状況を確認するため、鉛照合電極をコンクリート内部に設置し、電位差を測定した。なお、帯鉄筋以外に腐食電流が漏洩することを防止するために帯鉄筋と主鉄筋の接触箇所（主鉄筋側）に絶縁テープを巻きつけて、帯鉄筋のみが腐食するようにした。

腐食量の設定値としては、腐食が特に酷い損傷状況である鉄筋腐食度V（鉄筋質量減少率10%）⁷⁾を目標とした。本実験では、D10鉄筋での腐食減少率が10%となるようにファラデーの法則（ $B=C \times A$ ）を用いて算出した電流値である0.15Aにより3週間の通電を行った。

(6) 鉄筋評価方法

鉄筋の曲げ加工部の初期亀裂及び亀裂の進展状況、ならびに加工前の鉄筋の節形状を調べるため、縦断面観察を実施した。縦断面観察方法を図-7、節形状測定方法を図-8に示す。

亀裂の測定方法に関しては、図-7に示すように、曲げ加工した鉄筋を軸方向に1/2にカットし、その後、顕微鏡を用いて50～200倍の断面を観察することで、亀裂深さ、および亀裂幅を測定した。

なお、本検討では曲げ加工直後の亀裂を初期亀裂、膨張実験により膨張圧を受けた後の亀裂を進展後亀裂と定義する。初期亀裂に関しては、各曲げ加工半径1条件につき3本の鉄筋について測定した。

節形状の測定方法に関しては、図-8に示すように、節の直線部に沿った直線と鉄筋の直線部に沿った直線によって切り取られる節の曲線部（節形状変化部）に沿って円を描き、その円の直径 ϕ を求めることで、節の評価を行った。節形状に関しては、実験に用いた現行D10、D16、旧節形状鉄筋D16、それぞれの代表試料から鉄筋1本につき節3箇所を測定した。

4. 実験結果および考察

4.1 ひび割れ損傷結果

図-9～11に帯鉄筋比に着目した供試体（case3, 5, 6）の最も損傷が酷かった代表的な側面のひび割れ損傷図を

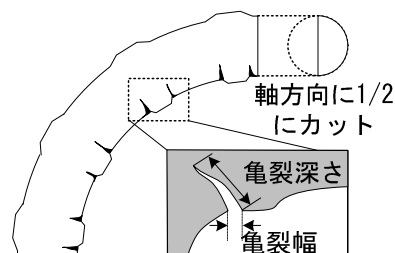


図-7 亀裂の測定方法

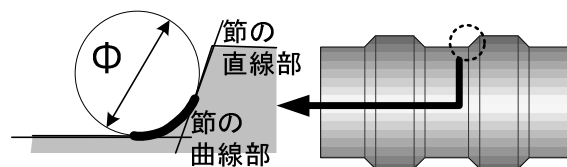


図-8 節形状測定方法

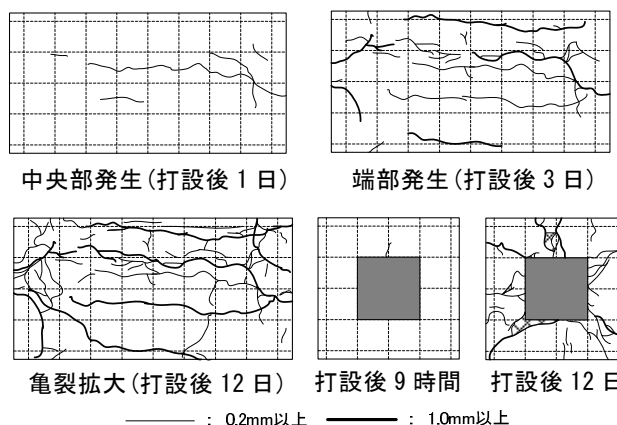


図-9 0.290% (case3) ひび割れ損傷図

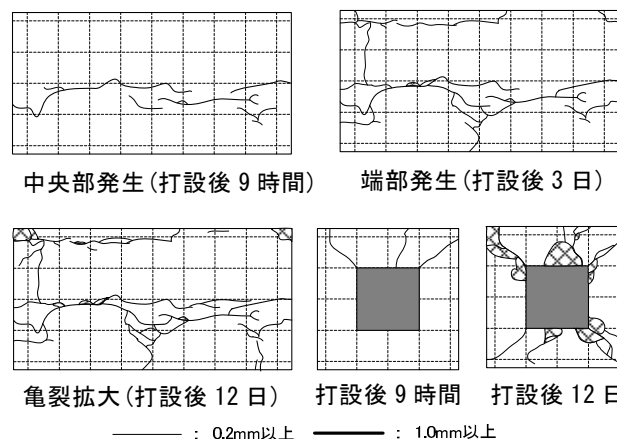


図-10 0.147% (case5) ひび割れ損傷図

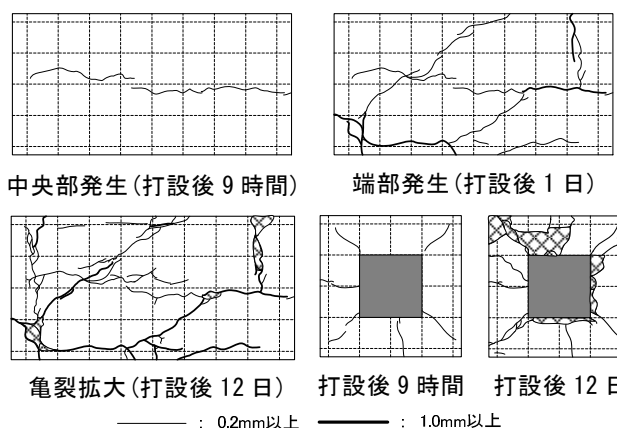


図-11 0.410% (case6) ひび割れ損傷図

示す。図-9～11より各実験供試体は、主鉄筋方向に卓越したひび割れが発生していることがわかる。全体的なひび割れの発生傾向に着目すると、いずれのケースに関しても供試体側面および供試体断面においてまず、ひび割れが供試体中央部に発生し、次に端部付近で発生し、その後、既存のひび割れが進展していく傾向が見られた。

