

論文 ASR 膨張ひび割れを模擬したコンクリートと鉄筋の付着特性

山本 貴士^{*1}・成清 公平^{*2}・服部 篤史^{*3}・宮川 豊章^{*4}

要旨：鉄筋破断の生じた ASR 劣化構造物において鉄筋の付着・定着機能が十分発揮されない場合、構造物の耐荷性能が低下する可能性がある。本研究では、ASR 劣化コンクリートと鉄筋の付着特性を明らかにすることを目的として、膨張コンクリートを利用して ASR 膨張ひび割れを想定したひび割れを導入したコンクリートと鉄筋の付着挙動を、カンチレバー型供試体の引抜き試験をもとに検討した。その結果、付着割裂破壊における平均付着強度は、断面の鉄筋位置を通過する膨張ひび割れの存在で低下し、膨張ひび割れを鉄筋周囲のコンクリートの引張強度の低下とみなして推定できる可能性が示された。

キーワード：アルカリ骨材反応，膨張ひび割れ，付着割裂破壊，平均付着強度

1. はじめに

近年、アルカリ骨材反応(以下、ASR)による劣化を受けた RC 構造物の一部で鉄筋破断の被害が報告された。RC 構造は、コンクリートと一体化した鉄筋が主として引張材として機能することでその力学的性能を発揮する。しかし、ASR 劣化した部材でコンクリートが膨張にともなう劣化損傷を受けると鉄筋とコンクリートの付着性能が低下し、さらに鉄筋破断をともなう場合には鉄筋の十分な定着性能が発揮されず耐荷性能が低下することも予想される。

そこで本研究では、膨張コンクリートを用いて ASR 膨張ひび割れを想定したひび割れを導入した供試体中の鉄筋に対して引抜き試験を行い、膨張ひび割れが鉄筋の付着・定着特性に与える影響を明らかにすることを目的とした。

2. 実験概要

2.1 供試体

供試体の形状・寸法および配筋状況を図-1 に示す。幅×高さ=200×300mm の矩形断面を有する全長 400mm あるいは 500mm のカンチレバー

型引抜き供試体とした。引抜き対象の鉄筋は、断面最外縁隅角部に位置する主筋を想定した D19(SD295A)と、せん断力を受ける棒部材のウェブ域に位置するせん断補強筋を想定した D10(SD295A)とした。これらの鉄筋は、D19 供試体で隅角部に 4 本、D10 供試体で断面短辺中央上下縁に 1 本ずつ(合計 2 本)配置した。いずれも最小かぶり $c_u=25\text{mm}$ で配置し、鉄筋径 d との比 (c_u/d)は、それぞれ 1.31(D19), 2.62(D10)である。引抜き対象鉄筋周囲は W/C=0.63 の普通コンクリートとし、図-1 の断面上辺が打設面となるように打設(水平筋)した。

なお、D19 供試体は、既往の付着割裂強度算定式¹⁾によると、健全状態において鉄筋は降伏せずコーナースプリット型の付着割裂破壊に至る。また、D10 供試体は、基本定着長算定式²⁾によると、後述 2.2(3)のいずれの付着試験区間長さにおいても健全状態で鉄筋が降伏する。

2.2 実験要因

(1) 膨張ひび割れの模擬

膨張ひび割れを導入した供試体の断面を図-1

*1 京都大学大学院 工学研究科社会基盤工学専攻 助教 博士(工学) (正会員)
 *2 京都大学大学院 工学研究科社会基盤工学専攻
 *3 京都大学大学院 工学研究科都市環境工学専攻 准教授 博士(工学) (正会員)
 *4 京都大学大学院 工学研究科社会基盤工学専攻 教授 工博 (正会員)

