鉄筋の腐食に起因するひび割れ性状とコンクリートの剥落危険性の評価

CRACKING BEHAVIORS CAUSED BY CORRODING BARS
AND RISK ASSESSMENT OF CONCRETE PEELING-OFF

篠原 保二*, 丸山 裕生**, 山下 海斗***, 南 正 樹****

Yasuji SHINOHARA, Hiroki MARUYAMA, Kaito YAMASHITA
and Jeongsoo NAM

Accelerated corrosion tests were conducted on concrete cylinders installing one reinforcement right in the center to estimate the splitting tensile strength before and after corrosion cracking and to assess the risk of concrete peeling-off. Test results indicated that the splitting tensile strength before cracking nearly didn't deteriorate due to an occasional stain of corrosion product, however, it gradually reduced after outflowing of corrosion product from a connected crack. A simple model was proposed to assess a retention factor of splitting tensile strength with increasing corrosion. Furthermore, a fracture energy of a cracked surface by corrosion was investigated through FE analysis.

Keywords Corroded steel bar, Corrosion crack propagation, Splitting tensile strength, Concrete peeling-off, Fracture energy

腐食鉄筋, 腐食ひび割れ進展, 割裂引張強度, コンクリートの剥落, 破壊エネルギー

1. はじめに

近年, かぶりコンクリートの剥落など鉄筋コンクリート(以下 RC と略す) 建造物の経年劣化に関する問題が顕在化している。特にコンクリート片の剥落は, 周囲の人に危害を及ぼす可能性があり, 緊急性を要する課題である。RC 建造物の構造性能に最も影響を及ぼす劣化要因は鉄筋腐食であるが, 鉄筋腐食膨張によるひび割れ進展挙動は, かぶりコンクリートの剥落に対しても甚大な影響を及ぼすと考えられる。筆者ら¹⁾は実物規模の断面 600×600 mm に主筋, 横補強筋を配した RC 柱を対象とし, 高さ 300 mm でカットオフした柱要素試験体を用いて, ひび割れ進展挙動を検討するために促進腐食実験を行った。促進腐食実験終了後, 腐食量の実測のために腐食鉄筋を取り出す際, 腐食生成物は主筋間及び横補強筋間に大量に残留しており, かぶりコンクリートはコア部から容易に剥離した。実際の RC 建造物の柱・梁部材においても, 内部鉄筋の腐食は, 腐食膨張によるリングテンションによってひび割れを誘発し, さらに主筋, 横補強筋に沿ったひび割れが連結することにより, かぶりコンクリートの一体性が損なわれ, 剥落の危険性が高まると思われる。しかしながら, 既往の鉄筋腐食に関する研究では, 表面ひび割れ発生時の限界腐食量を評価する研究が大多数^{2),3)}であり, カバーコンクリ

ートの剥落の危険性について検討した研究例は少ない。

本研究では, 知見が不足している表面ひび割れ発生前後の腐食量と腐食ひび割れ挙動の関係を検証するため, ひび割れ発生前後に設定した目標積算電流密度に対して, 腐食量の実測を行うとともに, 腐食鉄筋を取り出す際, 所定の割裂引張試験を行い, 腐食ひび割れ発生前後のひび割れ面に対する割裂引張強度の低下傾向を定量的に把握する。さらに, 腐食ひび割れに起因するかぶりコンクリート(コンクリート片)の剥落の危険性を評価する尺度として, 鉄筋の腐食量の増大に伴うコンクリートの割裂引張強度低下率を推定する式を提案する。前報⁴⁾のコンクリート表面の腐食ひび割れ幅から内部鉄筋の腐食量を推定する式と併せて, 計測が容易なコンクリート表面の腐食ひび割れ幅から, 内部鉄筋の腐食量, ひび割れ進展挙動および割裂引張強度低下率の推定が可能となり, 高経年化 RC 建造物の継続使用に対する安全性評価に資することができる。

2. 促進腐食実験

2.1 割裂引張試験体諸元

Table 1 に割裂引張試験体の諸元を示す。本研究の目的を達成するために, 実験結果のばらつきを考慮し, 設定した目標腐食レベル毎

* 東京工業大学未来産業技術研究所 准教授・博士(工学)

** 清水建設 修士(工学)

*** 東京工業大学環境理工学創造専攻 大学院生

**** 東京工業大学フロンティア材料研究所 研究員・博士(工学)

Assoc. Prof., Laboratory for FIRST, Tokyo Institute of Technology, Dr.Eng.
Shimizu Corporation, Master of Engineering
Grad. Stud., Dept. of Environmental Sci. and Tech., Tokyo Institute of Technology
Researcher, Laboratory for Materials and Structures, Tokyo Institute of Technology, Dr.Eng.