一方、今回の供試体のモデルとした実橋脚の主要ひび割れ概要を図-12に示す。対象橋脚は建設後20年以上経過しており、ASRによる損傷および曲げ加工部で鉄筋破断が確認された単柱式橋脚のPC梁部を選定している。本実験供試体は、この対象橋脚において鉄筋破断が生じた断面(B×H=2,700×3,000mm)を1/8に縮小した断面形状とした。図-12に示す実橋のPC梁部のひび割れ状況においても、主鉄筋方向に卓越したひび割れが多く発生しており、供試体と同様の傾向が認められた。

供試体および対象橋脚の損傷図より、両者で主鉄筋方向に卓越する傾向が認められたことから、損傷度を定量的に評価するため、測定範囲のひび割れ長さを測定面積で除すことで算出したひび割れ密度によって、損傷度の比較を行った。ひび割れ密度の算出は図-13に示す中央部と端部の区間で実施した。図-13に示す区間分けにおいて、端部は供試体で曲げ加工部の破断の影響が大きいと考えられる箇所である。ここで、端部は、鉄筋曲げ加工部の位置から45度の範囲の「曲げ加工部直上」と、その倍の区間の「曲げ加工部近傍」の両方を合わせた区間とし、その他の区間は中央部とした。算出結果より供試体における端部の区間は1辺の約1/4となった。

また、対象橋脚のひび割れ測定範囲については、図-13に示すように、供試体寸法を約8倍した範囲を測定しており、測定区間は供試体と同様の端部と中央部とした。

供試体のひび割れ性状は図-9～11に示すように、いずれのケースにおいても同様の傾向が見られたことからcase3～8の平均値を用いた。一方、対象橋脚は左右2つの梁部の平均を用いた。ひび割れ密度測定時期は供試体では、端部のひび割れ発生時と、最終状態とし、対象橋脚では、補修のための詳細調査が実施された竣工後10年、および竣工後24年とした。

図-14にひび割れ密度の比較を示す。図-14より、供試体と対象橋脚のひび割れは共に、端部と中央部の両方で発生しており、供試体の最終状態以外は、中央部がやや多い傾向となっている。次に、図-15に供試体断面変形模式図を示すが、図-15より、供試体断面の変形を見ると、隅角部の平均変形量が5mm程度であるのに対し、辺中央部の平均変形量が8mmと多く、辺中央部の方が1.6倍変形しており、丸みを帯びた変形となると考えられる。これより、実構造物における断面も、図-15の供試体断面変形の模式図に示すように、中央部がやや膨らんだ状態となっていることが示唆される。

また、供試体の端部ひび割れ発生時と対象橋梁の竣工後24年のひび割れ損傷図を比較すると、どちらの損傷も

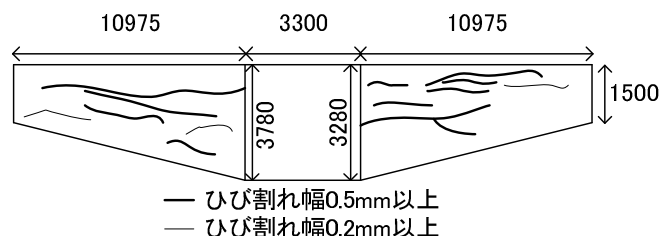


図-12 対象橋梁主要ひび割れ概要図（竣工後24年）

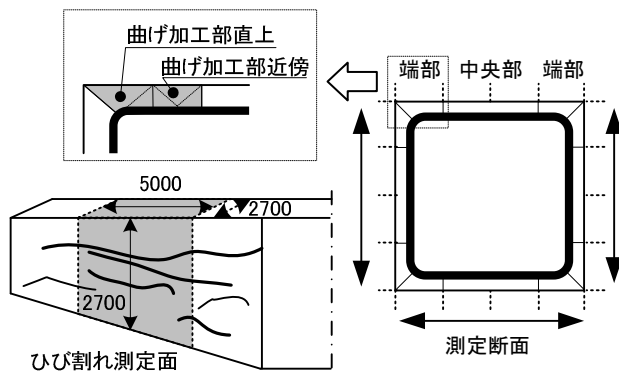


図-13 ひび割れ密度検討断面

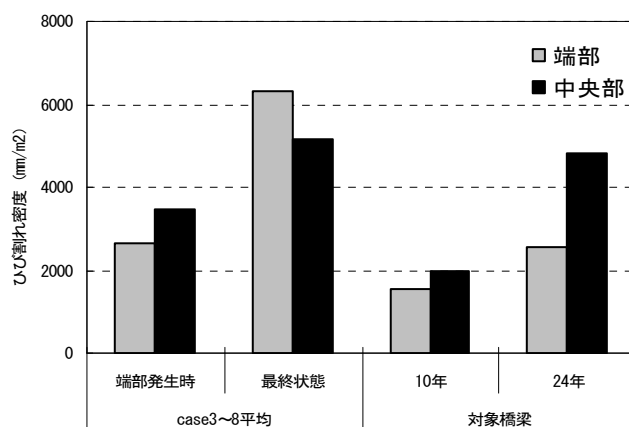


図-14 ひび割れ密度比較

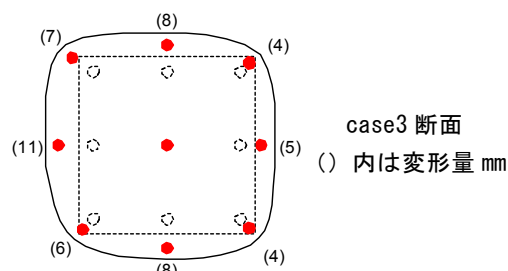


図-15 供試体断面変形模式図

3000mm/m²程度みられることから、供試体の端部ひび割れ発生時は、対象橋梁の竣工後24年時の損傷度に相当すると考えられる。供試体の最終状態は膨張が過大であったため、端部と中央部共に5000 mm/m²を超える損傷状態となった。このことから、本実験供試体での損傷状態は、実構造物の損傷状態と同程度もしくは、さらに酷い損傷状態であると考えられる。