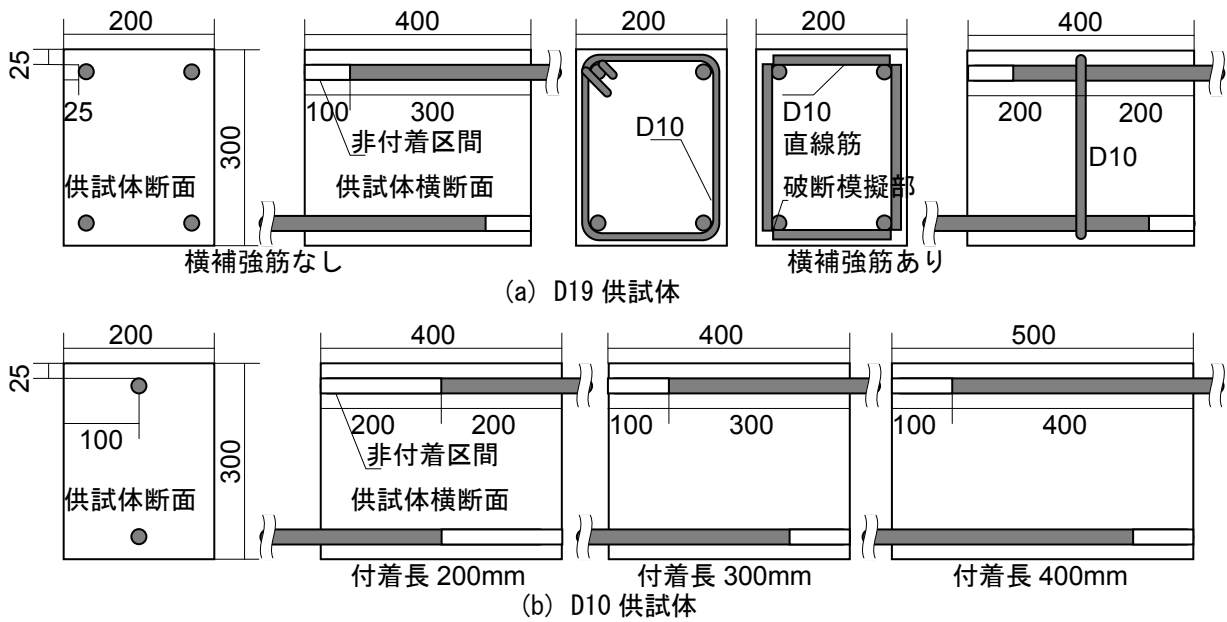


図-1 供試体形状・寸法および配筋状況 (単位: mm)

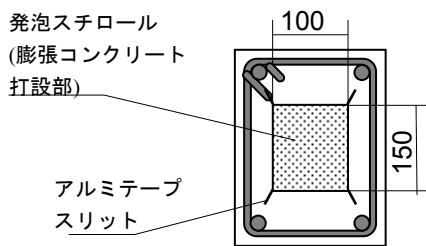


図-2 膨張ひび割れ模擬供試体の断面

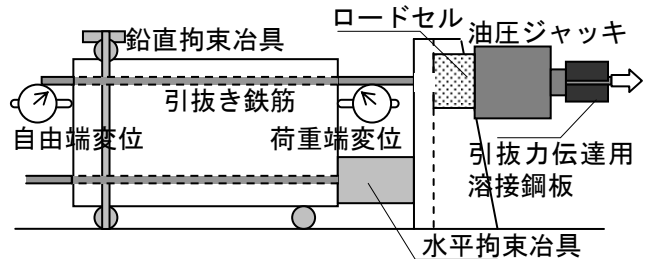


図-3 引抜き載荷装置の概要

2に示す。既往の研究の手法³⁾を参考に、打設時に、幅×高さ=100×150mmの発泡スチロールを配置して中空の矩形断面外郭部を作製した。発泡スチロールを削り貫いた中空部分に膨張コンクリート(膨張材のセメント内割り置換 25%, W/B=0.63)を打設し、膨張ひび割れを模擬した。鉄筋周辺に膨張ひび割れを誘導するために矩形発泡スチロールの四隅(D19 供試体)または短辺中央部(D10 供試体)に鉄筋方向へのアルミテープスリットを設けて意図的に膨張ひび割れを断面鉄筋位置に発生させた。