に繰返し数を3体とする促進腐食試験および割裂引張試験を行った。本試験体は、既往の柱要素試験体の促進腐食実験¹⁾において、かぶりコンクリートの剥落の要因となった横補強筋間の腐食ひび割れの一部を、Fig.1 に示すように模擬したものである。試験体寸法(直径150 mm, 長さ300 mm), 腐食対象の鉄筋 D16 およびコンクリート調合強度 Fc30 は共通であり、目標腐食レベルのみ変動要因である。柱要素試験体の促進腐食実験¹⁾における横補強筋間の腐食ひび割れを再現するため、鉄筋 D16 をシリンダーの中心軸に設置し、腐食ひび割れを誘導する軸心を対称に相対する50mm 幅以外は、エポキシコーティングによって防水処置を施した。ただし、エポキシコーティングが割裂強度に及ぼす影響を回避するために、試験体両端の割裂方向に幅50mm のテーピングをした後、エポキシコーティングを施し、割裂試験前にテーピングと共にエポキシを除去した。

変動要因である促進試験を終了する目標積算電流密度については、既往の実験結果¹⁾を参考に腐食生成物が表面に現れる積算電流密度を、100 mA・h/cm²とし、その前後で2段階の目標値を設定した。試験体名の最初のCはシリンダー(cylinder)試験体、次の数字はかぶり厚さ66 mm(D16の最大径18mm)、最後の数字が目標積算電流密度

Table 1 List of test specimens

Designation	Accumulated current density (mA・h/cm ²)	Number of specimen	Remarks
C66-0	0	3	Not corroded bar
C66-30	30	3	Slightly corroded bar
C66-100	100	3	Corrosion cracking
C66-200	200	3	Appreciably corroded bar
C66-400	400	3	Seriously corroded bar

Specimens in bold letter are expected to crack in the surface.

Fig.1 Simplified specimens cut off from previous column specimens

を示している。試験体に用いたコンクリートの調合を Table 2 に、フレッシュコンクリートおよび打設後28日の力学特性を Table 3 に示す。コンクリートはすべて縦打ちとした。

Table 2 Mix proportions

Design strength	W/C (%)	Cement (kg/m ³)	Water (kg/m ³)	Fine Aggregate (kg/m ³)	Coarse Aggregate (kg/m ³)	Admix. (kg/m ³)
Fc30	60.0	314	188	729	1025	1.20

Table 3 Mechanical properties of materials

Designation	slump (cm)	Air content (%)	Compression strength (N/mm ²)	Young's modulus (N/mm ²)
C66	12.0	3.5	28.6	24600

2.2 促進腐食試験方法

Fig.2 に促進腐食試験の概念図を示す。試験体は28日間の気中養生後、Fig.1 に示すエポキシ樹脂コーティングによる防水処置を施した。エポキシ樹脂硬化後、3%NaCl 水溶液に24時間浸漬し、鉄筋を陽極、水槽の底面に置いた銅板を陰極として、10Vの一定直流電圧による促進腐食試験を開始した。

測定項目は積算電流密度および表面ひび割れ幅である。積算電流密度に関しては、各鉄筋のリード線に2Ωの抵抗を接続し、この抵抗間の電圧を1時間ごとにデータロガーで計測した。この電圧から各鉄筋に導入される電流を算定し、促進試験期間中(約2.5か月間)における積算電流密度を随時求めた。

コンクリート表面の腐食ひび割れ幅の測定は、ひび割れの発生以降、分解能1/100mmのデジタルマイクロスコップを用いて適宜行った。ひび割れ計測位置は、ひび割れ幅が試験体長さ方向に一樣とはならないため、試験体長さ300mmを3等分し、各区間の最大ひび割れ幅を計測した。

Fig. 2 Overview of accelerated corrosion test

2.3 割裂引張試験方法

Table 1 に示す目標積算電流密度に到達した試験体は、JIS 試験方法²⁾に準拠した割裂引張試験を行い、腐食鉄筋を取り出した。割裂引張試験には、2000kN 万能試験機を使用した。本研究目的は、高経年化 RC 建造物の腐食ひび割れに起因するかぶりコンクリート(コ

ンクリート片)の剥落の危険性を評価し、剥落防止対策に資することである。それ故、剥落の主要因と考えられる腐食ひび割れ面の割裂引張強度を定量化し、剥落の危険性評価の尺度とするため、腐食ひび割れ面が割裂面となるように、Fig.3に示すように試験体を加圧板の間にセットし、割裂引張試験を行った。