4.2 鉄筋ひずみ結果

(1) 膨張コンクリートを用いた場合の鉄筋ひずみの進展

図-16に膨張コンクリートを用いた供試体での鉄筋ひ

ずみの進展について代表例として、現行D10に着目したcase6の鉄筋の直線部および曲げ加工部でのひずみの経過を示す。図-16より、膨張初期の段階で曲げ加工部の内側(A)では引張ひずみ、外側(B)では圧縮ひずみが大きく発生している。一方、曲げ加工部近傍(C)および直線部(D)は降伏には至るものの、ひずみの進展が曲げ加工部と比べて非常に遅いことから、曲げ加工部に変形が集中すると考えられる。

(2) 反応性骨材を用いた実験結果との比較

膨張コンクリートでの膨張と反応性骨材での膨張が鉄筋ひずみに与える影響を比較するため、金沢大学で行われた実験結果⁴⁾を参考にして鉄筋ひずみの比較を行った。

図-16および金沢大学での実験結果より、内部からの膨張を受けた場合、いずれの実験結果においても、鉄筋の曲げ加工部に変形が集中する結果が得られた。しかし、膨張機構の違いにより、鉄筋に発生しているひずみを単純に比較できないと考えられる。そこで、鉄筋が耐力を保持していると考えられる鉄筋降伏までの期間に関しては、鉄筋の変形挙動が安定していると考え、降伏までの期間において膨張コンクリート実験と反応性骨材実験の鉄筋挙動比較を行った。金沢大学の実験結果に関しては、曲げ加工部のひずみが最も出ていた供試体を、本実験では旧節形状鉄筋を用いた場合の標準ケースであるcase6をそれぞれ代表例とし、曲げ加工部内側と直線部のひずみ進展結果の比較を行った。

図-17に各鉄筋ひずみの進展傾向を示す。膨張コンクリートと反応性骨材を用いた実験では反応にかかる時間が異なるため、ここでは、鉄筋の降伏ひずみを1800 μ と定義して、鉄筋が降伏するまでの期間を1.0とすることで、同軸上でひずみの進展傾向を比較した。

図-17より、膨張コンクリートを用いた供試体および反応性骨材を用いた実験結果のどちらにおいても、曲げ加工部内側と直線部のひずみが増加する傾向がほぼ一致していた。具体的には、先に降伏に達するのが曲げ加工部であること、曲げ加工部が降伏した時点での直線部のひずみが1000 μ 程度あることが挙げられる。ひずみの増加傾向は、反応性骨材実験および供試体実験共に同様の曲線形状でひずみが増加している。以上の点より、膨張コンクリートを用いた実験においても、反応性骨材を用いた実験の鉄筋挙動を十分模擬できていると考えられる。

4.3 鉄筋損傷結果

(1) 初期亀裂比較

初期亀裂は鉄筋の曲げ加工時に発生する損傷であり、損傷の程度によって、その後の亀裂の進展に影響を与えると考えられる。したがって、種々の要因を設定した場合の初期亀裂の発生傾向を分析することで、初期損傷度に与える影響要因の検討を行った。

図-18に現行D10、D16、および旧節形状D16での初期

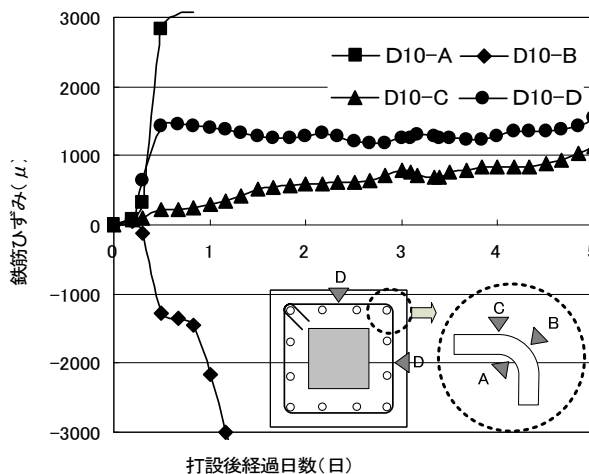


図-16 鉄筋ひずみ経過図 (case6 D10)

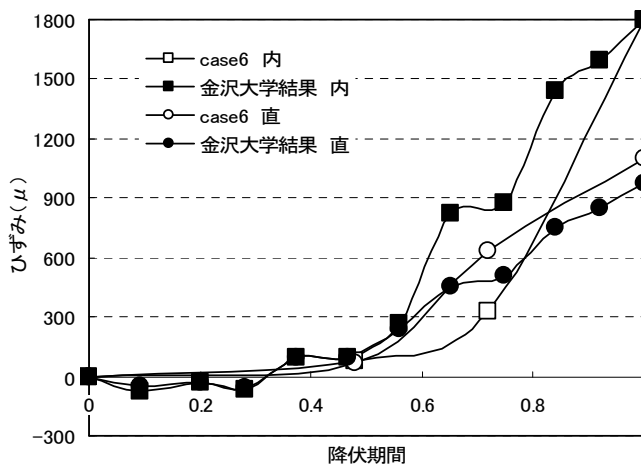


図-17 鉄筋ひずみ比較結果

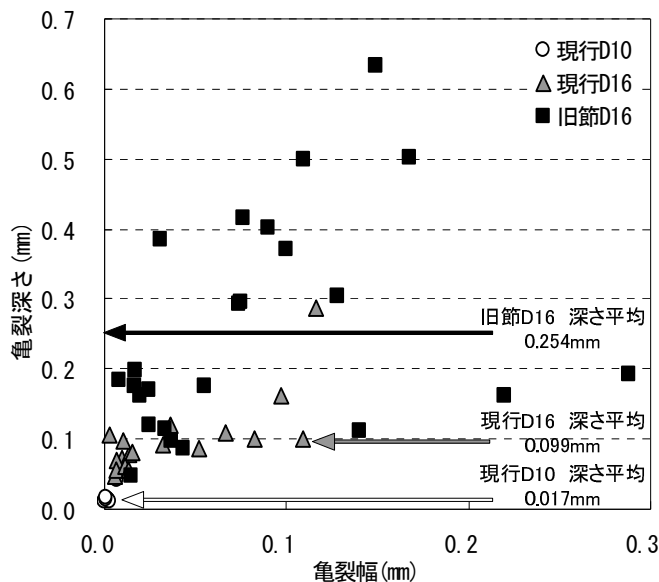


図-18 亀裂深さ-亀裂幅関係図 (曲げ加工半径 1.00d)