本手法によるひび割れは、供試体のコアの部分から鉄筋位置を通過して供試体表面に現れる形態である。かぶりに比べてコア部分のひび割れが軽微であり、また主要なひび割れ以外にも多数のひび割れが発生していると考えられている。実際の ASR 膨張ひび割れを適切に表現できているかどうかについては議論の余地がある。しか

し、ASR 膨張が鉄筋に拘束されることによって鉄筋周囲の鉄筋軸方向に卓越したひび割れが発生することが多い実態に着目し、そのようなひび割れの性状の中でも付着に対して厳しい条件となる可能性を想定して本手法を適用した。

(2) 横補強筋および隅角部の破断の模擬

D19 供試体には、横補強筋として D10 スターラップ(SD295A)を供試体軸方向中央に配置(面積比 0.18%)した。横補強筋隅角部の破断が主筋の付着特性に与える影響を検討するため、図-1(a)に示すように D10 直線筋を組み合わせて隅角部の破断を模擬したものも作製した。

(3) 付着試験区間長さ

D10 供試体では、引抜き鉄筋が降伏するまで機能するのに必要な定着長を検討するため、付着試験区間長さ 200, 300, 400mm を設定した。

以上の実験要因を有する供試体の一覧を、後述 3.の実験結果一覧とともに表-1 に示す。

表-1 供試体および実験結果一覧

| 膨張ひび割れ | 鉄筋径 | 横補強筋比 (%) | 横補強筋破断模擬 | 付着試験区間長さ (mm) | ひび割れ幅 (mm) | 最大荷重 (kN) | 平均付着強度 (N/mm ²) | 破壊形式 |
|--------|-----|-----------|----------|---------------|------------|-----------|-----------------------------|------|
| 無 (健全) | D19 | 0.00 | 無 | 300 | / | 84.9 | 4.72 | 付着割裂 |
| | | 0.18 | 無 | | | 84.5 | 4.69 | 付着割裂 |
| | | | 有 | | | 74.9 | 4.16 | 付着割裂 |
| | D10 | 0.00 | 無 | 200 | | 31.3 | 5.07 | 鉄筋降伏 |
| | | | | 300 | | 26.6 | 2.87 | 鉄筋降伏 |
| | | | | 400 | | 29.2 | 2.37 | 鉄筋降伏 |
| 有 | D19 | 0.00 | 無 | 300 | 0.71 | 34.9 | 1.94 | 付着割裂 |
| | | 0.18 | 無 | | 0.55 | 40.4 | 2.24 | 付着割裂 |
| | | | 有 | | 6.25 | 22.5 | 1.25 | 付着割裂 |
| | D10 | 0.00 | 無 | 200 | 5.71 | 10.4 | 1.73 | 引抜け |
| | | | | 300 | 7.30 | 6.60 | 0.73 | 引抜け |
| | | | | 400 | 5.20 | 10.6 | 0.88 | 引抜け |

2.3 引抜き載荷試験および測定項目

引抜き載荷装置の概要を図-3に示す。鉄筋をセンターホール型油圧ジャッキに通し、鉄筋の端部に鋼板2枚を溶接して定着し、引抜き力を与えた。載荷は荷重端変位で制御し、約0.05mm毎に計測しながら変位を漸増させた。引抜き荷重、自由端変位および荷重端変位を測定した。

3. 実験結果および考察

膨張ひび割れ幅測定結果および引抜き載荷実験結果の一覧を表-1に示す。ひび割れ幅は、膨張停止後、コア部から断面の鉄筋位置を通過し、供試体表面に現れた軸方向ひび割れに対しておよそ50mm間隔で約7点測定し平均値とした。また、平均付着強度は、最大荷重を付着区間の鉄筋表面積で除した区間平均の付着強度とした。

膨張コンクリートの打設後、供試体の底面が養生シートに拘束された状態で膨張ひび割れを導入していたためあつて、供試体表面に達する膨張ひび割れは主に打設面側に現れた。また、D19供試体では、1本の引抜き載荷にともなう割裂ひび割れが隣の鉄筋周囲のコンクリートまで達したため、2本目の引抜き試験ができなかった供試体があつた。したがって、表-1の実験結果は打設面側の片側1本の鉄筋について示した。