Fig. 3 Overview of splitting tensile test

2.4 腐食鉄筋の質量測定方法

割裂引張試験によって取り出した腐食鉄筋は、10%クエン酸アンモニウム水溶液中に24時間浸漬させた。その後、ワイヤーブラシで腐食生成物を完全に除去した鉄筋腐食後の質量を計測し、健全時の質量と比較することによって各鉄筋の質量減少量を実測した。

3 促進腐食実験結果および考察

3.1 腐食鉄筋の質量減少量

Table 4に各腐食鉄筋の実測による腐食量として、単位面積当たりの質量減少量 W_{loss} (mg/cm²)および健全鉄筋からの質量減少率(%)をカッコ内に示す。さらにTable 4には、積算電流密度からファラデー則を用いて算出した質量減少量 W_{cal} (mg/cm²)、質量減少率(%)およ

Table 4 Comparison of measured and estimated corrosion rates

Designation	No.	W_{loss} mg/cm ² (%)	W_{cal} mg/cm ² (%)	W_{loss}/W_{cal}
C66-30 ¹⁾	1	21.4 (0.71)	31.3 (1.04)	0.68
	2	20.0 (0.66)	31.4 (1.04)	0.64
	3	18.1 (0.60)	31.3 (1.04)	0.58
	Ave.	19.8 (0.66)	31.2 (1.04)	0.63
C66-100 ²⁾	1	35.2 (1.17)	104 (3.47)	0.34
	2	75.5 (2.50)	104 (3.45)	0.73
	3	41.0 (1.36)	104 (3.47)	0.39
	Ave.	50.6 (1.67)	104 (3.46)	0.49
C66-200	1	117 (3.89)	210 (6.98)	0.56
	2	119 (3.96)	208 (6.91)	0.57
	3	122 (4.05)	209 (6.94)	0.58
	Ave.	119 (3.97)	209 (6.94)	0.57
C66-400	1	311 (10.3)	417 (13.8)	0.75
	2	311 (10.3)	416 (13.8)	0.75
	3	299 (9.95)	417 (13.9)	0.72
	Ave.	307 (10.2)	417 (13.8)	0.74

Note 1) Specimens of C66-30 indicate doubtful data because they were left for a while after accelerated corrosion tests.

Note 2) Specimens in bold letter are expected to crack.

び W_{loss}/W_{cal} の比率を示している。

腐食生成物が出現するひび割れ発生前の試験体 C66-30 の実測値 W_{loss} は理論値 W_{cal} の60%以上となっている。これは、目標積算電流密度に到達後も試験体を塩水槽に浸していたため、通電期間外に腐食が進行したこと起因しており、参考値である。前報⁴⁾と同様に、腐食ひび割れの発生後、かぶりコンクリートの抵抗が小さくなることによって、鉄筋を流れる電流量が多くなり、実測値は理論値に近づいている。前報のかぶり厚さがほぼ等しいR60矩形断面試験体と比較すると、腐食速度は若干速くなっている。これは、両方向から塩化物イオンが侵入していることと断面が小さいため、電気抵抗が減少したこと起因していると考えられる。

3.2 積算電流密度と腐食量の関係

前報⁴⁾で示したように、腐食速度はひび割れ発生前後で異なっていることが予想される。積算電流密度と鉄筋腐食量の関係をFig.4に示す。◇マーカーはひび割れ前、□マーカーはひび割れ発生時、○マーカーはひび割れ発生後の実測腐食量を示している。破線は、鉄筋腐食量は積算電流密度に比例するとして線形補間した場合の鉄筋腐食量の評価であるが、鉄筋腐食量を過大評価している。したがって積算電流密度から内部鉄筋腐食量を評価する場合、ひび割れ発生前後で腐食速度が異なることを考慮し、前報と同様にひび割れ発生時を折れ点とするバイリニアを用いて補間する。

Fig. 4 Corrosion rate behavior with increasing current density

3.3 腐食ひび割れの進展挙動

腐食量の最も大きいC66-400シリーズの最終ひび割れ性状の写真をFig.5に示す。両方向を塩水に暴露し、腐食ひび割れの誘導を試みたが、一方の暴露面にひび割れが発生すると、そのひび割れがほぼ直線状に進展・拡幅し、他方の暴露面にひび割れが発生することはなかった。