亀裂深さと亀裂幅の分布を示す。図-18より、亀裂深さが大きい場合には亀裂幅も大きくなっており、亀裂幅と亀裂深さには線形的な関係が認められた。また、D16鉄筋の亀裂深さの最大値を比較すると、旧節形状鉄筋では0.633mm、現行鉄筋では0.286mmであり旧節形状の方が2倍以上の亀裂深さとなった。さらに亀裂深さの平均値では、旧節形状が0.254mm、現行鉄筋が0.109mmであり、

現行鉄筋に比べて2.5倍以上の初期亀裂深さが発生していた。これらの結果から、旧節形状鉄筋は大きな初期損傷を受けやすい鉄筋であることを確認した。

次に、図-19に現行D10に着目した曲げ加工半径の影響について検討を行った。ここでは、亀裂深さを鉄筋径で除すことにより無次元化して比較している。図-19より、曲げ加工半径が小さいほど、初期亀裂に与える影響が大きくなることが分かる。特に、規定として定められている曲げ加工半径2.00dと比較して、極端に曲げ加工半径が小さい0.75dでは平均値で5.8倍、最大値で12倍の差があり、曲げ加工半径による影響が大きいことが分かる。

以上より、鉄筋に生じる初期亀裂に関しては、旧節形状鉄筋で曲げ加工半径が小さいほど、特に損傷度が大きくなると考えられる。

(2) 亀裂最大損傷度比較

曲げ加工直後の初期亀裂深さと、膨張圧を受けた後の鉄筋の亀裂深さを比較することで、曲げ加工半径の違いや初期亀裂の違いが亀裂の進展に与える影響を確認した。なお、膨張前後の亀裂進展傾向において、鉄筋破断に対する影響が最も大きい状態を把握するため、亀裂の最大値による比較を行った。

図-20に初期亀裂と進展後亀裂の最大値の損傷度を示す。亀裂深さは鉄筋径で除すことにより無次元化して損傷度として比較している。図-20において、現行D10鉄筋の曲げ加工半径で比較すると、曲げ加工半径が小さいほど膨張前および膨張後の損傷度が大きく、曲げ加工半径の大きさは亀裂の進展に影響していると考えられる。

また、鉄筋種別での損傷度を比較すると、旧節形状D16での亀裂進展が非常に顕著であり、最大で78.8%の損傷度が確認された。旧節形状鉄筋では、初期亀裂においても大きな亀裂が発生しているため、初期亀裂が大きいほど亀裂の進展速度が早くなると考えられる。

(3) 節形状の影響

(2)の結果より、現行D16と旧節形状D16で初期亀裂や進展の程度が明らかに異なっていた。鉄筋の性質や加工条件に大きな差異は認められないため、形状の違いを定量的に評価した。

表-8に各鉄筋の節寸法の測定結果を示す。表-8より、使用した鉄筋の節間隔および節の高さはJISの許容限度を満たしていることがわかる。しかしながら、節の形状変化位置に対する規定はJISに設けられていないため、節形状変化位置の比較を行う必要があると考えられる。

写真-1に各鉄筋の節形状を、図-21に節形状変化位置の形状比較を行った結果をそれぞれ示す。節形状は、縦断面観察用に加工した試料を用いて直線部の3つの節に対して節の形状変化部の直径 ϕ を測定し、その平均値を鉄筋径で除すことにより無次元化した値で評価している。

図-21より、節の変化位置の直径 ϕ は現行の節がD10

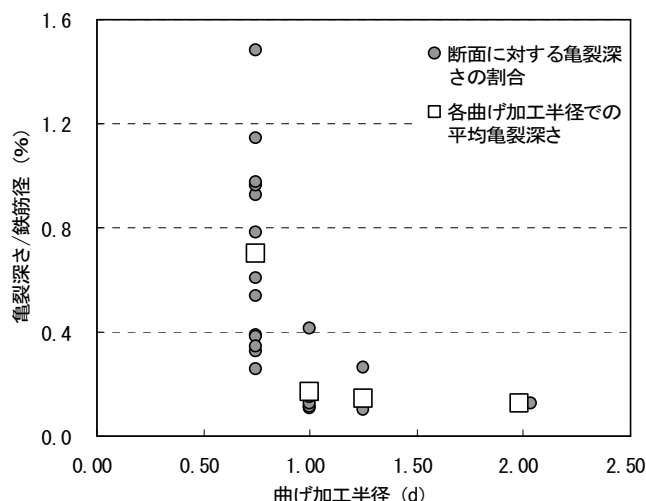


図-19 曲げ加工半径の影響 (現行 D10)

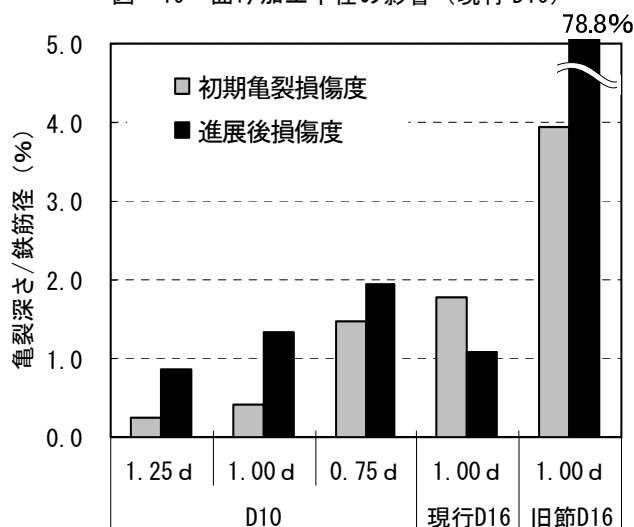
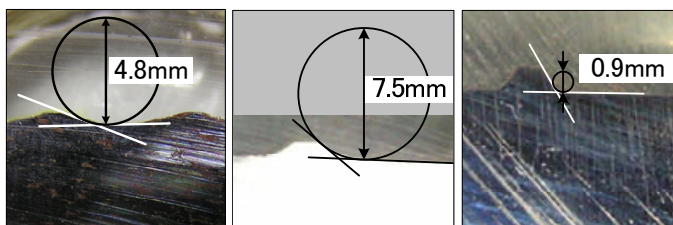