3.1 膨張ひび割れ

膨張ひび割れの状況が写真で容易に確認でき

る横補強筋破断有のD19供試体の載荷前の膨張ひび割れ状況を、一例として写真-1に示す。いずれの膨張ひび割れ供試体においても、膨張ひび割れは多少枝分かれする部分はあつたものの、ほぼ引抜き対象の鉄筋に沿って発生した。D19供試体の横補強筋破断有および横補強筋のないD10供試体ではひび割れ幅が5mmを超えた。膨張ひび割れの幅のみに着目してASR劣化度調査の一例⁴⁾に照らし合わせると、きわめて劣化の著しい状態を模している。ただし、D19横補強筋無の供試体のひび割れ幅(0.71mm)は、引抜き対象鉄筋以外の場所で発生した膨張ひび割れの影響によって膨張力が開放されたとみられ、横補強筋破断無の値(0.55mm)と同程度となっている。

D19供試体では、横補強筋の破断を模擬した方(6.25mm)が、破断無(0.55mm)よりもひび割れ幅が大きい。破断模擬による膨張ひび割れに対する拘束力の低下が影響しているようである。しかし、今回はあらかじめ横補強筋に不連続部分を設け、そこに意図的に膨張ひび割れを誘導する手法であるため、膨張が一因となって横補

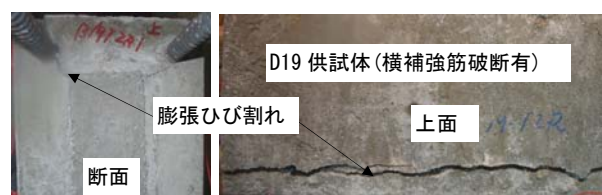


写真-1 載荷前の膨張ひび割れ状況

強筋が破断し、膨張ひび割れに対する拘束が減少すると考えられる実際の ASR 劣化と異なり、付着長のほぼ全長かつ鉄筋の全周にわたってひび割れが発生する、付着に対して厳しい条件になっている可能性がある。

3.2 荷重－自由端変位関係および破壊形式

D19 供試体の荷重－自由端変位関係を図-4 に、横補強筋破断有供試体の載荷後の付着割裂ひび割れ状況を写真-2 に示す。

いずれの供試体においても鉄筋は降伏せず、コーナースプリット型⁵⁾の付着割裂破壊に至った。膨張ひび割れ無(健全)の供試体では、付着割裂ひび割れが発生して最大荷重となり、自由端変位が急増する挙動を示した。膨張ひび割れを有する供試体においても、膨張ひび割れ以外の部分に付着割裂ひび割れが発生して同様の挙動を示した。しかし、最大荷重が低下しており、鉄筋に沿った膨張ひび割れがあらかじめ存在することで引抜きに対する抵抗が減少したと考えられる。ただし、先述のように、かぶり内で鉄筋位置から表面の拘束が小さい領域に向かってひび割れが大きくなる実際の ASR 劣化と異なり、模擬した膨張ひび割れは、鉄筋位置を付着長のほぼ全長にわたってひび割れが貫通し、付着に対して厳しい条件となっている可能性がある。したがって、今回の表面で観察されるひび割れ幅に対する最大荷重の低下は、同一の ASR ひび割れ幅の場合よりも大きい可能性がある。

横補強筋無と横補強筋破断無の供試体の最大荷重は、ほぼ同程度となった。横補強筋の面積比は 0.18% と一般的であるが、付着試験区間の中央に一組だけ配置した状況では、付着割裂ひび割れ発生後の進展抑制⁵⁾に大きな効果がなく、付着割裂強度の増加に対して影響が小さかったと考えられる。一方、横補強筋破断有の方が、破断無よりも最大荷重が小さくなった。破断模擬部分で部分的に小さくなった拘束によって、破壊が局所的に進展した可能性がある。