○ : Location of maximum crack width

Fig. 5 Final corrosion crack patterns for C66-400 series

腐食ひび割れ発生後も促進腐食を継続した試験体 C66-200 シリーズと C66-400 シリーズに関しては、マイクロスコープを用いて随時ひび割れ幅を計測した。ひび割れ幅と鉄筋腐食量の関係を Fig. 6 と Fig.7 に示す。左図は測定点 3 箇所の最大ひび割れ幅、右図は測定点 3 箇所の平均ひび割れ幅、各マーカーは測定点である。ひび割れ幅計測時の鉄筋腐食量については、バイリニア補間によって評価した。

前報⁴⁾の矩形断面のひび割れ挙動と比較するために、R60-400 シリーズの試験結果を Fig.8 に再掲する。ひび割れ発生時の腐食量は 50mg/cm² 程度とほぼ同じであるが、円形断面 C66-400 シリーズのひび割れの拡幅は矩形断面より大きい。これは、円形断面は矩形断面より断面積が小さく、腐食生成物を蓄積できる細孔部が少なくなるため、腐食生成物がひび割れ面により集中することに起因していると思われる。この理由により、前報の腐食ひび割れ幅から鉄筋腐食量を評価する実験式を提案する際、円形断面のデータを除外した。全試験体を通して、ひび割れ幅が 0.2 から 0.4mm 程度になると、腐食生成物が連結したひび割れを通して試験体外に流出するため、拡幅速度が低下しているのがわかる。

Fig. 6 Crack behaviors caused by corrosion for C66-200 series

Fig. 7 Crack behaviors caused by corrosion for C66-400 series

Fig. 8 Crack behaviors caused by corrosion for R60-400 series

4 割裂引張試験結果および考察

4.1 腐食鉄筋を有するコンクリートの割裂引張強度

Table-5 に腐食鉄筋を有するコンクリートの割裂引張強度を示す。割裂引張強度の算出は、通常の割裂引張試験⁵⁾に対する強度式(1)式を代用するが、鉄筋部（最大径 18mm）は考慮しない。

$$\sigma_t = \frac{2P}{\pi dl} \quad (1)$$

ここに、 σ_t は割裂引張強度 (N/mm²)、 P は最大荷重 (kN)、 d は鉄筋最外径を除いた 132mm、 l は試験体長さ 300mm である。Fig. 9 に

Table 5 Splitting tensile strength and corrected strength

Designation	No.	W_{loss} mg/cm ² (%)	Split strength σ_t (N/mm ²)	Corrected strength $\sigma_t(\text{corr.})$ (N/mm ²)
C66-0	1	0	1.43	—
	2	0	2.25	—
	3	0	1.64	—
	Ave.	0	1.77	—
C66-30	1	21.4 (0.71)	1.94	—
	2	20.0 (0.66)	1.55	—
	3	18.1 (0.60)	2.07	—
	Ave.	19.8 (0.66)	1.85	—
C66-100	1	35.2 (1.17)	1.73	—
	2	75.5 (2.50)	1.96	—
	3	41.0 (1.36)	1.85	—
	Ave.	50.6 (1.67)	1.85	—
C66-200	1	117 (3.89)	1.31	0.79
	2	119 (3.96)	1.29	0.77
	3	122 (4.05)	1.46	1.09
	Ave.	119 (3.97)	1.35	0.88
C66-400	1	311 (10.3)	1.04	0.25
	2	311 (10.3)	1.19	0.55
	3	299 (9.95)	1.21	0.59
	Ave.	307 (10.2)	1.14	0.46

Note; $\sigma_t(\text{corr.})$ is roughly estimated by a corrosion cracking surface.

Fig. 9 Relationship between splitting strength and corrosion rate

(1)式による鉄筋腐食量と割裂引張強度の関係をプロットしている。これらの図表からわかるように、腐食生成物がコンクリート表面に現れる積算通電量 $100\text{mA}\cdot\text{h}/\text{cm}^2$ (腐食量 1.67%) までは、腐食ひび割れが連続しているわけではなく、鉄筋腐食による割裂引張強度の低下はほとんど見られない。しかしながら腐食ひび割れが連結し、腐食生成物の流出が多くなる積算通電量 $200\text{mA}\cdot\text{h}/\text{cm}^2$ (腐食量 3.97%) で約 26%, 促進腐食試験終了の積算通電量 $400\text{mA}\cdot\text{h}/\text{cm}^2$ (腐食量 10.2%) で約 37% 低下している。