図-20 亀裂最大損傷度比較

表-8 節寸法の測定結果

鉄筋種別	節の平均間隔	節の平均高さ	節変化位置の平均 ϕ
現行D10	6.5mm	0.51mm	4.2mm
現行D16	8.2mm	0.83mm	7.1mm
旧節形状D16	10.1mm	1.12mm	1.1mm
許容限度	D10	6.7mm(最大)	0.4~0.8mm
	D16	11.1mm(最大)	0.7~1.4mm



現行 D10

現行 D16

旧節 D16

写真-1 節形状

において42%，D16において44%であるのに対し、旧節形状D16では7.0%とかなり小さく、現行と旧節形状には6倍以上の差が認められた。急激な形状変化部では応力集中と塑性変形が起き、その結果節付け根部に亀裂が発生するため¹⁾、旧節形状鉄筋は現行鉄筋よりも大きな亀裂が発生しやすい節形状であったと考えられる。

(4) 亀裂進展の特徴

図-20より、旧節形状D16において大きな亀裂の発生を確認したが、曲げ加工時の亀裂は、鉄筋1本に対して複数本発生するため、亀裂進展傾向と最も亀裂が進展する位置に関しての検討を行った。図-22に旧節形状鉄筋の進展後亀裂の比較を示す。ここでは、1体の供試体に埋込まれた各2本の旧節形状鉄筋の曲げ加工部に発生した進展後亀裂を全て比較した。case8-2での亀裂発生が1本だけであるが、これは、亀裂進展が顕著であり、破断面調査に用いたため、縦断面観察が行えなかったことによる。

図-22より、ほぼ全ての曲げ加工部において、ある特定の亀裂深さの値が大きくなる傾向が確認された。これより、鉄筋曲げ加工部には特に弱点となる箇所があると考えられたため、次に最大進展後亀裂の発生位置に関する検討を行った。

図-23に亀裂発生位置と発生本数の比較を示す。図-23において、曲げ加工により影響を受けると考えられる節を、Ⅰ：曲げ始まり、Ⅱ：曲げ始まりと曲げ中央部の中間、Ⅲ：曲げ中央部と定義した。図-23より、膨張圧を受けた後の最大亀裂の発生位置は6箇所中5箇所とほとんどが節Ⅲで発生していることが確認された。また、既往の研究において曲げ加工時の鉄筋に発生するひずみを3次元 FEM解析した結果では¹⁾、最大塑性ひずみ量は節Ⅲの位置付近に集中することが判明している。したがって、最大進展後亀裂は、曲げ加工時に、最大塑性ひずみが生じる節付け根部において発生する可能性が高いと考えられ、本実験結果から、節Ⅲの位置が特に弱点となることが判明した。

(5) 腐食の影響

実損傷における鉄筋破断部では、曲げ加工部に錆が見られた事例も多く、電気化学的腐食反応によって発生する水素が鉄筋の脆化に影響していることが考えられている¹⁾。本実験においては、腐食と水素脆化を別々に検討することでそれぞれの現象が鉄筋損傷進展に与える影響を照査しようと試みた。膨張付与後、過防食の方法で水素脆化の影響を検討する予定であったcase7に関しては、膨張付与段階で鉄筋破断が生じたため、破断面分析を優先させ、水素脆化実験を中止した。そのため、強制腐食を行ったcase8の実験結果より、腐食のみが亀裂の進展に与える影響について検討した。まず、腐食の程度を確認するために式(2)により鉄筋の腐食減量を算出した。式(2)において腐食除去質量は、はつり出した帯鉄筋を10cm程度に切断し、10%クエン酸水素二アンモニウム水溶液に24時間浸漬して錆を除去した後の質量とした。

$$\text{腐食減量} = \frac{\text{公称質量} - \text{腐食除去質量}}{\text{公称質量}} \times 100 \quad (2)$$