D10 供試体の荷重－自由端変位関係を図-5 に示す。膨張ひび割れ無(健全)の供試体では、い

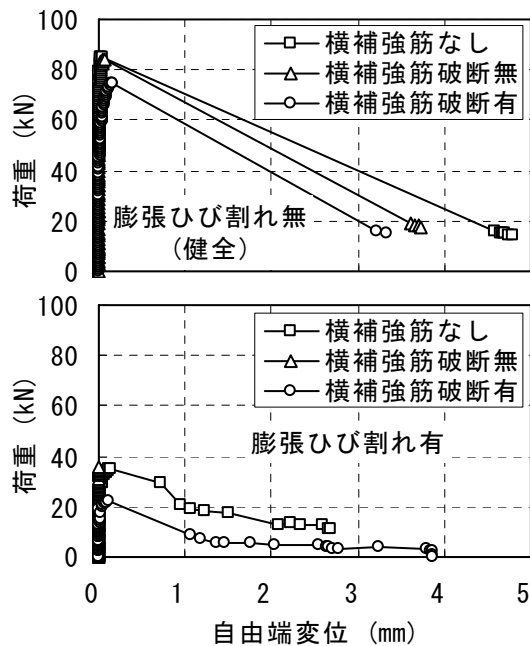


図-4 荷重－自由端変位関係 (D19 供試体)

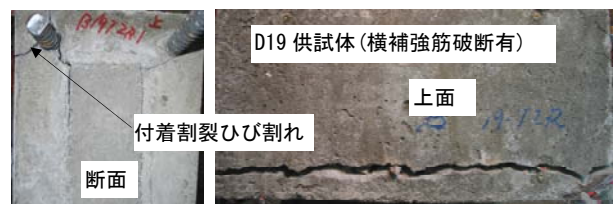


写真-2 載荷後の付着割裂ひび割れ状況

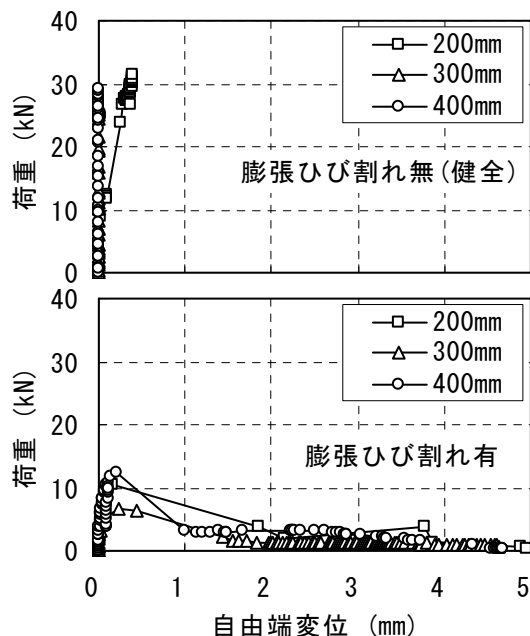


図-5 荷重－自由端変位関係 (D10 供試体)

ずれも鉄筋が降伏した。これに対し、膨張ひび割れ有の供試体では、付着割裂ひび割れは発生せず、いずれも鉄筋が降伏しない引抜け型の破

壊となった。また、鉄筋の降伏時を最大荷重とした膨張ひび割れ無(健全)の供試体に比べ最大荷重が低下した。鉄筋径に対する相対的な膨張ひび割れ幅は、D19 よりも D10 の方が大きかった。このため、割裂破壊をとまなうまでのリングテンションが鉄筋周りに生じず、鉄筋が降伏するまでの荷重に至らずに引抜けたと考えられ、膨張ひび割れ幅と定着長の関係を見出すことはできなかった。ひび割れ幅の小さい状態での検討が必要であるが、前述のように、模擬したひび割れと実際の ASR 膨張ひび割れによる鉄筋周囲のひび割れの相違を考慮しなければならない。

3.3 平均付着強度

付着割裂破壊を生じた D19 供試体の平均付着強度を、既往の平均付着割裂強度の算定式¹⁾に膨張ひび割れの影響を取り入れて算定することを試みた。横補強筋を有し、コーナースプリット型の付着割裂破壊を生じる場合の平均付着割裂強度 τ_{max} は式(1)で表される。

$$\tau_{max} = \left(0.307b_i + 0.427 + 24.9 \left(\frac{A_w \sqrt{2}}{s \cdot N \cdot d} \right) \right) \sqrt{\frac{100f'_c}{9.8}} \quad (1)$$