割裂引張試験後の代表的なひび割れ性状を Fig. 10 に示す。腐食ひび割れが表面に出現しなかった試験体を含め、割裂荷重線はすべて相対する暴露面の中央としたが、割裂ひび割れは腐食生成物の残留する腐食ひび割れと一致しており、その他の腐食ひび割れおよび割裂ひび割れは見られなかった。それ故、本研究では Fig.9 の割裂強度を腐食ひび割れ面における割裂引張強度として扱う。円形断面 C66 シリーズについては、Fig. 1 に示すように、2 方向から塩水を侵入する計画設計であったが、3.3 節で述べたように、実際には 1 方向のみから腐食生成物が流出したため、その方向を▼マークで示す。この図からわかるように、腐食生成物は、流出経路が定まるとその経路に集中し、反対側に侵入する腐食生成物の量は少なくなっている。したがって、前述の割裂引張強度は腐食ひび割れが表面に達した側 (腐食側) と反対側の腐食生成物がほとんど侵入しなかった側 (健全側) の割裂引張面の平均強度となるため、腐食ひび割れ面に対する割裂引張強度を過大評価していると考えられる。そこで、1) 式による割裂引張強度がほとんど変わらなかった腐食ひび割れ発生前の試験体 (Fig.9 の円形破線) の平均値を健全なコンクリートの割裂引張強度とし、健全なコンクリート (健全側) が負担する荷重分を差し引いて、腐食側に対する割裂引張強度 $\sigma_{t(\text{corr})}$ を推定した。Table 5 に $\sigma_{t(\text{corr})}$ として、また Fig. 9 に白抜きマークで示す。健全側に対して腐食側の割裂引張強度は、腐食量 3.97% で約 1/2, 腐食量 10.2% で約 1/4 に低下するが、実際には健全なコンクリートとみなした健全側にも、ある程度腐食生成物が侵入しているため、過小評価と考えられる。より詳細な腐食ひび割れ性状に応じた割裂強度に関しては 5 節の有限要素解析で検討する。

Fig.10 Traces of corrosion product after splitting off

4.2 鉄筋腐食量による割裂引張強度低下率の定式化

高経年化 RC 建造物の鉄筋腐食ひび割れに起因するかぶりコンクリート (コンクリート片) の剥落に関しては、鉄筋腐食量からかぶりコンクリートの剥落危険度を評価できるように、鉄筋腐食量による割裂引張強度低下を推定できる回帰式を提案する。鉄筋腐食に伴う割裂引張強度保有は、健全試験体の割裂引張強度を 1 とする比率で表現する。定式化は健全試験体で 1, 腐食量無限大で 0 となる関

Fig.11 Retention of splitting tensile strength with corrosion rate

数として、簡便な指数関数 $\exp(-ax)$ を使用する。Fig.9 の平均割裂引張強度 (黒塗り) および腐食部割裂引張強度 (白抜き) に対する回帰式は、それぞれ (2) および (3) 式となり、Fig.11 に示す。ただし、腐食ひび割れがコンクリート表面に現れる (腐食量 1.5%~2.0% 程度) までは割裂引張強度の低下は考慮する必要はない。

$$\gamma = \sigma_{t(\text{corr})} / \sigma_{t(\text{health})} = \exp(-0.05x) \quad (2)$$

$$\gamma = \sigma_{t(\text{corr})} / \sigma_{t(\text{health})} = \exp(-0.15x) \quad (3)$$

ここで、 $\sigma_{t(\text{corr})}$ は鉄筋腐食ひび割れにより低下した平均 (2) 式または腐食部 (3) 式の割裂強度 (N/mm^2)、 $\sigma_{t(\text{health})}$ は健全鉄筋時の割裂強度 (N/mm^2) および x は腐食量 (%) であり、相関係数は (2) 式で 0.84, (3) 式で 0.86 である。腐食量 10% まで、2 次式の回帰式で近似すると高い相関が得られるが、データ点数が少ないことや腐食量 10% 以上の推定ができないことから、簡便な式を提案した。

Fig.1 に示すような促進腐食後の柱試験体は、クレーンによる移動やタガネによる僅かな衝撃によってかぶりコンクリートが腐食ひび割れ面から剥落しており、腐食ひび割れ面の割裂強度 (引張強度) 低下がその要因であると推察できる。それ故、腐食ひび割れ面の割裂引張強度によって、かぶりコンクリートの剥落を直接評価することはできないが、Fig. 11 に示した腐食ひび割れ面の割裂引張強度低下割合は、剥落危険性を評価する際の尺度として使用することは可能と思われる。