腐食量の測定結果を表-9に示す。表-9より、いずれの鉄筋においても、腐食減量が10%程度であり、目標

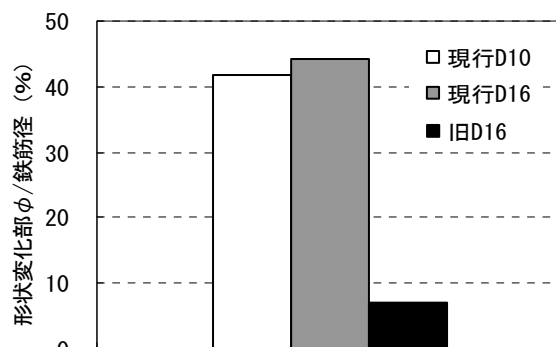


図-21 節変化位置の形状比較

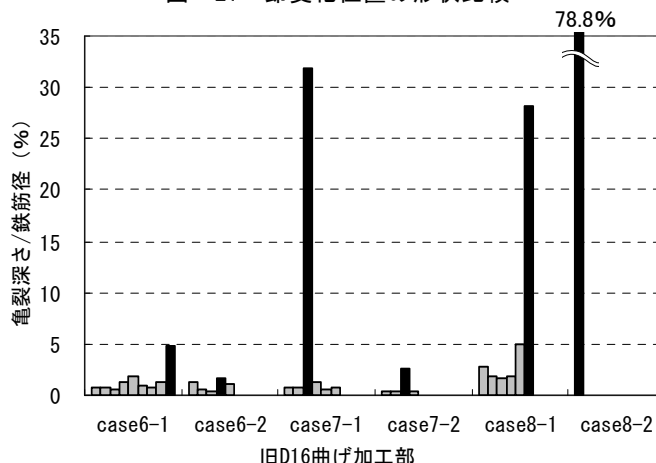


図-22 旧節形状鉄筋損傷度結果（全データ比較）

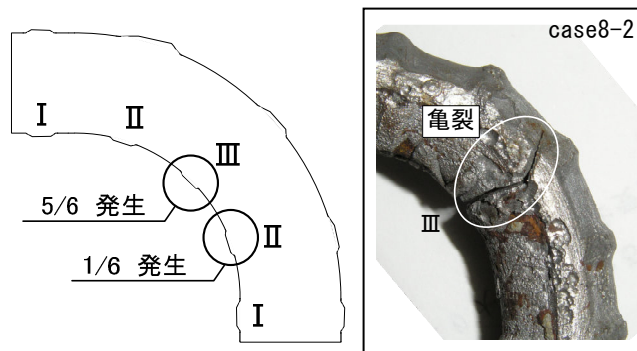


図-23 亀裂発生位置

どおりの腐食状態を再現できたと考えられる。図-22によると、腐食を行ったcase8において、特に大きな亀裂の発生を確認した。case8においては、断面欠損を生じる程の腐食状況を再現したため、腐食による断面欠損が亀裂の進展に影響を与えた可能性があると考えられる。しかしながら、鉄筋破断を生じている実構造物を見ると、10%以上の断面欠損を生じる程の腐食が発生している事例は極めて特殊であることから、今後は、一般的な腐食量における検討を行い、腐食量による損傷度の影響をさらに検討する必要があると考えられる。

(6) 鉄筋破断面調査結果

本実験では、膨張コンクリート打設後に供試体表面に発生するひび割れの観察を実施しているが、打設後6日目においてcase7の帯鉄筋曲げ加工部での鉄筋破断を確認した。図-24に鉄筋破断箇所と破断状況写真を示す。な

お, case7以外の供試体では鉄筋破断は発生しなかった. case7の実験条件は膨張量大, 曲げ加工半径1.00d, 帯鉄筋比0.410%, 腐食環境無しの現行・旧節形状鉄筋比較供試体であり, 破断箇所は, 旧節形状鉄筋D16を曲げ加工半径1.00dで135°に曲げ加工したフック部であった. また, 鉄筋破断位置におけるコンクリート表面のひび割れは, 鉄筋破断により大きく開口し(鉄筋破断確認時18mm), 目視で破断を確認できる状態であった. そこで, 破断箇所の鉄筋をコンクリートからはとり出し, 破断面の目視観察とSEM観察(電子顕微鏡観察)を行った. 本実験における破断面の目視観察結果では, 破断面に腐食は見られず, 破断状況が伸びや絞りのない脆性破壊であったことから, 実構造物の破断鉄筋の特徴と合致していた.

図-25にSEM観察による鉄筋破断面観察結果を示す. 図の左側に実損傷の模式図⁸⁾および破断面¹⁾を示し, 右側に本実験の破断面を示すことで比較している.

まず, 曲げ加工時に発生したと考えられる①の一次亀裂および初期亀裂部分は, 実構造物, 供試体ともに延性破面を生じており, 曲げ加工部内側から500μmまでの位置でせん断破壊の様相を呈していた.

次に膨張圧力によって一次亀裂が進展したと考えられる②の二次亀裂および破面領域1は, ともに脆性破面を呈していた. 一次亀裂と二次亀裂を合わせた範囲は, 実損傷で5mm前後, 本実験では4.6mmであり, ほぼ同様の範囲であった.

さらに, ③に示すように, 本実験の破断面において破面領域1と破面領域3の境界に帯状のわずかな範囲(破面領域2)で延性破面であるディンプルパターンが確認された. これは, 実損傷においても同様の位置で確認されており, この延性破面は一旦亀裂の進展が停止したと考えられる圧縮残留応力域付近で発生していたとの報告がされていた⁸⁾. したがって, 本実験においても膨張の途中段階で亀裂の進展が一旦停止し, ディンプルパターンが得られたと考えられる.

最後に, 三次亀裂および破面領域3の破断面はともに再び脆性破面を呈していた. これは二次亀裂と三次亀裂の境界で一旦亀裂の進展が停止した後, 膨張圧力の増加によって鉄筋の引張強度を超えたため, 破断に至ったと考えられる.

以上の結果より, 本実験での鉄筋曲げ加工部の破断面は実損傷での鉄筋破断面と同様の破面性状を有しており, 実損傷と同一の鉄筋破断状況であったと考えられる.

5. 鉄筋破断メカニズム

以上の検討より, 図-26に鉄筋破断メカニズムの概要図を示し, 実験結果に基づいた鉄筋破断に対するメカニズムとその主要因について述べる.

図-26に示すように, 鉄筋破断の生じたcase7の試験条件は, 施工時要因と進展要因に分けることができると考

表-7 腐食結果

case8	平均 (mm)	公称重量 (g)	腐食後重量 (g)	腐食減量 (%)
現行D16	100.5	156.8	144.45	7.9
旧D16	101.8	158.8	140.46	11.5
	102.7	160.3	144.6	9.8
現行D10	97.2	54.5	48.75	10.5
	104.1	58.3	51.66	11.4
	101.8	57.0	46.62	18.2