ここに、 A_w ：一組の横補強筋断面積 (2-D10)

s ：横補強筋間隔 (400mm)

N ：鉄筋本数 (2)

(以上の()内は D19 供試体の値)

また、割裂パターンを判定する係数 b_i ¹⁾は、今回の供試体で、コーナースプリット型の付着割裂に相当し、 $b_i=4.12$ になる。一般に平均付着強度は付着区間長さの増大にともない低下するが、式(1)では付着区間長さは考慮されていない。本式の導出のもとになった実験は、付着区間長さ L と鉄筋径 d の比(L/d)が 20 以上であるのに対し、本供試体は 16 である。このため、式(1)による τ_{max} は、 L/d の小さい本実験の供試体諸元を用いた場合、実験値よりも小さくなる傾向を有している。

膨張ひび割れの影響を鉄筋周辺のコンクリート強度特性の低下とみなし、以下の 2 通りの方法によって式(1)中の圧縮強度に反映させて τ_{max}

表-2 平均付着強度算定に用いた諸強度

| 膨張率 (%) | | 0.00 | 0.25 | 0.50 |
|---------|----------------------------|------|------|------|
| 圧縮 | 残存率 | 1.00 | 0.70 | 0.70 |
| | 圧縮強度 (N/mm ²) | 37.4 | 26.2 | 26.2 |
| 引張 | 残存率 | 1.00 | 0.60 | 0.45 |
| | 引張強度 (N/mm ²) | 2.57 | 1.54 | 1.16 |
| | 圧縮強度* (N/mm ²) | 37.4 | 17.3 | 11.3 |

*: 式(2)を用いて引張強度から算出

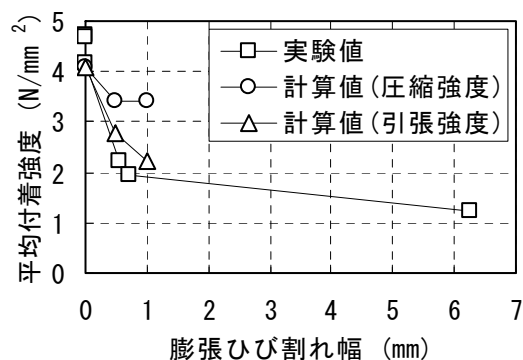


図-6 平均付着強度-膨張ひび割れ幅関係

を算出した。まず、ASR 膨張劣化を受けたコンクリートの圧縮強度の残存率⁶⁾をもとに各膨張率に相当する圧縮強度を算出し、式(1)に代入して求めた。膨張率 0.00(健全)時の圧縮強度は 37.4N/mm² で、これから式(2)を用いて健全時の引張強度を求めた。ASR 膨張劣化を受けたコンクリートの引張強度 f_t の残存率⁶⁾をもとに、同じく各膨張率に相当する引張強度を算出した。この各膨張率に対応する引張強度を式(2)にて圧縮強度に変換したものを式(1)に代入して τ_{max} を求めた。ASR 劣化コンクリートに対する式(2)の関係の成立には、検討の余地がある。しかし、膨張にともなう強度低下が、定性的に圧縮強度よりも引張強度の方が大きい⁶⁾とされている ASR 劣化に対して、圧縮強度で表現されている既往の付着強度式を適用するにあたり、引張強度低下の影響を取り入れるため、ここでは一手法として式(2)による変換を行った。以上の τ_{max} 算出に用いたコンクリートの諸強度を表-2 に示す。

$$f'_c = (f_t / 0.23)^{3/2} \quad (2)$$

平均付着強度の実験値と上述の方法による計算値を膨張ひび割れ幅で整理し図-6 に示す。膨張率をもとに算出している計算値をひび割れ幅

で整理するにあたって、以下の仮定を用いた。すなわち、ひび割れ以外の部分のコンクリートは一切膨張せず、断面の鉄筋位置を通過して供試体上面(幅 200mm)に鉄筋に沿ったそれぞれ 0.5mm, 1.0mm 幅のひび割れが 1 本現れた場合を、0.25%(0.5mm/200mm), 0.50%(1.0mm/200mm)の膨張率とした。ただし、実際には複数のひび割れを含んで全体の膨張率になることから、本来は膨張率とひび割れ幅(あるいはひび割れ密度)の関係が整理されて用いられるべきである。