5 有限要素解析による腐食ひび割れ面の割裂引張強度の検討

5.1 解析モデル

4 節で述べたように、補正後の腐食ひび割れ面に対する割裂引張強度は、腐食ひび割れが表面に現れなかった側はすべて健全部と仮定したため下限値と考えられる。実際の腐食ひび割れ部位の割裂引張強度は、補正前と補正後の間に存在すると考えるのが妥当である。そこで腐食ひび割れ面の割裂引張強度をより詳細に検討するため、有限要素解析を行う。ただし、実験結果は割裂時の最大荷重のみであるため、Table 5 の割裂引張強度を使用して、主に腐食ひび割れ面の破壊エネルギーについて考察する。解析対象試験体は健全試験体として C66-0, 30, 100 の割裂引張強度平均値 $1.82 \text{ kN}/\text{mm}^2$ と鉄筋腐食試験体として C66-400 (同 $1.14 \text{ kN}/\text{mm}^2$) の 2 種類である。

解析モデルを Fig.12 に示す。割裂引張試験体は対称性のため半分

のみを解析対象とし、平面応力要素を使用する。対称面はローラー支持とし、コンクリートの割裂引張試験の性質上、最も非線形性が集中する割裂面には、Fig.13 に示すバイリニア型引張軟化特性⁶⁾を有するインターフェース要素を設ける。鉄筋部のインターフェース要素は、コンクリートとの界面を想定して小さな引張強度 0.1 N/mm^2 、さらにひび割れ後の急激な荷重低下を避けるために、鉄筋とコンクリートのかみ合いを考慮してせん断保有 1 N/mm^2 を仮定した。これらの数値は鉄筋部が1割強と小さいため、解析結果に及ぼす影響も小さい。インターフェース以外のコンクリートに関しては、圧縮領域は Drucker-Prager (上昇域は土木学会の2次式⁷⁾、内部摩擦角は 10° ⁸⁾ とし、引張領域は Rankine による Tension-cutoff⁹⁾ を適用する。また、鉄筋と耐圧板は弾性係数 205000 N/mm^2 の線形要素とした。

Fig. 12 FE mesh and boundary condition for splitting tensile test

σ_B N/mm ²	$\varepsilon_{\max}$	E_c N/mm ²	σ_t N/mm ²	w_1 mm	w_2 mm	ν
28.6	-0.002	24600	1.82	0.044	0.2	0.2

G_f : Fracture energy, ν : Poisson's ratio

Fig. 13 Mechanical properties and analytical model for concrete

5.2 解析結果および考察

はじめに健全試験体の解析結果を Fig.14 に示す。荷重はいずれも 0.01 mm 増分の変位制御である。Table 5 に示した健全試験体の割裂引張強度と文献6)の引張軟化特性を用いることによって、割裂引張試験の最大荷重 113.5 kN を再現できている。また、同図には割裂面（インターフェース要素）以外のコンクリート要素を線形と仮定した解析結果を破線で示している。両者の挙動はほぼ同じであり、割裂面の非線形挙動、すなわち引張軟化特性が支配的であることがわかる。このことは、Fig. 15 に示す最大荷重時の最小主応力分布とひび割れひずみ分布からも推察できる。最小主応力の絶対値は荷重点直下の領域を除いて 10 N/mm^2 以下であり、ひび割れひずみも極めて小さい。

Fig. 16 に鉄筋腐食試験体 C66-400 の解析結果を示す。解析結果に大きく影響する引張軟化特性は次のように仮定した。(1) C66-400 の割裂引張強度 (1.14 N/mm^2 健全試験体の 63%) を使用するが、ひび割れ幅 (Fig.13 の w_1, w_2) は健全試験体と同じ ($0.63\sigma_t + 1.0w$) とすると、解析結果は実験値 71.1 kN より約 15% 大きく、破壊エネルギーを過大評価している。(2) 割裂引張強度の外に、対応するひび割れ幅 (Fig.13 の w_1, w_2) も同じ比率で低下 ($0.63\sigma_t + 0.63w$) させると、割裂引

Fig. 14 Comparisons of test and analysis for health specimen

Fig. 15 Minor principal stress and crack strain distribution at peak

Fig. 16 Comparisons of test and analysis for corroded specimen

張試験の最大荷重 71.1 kN とほぼ同じ結果が得られた。したがって、腐食ひび割れ面の破壊エネルギーについては、強度低下だけでなくひび割れ幅も考慮する必要があり、強度低下率の 2 乗で低下すると思われる。そこで、(2)の方針に従って、4 節で仮定した腐食ひび割れがコンクリート表面に現れた側の割裂引張強度を 0.46 N/mm^2 、反対側は健全とみなして 1.82 N/mm^2 とした解析結果 ($\sigma_i = 0.46 + 1.82$) を破線で示す。剛性は低下するが、最大荷重は実験値を上回り、整合性が悪い。最大荷重が実験値とほぼ同じとなる割裂引張強度の組み合わせは、腐食ひび割れ側で 0.91 N/mm^2 、健全側で 1.37 N/mm^2 となり、ひび割れが表面に達した腐食側の割裂引張強度は、ひび割れ幅 1 mm 強 (Fig.7 参照) で、健全時より約 50% 低下する結果となった。