※公称単位重量 D10 : 0.56 kg/m D16 : 1.56 kg/m

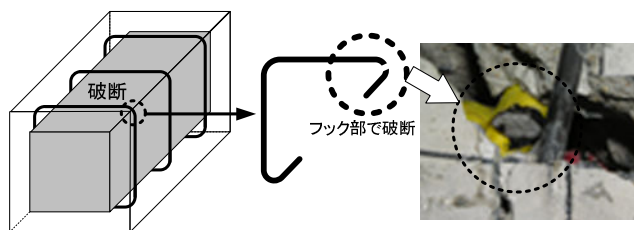


図-24 鉄筋破断位置

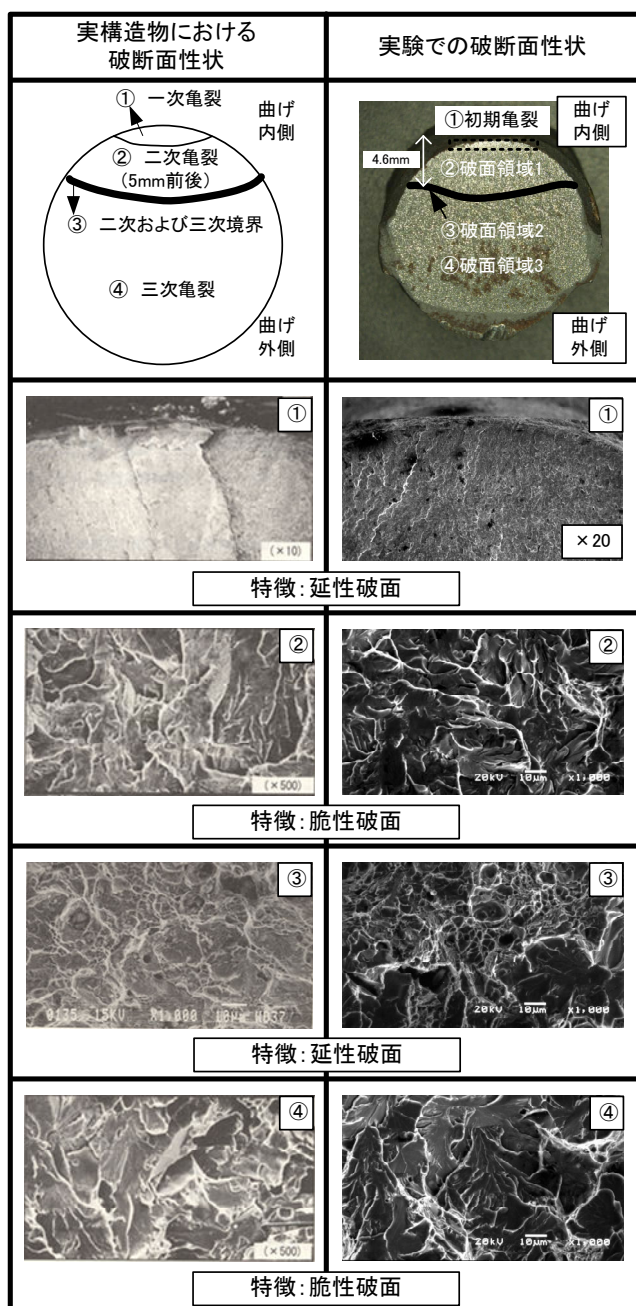
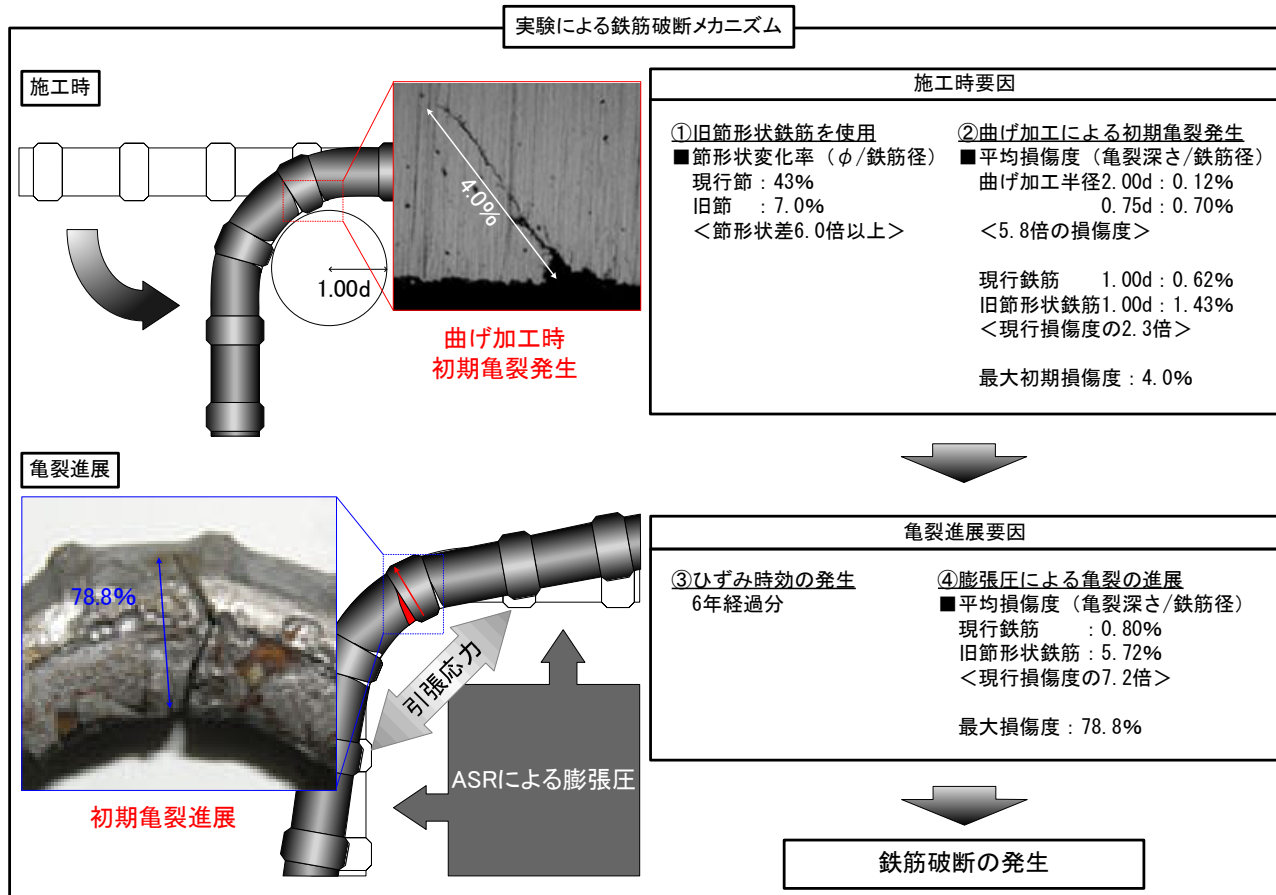


図-25 鉄筋破断面比較調査¹⁾⁸⁾



図－26 鉄筋破断メカニズム

えられる。施工時要因は、①旧節形状鉄筋の使用、②曲げ加工による大きな初期亀裂の発生、進展要因は、③ひずみ時効の発生、④膨張圧による亀裂の進展、に分けられ、構造物作成時の要因と構造物内部での要因が組み合わさることで、鉄筋破断が生じると考えられる。