実験値では、断面の鉄筋位置を通過し、供試体表面にひび割れが現れると、ひび割れ幅が小さくても平均付着強度は大きく低下している。一方、算定値では、ASR 膨張にともなう引張強度の低下は圧縮強度よりも大きいことから、引張強度から変換した圧縮強度を用いて算定した平均付着強度の低下が大きく、実験結果の低下傾向をよく捉えている。すなわち、鉄筋周囲に生じた膨張ひび割れの影響を、コンクリートの引張強度の低下とみなすことによって、膨張ひび割れを有するコンクリートと鉄筋の付着強度を表現できる可能性がある。

さらに、この付着強度算定手法の利用によって、設計段階で期待されている部材の耐荷メカニズムや破壊モードを崩す付着・定着構造細目の限界状態を、ASR 劣化度との関係において定量化できる可能性がある。ただし、今回は実際の ASR 膨張ひび割れに比べて、断面内のひび割れの進展経路、ひび割れ幅等の点において、付着に対して厳しい条件に相当する可能性のある状況を模擬した実験値と算定値の比較であるため、実際の ASR 劣化コンクリートを用いた実験結果を含め、算定手法の精度向上が必要である。

4. 結論

以下に、本研究の範囲内で得られた主な結果をまとめて結論とする。

(1) 鉄筋が降伏せずに付着割裂破壊に至る条件において、断面の鉄筋位置を通過して供試体表面に現れる鉄筋に沿った膨張ひび割れが

存在すると、平均付着強度は大きく低下する。

- (2) 断面の鉄筋位置を通過して供試体表面に現れる鉄筋に沿った膨張ひび割れの幅が鉄筋径に対して相対的に大きくなると、健全時に鉄筋が降伏する付着長さを有していても、鉄筋降伏や付着割裂をともなわず引抜け破壊に至ることもある。
- (3) 鉄筋周囲に生じた膨張ひび割れの影響を、その幅を膨張率に換算し、それに相当するコンクリートの引張強度の低下とみなすことによって、膨張ひび割れを有するコンクリートと鉄筋の付着割裂破壊における平均付着強度を表現することが可能である。

本研究の一部は、国土交通省「道路政策の質の向上に資する技術研究開発」の研究課題「ASR 劣化構造物安全性能評価手法の開発(研究代表者：宮川豊章)」に対する研究費の援助を受けて実施したものであることを記し、謝意を表します。

参考文献

- 1) 藤井 栄, 森田司郎: 異形鉄筋の付着割裂強度に関する研究—第 2 報 付着割裂強度算定式の提案—, 日本建築学会論文報告集, 第 324 号, pp.45-53, 1983.2
- 2) 土木学会: 【2002 年制定】コンクリート標準示方書[構造性能照査編], pp.136, 2002.3
- 3) 眞野裕子, 幸左賢二, 合田寛基, 荒木 茂: ASR 構造物中における鉄筋の初期欠陥が破断に及ぼす影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.27, No.1, pp.769-774, 2005.6
- 4) 土木学会: アルカリ骨材反応対策小委員会報告書—鉄筋破断と新たなる対応—, コンクリートライブラリー124, pp.I-16, 2005.8
- 5) 藤井 栄, 森田司郎: 異形鉄筋の付着割裂強度に関する研究—第 1 報 付着割裂破壊を支配する要因についての実験結果—, 日本建築学会論文報告集, 第 319 号, pp.47-55, 1982.9
- 6) 土木学会: アルカリ骨材反応対策小委員会報告書—鉄筋破断と新たなる対応—, コンクリートライブラリー124, pp.II-82, 2005.8