さらに解析精度を向上するためには、破壊靱性試験による腐食ひび割れ面に対する破壊エネルギーなどのデータの蓄積が必要である。

6. まとめ

直径 150 mm、長さ 300 mm のコンクリートシリンダーの回転軸に鉄筋 (D16) を有する試験体の促進腐食試験を行い、腐食鉄筋を取り出す際、腐食ひび割れ面に対して割裂引張試験を行った。促進腐食試験中のひび割れ進展挙動および鉄筋腐食量と腐食ひび割れ面の割裂引張強度の関係を明らかにし、かぶりコンクリート剥落の危険性評価や剥落防止対策を行う際の指標として、腐食量の増大に伴うコンクリートの割裂引張強度低下率を推定する簡便な式を提案した。

主な結論を以下に示す。

- 1) 積算電流密度から鉄筋の腐食量を推定する場合、腐食速度はひび割れ発生前後で異なるため、ひび割れ発生時を折れ点とするバイリニアを用いて補間した。
- 2) 円形断面は矩形断面より断面積が小さく、腐食生成物を蓄積できる細孔部が少なくなるため、同じ腐食量に対する腐食ひび割れの拡幅は、矩形断面より大きくなった。
- 3) 鉄筋腐食による割裂引張強度は、腐食生成物がコンクリート表面に現れる腐食量 1.7% までは、腐食ひび割れが連続しているわけではなく、ほとんど変化はなかった。
- 4) 鉄筋腐食による平均割裂引張強度は、連結した腐食ひび割れを通して、腐食生成物の流出が多くなる腐食量 3.97% で約 26%、促進腐食試験終了の腐食量 10.2% で約 37% 低下した。

- 5) コンクリートの剥落の危険性評価や防止計画に資するため、鉄筋腐食量の増大に伴うコンクリートの割裂引張強度低下率を推定する簡便な式を提案した。
- 6) 腐食ひび割れは割裂面に対して、一様に進展するのではなく、偏在が見られたため、有限要素解析を用いて偏在の影響を検討した。
- 7) 割裂引張試験の力学挙動は、割裂面の引張軟化特性が支配的であり、腐食ひび割れ面に対しては、割裂引張強度だけでなくひび割れ幅も同じ割合で低減する必要がある。

前報⁴⁾のコンクリート表面の腐食ひび割れ幅から内部鉄筋の腐食量を推定する式と今回の鉄筋腐食量によるコンクリートの割裂引張強度低下率を併せて用いると、計測が容易なコンクリート表面の腐食ひび割れ幅から、内部鉄筋の腐食量および割裂引張強度低下率を尺度とするかぶりコンクリート剥落危険性の推定が可能となる。さらに剥落危険性の評価精度を向上させるためには、鉄筋腐食に起因するかぶりコンクリートの剥落に対して、鉄筋腐食量を実測するなど、データを蓄積していく必要がある。

謝辞

本研究で使用した鉄筋は東京鉄鋼 (株) からご提供頂きました。また、本研究の一部は原子力規制庁の高経年化技術評価高度化事業ならびに東京工業大学フロンティア材料研究所の全国共同利用によりました。ここに厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 篠原保二, 覚張雄一郎, 丸山裕生, 南正樹, 宮内博之: 塩害環境下における RC 柱の鉄筋腐食ひび割れ挙動および横補強筋のひずみ上昇, 日本建築学会構造系論文集, Vol.81, No.720, pp. 323-333, 2016.2
- 2) C. Andrade, C. Alonso, and F. J. Molina: Cover cracking as a function of bar corrosion: Part I – Experimental test, Materials and Structures, 26, pp. 453-464, 1993.10
- 3) 橘高義典, LE PHONG NGUYEN, 塚越雅幸, 松沢幸一: 鉄筋コンクリート表面のひび割れ発生時の鉄筋腐食量に関する検討, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.33, No.1, pp. 1145-1150, 2011.7
- 4) 篠原 保二, 丸山 裕生, 山下 海斗, 南 正樹: 鉄筋の腐食量と腐食ひび割れ幅の関係, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 材料施工, pp. 121~126, 2016.8
- 5) 新日本法規: 建築関係 JIS 要覧 (1-A), A1113 コンクリートの割裂引張強度試験方法, 2006 年 改正
- 6) 篠原保二, 安部武雄, 古村福次郎: ノッチ深さ, 載荷速度, 骨材寸法, 水セメント比, 載荷法, 養生および材令がコンクリートの曲げ試験体の引張軟化特性に及ぼす影響, 日本建築学会構造系論文報告集, No.442, pp.13~22, 1992.12
- 7) 土木学会: コンクリート標準示方書 [設計編], 2012.9
- 8) Kupfer, H, Hilsdorf, H K and RUSCH, H: Behavior of Concrete Under Biaxial Stress, ACI Journal, pp.656~666, 1969.8
- 9) Chen, W. F.: Plasticity in Reinforced Concrete, McGraw-Hill Book Company, 1982