施工時要因

①旧節形鉄筋の使用

鉄筋の節形状測定結果では、鉄筋径に対する節変化部の直径の比は、図－26に示すように、現行鉄筋に対して旧節形状鉄筋での節形状変化位置が1/6と小さく、旧節形状は曲げ加工時に応力集中が生じやすい形状であった。

そのため、旧節形状のように節形状変化率が10%に満たないような節形状をしている場合には特に初期損傷の発生する可能性が高いと考えられる。

②曲げ加工による大きな初期亀裂の発生

図－26の②に示すように、同じ鉄筋径で曲げ加工半径の違いによる損傷度を比較した結果では、規定値の曲げ加工半径2.00dに対して0.75dでは平均値で5.8倍の損傷度となった結果が得られていることから、曲げ加工半径が規定の2.00dを下回るほど鉄筋破断への影響が大きいことが示唆された。また、曲げ加工半径1.00dでの比較結果から、初期亀裂損傷度は、旧節形状では現行鉄筋の平均損傷度の2.3倍となった。

したがって、旧節形状鉄筋を用いて曲げ加工半径が2.00dを下回る加工を行った場合には、曲げ加工部内側に大きな初期亀裂が発生し、鉄筋破断への影響が大きくなるといえる。

進展要因

③ひずみ時効処理

本実験では、加熱処理を行うことによって常温で6年に相当するひずみ時効を与えた。既往の検討より²⁾、ひずみ時効による鉄筋の脆化が生じることにより、引張強度や伸びといった鉄筋の性質の低下が明らかになっていることから、曲げ加工部の時効硬化は鉄筋破断を助長していると考えられる。

④膨張圧による亀裂の進展

今回の実験では、膨張コンクリートを用いて短期間でASR膨張をある程度模擬できており、鉄筋破断に関しては膨張期間よりも膨張圧力の影響が大きいと考えられる。

また、図－26の④に示すように、亀裂の進展に関しては、旧節形状鉄筋で曲げ加工半径1.00dの場合、平均損傷度が現行鉄筋の平均損傷度の7.2倍、最大損傷度においては78.8%と大きく進展しており、進展後の亀裂に関しても旧節形状鉄筋での損傷が著しいといえる。

最終的に、膨張圧力が限界値に達した場合、曲げ加工部において鉄筋破断が発生すると考えられる。

既往の研究では、鉄筋の腐食や遅れ破壊（例えば水素脆化）が影響する可能性が指摘されていたが¹⁾、本実験の結果より、それらの影響が無い状況でも実構造物における鉄筋破断が模擬できたと考えられる。

したがって、以上の検討を考慮した結果、実構造物内部で鉄筋破断が発生するための要因として、1) 節形状変化率10%未満の鉄筋（旧節形状鉄筋）の使用、2) 曲げ加工による大きな初期亀裂の発生、3) ひずみ時効による脆化、4) ASR膨張量、の影響が大きいことが示唆されたと考えられる。

6. まとめ

今回、コンクリート供試体を用いてアルカリ骨材反応による鉄筋破断を模擬した実験を行うことにより以下の結果が得られた。

- (1) 反応性骨材を用いた実験⁴⁾と膨張コンクリートでの鉄筋ひずみの進展傾向を比較した結果から、鉄筋曲げ加工部が最初に降伏すること、曲げ加工部降伏時点での鉄筋直線部でのひずみが1000 μ 程度であったことが一致していたため、本実験はASRが生じたコンクリート内部での鉄筋の損傷挙動をある程度再現できたといえる。
- (2) 現行鉄筋と旧節形状鉄筋の損傷度を比較した結果、旧節形状鉄筋において、初期亀裂では現行の平均に対して2.3倍、進展後亀裂では現行の平均に対して7.2倍の損傷度であったため、旧節形状鉄筋での初期損傷および進展後の損傷が特に著しいことが判明した。
- (3) 亀裂の進展は、ある特定の亀裂のみが進展していく傾向にあった。進展の確認された6本の亀裂のうち5本が曲げ加工部のほぼ中央に位置する節Ⅲの位置において発生していたため、亀裂の進展は節Ⅲの位置において特に顕著であることが判明した。

(4) 破断面調査結果より、本実験での鉄筋破断面は、実構造物で発生していた鉄筋破断面と同様の破面性状を有しており、本実験は実構造物での鉄筋破断状況を模擬できたといえる。

(5) 本実験結果より、鉄筋破断が生じるために特に影響の大きい要因としては、1) 節形状変化率10%未満の鉄筋（旧節形状鉄筋）の使用、2) 曲げ加工による初期亀裂発生、3) ひずみ時効による脆化、4) ASR膨張量、であることが示唆された。

参考文献

- 1)土木学会：アルカリ骨材反応対策小委員会報告書，コンクリートライブラリー124，2005.8
- 2)幸左賢二，川島恭志，眞野裕子，佐々木一則：アルカリ骨材反応による鉄筋破断メカニズム推定のための材料試験，構造工学論文集，Vol.52A，pp.951-958 2006.3
- 3)眞野裕子，幸左賢二，松本茂，橋場盛：曲げ加工部での鉄筋損傷メカニズムの検討，コンクリート工学年次論文集，Vol.26，No.1，pp.963-968，2004
- 4)鳥居和之，池富修，久保善司，川村満紀：ASR膨張によるコンクリート構造物の鉄筋破断の検証，コンクリート工学年次論文集，Vol.23，No.2，pp.595-600，2001.6
- 5)九州橋梁・構造工学研究会，膨張材の特性とその応用に関する研究分科会：高膨張材料の特性とその応用，平成11年7月
- 6)Hundy, B.B. : J. Iron Steel Inst, 178(1954)
- 7)鳥取誠一，神野嘉希，北後征雄，宮川豊章：鉄筋腐食からみた既設鉄道高架橋の耐久性評価，コンクリート構造物のリハビリテーションに関するシンポジウム論文集，pp.49-54，1998.10
- 8)鳥居和之，樽井敏三，大代武志，平野貴宣：能登半島のASR劣化構造物に関する一考察，コンクリート工学年次論文集，Vol.28，No.1，pp.779-784，2006

(2006年9月11日受付)