CRACKING BEHAVIORS CAUSED BY CORRODING BARS AND RISK ASSESSMENT OF CONCRETE PEELING-OFF

Yasuji SHINOHARA^{*}, *Hiroki MARUYAMA*^{**}, *Kaito YAMASHITA*^{***}
and Jeongsoo NAM^{****}

^{*} Assoc. Prof., Laboratory for FIRST, Tokyo Institute of Technology, Dr.Eng.

^{**} Shimizu Corporation, Master of Engineering

^{***} Grad. Stud., Dept. of Environmental Sci. and Tech., Tokyo Institute of Technology

^{****} Researcher, Laboratory for Materials and Structures, Tokyo Institute of Technology, Dr.Eng.

The issue on an aged deterioration to a reinforced concrete (RC) building is revealing in recent years. Especially, a falling cover concrete is an urgent subject since it may cause harm to the surrounding people. Number of experimental studies on an aged deterioration have been performed to relate the corrosion cracking appearance on the concrete surface with the corrosion ratio of steel bars. It seems that corrosion cracking propagation also induces cover concrete to peel off. However, there is almost no study on the risk of exfoliation of a cover concrete.

Accelerated corrosion tests were conducted to estimate the splitting tensile strength before and after corrosion cracking appearance on the concrete surface and to assess the risk of falling cover concrete. The specimens are concrete cylinders having 150 mm in diameter and 300 mm in length, and a single reinforcement of D16 was installed right in the center of the cylinder. All surfaces except for exposed opposite faces of 50 mm in width were coated by epoxy resin to avoid penetration of NaCl solution. The variable factor is accumulative current density (0, 30, 100, 200 and 400 mA·h/cm²).

The specimens were cured for 28 days before accelerated corrosion test. During the accelerated corrosion test, the specimens were placed in the tank containing 3 % of NaCl solution. A direct-constant 10 voltage was given and the current was monitored and recorded using a data logger in 60 minutes increments. The cracks on the concrete surface were visually observed and the crack width at certain locations was frequently measured using a digital microscope having a resolution of 0.01 mm. After accelerated corrosion tests, the corroded steel bars were removed from the surrounding concrete by performing a split tensile test to evaluate a splitting tensile strength on the corrosion cracking surface. A removed bar was soaked into 10% diammonium hydrogen citrate solution. After chemically and mechanically cleaning, the weight loss of corroded rebars was measured.

Since a corrosion rate before cracking was slower and increased after cracking, a corrosion ratios was estimated from the accumulative current density and using a bi-linear interpolation having a break point at cracking. The circular cross section was smaller than the rectangular cross section, and the pores to accumulate a corrosion product decreased, as a result, the corrosion crack width of a circular specimen became larger than that of a rectangular specimen. Split tensile test results indicated that the splitting tensile strength before cracking (up to corrosion ratio of 1.7%) nearly didn't deteriorate due to an occasional stain of corrosion product on the concrete surface, however, it gradually decreased after outflowing of corrosion product from a connected crack. It was reduced by 26% and 37% when the corrosion ratio increased to 4% and 10% respectively. A simple model was proposed to assess a retention factor of splitting tensile strength with increasing corrosion.

Furthermore, a finite element analysis was conducted on the split tensile specimen to investigate a fracture energy of a cracked surface by corrosion because the corrosion crack did not progress uniformly but was unevenly distributed to the splitting surface. Analytical results showed that the mechanical behavior of the splitting tension test was overwhelmingly dominated by the tensile softening properties of the splitting surface and not only the splitting tensile strength but the crack width should be reduced similarly to obtain a result to be consistent with an experimental strength. Further study is required to improve a prediction of falling concrete from a width of corrosion cracking on the concrete surface due to the sensitivity to tensile softening properties and corrosion level.

(2016 年 8 月 10 日原稿受理, 2016 年 12 月 1 日採用決定)